Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial
Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Territorial
Dirección del Sistema Habitacional
República de Colombia

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

TOMO 1

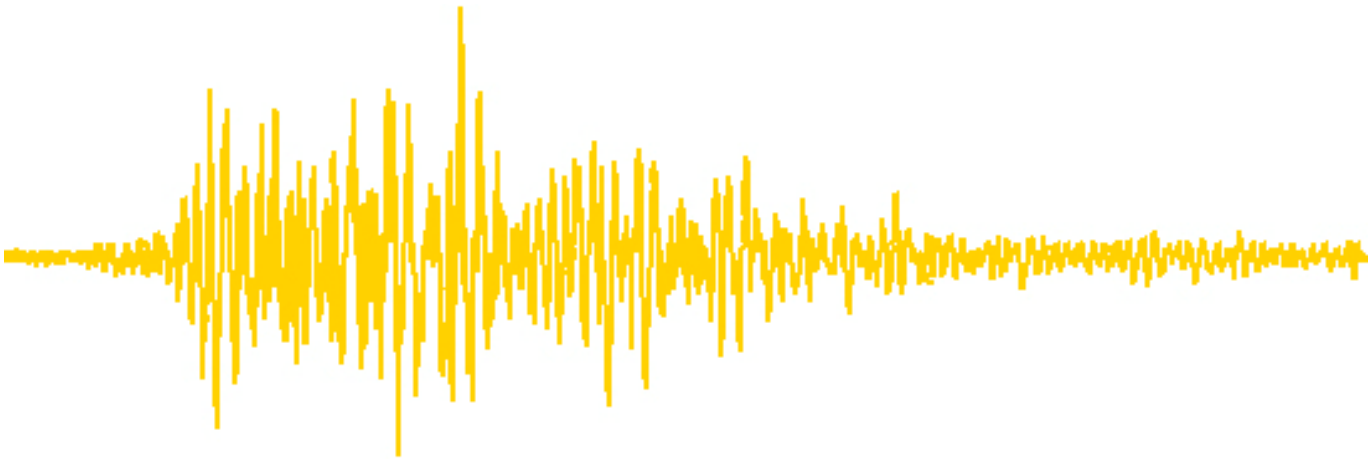
- **Prefacio**
- **Modificaciones técnicas y científicas en el Reglamento NSR-10**
- **Participantes**
- **Ley 400 de 1997 (Modificada Ley 1229 de 2008)**
- **Decreto 926 del 19 de marzo de 2010**
- **Título A — Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente**
- **Título B — Cargas**

Bogotá D.C., Colombia
Marzo de 2010

Secretaría de la Comisión:
Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

Notas:



Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial
Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Territorial
Dirección del Sistema Habitacional
República de Colombia

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

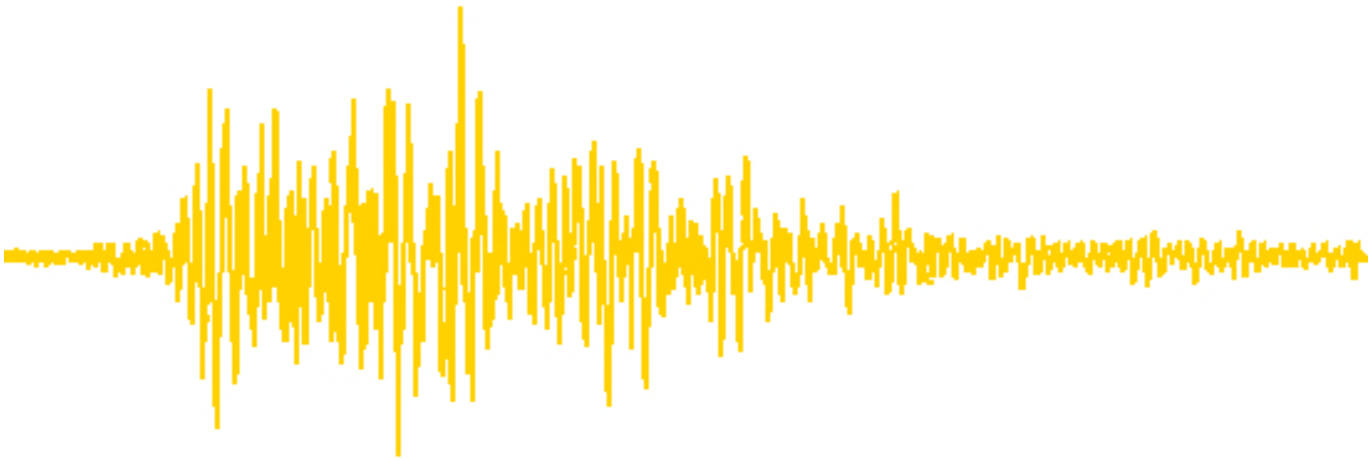
REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

Bogotá D.C., Colombia
Marzo de 2010

Secretaría de la Comisión:
Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

NOTAS:



COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

CONTENIDO

Prefacio ..... **i**
Apéndice I — Procedimiento de diseño ..... **xxiii**
Modificaciones técnicas y científicas en el Reglamento NSR-10 ..... **xli**
Participantes ..... **lxxxi**

Ley 400 de 1997 (Modificada Ley 1229 de 2008) ..... **Ley 400-1**

Decreto 926 del 19 de marzo de 2010 ..... **Dec-926-1**

TÍTULO A — REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE **A-1**

TÍTULO B — CARGAS **B-1**

TÍTULO C — CONCRETO ESTRUCTURAL **C-1**

TÍTULO D — MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL **D-1**

TÍTULO E — CASAS DE UNO Y DOS PISOS **E-1**

TITULO F — ESTRUCTURAS METÁLICAS **F-1**

TÍTULO G — ESTRUCTURAS DE MADERA Y ESTRUCTURAS DE GUADUA **G-1**

TÍTULO H — ESTUDIOS GEOTÉCNICOS **H-1**

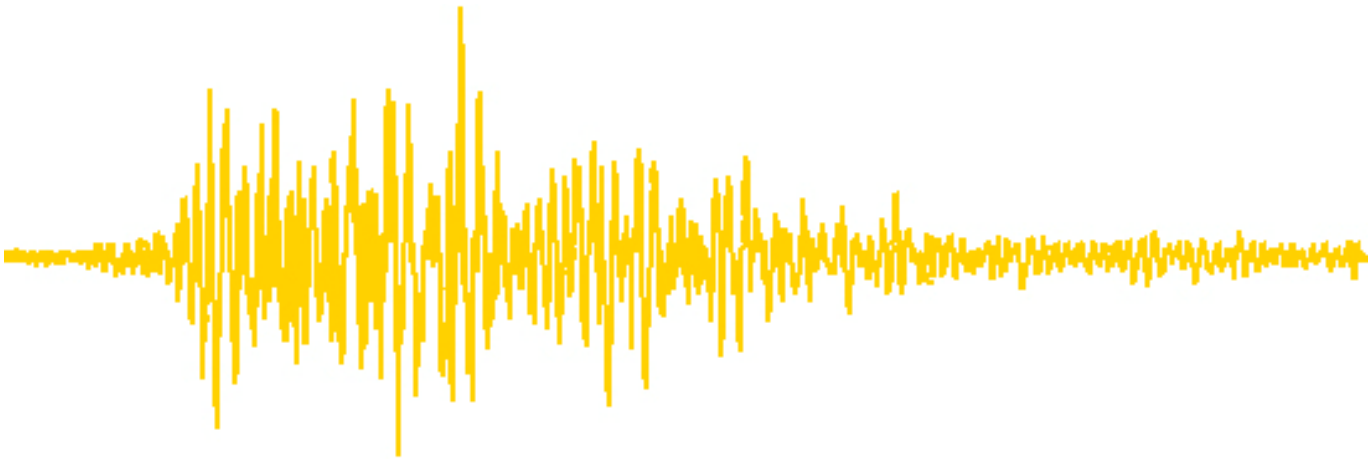
TÍTULO I — SUPERVISIÓN TÉCNICA **I-1**

TITULO J — REQUISITOS DE PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS EN EDIFICACIONES **J-1**

TITULO K — REQUISITOS COMPLEMENTARIOS **K-1**

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

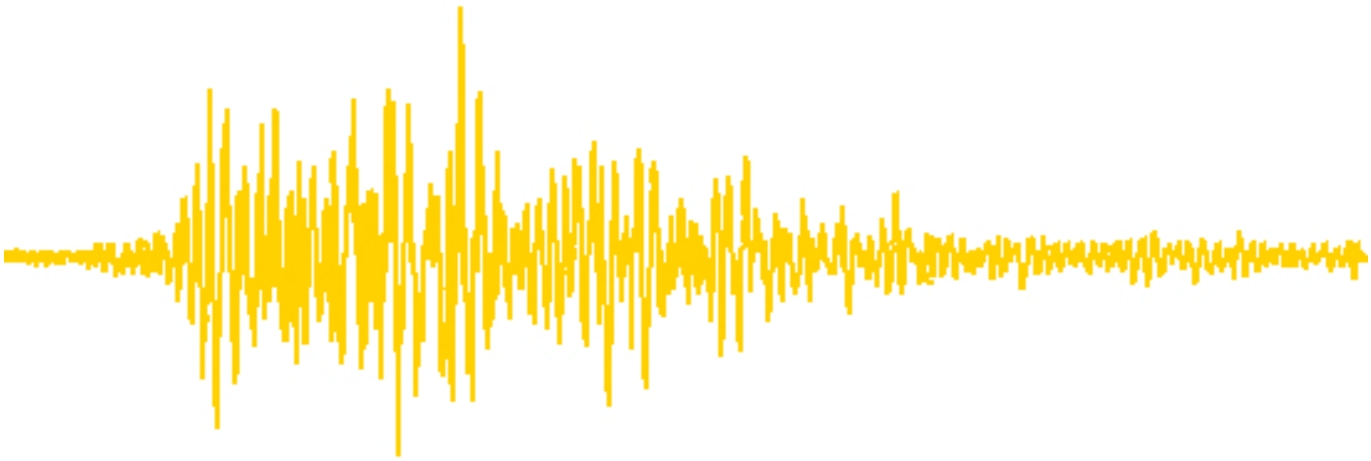
NOTAS:



Prefacio

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

NOTAS:



PREFACIO

INTRODUCCIÓN

La presente versión del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10* corresponde a su segunda actualización. La primera reglamentación sismo resistente nacional fue expedida por el Gobierno nacional por medio del Decreto 1400 del 7 de junio de 1984, la primera actualización, correspondiente al Reglamento NSR-98, fue expedida por medio del Decreto 33 del 9 de enero de 1998 y la segunda actualización, correspondiente al *Reglamento NSR-10*, se expidió por medio del *Decreto 926 del 19 de marzo de 2010*.

Las normas sismo resistentes presentan requisitos **mínimos** que, en alguna medida, garantizan que se cumpla el fin primordial de salvaguardar las vidas humanas ante la ocurrencia de un sismo fuerte. No obstante, la defensa de la propiedad es un resultado indirecto de la aplicación de los normas, pues al defender las vidas humanas, se obtiene una protección de la propiedad, como un subproducto de la defensa de la vida. Ningún Reglamento de sismo resistencia, en el contexto mundial, explícitamente exige la verificación de la protección de la propiedad, aunque desde hace algunos años existen tendencias en esa dirección en algunos países.

No sobra recordar que tan solo con dos excepciones, las víctimas humanas que se presentan durante los sismos, en su gran mayoría están asociadas con problemas en las construcciones. Las excepciones corresponden a víctimas producidas ya sea por la ola marina producida por un sismo que ocurre costa afuera, lo que se denomina Tsunami, o bien por avalanchas disparadas por el evento sísmico. El hecho de que las construcciones producen las víctimas debe tenerse en mente con el fin de justificar la imperiosa necesidad de disponer de un Reglamento de construcción sismo resistente de carácter obligatorio.

Teniendo en cuenta que el 87% por ciento de la población colombiana habita en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, con el auspicio del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS, desde comienzos del año 2008, y con la participación de un muy amplio número de profesionales de la ingeniería y la arquitectura, asociaciones gremiales y profesionales de la ingeniería, la arquitectura y la construcción y funcionarios de las entidades del Estado relacionadas con el tema; logró concluir las labores de actualización de la reglamentación de diseño y construcción sismo resistente con la expedición por parte del Gobierno Nacional del *Decreto 926 del 19 de marzo de 2010 - Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Esta reglamentación actualiza y reemplaza el Reglamento NSR-98.

Dado que la reglamentación sismo resistente corresponde a un documento tecnológico, ésta debe actualizarse con alguna periodicidad para plasmar los avances en las técnicas de diseño y las experiencias que se haya tenido con sismos recientes. Para dar una idea al respecto, el "International Building Code", el cual rige en los Estados Unidos, es actualizado cada tres años.

En la presente introducción se describe la problemática sísmica colombiana, el desarrollo del Reglamento colombiano de diseño y construcción sismo resistente, incluyendo las variaciones contenidas en la presente actualización, y se discuten algunas de las estrategias que pueden adoptarse por parte de la industria de la construcción, para minimizar la vulnerabilidad de nuestras construcciones ante la ocurrencia de eventos sísmicos.

TECTÓNICA Y SISMICIDAD COLOMBIANAS

Causas de los terremotos

La corteza terrestre es relativamente delgada. Se extiende hasta profundidades del orden de 70 km en los océanos y de más 150 km bajo los continentes y además está en un estado permanente de cambio. Es muy válida la analogía de que al comparar la tierra con un huevo duro, la corteza tendría un espesor semejante a la cáscara y ésta estaría fracturada en una serie de fragmentos que en la tierra se conocen con el nombre de *placas tectónicas*.

Hay fuerzas bajo la corteza terrestre que hacen que estas placas tectónicas se muevan a velocidades pequeñas del orden de centímetros por año. La causa de estas fuerzas no está muy entendida, pero la explicación prevaleciente en la actualidad es que son causadas por flujos lentos de lava derretida. Estos flujos son producidos por convección térmica y por los efectos dinámicos de la rotación de la tierra. En algunas regiones las placas se están separando en la medida que sale a la superficie nuevo material de corteza desde el interior de la tierra, estos lugares en general están localizados en el fondo de los océanos y tienen el nombre de *crestas marinas*. Sitios donde ocurre esto están localizados en el centro del Océano Pacifico y del Océano Atlántico. En otros lugares las placas se deslizan una al lado de la otra, como ocurre en la Falla de San Andrés en California. En otros sitios, llamados *zonas de subducción*, las placas se empujan una contra otra haciendo que una de las dos se introduzca por debajo. Esto último ocurre a todo lo largo de la costa sobre el Océano Pacífico de Centro y Sur América.

El movimiento relativo entre placas tectónicas colindantes, independientemente de su dirección, acumula energía hasta un momento en el cual causa una fractura en la roca, liberando abruptamente esta energía acumulada, la cual se manifiesta con la generación de ondas sísmicas. La gran mayoría de los sismos en el mundo ocurre en las fronteras entre placas. Estos sismos se conocen con el nombre de *sismos tectónicos*. Un porcentaje pequeño de los sismos que ocurren en el mundo se localizan en el interior de las placas tectónicas y reciben el nombre de *sismos intraplaca*. Además en algunas regiones del mundo donde hay volcanes, las erupciones generalmente son acompañadas por sismos que se conocen con el nombre de *sismos volcánicos*. Además de los anteriores algunas actividades humanas generan sismos, como es el caso de los asociados con el llenado de grandes embalses, o causados por explosiones importantes.

Emplazamiento sismo tectónico de Colombia

Colombia está localizada dentro de una de las zonas sísmicamente más activas de la tierra, la cual se denomina *Anillo Circumpacífico* y corresponde a los bordes del Océano Pacífico. El emplazamiento tectónico de Colombia es complejo pues en su territorio convergen la *placa de Nazca*, la *placa Suramericana* y la *placa Caribe*. El límite entre las placas Suramericana y Caribe está aún relativamente indefinido. La geología estructural del país ha sido estudiada con diferentes grados de detalle. En general los sistemas principales de fallamiento han sido identificados gracias a estudios mineros y de exploración petrolera. Además se han realizado exploraciones geológicas detalladas para los grandes proyectos hidroeléctricos y existen numerosos trabajos sobre tectónica colombiana realizados por el INGEOMINAS y otras instituciones.

El fallamiento predominante en el país tiene dirección norte sur, coincidiendo con la dirección de las tres cordilleras. El principal accidente sismotectónico es la *zona de subducción en el Océano Pacífico*. Es causada por el doblamiento de la placa de Nazca cuando subduce bajo la placa Suramericana. Además de la zona de subducción existen en el territorio nacional un gran número de fallas geológicas sísmicamente activas. En la Figura 1 se muestran los principales macro sistemas de fallamiento en el país. Esta figura fue tomada del estudio de amenaza sísmica de

Colombia por medio del cual se produjeron los mapas de amenaza sísmica para la actualización del *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente – NSR-10*.

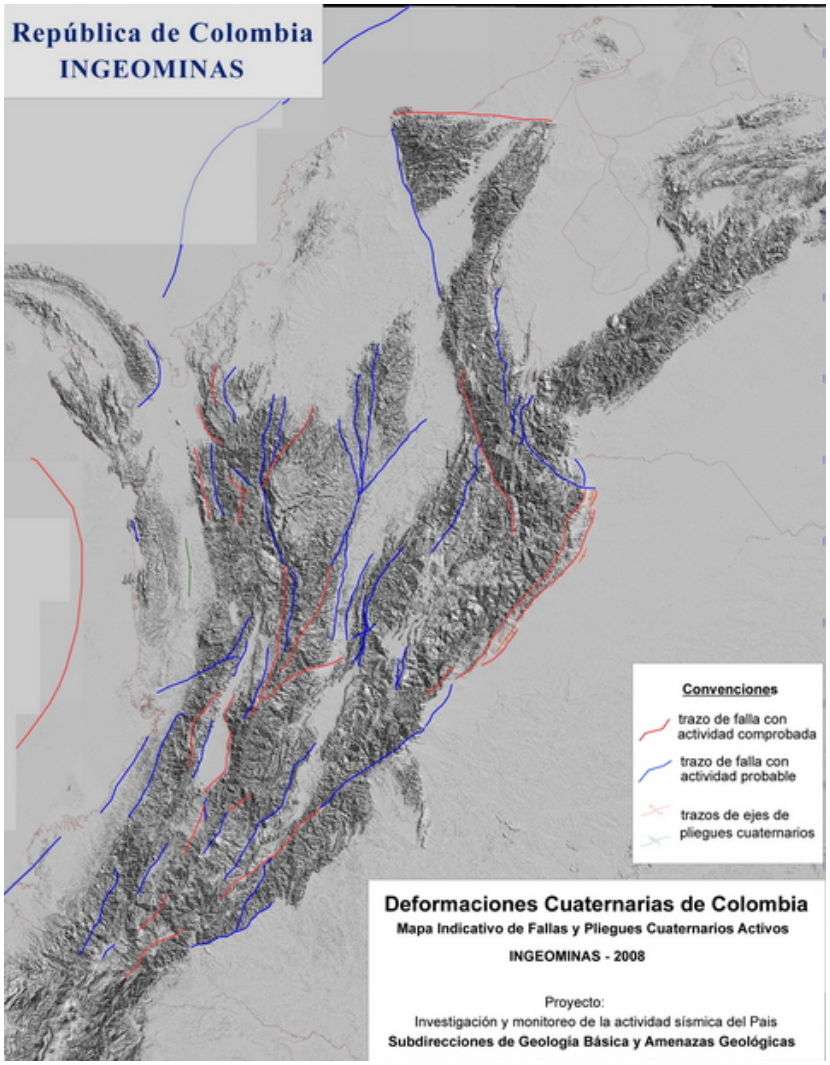


Figura 1 - Principales sistemas de fallamiento en Colombia

Historia sísmica de Colombia

El primer evento sísmico en el país, del cual se tiene registro escrito, ocurrió en 1541. Existen registros de numerosos sismos históricos desde la colonia y hasta 1922, en que se instaló el primer sismógrafo en el país, traído por la Compañía de Jesús. Dentro de los sismos históricos, pero registrados por instrumentos en el exterior es importante destacar el terremoto del 31 de enero de 1906 frente a la costa Pacífica colombiana, cuya magnitud se estima de 8.9 en la escala de Richter y que es considerado uno de los sismos más fuertes de la humanidad en tiempos modernos. A partir de 1922 se dispuso de información instrumental, sobre lo que se denominan *sismos instrumentales*. Desde 1957 hasta 1992 estuvieron en funcionamiento siete estaciones sismológicas permanentes en el país, las cuales fueron operadas por el Instituto Geofísico de la Universidad Javeriana de Bogotá.

A partir de 1993 se puso en marcha, adicionalmente, la Red Sismológica Nacional, operada por la Subdirección de Geofísica del INGEOMINAS, existiendo además el Observatorio Sismológico del

Sur Occidente - OSSO, operado por la Universidad del Valle en Cali. La Red Sismológica Nacional consta en la actualidad de 26 estaciones sismológicas remotas con lo cual se cubre gran parte del territorio nacional; su procesamiento es en tiempo real y se realiza en Bogotá por enlace satelital. Además se tienen instalados aproximadamente 250 acelerógrafos autónomos digitales de movimiento fuerte pertenecientes a la Red Acelerográfica adscrita al INGEOMINAS y a otras instituciones, los cuales cada día se ven incrementados para llegar cubrir la mayoría del territorio nacional. En la realización del estudio de amenaza sísmica que produjo los mapas de amenaza sísmica del *Reglamento NSR-10* se dispuso de un catálogo de aproximadamente 28 000 eventos sísmicos, tanto históricos como instrumentales, de los cuales aproximadamente 9 000 tienen una magnitud de Richter igual o mayor de 3. En la Figura 2 se muestra la distribución en el territorio nacional de los eventos contenidos en este catálogo.

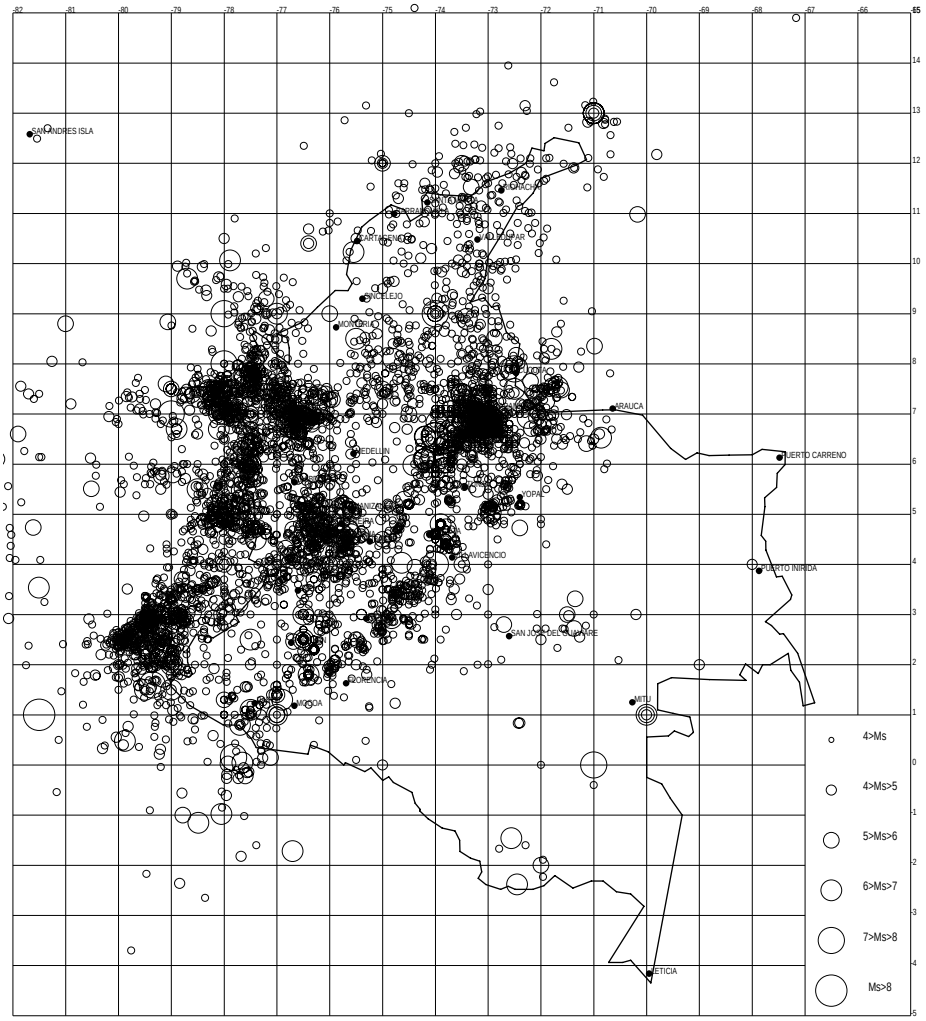


Figura 2 - Localización epicentral de los sismos con $\mathbf{M_s \geq 3}$ ***(1541-2009)***

Mapas de amenaza sísmica del nuevo Reglamento NSR-10

En la Figura 3 se muestra el mapa de zonificación sísmica de Colombia contenido en el *Reglamento NSR-10*, en la Figura 4 el mapa de valores de $\mathbf{A_a}$, y en la Figura 5 el mapa de valores de $\mathbf{A_v}$. Los dos últimos mapas corresponden a las aceleraciones horizontales del sismo de diseño del Reglamento en roca y expresadas como porcentaje de la aceleración de la gravedad, para períodos de vibración cortos y para períodos de vibración intermedios, respectivamente. En la obtención de estos mapas se empleó la metodología de evaluación de amenaza sísmica del programa Crisis desarrollado por el Profesor Mario Ordaz de la Universidad Nacional Autónoma de México. El

trabajo fue realizado independientemente por el Ingeominas y por el Comité AIS 300 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Los resultados de los dos trabajos fueron compaginados por la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. Estas aceleraciones tienen una probabilidad de ser excedidas del 10% en un lapso de 50 años, correspondiente a la vida media útil de una edificación, y sirven para definir los movimientos sísmicos de diseño que exige el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes – NSR-10.

De acuerdo con los estudios realizados para la determinación del grado de amenaza sísmica de las diferentes regiones del país se encontró que 16.45 millones de colombianos de 553 de los 1126 municipios del país se encuentran en zonas de amenaza sísmica alta, es decir el 39.7% de la población nacional; 19.62 millones de habitantes de 431 municipios localizados en zonas de amenaza sísmica intermedia, equivalentes al 47.3% de la población del país; y 5.39 millones de habitantes en 139 municipios localizados en zonas de amenaza sísmica baja, es decir el 13% del total de la población nacional según la última información suministrada por el DANE proveniente del censo de 2005. En otras palabras, el 87% de los colombianos se encuentran bajo un nivel de riesgo sísmico apreciable, que no solamente depende del grado de amenaza sísmica sino también del grado de vulnerabilidad que en general tienen las edificaciones en cada sitio.

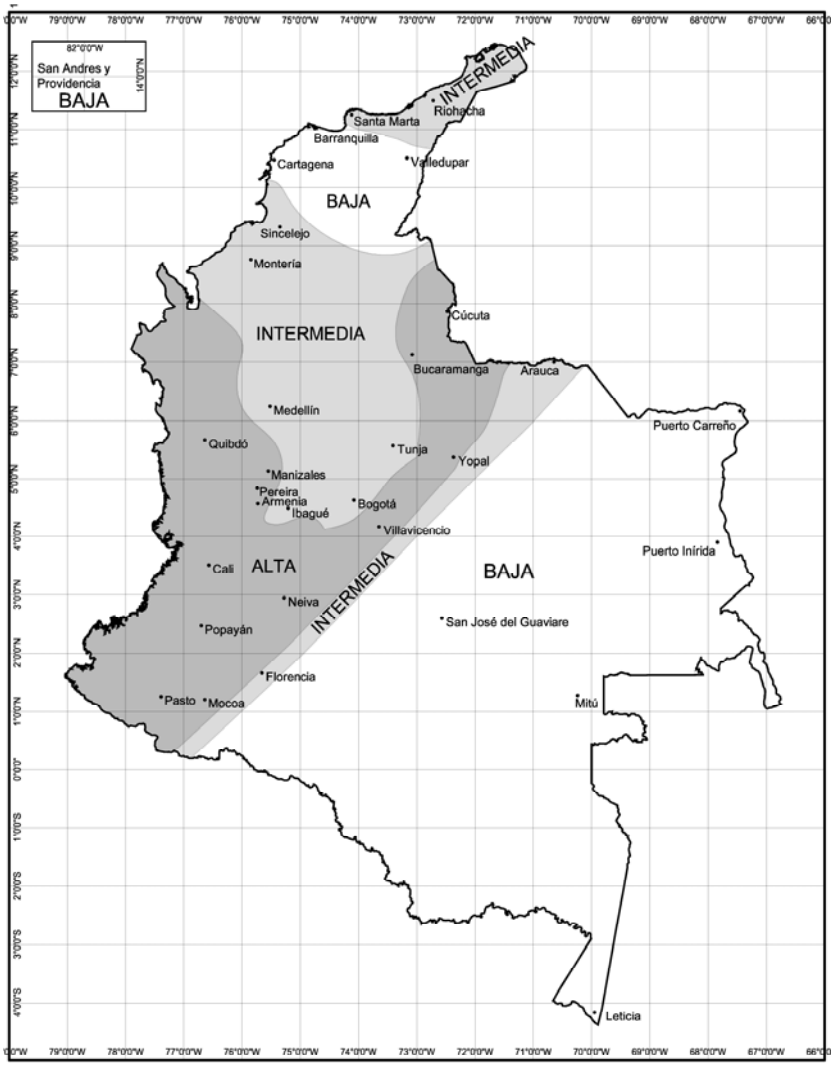
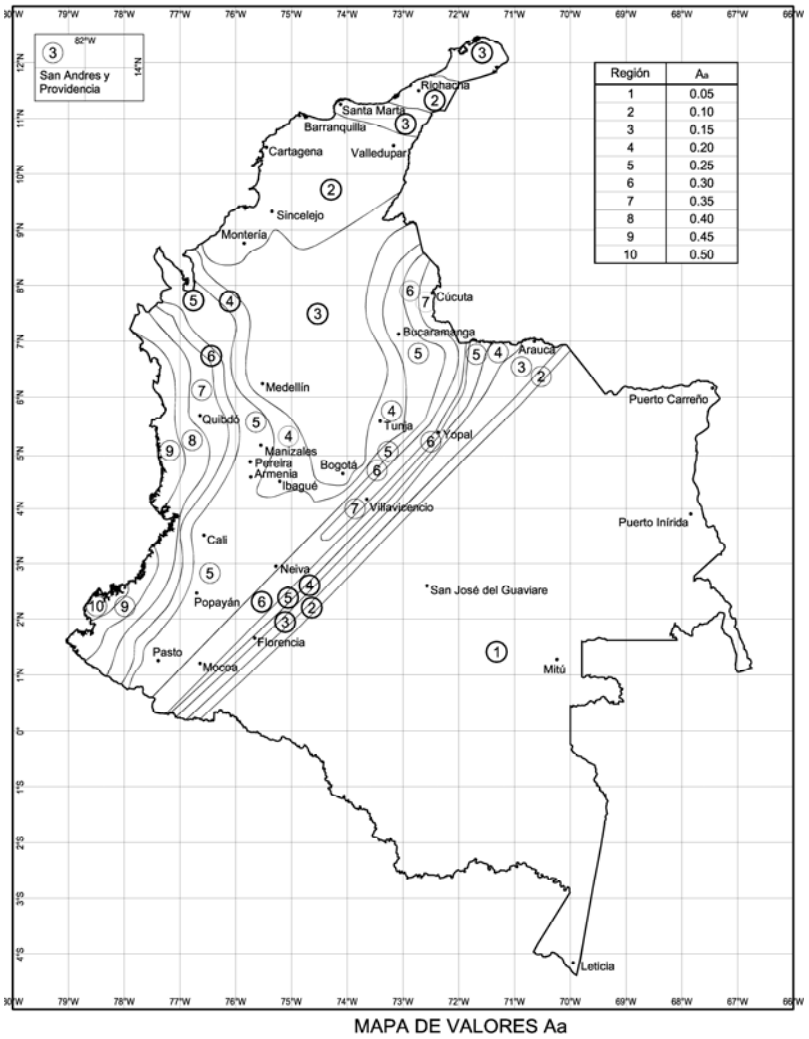
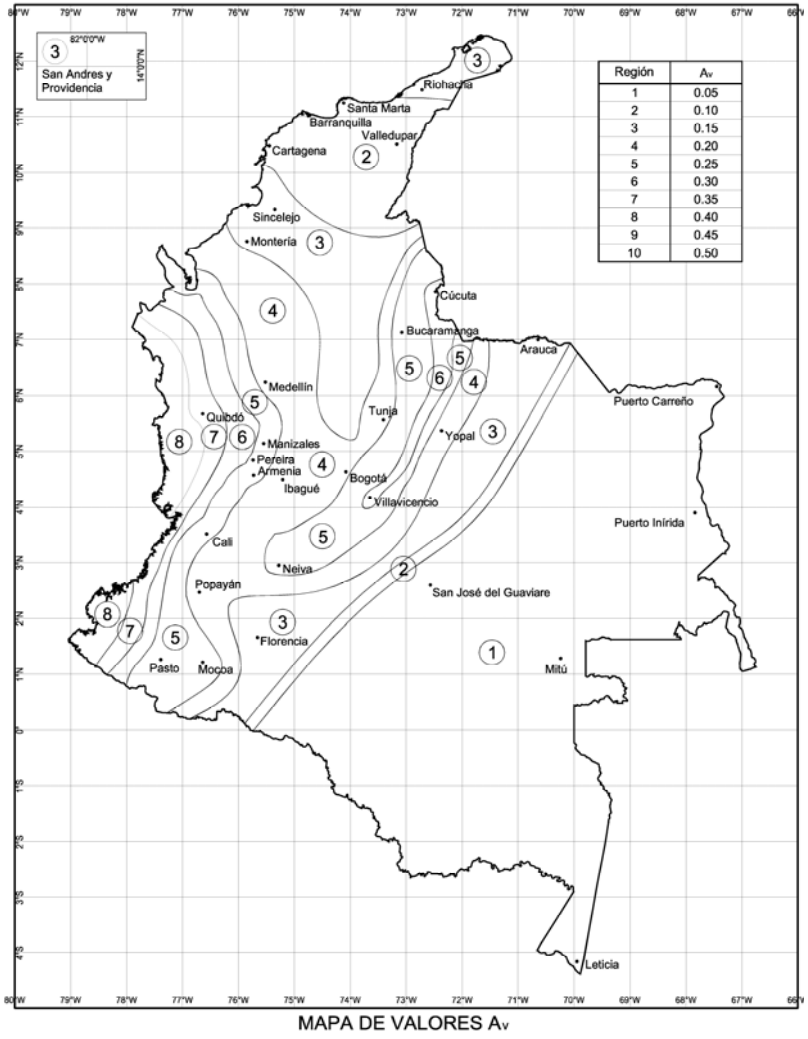


Figura 3 - Mapa de zonificación sísmica de Colombia



MAPA DE VALORES Aa

Figura 4 - Mapa de A_a (aceleración pico efectiva horizontal de diseño para períodos de vibración cortos expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, g = 9.8 m/s²)



MAPA DE VALORES Av

Figura 5 - Mapa de A_v (aceleración pico efectiva horizontal de diseño para períodos de vibración intermedios expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, g = 9.8 m/s²)

Actividad sísmica reciente

Con posterioridad a la expedición del Reglamento de 1998 se presentaron en el territorio nacional los siguientes eventos sísmicos de importancia:

Sismo del Quindío — Un poco más de un año después de la expedición del Reglamento NSR-98 de 1998, la zona cafetera de Colombia fue afectada por un terremoto de magnitud moderada (M_L = 6.2) el día 25 de enero de 1999, que causó graves daños a las ciudades de Armenia y Pereira y un amplio número de poblaciones menores en sus alrededores. La severidad de los daños en Armenia se presentó a causa, en parte, a la superficialidad del evento y su cercanía a la ciudad, y debido a la amplificación sísmica causada por la presencia de suelos blandos y formas topográficas favorables para el efecto. No obstante, los múltiples daños en edificaciones construidas antes de 1984 ratificaron las enseñanzas de otros sismos en relación con el mal comportamiento de edificaciones frágiles de mampostería no reforzada y de pórticos de concreto reforzado que no cumplían con los requisitos mínimos de sismo resistencia. Se pudo constatar la influencia adversa de elementos no estructurales sobre las estructuras y de las irregularidades de masa y rigidez; aspectos principales por los cuales se había actualizado la reglamentación sismo resistente del país en 1998. En general, muchas edificaciones del centro de la ciudad de Armenia y un número importante de la ciudad de Pereira tuvieron daños estructurales severos debido a la mala calidad de los materiales y debido al mal diseño y a la mala construcción; típica antes de la vigencia de la Reglamentación sismo resistente. Las dimensiones insuficientes de los elementos estructurales y la falta de confinamiento mediante acero transversal tanto en columnas y vigas facilitaron la ocurrencia de fallas por esfuerzo cortante y en algunos casos fue la causa del colapso total o parcial de las edificaciones. El daño de más de 100 000 edificaciones, de las cuales cerca del 80% eran viviendas y el daño de más del 80% de la edificaciones educativas y de la mayoría de instalaciones de salud, entre otras edificaciones esenciales, tuvo como resultado que 1 186 personas perdieran la vida, cerca de 8 500 quedaran lesionadas y más de 160 000 personas se quedaran si techo. Las pérdidas se estima que superaron los 1 590 millones de dólares, equivalentes al 1.81% del PIB.

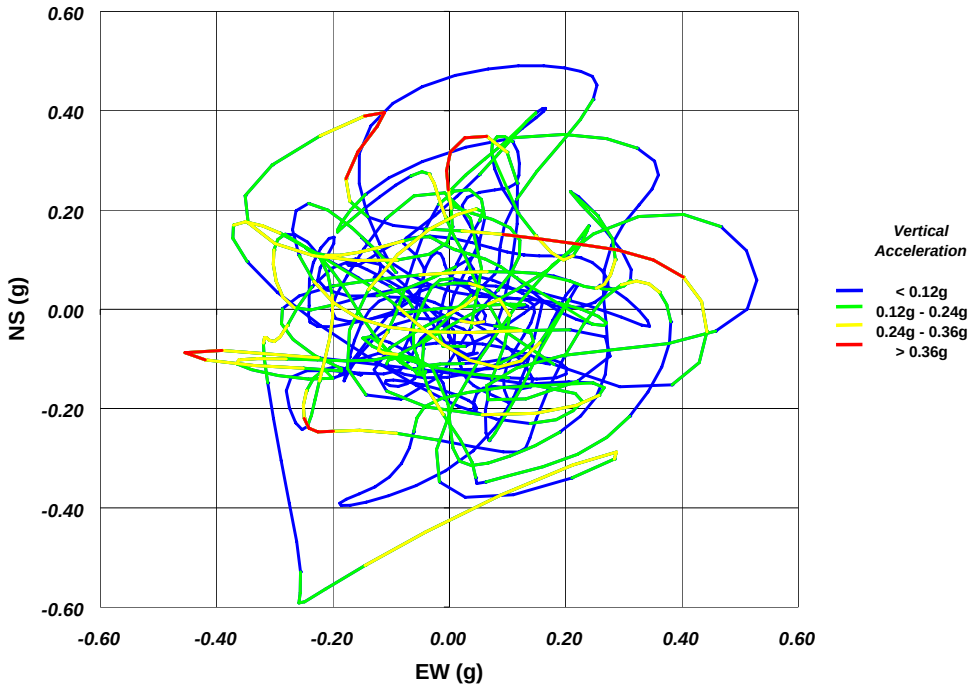


Figura 6 — Sismo del Quindío — Registro Universidad del Quindío, Armenia — Aceleración en planta

Sismo de Pizarro — El 15 de noviembre de 2004, un sismo de magnitud local M_L = 6.7, se sintió en gran parte del occidente del país en especial en la ciudad de Cali. El epicentro se localizó en el Océano Pacífico, frente a las costas del departamento del Chocó, 50 km al suroeste del municipio de Bajo Baudó y tuvo una profundidad superficial. La localización del sismo permite asociarlo al segmento central de la Zona de Subducción del Pacífico Colombiano. Las aceleraciones más elevadas en la ciudad de Cali coincidieron con depósitos aluviales del río Cauca y llegaron a alcanzar valores de 100 cm/s^2 (10.2% de la aceleración de la gravedad, **g**). La mayoría de los daños reportados se presentaron en elementos no estructurales y hubo daño mínimo en elementos estructurales.

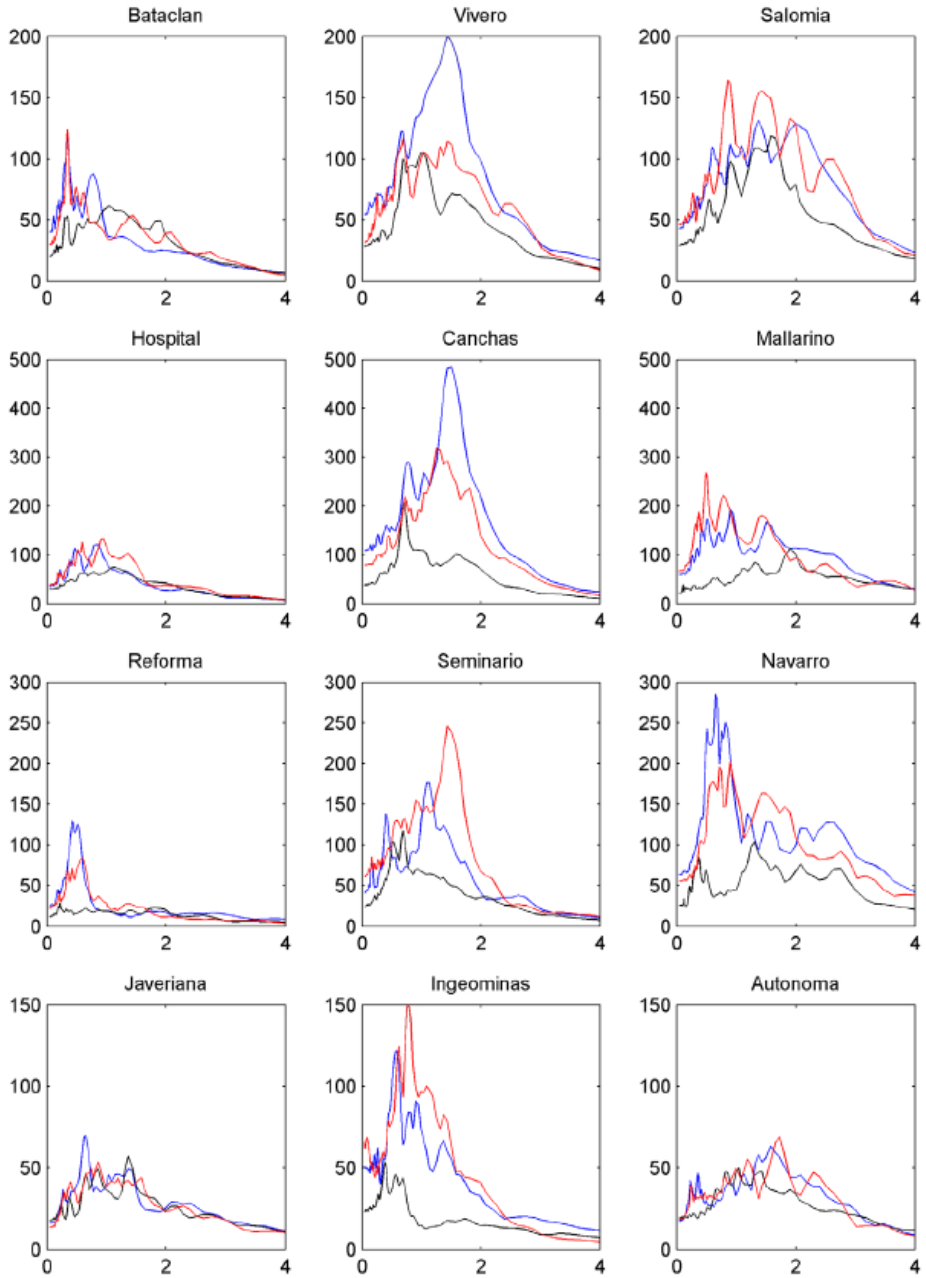


Figura 7 —Espectros de respuesta con un 5% de amortiguamiento para los registros acelerográficos obtenidos en diferentes lugares de Cali en cm/s^2 (Ingeominas)

Sismo de Quetame — El 24 de mayo de 2008 se produjo un sismo de magnitud M_L = 5.7 que se sintió en todo el centro del país. El epicentro se localizó ceca a la población de Quetame, Cundinamarca, localizado aproximadamente a 35 km al sur-oriente de la ciudad de Bogotá. Un acelerógrafo sobre roca localizado en Quetame registró una aceleración máxima horizontal de 605 cm/s^2 (61.7% de la aceleración de la gravedad, **g**). La máxima aceleración en roca registrada en Bogotá fue de 72 cm/s^2 (7.3% de la aceleración de la gravedad, **g**). Hubo colapso de edificaciones de adobe principalmente en la zona epicentral. La mayoría de los daños reportados en la ciudad de Bogotá se presentaron en elementos no estructurales y hubo daño mínimo en elementos estructurales. En la Figura 8 se muestra el espectro de respuesta en roca y en suelo en la Sede de Ingeominas (Avenida NQS con calle 53) en Bogotá, siendo un magnífico ejemplo de la amplificación de las ondas sísmicas en suelos blandos al propagarse de la roca hasta la superficie del terreno.

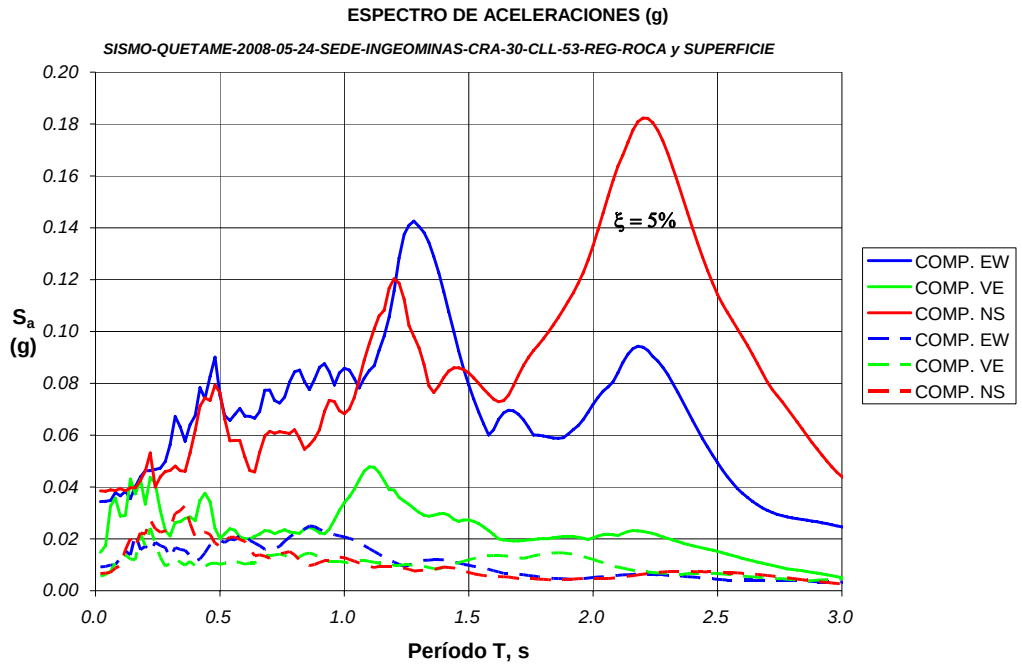


Figura 8 —Espectros de respuesta con un 5% de amortiguamiento para los registros acelerográficos del sismo de Quetame obtenidos en la Sede de Ingeominas en Bogotá en roca y en suelo

Comportamiento de las edificaciones en los sismos recientes

Dentro del comportamiento de las edificaciones construidas en las zonas que se vieron afectadas por los sismos ocurridos recientemente en territorio nacional se destacan los siguientes aspectos:

- Los daños estructurales graves que se presentaron ocurrieron todos en edificaciones construidas antes de la vigencia del Decreto 1400/84. Así mismo, los edificios que sufrieron colapso en las ciudades del eje cafetero fueron construidos antes de 1984.

- La gran mayoría de los daños reportados corresponden a daños en las fachadas y los muros interiores de las edificaciones, o sea en elementos no estructurales. Estos daños se presentaron tanto en edificaciones construidas antes como después de la vigencia del Código de sismo resistencia de 1984. Así mismo un gran número de víctimas fueron causadas por la caída de elementos no estructurales principalmente de las fachadas de las edificaciones.

En general podría afirmarse que la reglamentación sismo resistente cumplió su cometido principal de evitar colapso y daño estructural grave de las edificaciones. No obstante, sigue siendo notoria la desprotección de los elementos no estructurales, tal como se han construido tradicionalmente en el país, y su potencial peligrosidad para la vida humana.

Por otro lado vale la pena resaltar que se obtuvieron un número importante de registros acelerográficos de los movimientos sísmicos, gracias a la instrumentación de la Red Nacional de Acelerógrafos, que opera el Ingeominas. Estos registros fueron de fundamental importancia en el estudio de amenaza sísmica que llevó a los mapas de amenaza sísmica del Reglamento NSR-10.

DESARROLLO HISTÓRICO DE LA REGLAMENTACIÓN DE SISMO RESISTENCIA COLOMBIANA

Responsabilidad pública y privada

El Artículo 2° de la Constitución Nacional expedida en 1991, que en lo fundamental reprodujo el artículo 16 de la anterior, señala que son fines esenciales del Estado "... garantizar la efectividad de los principios, derechos y deberes consagrados en la Constitución" y agrega que las autoridades de la República están instituidas para proteger a todas las personas residentes en Colombia, "en su vida, honra y bienes y para asegurar el cumplimiento de los deberes sociales del Estado y de los particulares".

Por su parte el Artículo 26° de la Constitución Nacional indica que si bien toda persona es libre de escoger profesión u oficio, la ley podrá exigir títulos de idoneidad y las autoridades competentes inspeccionarán y vigilarán el ejercicio de las profesiones.

Siendo evidente que la protección de la vida, honra y bienes de los ciudadanos corresponde a la razón de ser de las autoridades, a nadie escapa la importancia que representa para los propósitos antes mencionados la seguridad y prevención de hechos con el alcance de desastres que puedan vulnerar aquellos bienes jurídicamente tutelados.

Así como el Estado realiza ingentes esfuerzos en la prevención de la delincuencia en todas sus formas, porque constituye el cumplimiento de uno de sus deberes principales, en la actualidad no puede, sin dejar de lado sus deberes, permitir que los desastres originados por causa naturales o tecnológicas puedan pasar desprevenidamente por las manos estatales y ampararse al argumento estéril del "hecho de la naturaleza", el "acto de Dios", o en términos legales, la fuerza mayor o el caso fortuito. En suma, si el Estado adelanta su gestión a través del concurso de las autoridades quienes la desarrollan en los términos, condiciones y para los fines que la Constitución Nacional ha señalado, no cabe la menor duda que su actividad en este tipo de circunstancias no puede limitarse a ser simplemente el ente reparador de tragedias y calamidades y servir de coordinador en la atención de emergencias.

En el caso concreto de desastres cuyo origen se remonta a hechos de la naturaleza, y más precisamente en tragedias originadas por terremotos, la labor del Estado tendiente a aminorar sus efectos debe ser desplegada en unión con los particulares que ejercen para su propio provecho las labores de construcción y por consiguiente, para el cumplimiento de los fines del Estado y en desarrollo de lo previsto en el artículo 26 de la Constitución Nacional, este debe propender porque la labor por ellos realizada sea a priori a todas luces eficaz.

Por otra parte, las nuevas experiencias señalan que el campo de acción del Estado no puede simplificarse en ser el simple observador y escudarse en la defensa estéril de alegar que se trataba de hechos de fuerza mayor. Esta definición, que no ha sufrido variación desde la Ley 95 de 1890, si

ha tenido modificaciones y precisiones originadas en el desarrollo de nuevas tecnologías y avances en las técnicas de construcción.

Dice el Artículo 1° de la Ley 95 de 1890 que se entiende por fuerza mayor o caso fortuito "el imprevisto que no es posible resistir, como un naufragio, un terremoto, el apresamiento de enemigos, los autos de autoridad ejercidos por un funcionario público, etc." Naturalmente dicho eximente de responsabilidad resulta aplicable, tanto a la inejecución de obligaciones contractuales cualquiera que sea su naturaleza como a la exoneración de responsabilidad en virtud de hechos generadores de daños conocida como responsabilidad civil extracontractual o aquiliana. Una y otra modalidad, a su turno, resultan relevantes para el caso en comentario, pues o bien la responsabilidad de un constructor se genera en razón de un contrato o ya en virtud de la responsabilidad que puedan originarse frente a terceros con quienes no existe vínculo contractual.

Sin embargo, la sola frase enunciativa que desde el siglo pasado trae la ley no es un principio absoluto. En efecto ha dicho con la propiedad atribuible a la Corte Suprema de Justicia de los años treinta que "ningún acontecimiento en sí mismo constituye fuerza mayor o caso fortuito con respecto a una determinada obligación contractual. La cuestión de la fuerza mayor no es una cuestión de clasificación mecánica de los acontecimientos. Cuando tal fenómeno jurídico se trata, no sólo hay que examinar la naturaleza misma del hecho, sino indagar si también este reúne, con respecto a la obligación inejecutada los siguientes caracteres:

(a) No ser imputable al deudor;
(b) No haber concurrido con la culpa de éste, sin la cual no se habría producido el perjuicio inherente al incumplimiento contractual;
(c) Ser irresistible, en el sentido que no haya podido ser impedido y que haya colocado al deudor -- dominado por el acontecimiento -- en la imposibilidad absoluta (no simplemente en la dificultad ni en la imposibilidad relativa) de ejecutar la obligación;
(d) Haber sido imprevisible, es decir, que no haya sido lo suficientemente probable para que el deudor haya debido razonablemente precaverse contra él, aunque por lo demás haya habido con respecto al acontecimiento de que se trate, como lo hay con respecto a toda clase de acontecimientos, una posibilidad vaga de realización" (Corte Suprema de Justicia Sala de Casación Civil - Sentencia de julio 5, 1935).

Este desarrollo conceptual de la fuerza mayor y del caso fortuito constituye un campo abonado para el desarrollo de tal eximente de responsabilidad. Lo que antiguamente constituía un postulado absoluto de eximente de culpabilidad, hoy ya no lo es. El momento exacto de ocurrencia de un terremoto como elemento catastrófico no es susceptible de predecirse con exactitud. Pero en la actualidad existen mecanismos de prevención de las consecuencias de tales hechos que un siglo atrás resultaban inimaginables. No acudir a ellos, ya sea profesionalmente, por parte de los constructores al mando de personas idóneas, que deben estar obligados a dar cumplimiento a sus obligaciones contractuales con la diligencia y cuidado que los hombres emplean ordinariamente en sus negocios propios (artículo 63 del Código Civil) y no con el ánimo de exiguas ganancias, genera un acontecimiento evidente y claro de culpabilidad. Tampoco puede generarse un eximente de culpabilidad si el Estado no adopta a través de la ley, los decretos y otras disposiciones las medidas necesarias para evitar tan nefastos efectos. En otras palabras, no acudir a las mínimas precauciones que permite la tecnología constituye un evento claro de imprevisión de lo previsible, pues lo evidente es que en la actualidad, con el avance tecnológico, la estadística y las formas de predecir las consecuencias de hechos de la naturaleza, el concepto de fuerza mayor deja de ser un principio absoluto para convertirse en un elemento simplemente relativo que se encuentra en función del desarrollo de la ciencia. En nuestro caso, el riesgo sísmico, es decir las potenciales consecuencias económicas y sociales que pueden causar los terremotos, depende no sólo de los indicios de que se presenten sismos intensos en un sitio, es decir de la probabilidad de ocurrencia obtenida del estudio del mecanismo generador y de los eventos del pasado, lo que es calculable, sino también de la vulnerabilidad o condiciones de resistencia, fragilidad de las construcciones expuestas al fenómeno, lo que también es posible de estimar o definir con el estado actual del conocimiento.

En conclusión, si existe el deber constitucional del estado de proteger la vida, honra y bienes de todas las personas y en desarrollo de este deber y a su facultad de vigilar el ejercicio idóneo de las profesiones, normatiza y reglamenta las condiciones en que deben adelantarse proyectos de construcción, teniendo en cuenta los criterios técnicos obtenidos por los adelantos de la ciencia y la tecnología; dada la participación activa del estado frente a las relaciones entre éste y sus conciudadanos, y las de éstos entre si; surge la obligatoriedad de los particulares y de los entes públicos de respetar y cumplir con el ordenamiento legal establecido, que impone la observancia de una serie de lineamientos y parámetros técnicos que aseguren, dentro de márgenes de riesgo aceptable, que el desarrollo de la actividad constructora protegerá en esa medida las condiciones normales de vida de terceros.

En ese orden de ideas, en una sociedad como la nuestra, en la que el desarrollo técnico-científico por un lado, y los avances en materia de postulación jurídica de las autoridades respecto a los factores generadores de responsabilidad, por el otro, han venido modificando las condiciones en que debe actuar el Estado y la manera como se deben desenvolver sus miembros al pretender ejercer actividades como la construcción; la responsabilidad que pueda deducirse en razón a situaciones de desastre por la ocurrencia de eventos sísmicos, se ha visto circunscrita a factores que deben ser analizados específicamente para lindar los eventos en que pueda producirse condena o absolución.

Finalmente con el objetivo de presentar un criterio que brinde luces en esta materia, se puede plantear que entre otras razones de importancia por la que hoy se cuenta con la norma legal que reglamenta las construcciones sismo resistentes en el país, acorde con los avances técnicos y científicos en el tema a nivel mundial, radica en que ella brinda la posibilidad al estado y a los particulares de precaver hacia un futuro los niveles de responsabilidad en que se pueda incurrir de presentarse un terremoto. En el caso en que sus características y consecuencias estén dentro de los márgenes previstos por la norma y para el cual el cumplimiento de la misma garantice que se cubre razonablemente la posible magnitud de sus efectos y no haya sido atendida por los profesionales de la construcción involucrados, generándose con su actuar omisivo graves perjuicios para el conglomerado social; el infractor de la Reglamentación no podrá esgrimir a su favor causal alguna de inculpabilidad. De igual forma cuando la ocurrencia del evento sea en términos probabilísticos muy remota y sus efectos desborden los niveles para los cuales la norma ha regulado las condiciones adecuadas de construcción; cabrían las argumentaciones del caso fortuito, una vez examinada la naturaleza misma del hecho y sus características excepcionales.

De acuerdo con lo anterior, cabe preguntarse ¿cuántas personas no habrían sobrevivido y cuantas pérdidas socioeconómicas no se habrían evitado o reducido de haberse adoptado las condiciones mínimas de seguridad sísmica en las construcciones levantadas en ciudades afectadas por terremotos en el pasado? Por lo mismo, cuántas personas hoy conviven con la alta amenaza sísmica de muchas regiones del mundo sin estar expuestas injustificadamente a un riesgo mayor del que en forma "razonable" se logra, ante este tipo de acontecimientos, con la reglamentación de sismo resistencia vigente.

Pero si lo anterior constituye un elemento esencial de la responsabilidad del constructor ya sea particular o público, no es menos cierto que tales parámetros deben ser fijados legalmente y en forma tal que el Estado pretenda en buena medida hacer efectivos sus fines primordiales, consagrados constitucionalmente y a que se hizo referencia anteriormente.

Diseño y Construcción Sismo Resistente

La Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) ha llevado el liderazgo nacional en este campo. Desde su fundación en 1975 se preocupó por el desarrollo de un Reglamento nacional de diseño y construcción sismo resistente. El primer paso fue la traducción de los Requisitos de la Structural Engineers Association of California – SEAOC, en el año 1976. Esta traducción tuvo

como objetivo demostrar que las fuerzas sísmicas que prescribe el documento de SEAOC están asociadas a unos requisitos de diseño estructural, especialmente en lo concerniente a detalles de refuerzo. De esta manera se pretendió hacer evidente en el medio nacional la necesidad de utilizar detalles de refuerzo mucho mas estrictos que los que traía el cuerpo del Código del American Concrete Institute, ACI 318 de ese entonces sin su Apéndice A. Esta traducción, realizada por AIS, se difundió ampliamente en el medio nacional y los 2500 ejemplares que se editaron se agotaron rápidamente.

A finales del año 1978 llegó al país un ejemplar del documento ATC-3. Este documento reunía en su momento el estado del arte en el área de diseño sismo resistente. Fue desarrollado por la misma SEAOC, a través de su filial el Applied Technology Council (ATC), bajo auspicios de la National Science Foundation y el National Bureau of Standards. El estudio del documento hizo evidente que era posible lograr una adaptación al país pues la formulación del riesgo sísmico era transportable a otros lugares diferentes a California, lo que no ocurre con el SEAOC, y ya en este momento existía un grupo de personas trabajando en esta área a nivel nacional.

No obstante la posibilidad de adaptación del documento al país, se consideró que era más prudente difundirlo y estudiarlo ampliamente dentro del medio tecnológico nacional antes de proceder a realizar un intento de redacción de Reglamento con base en él. Por esta razón se emprendió, por parte de AIS, la difícil labor de traducir el documento ATC-3 y su Comentario, traducción que se presentó al medio nacional a mediados de 1979, coincidiendo con la ocurrencia de los sismos del 23 de noviembre de 1979 en la zona del antiguo departamento de Caldas y de diciembre 12 del mismo año en Tumaco. Su difusión en el medio nacional fue muy amplia, dado el interés en el tema que trajo la ocurrencia de los dos sismos mencionados, e igualmente fue el estudio del documento que realizaron los ingenieros colombianos.

Por la misma época se adelantaron una serie de contactos con algunos de los investigadores que habían desarrollado el ATC-3, contactos que se concretaron en una ayuda directa de estos ingenieros en la adaptación del ATC-3 al medio nacional. Debe destacarse aquí la enorme colaboración que brindaron la Universidad de Illinois (Champaign-Urbana) y la Universidad de los Andes (Bogotá) para que se pudieran llevar a cabo las reuniones necesarias para desarrollar los estudios de la adaptación, la cual se concretó en una propuesta de norma de diseño sismo resistente para el medio colombiano. Esta propuesta, después de ser estudiada, debatida y discutida por parte de los miembros de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) se convirtió en la Norma AIS 100-81, "Requisitos Sísmicos para Edificios". Esta Norma fue utilizada de una manera voluntaria por una gran cantidad de ingenieros a nivel nacional.

La ocurrencia del sismo de Popayán el 31 de Marzo de 1983 hizo evidente la necesidad de ampliar el alcance de la Norma AIS 100-81 para que incluyera edificaciones de uno y dos pisos, dentro de las cuales se había presentado enorme daño en Popayán y además la mampostería estructural, dado el enorme auge que había tenido este sistema constructivo en los años inmediatamente anteriores. Por la misma época la AIS, con el auspicio del Departamento Nacional de Planeación, venía desarrollando el Estudio General del Riesgo Sísmico de Colombia, el cual definió los mapas de riesgo sísmico que se incluyeron dentro de esta nueva norma, la cual se denominó "Requisitos Sísmicos para Edificaciones, Norma AIS 100-83". El cambio de edificios a edificaciones estuvo dictado por su mayor amplitud.

Decreto 1400 de 1984

A raíz de la ocurrencia del sismo de Popayán el Congreso de la República expidió la Ley 11 de 1983, por medio de la cual se determinaban las pautas bajo las cuales debía llevarse a cabo la reconstrucción de esta ciudad y las otras zonas afectadas por el sismo. Dentro de uno de los artículos de ésta Ley se autorizaba al Gobierno Nacional para emitir una reglamentación de construcción “antisísmica” y además lo facultaba para hacerla extensiva al resto del país. Esta fue la base jurídica del primer Reglamento de sismo resistencia colombiano.

El Gobierno Nacional encomendó al Ministerio de Obras Públicas y Transporte el desarrollo de esta reglamentación de construcción sismo resistente. El Ministerio con la asesoría de la Sociedad Colombiana de Ingenieros, cuerpo consultivo del Gobierno, decidió encomendar a la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, la elaboración de la parte técnica del Código, en la cual utilizaría como base la Norma AIS 100-83, la Norma ICONTEC 2000 y el Código de Estructuras Metálicas de FEDESTRUCTURAS.

La Asociación creó una Unidad de Estudio para llevar a cabo la labor de empalme de las normas mencionadas y la definición y redacción de otros temas necesarios para que el documento fuera lo más completo posible. Posteriormente la AIS en conjunto con la Sociedad Colombiana de Ingenieros y otras instituciones como la Asociación de Ingenieros Estructurales de Antioquia, realizó una revisión exhaustiva del documento, el cual se llevó a discusión pública, discusión en la cual participaron numerosos ingenieros, la Cámara Colombiana de la Construcción, CAMACOL, y otras instituciones y universidades.

Dentro de las labores que llevó a cabo esta Unidad de Estudio está la actualización de la Norma ICONTEC 2000 al Código ACI 318-83, pues se había utilizado originalmente la versión de 1977 del Código ACI 318-77, la redacción de un Título dedicado a cargas (Título B), diferentes de las solicitaciones sísmica, para lo cual se utilizó como base el documento ANSI A.58, y la redacción de unos requisitos simplificados para la construcción de edificaciones de uno y dos pisos (Título E). La definición de las sanciones (Título G) la realizó el Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

Con base en la discusión pública y en la aceptación dada por la Sociedad Colombiana de Ingenieros, el Ministro de Obras Públicas y Transporte recomendó al Presidente de la República la expedición de un Decreto, autorizado por la facultades extraordinarias que le confería la Ley 11 de 1983, por medio del cual se adoptaba para uso obligatorio en todo el territorio nacional el Código. Este es el Decreto 1400 de Junio 7 de 1984, "Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes".

Vale la pena transcribir a continuación un aparte del documento "Confronting Natural Disasters" producido por el National Research Council, la Academia Nacional de Ciencias y la Academia Nacional de Ingeniería de los Estados Unidos, el cual dice:

> "*..... las tecnologías desarrolladas para ser utilizadas en un país, con frecuencia se emplean en otro país sin una adaptación. El Applied Technology Council (ATC) desarrolló un conjunto de recomendaciones para la construcción de edificaciones sismo resistentes en los Estados Unidos. Entre quienes las utilizaron primero, aun antes que los Estados Unidos, se encuentra Colombia. Las prácticas de construcción y los materiales colombianos son diferentes, y la naturaleza tectónica de los sismos colombianos se diferencia de la de California, para donde habían sido desarrolladas las recomendaciones del ATC. Afortunadamente, los contactos entre ingenieros colombianos y los ingenieros estadinenses que desarrollaron el ATC son fuertes. Debido a esto los ingenieros colombianos pudieron llevar a cabo una adaptación de las recomendaciones, con asesoría de los autores norteamericanos, a sus propias necesidades. No todos aquellos que han utilizado estas recomendaciones han tenido la misma ventaja.*"

El Decreto 1400 de 1984 trató de subsanar aquellos aspectos que los sismos del 23 de Noviembre de 1979 en el antiguo Caldas, del 12 de Diciembre de 1979 en Tumaco y del 31 de Marzo de 1983 en Popayán, habían demostrado que eran deficientes dentro de la práctica de construcción nacional. Las deficiencias más notables se pueden resumir en:

- Daño grave y colapso concentrado especialmente en edificios de cinco piso o menos. No sobra recordar que hasta finales de la década de 1970 existía la creencia errada generalizada dentro

de los ingenieros nacionales que los edificios de baja altura no requerían diseño sismo resistente.

- Excesiva flexibilidad ante solicitaciones horizontales de las construcciones nacionales. El gran daño a los muros divisorios y fachadas que se presentó en los sismos mencionados se debió a que muchos de los edificios afectados no habían sido diseñados para fuerzas sísmicas, o cuando se había utilizado algún Reglamento sismo resistente como el SEAOC, no se cumplieron los requisitos de deriva (deflexión horizontal relativa entre pisos consecutivos Δ, véase la Figura 9).

- Gran cantidad de fallas de columnas debidas a la falta de estribos de confinamiento y a que estos elementos no se habían diseñado para los esfuerzos cortantes que les impone el sismo. Nuevamente en este aspecto existía un prejuicio por parte de los ingenieros colombianos fundamentado en la creencia de que los estribos mínimos para columnas que requería el Código 318 de ACI de ese entonces, sin su Capítulo 21, eran suficiente para proveer el confinamiento y la resistencia a esfuerzos cortantes necesaria.

- Daños graves y colapso de algunas edificaciones de mampostería reforzada. La ausencia de reglamento respecto al tratamiento de este sistema estructural y las deficientes prácticas constructivas representadas especialmente en hormigueros en las celdas de inyección y en la ausencia de refuerzo horizontal para resistencia a los esfuerzos cortantes.

- Gran cantidad de daño, especialmente en el sismo de Popayán, en edificaciones de mampostería no reforzada. Aunque este aspecto ha sido conocido a nivel mundial desde hace muchos años, hubo necesidad de una catástrofe como la de Popayán para recordar que no debe utilizarse mampostería no reforzada en zonas sísmicas. Desafortunadamente la práctica usual en los años 40 hasta los años 60 de colocar columnas de confinamiento en las estructuras de mampostería, fue abandonada a comienzos de la década de 1970.

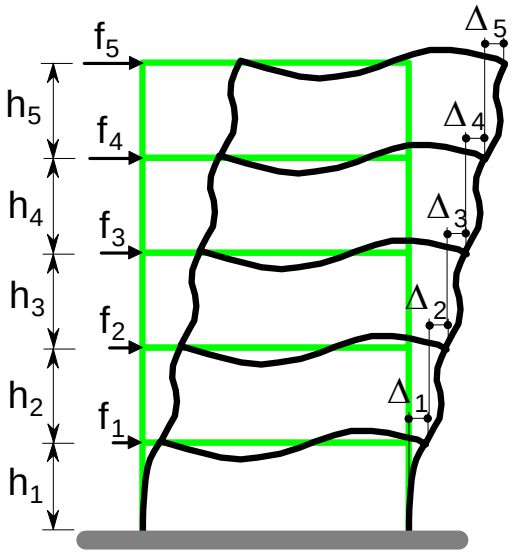


Figura 9 – Definición de la deriva

En la redacción de la reglamentación sismo resistente de 1984 se tuvo especial cuidado de incorporar y resaltar los requisitos tendientes a subsanar las deficiencias anotadas. Pero además se tuvo en cuenta el hecho de que era irreal e imposible pretender solucionar todos los aspectos concernientes con la construcción sismo resistente en el país con tan solo un

documento, más aún dentro de un país que se había distinguido por carecer de reglamentación sismo resistente, cuando sus vecinos las tenían desde muchos años antes.

La Unidad de Estudio que tuvo a su cargo la redacción del Decreto 1400 de 1984 dentro de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica por encargo del Ministerio de Obras Públicas y Transporte, asignó una jerarquía a los problemas identificados por medio de los sismos ocurridos en el territorio nacional con anterioridad a 1984. La clasificación se realizó con base en que fueran aspectos prioritarios que afectaran vidas humanas. Al mismo tiempo se ponderó la efectividad de los requisitos estudiados y su impacto económico en el costo final de las edificaciones. Lo anterior condujo a una asignación de prioridades que permitió redactar un documento realista, que no generó rechazo; dejándose para futuras actualizaciones algunos aspectos cuya peligrosidad se consideró menor, o cuya efectividad se estimó que era dudosa, o para los cuales la relación beneficio costo los permitía catalogar como aspectos marginales, en comparación con la realidad del momento. Mirado en retrospectiva, al cabo de más de veintiséis años, puede decirse que las decisiones tomadas en ese entonces fueron acertadas.

Dentro de los aspectos que se discutieron, pero fueron postergados para ediciones futuras se destacan:

- *Cambio en los sistemas estructurales* - Es indudable que Colombia es uno de los países donde se utilizaba de una manera más intensa el sistema estructural de pórtico de concreto reforzado. El pórtico tiene una serie de ventajas desde el punto de vista arquitectónico y de facilidad constructiva. Por el otro lado, el pórtico tiene inconvenientes importantes debido a su excesiva flexibilidad ante solicitaciones horizontales, lo cual conduce a una desprotección de los acabados muy frágiles que se utilizan a nivel nacional, como ha sido probado una y otra vez con los sismos ocurridos en el país. Este aspecto ha sido resuelto a nivel mundial con el uso de muros estructurales, con el fin de limitar la flexibilidad de la estructura. El uso del Reglamento como un vehículo para propugnar un cambio en los sistemas estructurales prevalecientes fue uno de los aspectos que se postergaron para futuras ediciones de la reglamentación sísmica.

- *Limitación a las irregularidades* - Las edificaciones en las cuales se disponen estructuras regulares, sin cambios abruptos de resistencia o de rigidez, tienen tendencia a comportarse mejor ante la ocurrencia de un sismos que aquellas que tienen estructuras irregulares. A pesar de que el Decreto 1400 de 1984 traía advertencias al respecto, no contenía requisitos formales para limitar las irregularidades e inclusive carecía de requisitos respecto a la torsión accidental de toda la edificación, aspecto que es regulado en prácticamente todos los Reglamentos de sismo resistencia mundiales.

- *Elementos no estructurales* - El documento preliminar del Decreto 1400 de 1984 contenía un capítulo de elementos no estructurales tales como fachadas, muros divisorios, instalaciones interiores, etc. Este capítulo fue suprimido antes de la producción de la versión final que se adoptó por medio del Decreto 1400 de 1984. Las razones para su supresión están muy ligadas al hecho de que no había a nivel nacional una conciencia de que las prácticas constructivas de elementos estructurales no eran las más adecuadas y en general la prioridad en el Decreto 1400 de 1984 era la regulación de las estructuras, debido a la gran cantidad de daños estructurales que se habían observado en los sismos anteriores a 1984, llegando inclusive a producirse colapsos de edificios, como ocurrió en Popayán.

- *Otros materiales estructurales* - El Decreto 1400 de 1984 contenía requisitos para estructuras de concreto reforzado, acero estructural y mampostería estructural. Acerca de otros materiales estructurales, tales como la madera, el aluminio, etc., no existían en ese momento en el país precedentes de su uso generalizado. Esta situación ha cambiado radicalmente desde 1984.

LA LEY 400 DE 1997

Conveniencia de una legislación marco de sismo resistencia

De todas las formas de acuerdo social, la ley constituye el mecanismo más equilibrado para regular las relaciones de los asociados. A través de ella el Estado debe procurar evitar las nefastas consecuencias de tragedias y desastres de la magnitud de las recientemente observadas o las inolvidables escenas del pasado, en materia de pérdidas humanas. Ello debe constituir un propósito nacional, gremial y estatal tendiente a proteger a todas las personas residentes en Colombia.

El establecimiento legislativo de las condiciones de seguridad permite por una parte determinar las mínimas reglas a las cuales deben someterse las personas encargadas de llevar a cabo la construcción de inmuebles y por otra permite al Estado ejercer la función señalada en el Artículo 2 de la Constitución Nacional por medio del cual se impone a las autoridades de la República propender por la protección de todas las personas residentes en Colombia en su vida, honra y bienes.

Por lo anteriormente dicho, resulta evidente que la doble función y la cooperación sector privado-Estado en la lucha contra las consecuencias lamentables de los desastres naturales se hace imperiosa y de allí la importancia de la presente actualización de la Reglamentación de sismo resistencia nacional.

Necesidad de acudir al Congreso de Colombia

El artículo 76 ordinal 12 de la anterior Constitución Nacional permitía al Congreso de la República revestir de manera temporal al Gobierno de precisas facultades para que adoptara la condición transitoria de legislador en una materia precisa y expidiera decretos con fuerza de ley que tuvieran la condición y la misma categoría de la ley. Fue así como, al amparo de las facultades otorgadas por la Ley 11 de 1983 se adoptó el Decreto 1400/84, Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, decreto que tuvo en su momento la misma categoría de la Ley.

La experiencia demostró la impostergable necesidad de actualizar la reglamentación sismo resistente, de adoptar nuevos esquemas de seguridad y de acomodarlo a las nuevas tendencias de la técnica y la ciencia. Para tal propósito se hizo necesario derogar la ley existente razón por la cual y en virtud de la prohibición constitucional de otorgar facultades extraordinarias para expedir reglamentaciones y al fijarse esta facultad como propia del Congreso de la República fue necesario acudir al trámite ordinario para la adopción de una nueva ley, la cual fue aprobada como Ley 400 del 19 de Agosto de 1997.

A través de la Ley 400 se acogió de manera definitiva y con carácter permanente el alcance de la legislación relativa la reglamentación sismo resistente, facultando al Gobierno para que a través del ejercicio de la potestad reglamentaria actualice las normativas en aquellos aspectos técnicamente aconsejables y que de tiempo en tiempo se requieran para una mejor implementación de las nuevas técnicas y avances tecnológicos.

Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes

La naturaleza eminentemente técnica del tema objeto de reglamentación, hace que el desarrollo de las ciencias específicamente en las áreas de sistemas de información, comunicaciones, los diseños y la construcción, así como las características, idiosincrasia, posibilidades y recursos del grupo humano para quien se legisla, influyan de manera determinante en la obsolescencia o permanencia de lo allí reglamentado, haciendo que dichas normativas puedan tomarse en manera alguna como verdades absolutas e inmutables.

Esto implica que una Reglamentación de sismo resistencia debe ser un organismo vivo que se desarrolle y se nutra del avance de la tecnología y de las demás acciones propias de una comunidad y de un gobierno, razón de más, que justifica la existencia de un grupo interdisciplinario conformado por especialistas que constituyan la Comisión Asesora Permanente.

Una comisión similar funcionó a partir de 1984, cuando fue creada mediante Decreto 2170, adscrita al Ministerio de Obras Públicas y Transporte, conformada por este Ministro o su delegado, un representante de la Sociedad Colombiana de Ingenieros y un representante de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, cumpliendo funciones de atención de consultas tanto oficiales como particulares, dirección y supervigilancia de las investigaciones relacionadas con el Reglamento, envío de comisiones de estudio a las zonas donde han ocurrido temblores en el territorio nacional y publicación de sus informes, organización y realización de seminarios y cursos de actualización y definición del Reglamento, dirección de investigaciones sobre las causas de fallas estructurales y definición sobre si se aplicó o no el Reglamento, dirección y asesoría en la elaboración de estudios de microzonificación sísmica de ciudades dentro del país, entre otras.

Sobre estas labores existen informes y resultados concretos de los que se desprenden claramente la importancia de su existencia, la efectividad de su funcionamiento, en contraposición a la escasa carga económica y administrativa que ello implicó al ente del cual dependía.

La Ley 400 de 1997 crea una Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. La Ley establece su composición de la siguiente manera: un representante de la Presidencia de la República, un representante del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, un representante del Ministerio de Transporte, el Representante Legal del Instituto de Investigaciones en Geociencia, Minería y Química INGEOMINAS -, o su delegado, el Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS - o su delegado, quien actuará como Secretario de la Comisión, el Presidente de la Sociedad Colombiana de Ingenieros - SCI -, o su delegado, el Presidente de la Sociedad Colombiana de Arquitectos - SCA -, o su delegado, el Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Estructural - ACIES -, o su delegado, un representante de las Organizaciones Gremiales relacionadas con la industria de la construcción, el Presidente de la Cámara Colombiana de la Construcción - CAMACOL -, o su delegado, y un delegado del Comité Consultivo Nacional, según la Ley 361 de 1997.

El Reglamento NSR-98

A partir de desde comienzos de la década de 1990 y gracias al apoyo de la Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres, a través del Fondo Nacional de Calamidades y la activa participación de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, se había iniciado los estudios correspondientes a una actualización de la reglamentación de sismo resistencia de 1984. Una vez aprobada la Ley 400 de 1997 se consignaron todas estas investigaciones en una actualización de la reglamentación de sismo resistencia la cual se denominó Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR-98. Esta actualización fue expedida por medio del Decreto 33 del 9 de Enero de 1998 con base en la autorización que al respecto concede la Ley 400 de 1997.

La actualización de la Reglamentación de sismo resistencia nacional se estructuró de una manera similar al Decreto 1400/84. El temario se dividió en Títulos, cada uno de los cuales agrupaba una temática particular. Los seis Títulos del Decreto 1400/84 se actualizaron y se incluyeron cinco Títulos totalmente nuevos. Además dentro de algunos de los Títulos del Decreto 1400/84 se introdujeron Capítulos nuevos.

Posteriormente se expidieron tres decretos adicionales que hicieron parte del Reglamento NSR-98, a saber el Decreto 34 de 1999, el Decreto 2809 del 2000 y el Decreto 52 de 2002.

PROCEDIMIENTO EMPLEADO EN LA ACTUALIZACIÓN DE LA REGLAMENTACIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10

Desde comienzos del año 2008, la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS fue encargada formalmente por la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, de coordinar y dirigir todos los estudios necesarios para llevar a cabo una actualización del Reglamento NSR-98. Este proceso fue realizado por el Comité AIS 100 de la Asociación, el cual cuenta con numerosos profesionales expertos en el tema, dentro de sus miembros. El Comité AIS 100 está divido en once subcomités que tratan los diferentes temas cubiertos por el Reglamento, correspondiendo cada uno de ellos a un Título del Reglamento. El documento que recientemente discutió y aprobó el Comité AIS 100 se denomina Norma AIS 100-09 y es análogo a la Norma AIS 100-97, que sirvió de base al Reglamento NSR-98. La Norma AIS 100-09 corresponde al contenido técnico del Reglamento NSR-10. La parte procedimental, de sanciones y jurídica, en general, está contenida en la Ley 400 aprobada por el Congreso de la República el 19 de Agosto de 1997.

El procedimiento de actualización del Reglamento se realizó de la siguiente manera:

(a) Dentro de cada uno de los subcomités se produjo un documento preliminar del nuevo documento por parte de dos o tres miembros del subcomité. Este documento se envió a votación dentro del subcomité, con la obligación de que toda observación que se recibió de los miembros debió ser atendida. Con base en las observaciones recibidas se produjo un nuevo documento, que se llevó a votación nuevamente. Este proceso se repitió, cuantas veces fue necesario, hasta que hubo unanimidad dentro del subcomité respecto a que el documento propuesto era adecuado.

(b) Una vez se obtuvo unanimidad dentro del subcomité, el documento se envió a votación dentro de todos los miembros del Comité AIS 100. Una vez se recibieron las observaciones pertinentes, éstas se discutieron dentro del subcomité que produjo el documento, tratando de conciliar las divergencias de criterio con quienes realizaron las observaciones. Este proceso se repitió cuantas veces fue necesario hasta el punto en que no hubo divergencias de criterio respecto a los requisitos contenidos dentro del documento o hubo aprobación por mayoría manifestada por medio de una votación afirmativa de más de las dos terceras partes del Comité en pleno.

(c) Una vez el documento fue aprobado por el Comité AIS 100, se presentó a la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes quien autorizó en el mes de abril del año 2009 que el documento fuera llevado a discusión pública colocando el documento en una página de Internet y además enviándolo a un amplio grupo de profesionales, instituciones y universidades. Las cerca de 600 observaciones recibidas se atendieron y discutieron directamente con las personas que las enviaron.

El documento AIS 100-09 corresponde a la séptima versión que se sometió al proceso descrito en los pasos (a) y (b), y atiende las observaciones que se recibieron de la votación realizada en abril y mayo de 2009, tal como la describe el paso (c). Más adelante se presenta un listado de las instituciones, entidades y profesionales con las cuales se discutió el documento.

Esquema legal resultante

La nueva normativa sismo resistente está estructurada jurídicamente de la siguiente manera:

1. ***Ley 400 de 1997*** - El marco jurídico de la normativa sismo resistente gravita alrededor de la Ley 400 de 1997, por medio de la cual se adoptaron reglamentos sobre construcción sismo resistente. La ley contiene:
    - El objeto y alcance de la reglamentación.
    - Define las responsabilidades de los diseñadores y constructores.
    - Obliga a la revisión de los diseños que se presentan para obtener las licencias de construcción.
    - Define cuando debe llevarse a cabo una supervisión técnica de la construcción.
    - Define las calidades y requisitos de experiencia que deben cumplir los diseñadores, los revisores de los diseños, los supervisores técnicos y los directores de construcción.
    - Crea la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, y le fija sus funciones.
    - Delega en el Gobierno Nacional una potestad reglamentaria que le permite en el futuro expedir Decretos Reglamentarios de carácter técnico y científico, de acuerdo con un temario que fija la misma ley, dándole a estos Reglamentos la denominación NSR, seguida por los dos últimos dígitos del año de expedición.
    - Fija el temario que deben seguir los decretos reglamentarios, dividiéndose en Reglamento en Títulos que van desde la A hasta la K.
    - Establece las responsabilidades y sanciones en que incurren los profesionales diseñadores, los constructores, los funcionarios oficiales y las alcaldías, al incumplir la Ley.
    - Además crea incentivos para quienes actualicen las construcciones existentes a las nuevas normas, obliga a realizar análisis de vulnerabilidad para las edificaciones indispensables existentes en un lapso de 3 años, y a repararlas en caso de que sean deficientes, con un plazo máximo de 6 años.
    - Por último, deroga los Decretos 1400 y 2170 de 1984.
    - La Ley 400 de 1997 entró en vigencia el 19 de Febrero de 1998.

2. ***El Decreto 926 del 19 de marzo de 2010 – Reglamento NSR-10*** – Por medio del Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, el Gobierno Nacional expidió el Reglamento NSR-10, cuyo contenido se describe más adelante. Este Decreto se expidió con base en la Potestad Reglamentaria que da la Ley 400 de 1997 y deroga los Decretos 33 de 1998, 34 de 1999, 2809 de 2000 y 52 de 2002. Además indica que entra en vigencia el día 15 de julio de 2010 y además permite a quienes tramiten licencias de construcción acogerse a sus requisitos en el lapso entre la publicación en el Diario Oficial del Decreto 926 de 2010 y la fecha en que entra en vigencia. El contenido del Reglamento se ajusta en todo a lo establecido en la Ley 400 de 1997. Este Reglamento podrá ser actualizado y modificado en el futuro, cuando se estime conveniente, por medio de la expedición de nuevos Decretos Reglamentarios por parte del Gobierno Nacional y previo visto bueno de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

3. ***Conceptos y Resoluciones de la Comisión Permanente*** – La Ley 400 de 1997 al crear la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, adscrita al Ministerio de Desarrollo Económico, le fijo diversas funciones, dentro de las cuales se cuentan:
    - Atender y absolver las consultas que le formulen las entidades oficiales y los particulares.
    - Dirigir y supervigilar las investigaciones que se lleven a cabo sobre aspectos relacionados con la Ley 400-97 y su desarrollo.
    - Enviar las comisiones de estudio que considere necesarias a las zonas del país que se vean afectadas por sismos o movimientos telúricos y publicar los resultados de tales estudios.

- Coordinar y realizar seminarios y cursos de actualización sobre el Reglamento de construcción sismo resistente.
- Orientar y asesorar la elaboración de estudios de microzonificación sísmica y fijar los alcances de los mismos.
- Coordinar las investigaciones sobre las causas de fallas de estructuras y emitir conceptos sobre la aplicación del Reglamento de construcciones sismo resistentes.
- Servir de Órgano Consultivo del Gobierno Nacional para efectos de sugerir las actualizaciones en los aspectos técnicos que demande el desarrollo del Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes.
- Fijar dentro del alcance de la Ley 400-97, los procedimiento por medio de los cuales, periódicamente, se acrediten la experiencia, cualidades y conocimientos que deben tener los profesionales que realicen los diseños, su revisión, la construcción y su supervisión técnica, además mantener un registro de aquellos profesionales que hayan acreditado las cualidades y conocimientos correspondientes.
- Nombrar delegados ad-honorem ante instituciones nacionales y extranjeras que traten temas afines con el alcance y propósito de la Ley 400-97 y sus desarrollos.
- Las demás que le fije la Ley
- Las que le asigne el Gobierno Nacional, según su competencia.
- Además puede establecer detalladamente el alcance y procedimiento de ejecución de las labores profesionales de diseño estructural, estudios geotécnicos, diseño de elementos no estructurales, revisión de los diseños y estudios, dirección de la construcción, y supervisión técnica de la misma.
- Puede fijar los procedimientos por medio de los cuales se establezca la idoneidad, experiencia profesional y conocimiento del Reglamento de construcciones sismo resistentes, que deben tener los profesionales y el personal auxiliar que desarrolle las mencionadas labores, con la periodicidad que estime conveniente.
- Además, puede establecer los procedimientos para fijar los honorarios mínimos que se utilicen para retribuir las labores profesionales relacionadas con la Ley 400-97, cuando no se trate de servidores públicos.

QUE HAY NUEVO EN EL REGLAMENTO NSR-10

La nueva versión del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR-10, está estructurado tal como lo prescribe la Ley 400 de 1997. El temario está dividido en Títulos, cada uno de los cuales agrupa una temática particular. En el Reglamento NSR-10 los once Títulos de Reglamento NSR-98 se actualizaron y además dentro de algunos de los Títulos se introdujeron Capítulos nuevos. El temario del NSR-10 es el siguiente:

TITULO	CONTENIDO
A	Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente
B	Cargas
C	Concreto estructural
D	Mampostería estructural
E	Casas de uno y dos pisos
F	Estructuras metálicas
G	Estructuras de madera y estructuras de guadua
H	Estudios geotécnicos
I	Supervisión técnica
J	Requisitos de protección contra el fuego en edificaciones
K	Otros requisitos complementarios

En el documento anexo se describe en detalle la actualización realizada.

EL RETO PARA LOS INGENIEROS, ARQUITECTOS Y CONSTRUCTORES

La realidad de la situación

Con base en lo expuesto anteriormente es posible hacer una semblanza acerca de la situación actual de seguridad sísmica en las edificaciones colombianas y con base en ella proponer una estrategia que permita mejorar aquellos aspectos que lo requieran. La situación actual la podemos resumir de la siguiente manera:

1. El territorio colombiano está expuesto a la ocurrencia de sismos dañinos, como lo han recordado los sismos ocurridos recientemente. Dado que las víctimas en los sismos las producen las edificaciones, es necesario diseñar y construir las edificaciones de una manera tal que se tenga certeza de que tendrán un buen comportamiento ante la ocurrencia de un sismo.

2. En general la aplicación del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente ha sido efectiva en los veintiséis años que llevan de promulgadas. Esto no quiere decir que se deban olvidar aspectos como el cuidado en el diseño y construcción de las edificaciones, así como la vigilancia de estas funciones.

3. La Reglamentación Sismo Resistente defienden primordialmente la vida humana ante la ocurrencia de los sismos y la defensa de la propiedad no deja de ser un subproducto de la defensa de la vida. Existe un abismo entre las expectativas que tienen los usuarios o propietarios de finca raíz y los objetivos del Reglamento Sismo Resistente en lo que respecta a la defensa de la propiedad. En general el usuario espera que la edificación no tenga ningún daño con la ocurrencia de un sismo, y aunque la normativa defienden respecto a la posibilidad de daño estructural grave y de colapso de la edificación, en general se pueden presentar daños graves a los elementos no estructurales de la edificación, especialmente en los muros divisorios y fachadas, en caso de sismos severos.

4. Existe un peligro grave para la vida humana a raíz del desprendimiento de elementos de fachada, los cuales al caer pueden afectar a los transeúntes. Este punto fue resaltado por los últimos sismos que han afectado el territorio nacional.

5. Los sistemas estructurales puntuales aporticados han sido substituidos, a nivel mundial, por sistemas más rígidos lateralmente, construidos con base en muros estructurales. En el país no hay consciencia acerca de la excesiva flexibilidad de los sistemas actualmente utilizados. Hay necesidad de estudiar nuevas alternativas estructurales en el país, que tiendan a resolver el problema.

Lo anterior indica que la estrategia a seguir en la reducción del daño a los elementos no estructurales consiste en atacar dos frentes simultáneamente: un cambio en la práctica de construcción de elementos tales como muros divisorios y fachadas, y una reducción en la flexibilidad de las estructuras ante efectos horizontales, dándole mayor rigidez a la estructura.

PREFACIO

APÉNDICE I

NSR-10

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO
(Sección A.1.3)

Paso 1 - Localización, nivel de amenaza sísmica y valor del A_a y A_v

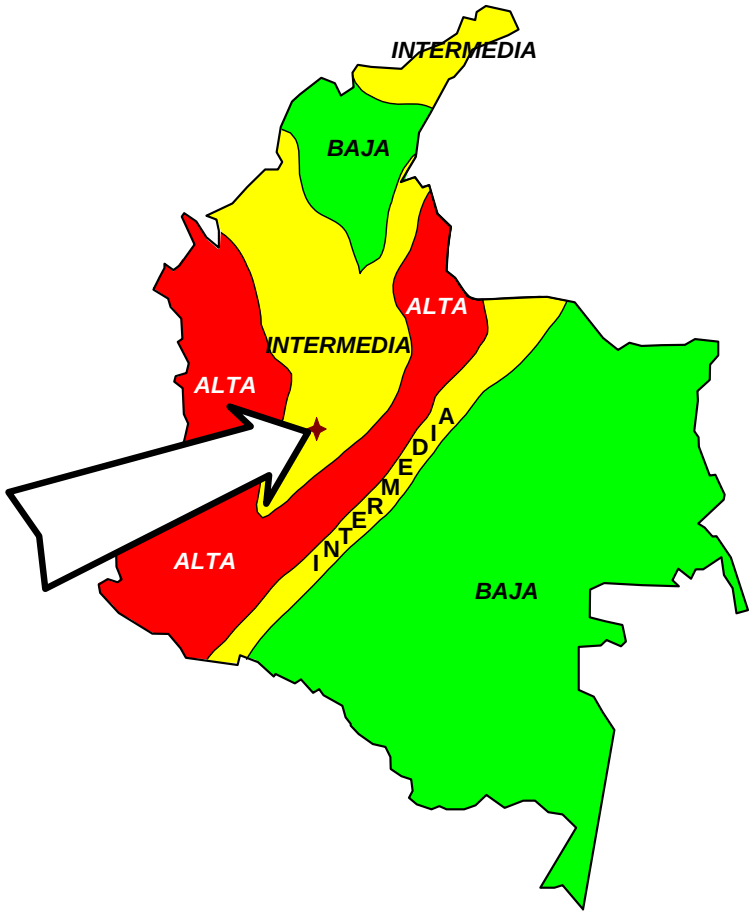


Figura 1 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de zonificación sísmica del Capítulo A.2

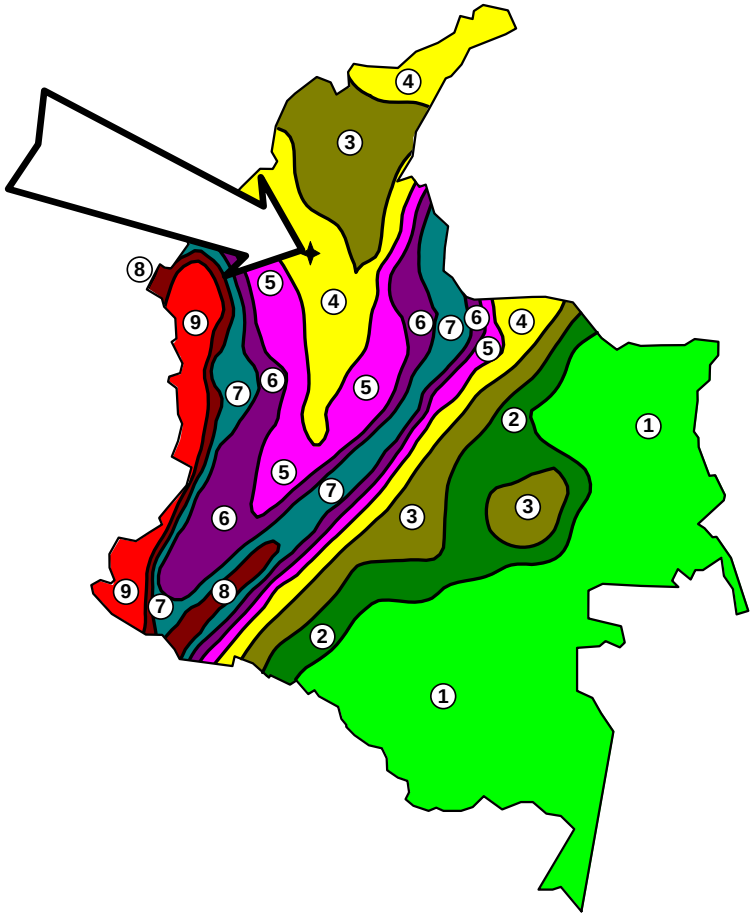


Figura 2 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de localización dentro del mapa de valores de A_a y A_v del Capítulo A.2

Paso 2 - Definición de los movimientos sísmicos de diseño

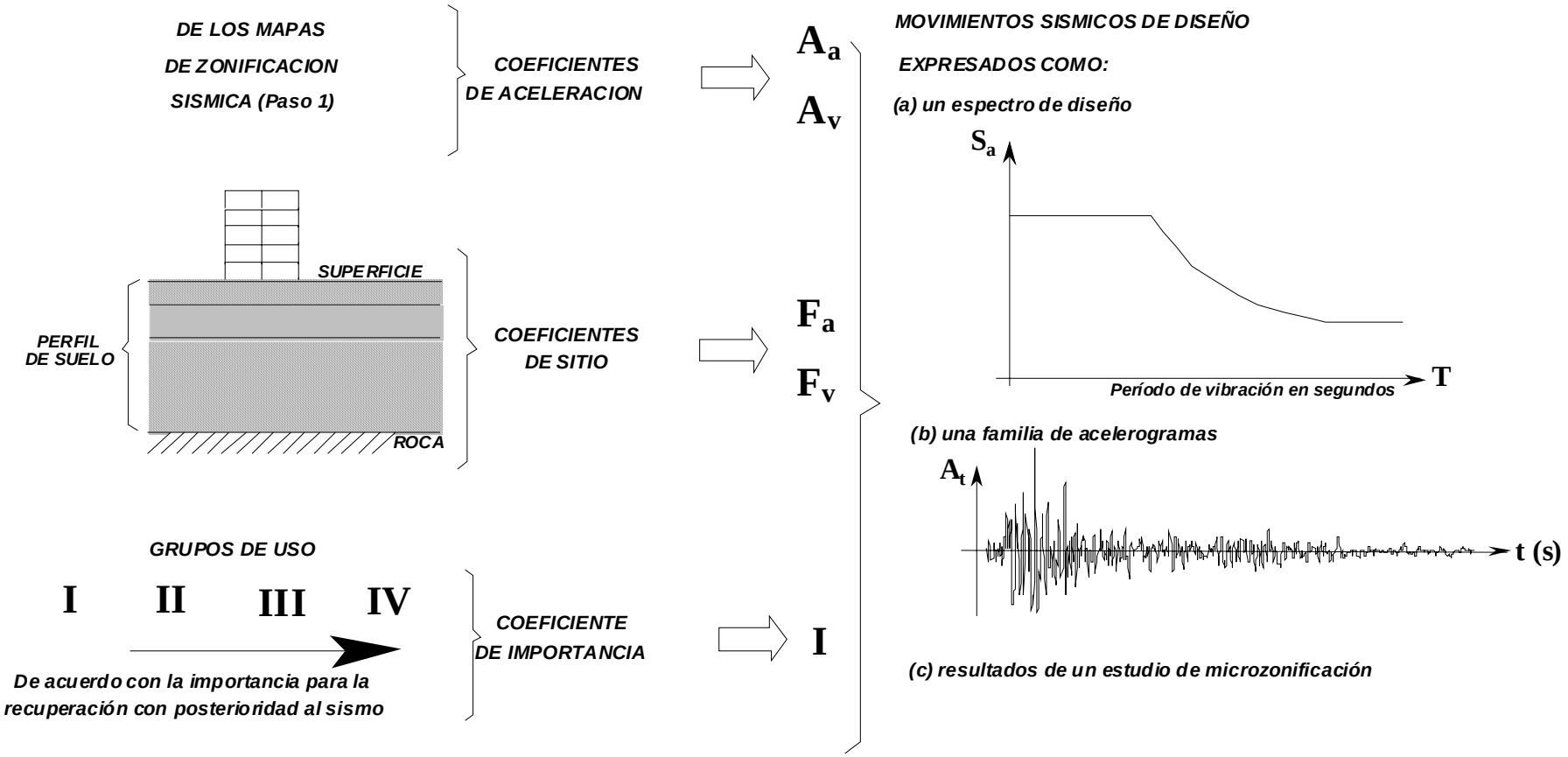


Figura 3- Procedimiento para obtener los movimientos sísmicos de diseño

Paso 3 - Definición de las características de la estructuración y del material estructural empleado

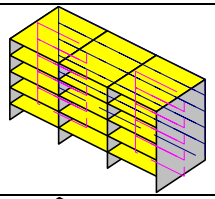
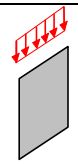
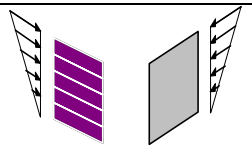
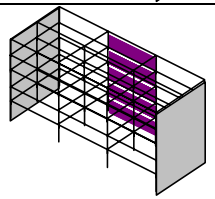
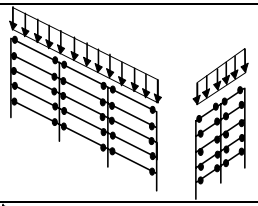
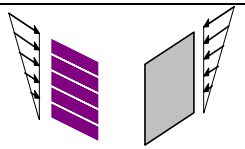
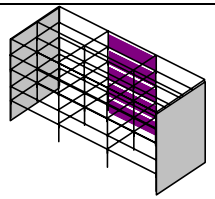
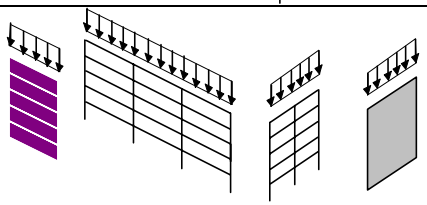
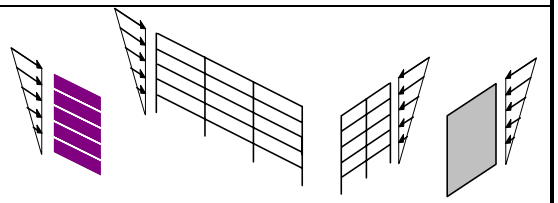
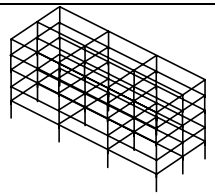
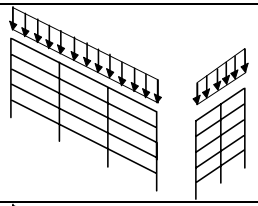
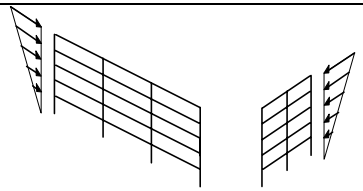
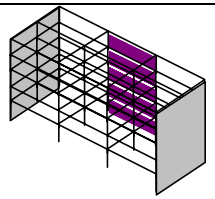
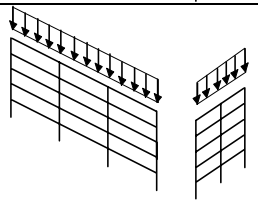
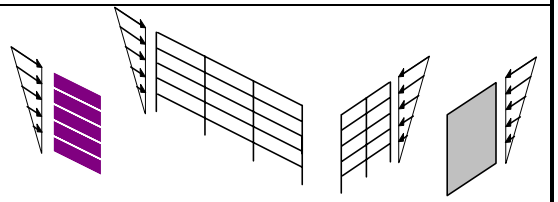
SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA			
SISTEMA		***CARGAS VERTICALES***	***FUERZAS HORIZONTALES***
MUROS DE CARGA			
COMBINADO			
			
PÓRTICO			
DUAL			

Figura 4 - Sistemas estructurales de resistencia sísmica

Paso 3 - Definición de las características de la estructuración y del material estructural empleado

CONCRETO ESTRUCTURAL

MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL

ESTRUCTURAS METALICAS

MADERA

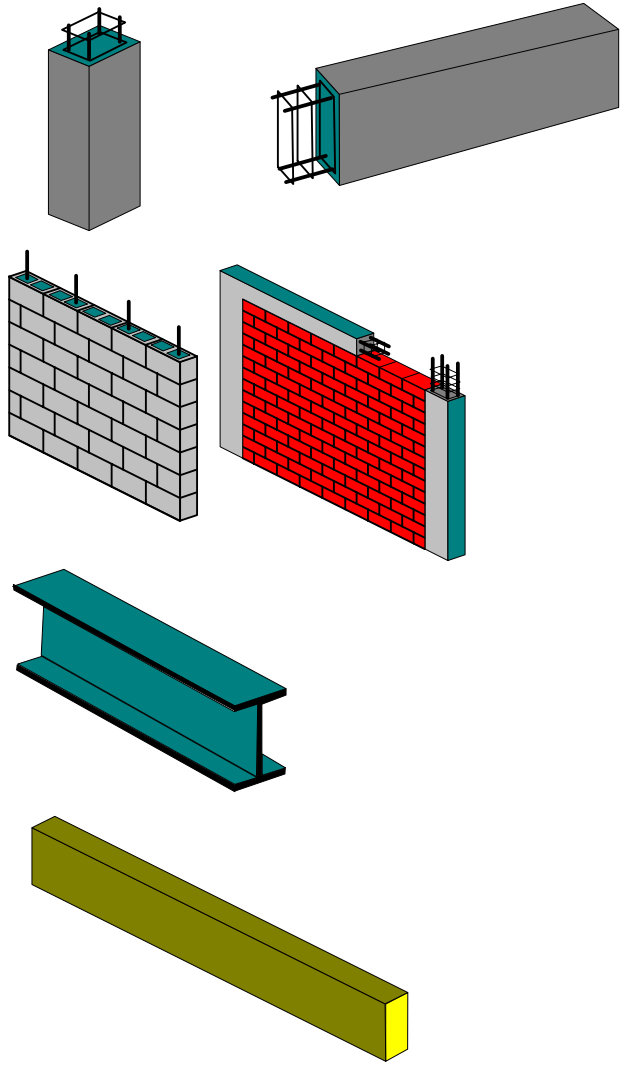


Figura 5 - Materiales estructurales

Paso 3 - Definición de las características de la estructuración y del material estructural empleado

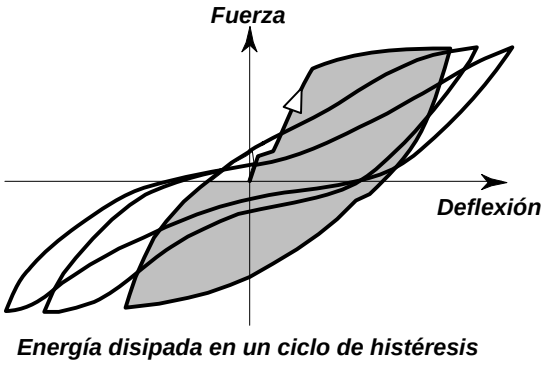
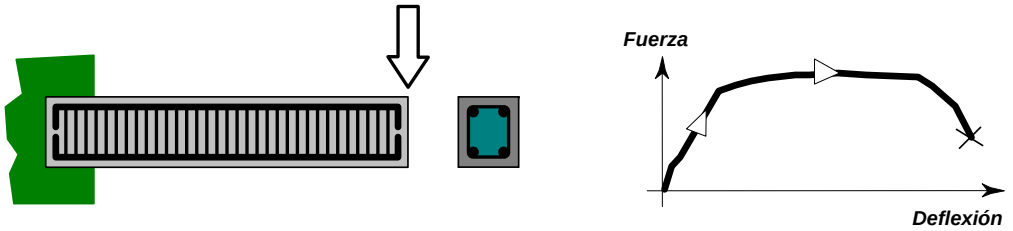
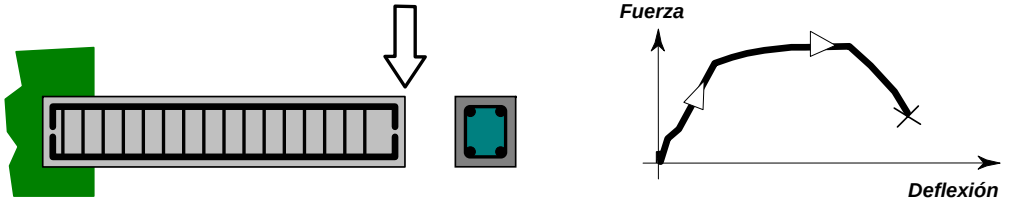


Figura 6 - Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico

DES *CAPACIDAD ESPECIAL DE DISIPACION DE ENERGIA*



DMO *CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA*



DMI *CAPACIDAD MINIMA DE DISIPACION DE ENERGIA*

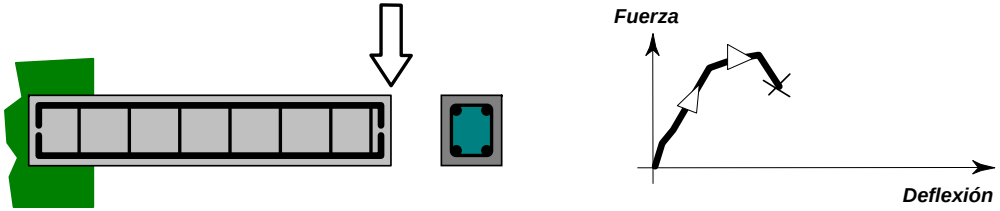


Figura 7 - Definición de la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico

Paso 3 - Definición de las características de la estructuración y del material estructural empleado

CAPACIDAD DE DISIPACIÓN ENERGÍA	*ZONA DE AMENAZA SÍSMICA*		
	BAJA	*INTERMEDIA*	*ALTA*
MÍNIMA **DMI**	✓	no	no
MODERADA **DMO**	✓	✓	no
ESPECIAL **DES**	✓	✓	✓

Figura 8 - Restricciones al uso de sistemas y materiales estructurales

Paso 4 - Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis

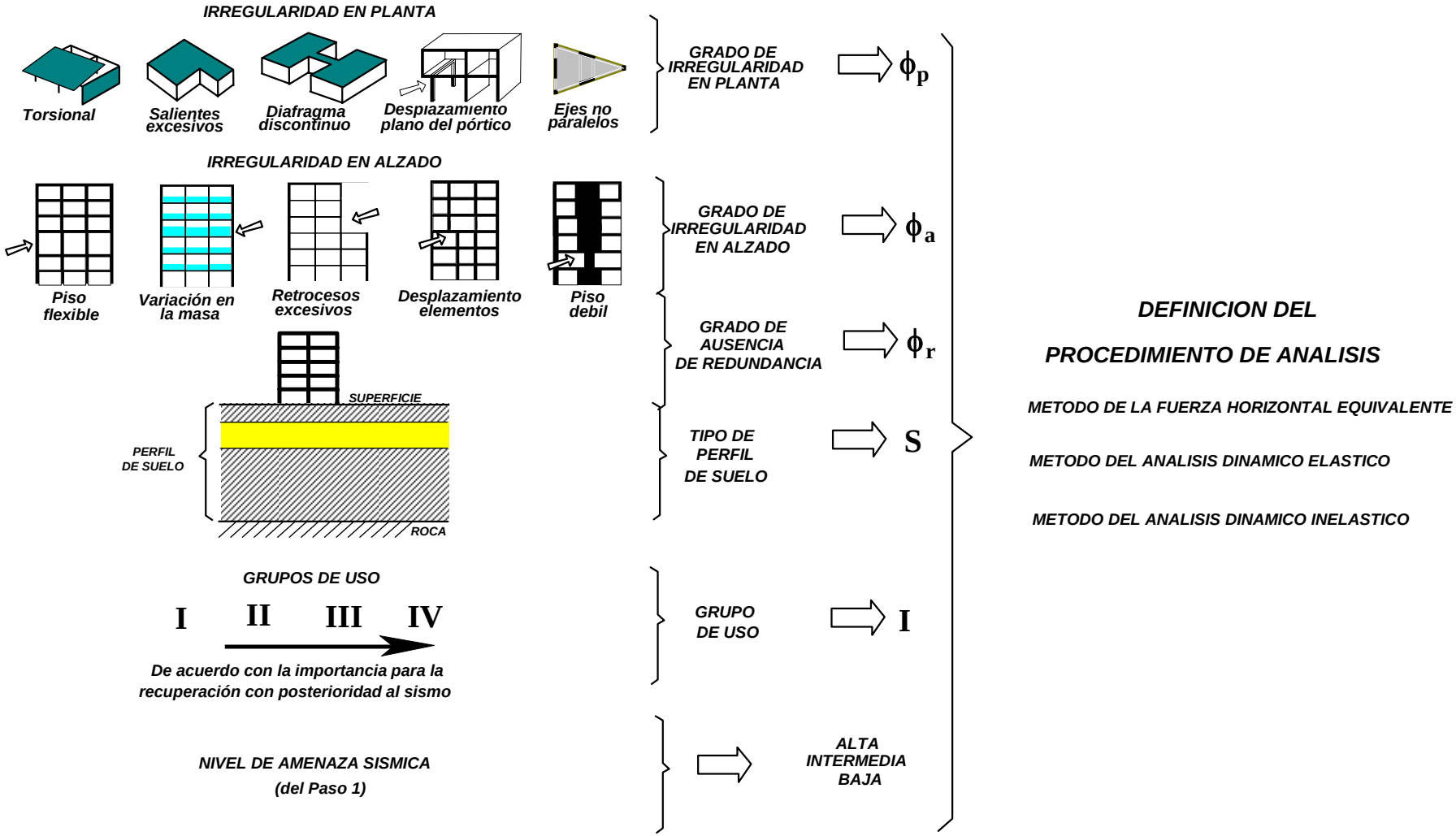


Figura 9 - Procedimiento para definir el grado de irregularidad de la estructura y el método de análisis sísmico

Paso 5 - Obtención de las fuerzas sísmicas de diseño

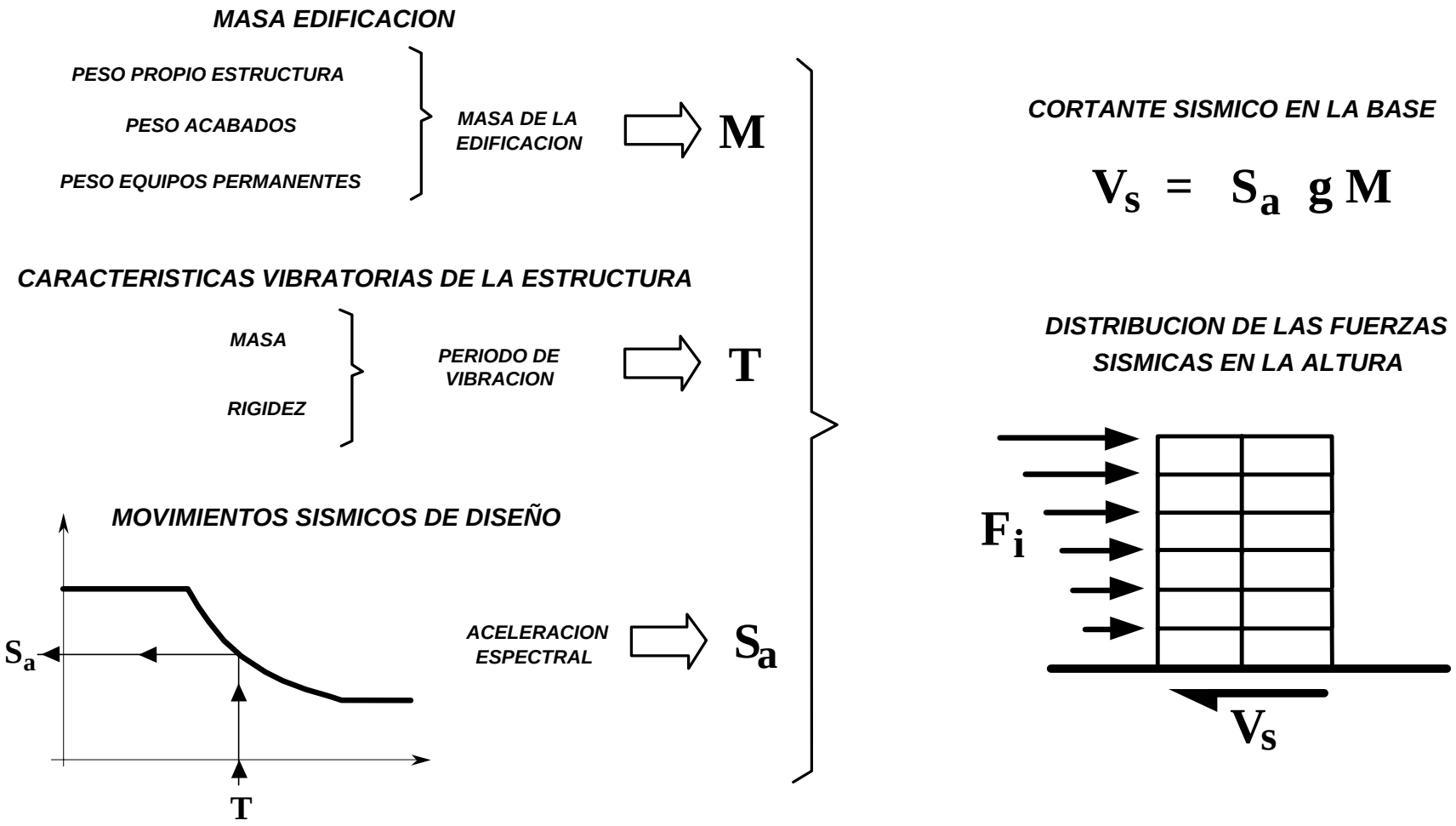


Figura 10 - Procedimiento para obtener las fuerzas sísmicas de diseño

Paso 6 - Análisis de la estructura y Paso 7 - Desplazamientos horizontales

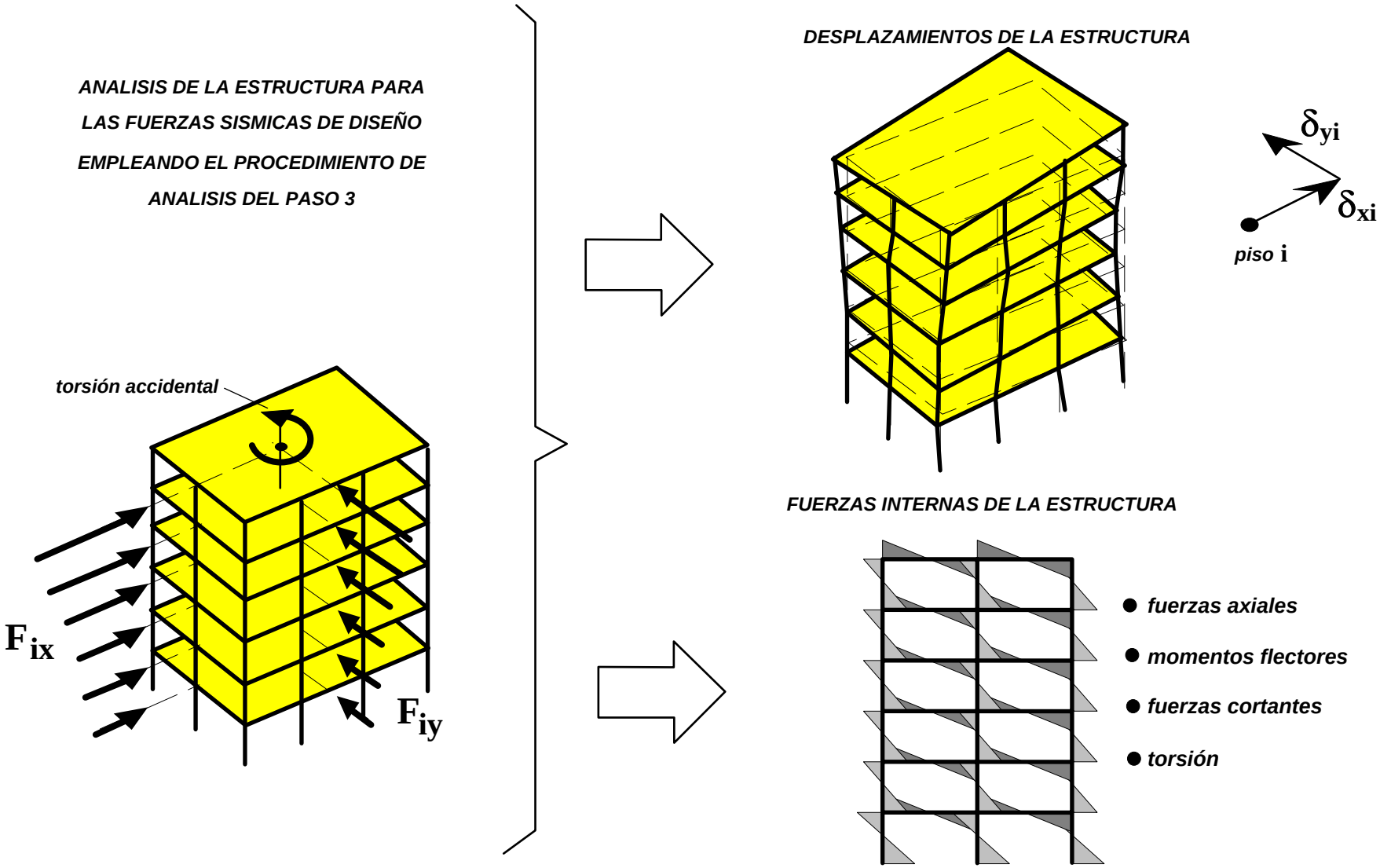
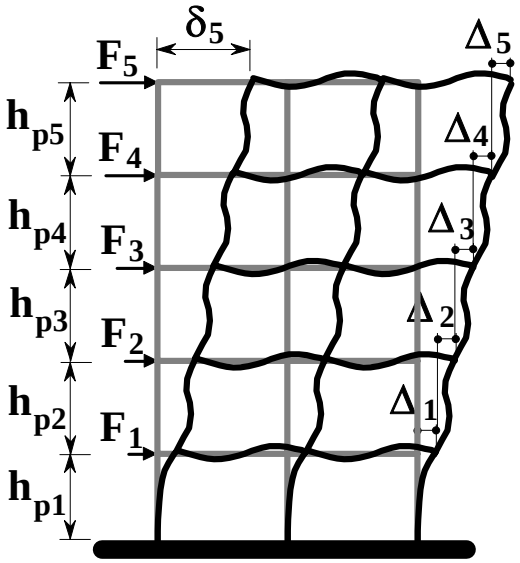


Figura 11 - Representación esquemática ilustrativa del procedimiento de análisis de la estructura

Paso 8 - Verificación de derivas



Definición de la deriva

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1}$$

La deriva debe incluir los efectos torsionales de toda la estructura y el efecto P-Delta

Máxima deriva admisible

$$\Delta_i \leq 0.01\, h_{pi}$$

1% de la altura del piso (h_{pi})

para mampostería estructural este límite es 0.5% de h_{pi}

Si la deriva es mayor que la máxima deriva admisible debe rigidizarse la estructura

Figura 12 - Procedimiento de verificación de las derivas

Paso 9 - Diseño de los elementos estructurales

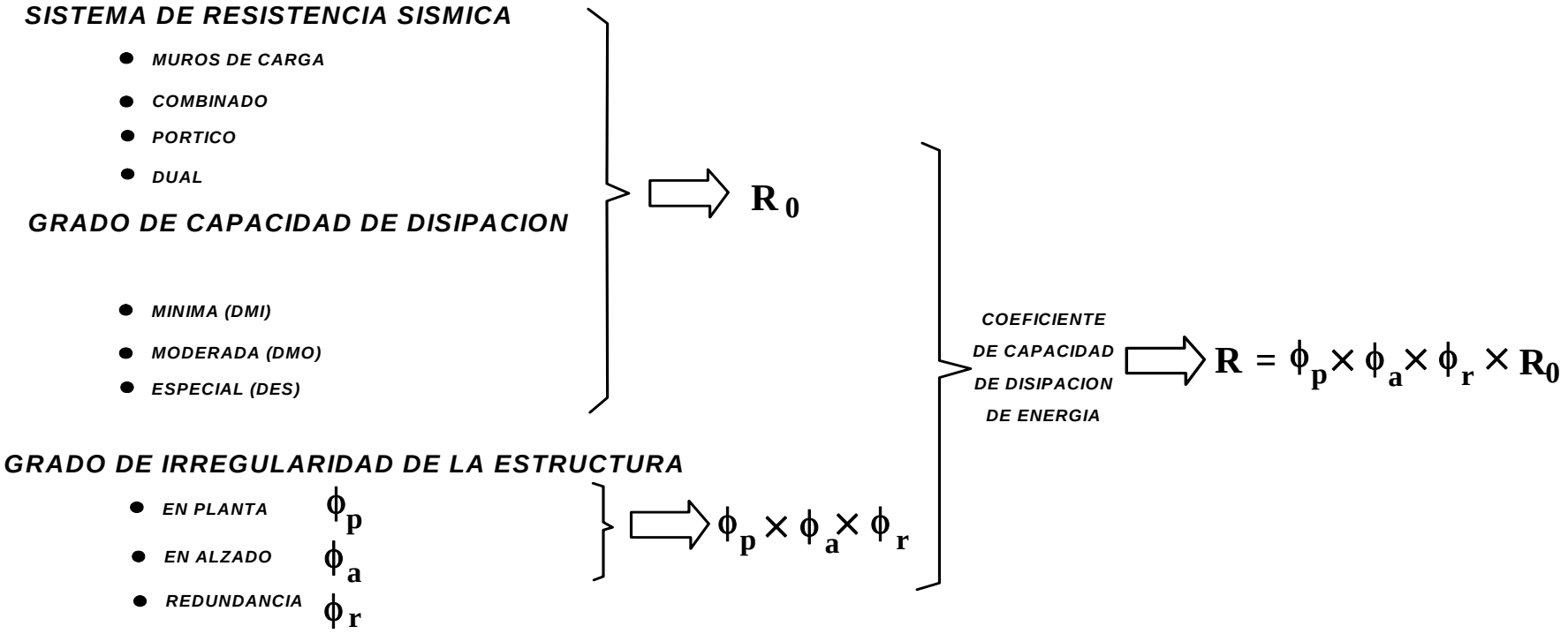


***Figura 13 - Procedimiento de obtención del coeficiente de disipación de energía* R**

Paso 9 - Diseño de los elementos estructurales

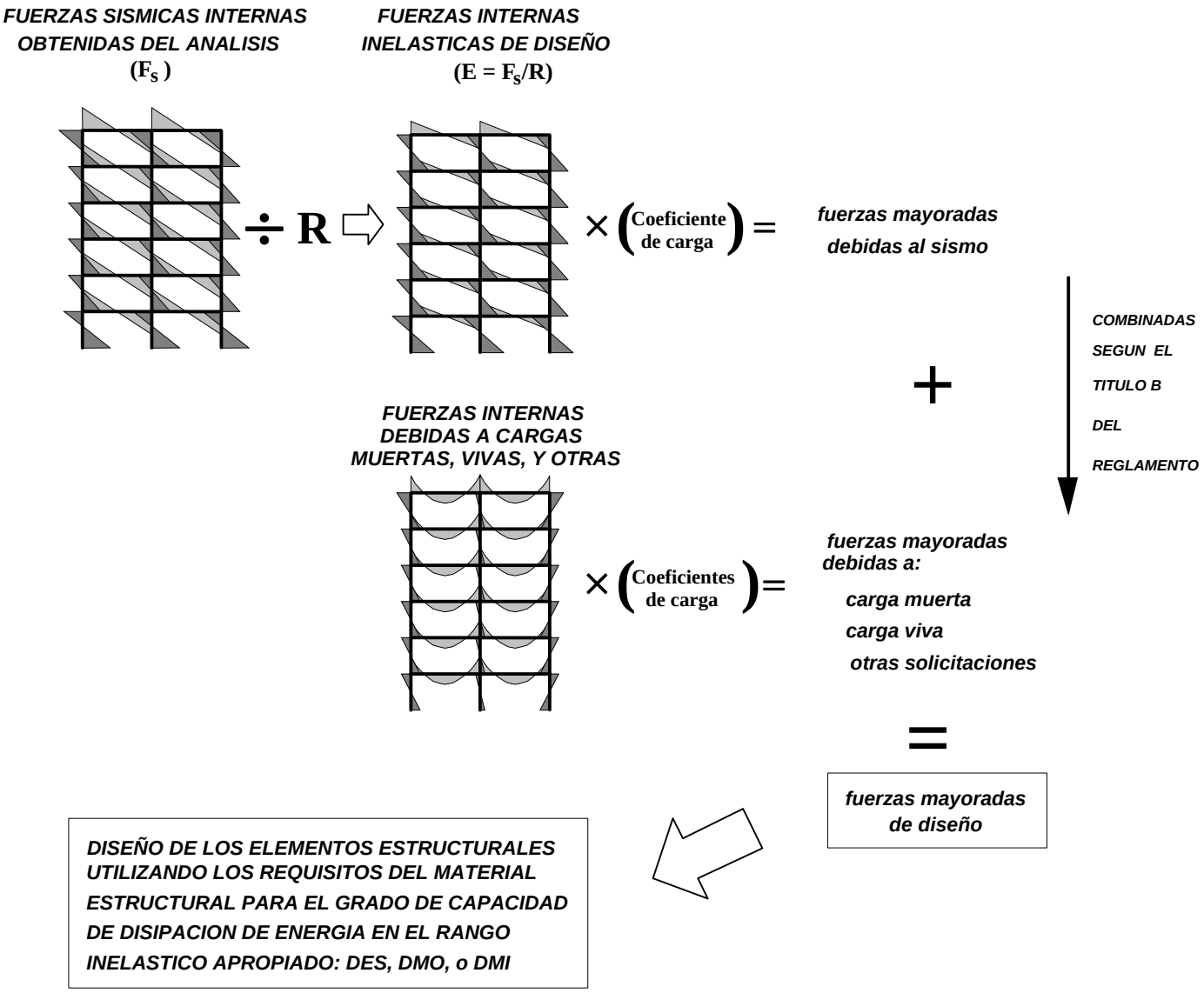


Figura 14 - Procedimiento de obtención de las fuerzas mayoradas de diseño

Paso 10 - Cimentación

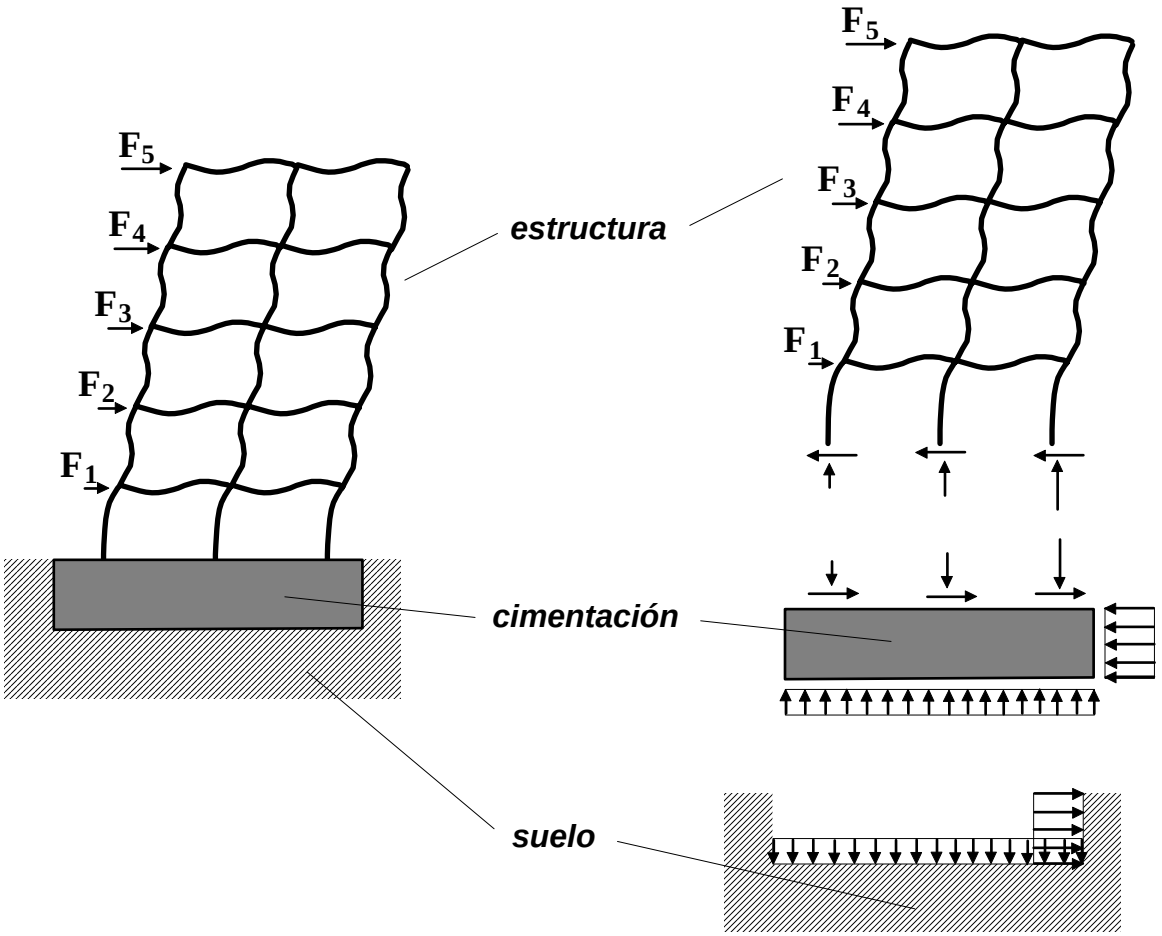


Figura 15 - Procedimiento de obtención de las fuerzas en la cimentación y los esfuerzos sobre el suelo

Paso 11 - Diseño de los elementos no estructurales

DEFINICION DEL GRADO DE DESEMPEÑO MINIMO

GRUPO DE USO	*GRADO DE DESEMPEÑO MINIMO*
IV	SUPERIOR
III	BUENO
II	BUENO
I	BAJO

FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO PARA:

ACABADOS Y ELEMENTOS ARQUITECTONICOS

INSTALACIONES HIDRAULICAS, SANITARIAS, MECANICAS Y ELECTRICAS

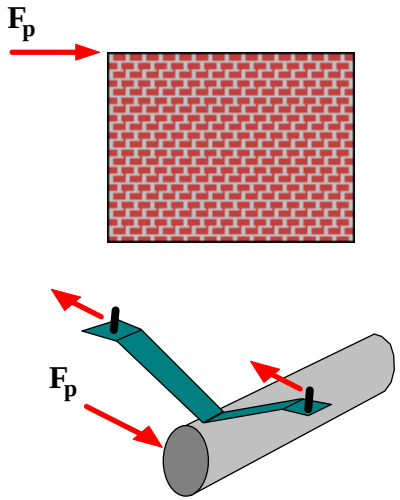


Figura 16 - Procedimiento de diseño de los elementos no estructurales

Paso 12 – Revisión de los Diseños

Figura 17 – Revisión de los diseños

Los planos, memorias y estudios realizados deben ser revisados para efectos de la obtención de la licencia de construcción tal como lo indica la Ley 400 de 1997, la Ley 388 de 1997 y sus respectivos reglamentos. Esta revisión debe ser realizada en la curaduría o en las oficinas o dependencias encargadas de estudiar, tramitar, y expedir las licencias de construcción, o bien por un profesional independiente, a costo de quien solicita la licencia. Los revisores de los diseños deben tener las cualidades establecidas en la Ley 400 de 1997.

Paso 13 - Construcción y Supervisión Técnica

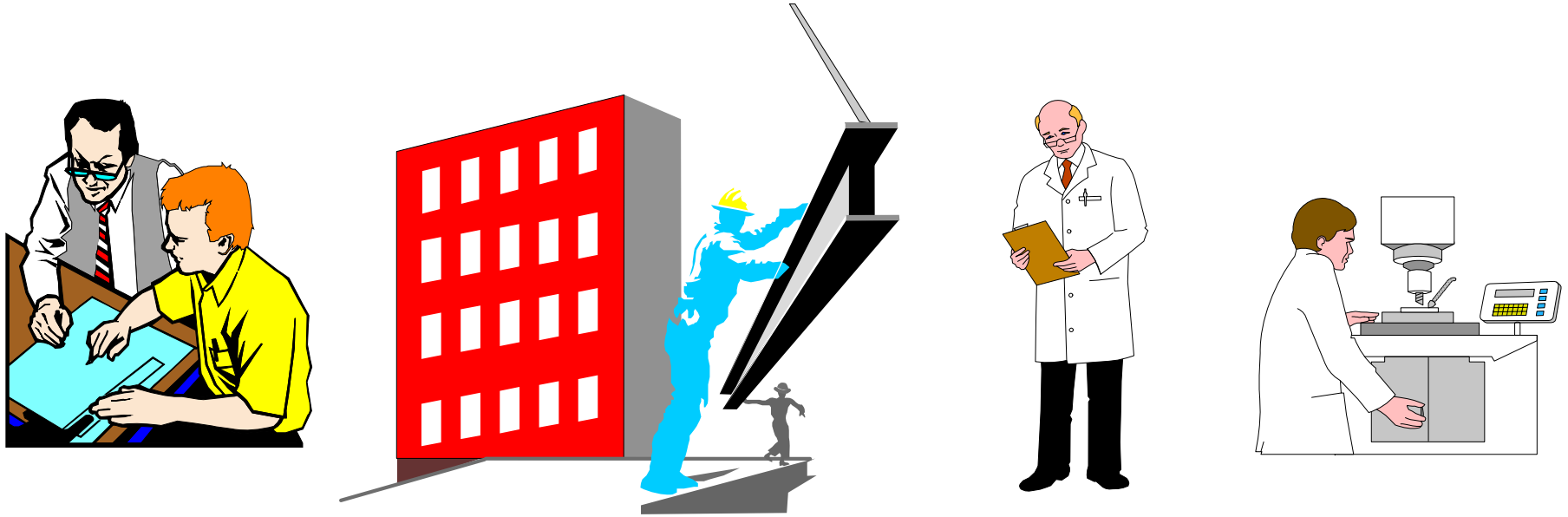


Figura 18 - Construcción y Supervisión Técnica

NOTAS:

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

ACTUALIZACIÓN REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE — NSR-10

MODIFICACIONES TÉCNICAS Y CIENTÍFICAS

Introducción

El 7 de junio de 1984 se expidió por medio del Decreto 1400 de 1984 la primera normativa colombiana de construcciones sismo resistentes[(45)*]. Este documento fue una respuesta a la tragedia en víctimas y daños materiales que constituyó el sismo de Popayán del 31 de marzo de 1983. Dado que se trataba de un decreto de facultades extraordinarias autorizado por la Ley 11 de 1983, su actualización tecnológica no era posible sin una nueva ley que la autorizara.

A mediados de la década de 1990 se emprendieron las gestiones ante el Legislativo para crear una Ley marco que regulara los temas afines con las construcciones sismo resistentes y permitiera realizar actualizaciones periódicas sin tener que recurrir al Congreso cada vez que hubiese necesidad de actualizar la reglamentación. En el año 1997 se expidió por parte del Congreso de la República la Ley 400[(31)] por medio de la cual se reguló el tema de sismo resistencia de las edificaciones colombianas.

La Ley 400 de 1997 reglamentó los siguientes aspectos fundamentales para que el país disponga de una reglamentación de construcción sismo resistente moderna y actualizada en todo momento:

- Fija el objeto, alcance, excepciones, definiciones, responsabilidades profesionales y otros temas afines. (*Título I a V – Artículos 1 a 22*).
- Define los profesionales que pueden realizar las labores de diseño, revisión de los diseños, construcción y supervisión técnica, sus cualidades y calidades. (*Título VI – Artículos 23 a 38*).
- Crea la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, define su conformación y funciones. (*Título VII – Artículos 39 a 44*).
- Define en detalle el temario técnico y científico del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente y autoriza al Presidente a expedir por medio de decretos actualizaciones periódicas previo visto favorable de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. (*Título VIII – Artículos 45 a 49*).
- Define las responsabilidades y sanciones, fija unos plazos para realizar los análisis de vulnerabilidad sísmica y la actualización de edificaciones indispensables y de atención a la comunidad. (*Títulos IX y X – Artículos 50 a 56*).

Con base en la potestad reglamentaria que da la Ley 400 de 1997, se expidió el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-98 por medio de Decreto 33 del 9 de enero de

* Indica el numeral de la referencia bibliográfica al final del documento

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

1998[44]. Posteriormente se expidieron tres decretos adicionales comprendidos dentro del Reglamento NSR-98, a saber: Decreto 34 de 1999, Decreto 2809 de 2000 y Decreto 52 de 2002; los cuales trataron aspectos importantes para la correcta aplicación del Reglamento NSR-98 y que afectaron solo algunas partes de él.

A continuación se relacionan las principales modificaciones técnicas y científicas que se realizaron para producir la presente actualización del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 expedido por medio del Decreto 926 del 19 de marzo de 2010.

Título A — Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité A del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1981.
Documentos base (Reglamento 1984) — SEAOC 1974[46], ATC-3[23] y Normas AIS 100-81[24] y AIS 100-83[25].
Documentos base (Reglamento NSR-98) — SEAOC 1996[47], UBC-97[39], NEHRP 1994[35], y Norma AIS 100-97[27].
Documentos base (Reglamento NSR-10) — SEAOC 1999[48], NEHRP 2006[36], IBC-2009[40], Eurocódigo-8[33] y Norma AIS 100-09[28].

Para la actualización fueron consultadas las últimas versiones de las mismas normas base que fueron utilizadas en la redacción del Reglamento de 1984 y en la actualización del Reglamento NSR-98. En especial se consultaron los requisitos de 2006 del *NEHRP* (FEMA 450–2006[36]) el cual corresponde en línea directa al documento base que se ha empleado para diseño sismo resistente en Colombia desde 1984. Además se tuvieron en cuenta los requisitos del *International Building Code* (IBC-2009[40]). Las modificaciones más importantes son:

Capítulo A.1 — Introducción

- Se incluyó dentro de las normas de construcción sismo resistente colombianas (*A.1.1*) la Ley 1229 de 2008, la cual modificó la Ley 400 de 1997.
- En el temario del Reglamento (*A.1.2.1 — Temario*) se incluyeron como tema nuevo en el Título G las *Estructuras de Guadua* por solicitud del Presidente de la República y del Ministro de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Se modificó la sección *A.1.3.4 — Diseño estructural* de tal manera que quede claro que incluye tanto las edificaciones nuevas como las edificaciones existentes. Los pasos indicados en esta sección se ajustaron y aclararon.
- En *A.1.3.10 — Edificaciones indispensables*, se incluyeron algunas edificaciones del Grupo de Uso **III** dentro de las edificaciones, además de las del Grupo de Uso **IV**, que deben cumplir con los requisitos de verificación para el umbral de daño del *Capítulo A.12*.
- Los requisitos de la sección *A.1.3.12 — Aspectos fundamentales de diseño*, fueron actualizados, aclarados y coordinados con las otras secciones del Reglamento.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- Se incluyó una nueva sección *A.1.3.13 — Construcción responsable ambientalmente*, tal como lo solicitó el Sr. Ministro de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial en la reunión que tuvo con la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.
- En *A.1.3.6.5* se aclara la responsabilidad del constructor que firma la solicitud de licencia de construcción en cumplir los diseños y calidades de los materiales a utilizar en los elementos no estructurales.
- En *A.1.7 — Sistema de unidades*, se quitó la referencia a los Títulos que permanecían en sistema métrico mks, pues la totalidad del *Reglamento NSR-10* está en sistema internacional de medidas SI como exige la legislación colombiana (Decreto 1731 de 18 de Septiembre de 1967).

Capitulo A.2 — Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño

- Los movimientos sísmicos de diseño definidos en *A.2.2 — Movimientos sísmicos de diseño*, se mantienen en el mismo nivel de probabilidad de excedencia (una probabilidad de excedencia de 10% en un lapso de cincuenta años) pero ahora se definen por medio de dos parámetros, $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$, a diferencia del Reglamento NSR-98 donde solo se definían por medio del parámetro $\mathbf{A_a}$. La razón para este cambio es una mejor descripción de los efectos de atenuación de las ondas sísmicas en el territorio nacional tal como se ha establecido del estudio de los registros acelerográficos obtenidos en sismos fuertes con posterioridad a la última actualización de la NSR en 1998. El parámetro $\mathbf{A_a}$ caracteriza los movimientos sísmicos del terreno causados por sismo relativamente cercanos en el rango de períodos de vibración de las edificaciones comprendido entre 0.1 y 0.5 s lo cual corresponde en general a edificaciones entre uno y cinco pisos de altura. El parámetro $\mathbf{A_v}$ caracteriza los movimientos sísmicos de sismos fuertes ocurridos a distancia moderadas a través de períodos de vibración de aproximadamente 1 s, lo cual corresponde a edificaciones de 10 pisos o más.
- La definición de las zonas de amenaza sísmica se mantiene igual a la definición contenida en el Reglamento NSR-98, solo que en la versión NSR-10 se utiliza para caracterizarlas el mayor valor de $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$, a diferencia del NSR-98 donde se caracterizaba únicamente con $\mathbf{A_a}$**.**
- El catálogo colombiano de eventos sísmicos contiene sismos históricos (el primero que se tiene registro escrito ocurrido en 1541) e instrumentales y cuenta (a mayo de 2009) con 33 100 eventos con magnitud de Richter que va desde valores bajos hasta magnitudes de Richter cercanas a 9. En 1995, cuando se inició el estudio general de amenaza sísmica de Colombia[(26)] que condujo a los mapas utilizados en el Reglamento NSR-98 el catálogo contenía 11 088 eventos. Esto quiere decir que gracias a la Red Sismológica Nacional adscrita al Ingeominas, la cual entró en operación en 1995, se registraron durante el lapso entre 1995 y 2009 cerca de 22 000 eventos adicionales lo cual permite realizar un mejor estimativo de la amenaza sísmica nacional que en cualquier otra época en el pasado.
- Por otro lado, durante el mismo lapso se han realizado investigaciones serias e importantes por parte de varias instituciones y universidades en el país acerca de la tectónica nacional, lo que han llevado a un mejor entendimiento de las causas y fuentes de los sismos en el país.
- Para la nueva versión del Reglamento NSR-10 la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes emprendió una serie de labores conducentes a determinar los mapas de amenaza sísmica que se incluyen en él, las cuales se resumen así:
  - ♦ Una subcomisión del seno de la misma Comisión evaluó la amenaza sísmica nacional empleando la misma metodología de los estudios que condujeron a los mapas incluidos en las versiones de 1984 y 1998 del Reglamento. El fin de este trabajo consistía en determinar el impacto de la nueva información sismológica y tectónica en la amenaza

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

sísmica nacional, pero utilizando la misma metodología que en 1996. El resultado de esta parte de la investigación permitió concluir que las variaciones en los valores de aceleración horizontal esperados en las ciudades capitales de departamento se mantenía dentro del mismo orden de magnitud.

- Esta subcomisión estudio, además, detalladamente los registros acelerográficos obtenidos en el país de sismos que hubiesen causado daños en ciudades colombianas con el fin de establecer si se ameritaba un cambio de las formas espectrales a utilizar en el Reglamento NSR-10. De este trabajo provino la decisión de utilizar formas espectrales basadas en dos parámetros ($\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$) a diferencia del Reglamento NSR-98 donde se utilizó un solo parámetro $\mathbf{A_a}$.
- La subcomisión realizó, como una tercera labor, un análisis de la máxima aceleración horizontal en cada una de las capitales de departamento inferida de la localización y magnitud de los sismos en el catálogo de eventos empleando diferentes ecuaciones de atenuación. El resultado de este ejercicio fue el establecimiento de unas aceleraciones máximas esperadas para el período de retorno promedio que fija el Reglamento NSR-10 definidas por métodos determinísticos. Estos valores fueron utilizados posteriormente como parte de la información utilizada en la producción de los mapas definitivos que se incluyen en el Reglamento NSR-10.
- El Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química - Ingeominas adelanto con sus funcionarios una evaluación de la amenaza sísmica nacional utilizando el modelo matemático Crisis y la información sismológica y neo tectónica actualizadas. Determinó relaciones de recurrencia de aceleración en las capitales de departamento y para una cuadrícula geográficamente densa y presentó estos resultados a la Comisión.
- El Comité AIS 300 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, el cual cuenta entre sus miembros profesores e investigadores de las principales universidades del país e ingenieros y consultores de las principales empresas de consultoría nacionales, adelantó, igual a como lo había hecho para el Reglamento NSR-98 una evaluación de la amenaza sísmica nacional con la nueva información de sismología y tectónica disponible utilizando también el modelo matemático Crisis. De igual forma esta investigación produjo relaciones de recurrencia de aceleración en las capitales de departamento y para una cuadrícula densa y también presentó estos resultados a la Comisión.
- Por último la Comisión realizó un convenio, a través del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica con el profesor Mario Ordaz del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México para que realizara un control de calidad de los trabajos mencionados. Como resultado de esta parte de la investigación, el Dr. Ordaz entregó varios informes en los cuales consignó sus observaciones acerca de los trabajo presentados por el Ingeominas y el Comité AIS 300, las cuales fueron atendidas por ambas partes en la producción de resultados definitivos. Posteriormente asesoró a la Comisión en la formulación de los mapas definitivos, los cuales están basados en las porciones apropiadas de las investigaciones resumidas aquí y cuyos informes finales están siendo elaborados independientemente por el Ingeominas y el Comité AIS 300 y serán remitidos oportunamente a la Comisión.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- Como resultados de estas investigaciones sobre la amenaza sísmica se incluye en el Reglamento NSR-10 lo siguiente:
  - *Tabla A.2.3-2* — Valor de $\mathbf{A_a}$ y de $\mathbf{A_v}$ para las ciudades capitales de departamento.
  - *Figura A.2.3-1* — Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$.
  - *Figura A.2.3-2* — Mapa de valores de $\mathbf{A_a}$
  - *Figura A.2.3-3* — Mapa de valores de $\mathbf{A_v}$
  - *Tabla A.10.3-2* — Valor de $\mathbf{A_e}$ para las ciudades capitales de departamento.
  - *Figura A.10.3-1* — Mapa de valores de $\mathbf{A_e}$
  - *Tabla A.12.2-2* — Valores de $\mathbf{A_d}$ para las ciudades capitales de departamento
  - *Figura A.12.2-1* — Mapa de valores de $\mathbf{A_d}$
  - *Apéndice A-4* — Valores de $\mathbf{A_a}$, $\mathbf{A_v}$, $\mathbf{A_e}$ y $\mathbf{A_d}$ y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos
- La sección *A.2.4 — Efectos locales*, que trata sobre la amplificación de las ondas sísmica debida al suelo subyacente de la edificación fue actualizada y modernizada para el Reglamente NSR-10. Los efectos de sitio se definen ahora por medio de coeficientes, $\mathbf{F_a}$ y $\mathbf{F_v}$, que afectan la zona de períodos cortos (0.1 s) y períodos medios del espectro (1 s) respectivamente.
- En la sección *A.2.5 — Coeficiente de importancia*, donde se prescribe un mayor grado de conservatismo en el diseño sismo resistente de aquellas edificaciones que son indispensables para la atención de la emergencia y la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo fuerte se actualizaron y modernizaron los grupos de uso (**I**, **II**, **III** y **IV**), incluyéndose ahora las edificaciones escolares dentro del Grupo de Uso **III** de edificaciones de atención a la comunidad siguiendo las tendencias mundiales al respecto. Los valores del coeficiente de importancia, **I**, fueron actualizados también (*Tabla A.2.5-1*).
- La definición del espectro de diseño (*A.2.6 — Espectro de diseño*) se ajustó para tener en cuenta los parámetros $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$ tal como se definen ahora. A diferencia del Reglamento NSR-98, ahora se presentan también, además del espectro de aceleraciones, los espectros de velocidades y de desplazamientos.
- Los requisitos para el uso de familias de acelerogramas como alternativa de diseño sismo resistente a los espectros, *A.2.7 — Familias de acelerogramas*, se actualizó y modernizó para que sea compatible con la definición de la amenaza sísmica que se prescribe en el Reglamento NSR-10.
- Se actualizaron y ajustaron los requisitos de *A.2.9 — Estudios de microzonificación sísmica* de acuerdo con las experiencias nacionales en la realización de estos estudios y los registros acelerográficos registrados en suelo blando en ciudades colombianas. En *A.2.9.3.7(e)* se trascribe lo requerido en el Artículo 2° del Decreto 2809 de 2000 respecto a la necesidad de recurrir a un concepto por parte de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes de los estudios de microzonificación cuando en su elaboración se han utilizado fondos de entidades de la Nación y en *A.2.9.5* se sugiere armonizar los estudios de microzonificación existentes al nuevo Reglamento NSR-10.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- Se incluye una nueva sección *A.2.10 — Estudios sísmicos particulares de sitio* que regula la elaboración de estudios de sitio particulares para determinar los efectos de amplificación en edificaciones cuya importancia o tamaño así lo ameriten.

Capítulo A.3 — Requisitos generales de diseño sismo resistente

- La filosofía general de este capítulo se ha mantenido igual a la del Reglamento NSR-98. Se hicieron ajustes y actualizaciones en los siguientes aspectos:
- En *A.3.3 — Configuración estructural de la edificación*, se hizo una actualización de los sistemas estructurales permitidos y del manejo de las irregularidades con más casos de los contemplados anteriormente. Ahora se incluye un factor de castigo por falta de redundancia del sistema estructural para evitar el diseño de estructuras vulnerables sísmicamente debido a ausencia de redundancia estructural (*A.3.3.8 — Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica*).
- En *A.3.3.9 — Uso del coeficiente de sobrerresistencia* Ω_0, se introduce un nuevo parámetro para tratar adecuadamente elementos estructurales que no están en capacidad de disipar energía en el rango de respuesta inelástico como vienen haciéndolo las normas base desde hace algunos años.
- Se modernizan los requisitos de análisis, tanto estático como dinámico, incluyendo procedimientos no-lineales (*A.3.4 — Métodos de análisis*), teniendo en cuenta de esta manera los enormes avances que han ocurrido en las ciencias de la computación en la última década.
- En *A.3.6.8 — Diafragmas*, se modernizó la forma como se calculan las fuerzas inerciales que actúan en los diafragmas.
- Se permite el uso de aisladores en la base (*A.3.8 — Estructuras aisladas sísmicamente en su base*) y disipadores de energía (*A.3.9 — Uso de elementos disipadores de energía*) y se fijan los parámetros y requisitos para su uso, abriendo de esta manera la posibilidad de utilizar en el país estas técnicas muy modernas, pero haciendo referencia a los documentos apropiados para que su empleo se realice con todas las garantías del caso.
- Las *Tablas A.3-1 a A.3-4* donde se regulan los sistemas estructurales permitidos, las alturas según la zona de amenaza sísmica y los grupos de uso donde pueden utilizarse, fueron actualizadas teniendo en cuenta la amplia experiencia nacional al respecto y buscando, en varios casos, la forma de reducir costos en los sistemas estructurales que se utilizan primordialmente en vivienda de interés social. Además en todas estas tablas se incluyó el nuevo coeficiente de sobrerresistencia Ω_0.
- En la *Tabla A.3-5 — Mezcla de sistemas estructurales en la altura*, se impone una prohibición a los sistemas de estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez los cuales han tenido muy mal comportamiento en numerosos sismos en todo el mundo y en Colombia.

Capítulo A.4 — Método de la fuerza horizontal equivalente

- Los requisitos para este método fueron revisados y actualizados.
- En A.4.2.1 se modifica el límite máximo del período fundamental de vibración en función del período aproximado para los diferentes sistemas estructurales de resistencia sísmica, a diferencia del Reglamento NSR-98 que prescribía un valor único.

Capítulo A.5 — Método del análisis dinámico

- Los requisitos para este método de alto contenido matemático fueron revisados y actualizados especialmente teniendo en cuenta los avances recientes en las ciencias de la computación.
- La sección *A.5.4.5 — Ajuste de los resultados*, fue modificada para tener en cuenta las prácticas actuales en las oficinas de diseño estructural nacionales.

Capítulo A.6 — Requisitos de la deriva

- Se realizó una actualización de los requisitos de deriva con algunas simplificaciones para estructuras regulares.
- En el Reglamento NSR-10, en *A.6.2.1.2*, para el cálculo de los desplazamiento en el centro de masa del piso, se permite en las edificaciones de todos los grupos de usos utilizar un coeficiente de importancia $\mathbf{I}$ = 1.0 pero en el cálculo de las fuerzas de diseño si hay que emplear el valor de $\mathbf{I}$ prescrito en el Capítulo A.2.
- Ahora para edificaciones con diafragma rígido que no tengan irregularidades torsionales en planta se permite evaluar la deriva solamente en el centro de masa del diafragma (*A.6.3.1.1*). Cuando la estructura tiene irregularidades torsionales, la deriva debe evaluarse en todos los ejes verticales de columna y en los bordes verticales de los muros estructurales (*A.6.3.1.2*).
- Se introdujo en *A.6.3.1.3* un procedimiento nuevo para edificaciones con base en muros estructurales por medio del cual se permite evaluar la deriva máxima en los pisos superiores utilizando la deriva tangente. Esto produce un alivio en este tipo de edificaciones que anteriormente se obligaba a rigidizarlas exageradamente cuando el sistema estructural consistía en muros únicamente.
- Los límites permisibles para la deriva, *A.6.4 — Límites de la deriva*, permanecen iguales a los del Reglamento NSR-98.
- La sección *A.6.5 — Separación entre estructuras adyacentes por consideraciones sísmicas*, se modificó de acuerdo con unas recomendaciones expedidas por la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes en el año 2007. Ahora se dan requisitos explícitos acerca de la separación entre edificaciones colindantes más acordes con la reglamentación urbana de las ciudades colombianas y para evitar la interacción nociva entre edificaciones colindantes durante un sismo.

Capítulo A.7 — Interacción suelo-estructura

- Los requisitos de este Capítulo permanecen iguales a los del Reglamento NSR-98.

Capítulo A.8 — Efectos sísmicos sobre elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica

- Los requisitos de este Capítulo permanecen iguales a los del Reglamento NSR-98 excepto en la forma como se evalúan las fuerzas sísmicas sobre los elementos en *A.8.2.1.1*.

Capítulo A.9 — Elementos no estructurales

- Los requisitos de este Capítulo se actualizaron con respecto a los del Reglamento NSR-98 teniendo en cuenta la aplicación de ellos a partir de 1998.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- En *A.9.3.1* se insiste en las responsabilidades del constructor y el supervisor técnico asociadas con la construcción adecuada de estos elementos no estructurales de fundamental importancia en la defensa de la vida ante la ocurrencia de un sismo fuerte.
- Se modificó *A.9.4.2.1 — Aceleración en el punto de soporte del elemento*, utilizando un procedimiento más preciso para estimar estas aceleraciones causadas por el sismo.

Capítulo A.10 — Evaluación e intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del reglamento

- Este Capítulo fue actualizado con respecto al del Reglamento NSR-98. Las principales modificaciones son las siguientes:
- Ahora contempla los siguientes casos:
  - *A.10.1.3.1 — Reparaciones y cambios menores,*
  - *A.10.1.3.2 — Cambio de uso*,
  - *A.10.1.3.3 — Vulnerabilidad sísmica*,
  - *A.10.1.3.4 — Modificaciones*,
  - *A.10.1.3.5 — Reforzamiento estructural*, y
  - *A.10.1.3.6 — Reparación de edificaciones dañadas por sismos*.
- Dentro de la sección *A.10.2 — Estudios e investigaciones requeridas*, se modifica la forma como se califica la estructura existente en *A.10.2.2 — Estado del sistema estructural*, con una variación importante en la asignación de los factores ϕ_c y ϕ_e (véase la *Tabla A.10.4-1*). Este cambio permite asignar comparativamente una mayor resistencia efectiva a las edificaciones más modernas y en mejor estado de mantenimiento.
- Se introduce una sección nueva *A.10.3 — Movimientos sísmicos de diseño con seguridad limitada*, donde se definen unos movimientos sísmicos de diseño con un período promedio de retorno más corto correspondiente a una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años (a diferencia de un 10% en 50 años para todas las otras edificaciones como se definen en el *Capítulo A.2*). Estos movimientos sísmicos de diseño alternos pueden emplearse en edificaciones existentes declaradas como patrimonio histórico donde pueda haber gran dificultad en poder cumplir las fuerzas sísmicas de diseño de estructuras convencionales. En esta nueva sección se define un espectro de diseño de seguridad limitada en función del parámetro de amenaza sísmica $\mathbf{A_e}$ obtenido también en el estudio de amenaza sísmica. La sección incluye el mapa correspondiente y los valores de $\mathbf{A_e}$ para las ciudades capitales de departamento y se incluyen dentro del listado para todos los municipios colombianos del Apéndice A-4
- En *A.10.4 — Criterios de evaluación de la estructura existente*, se hace una actualización y coordinación con los requisitos del Reglamento NSR-10 para edificaciones existentes, aunque el enfoque y filosofía son iguales a los del Reglamento NSR-98.
- La sección *A.10.9 — Rehabilitación sísmica*, se actualiza. Prescribe los requisitos a cumplir en:
  - *A.10.9.2.1 — Intervención de edificaciones indispensables y de atención a la comunidad*
  - *A.10.9.2.2 — Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Reglamento NSR-98 de la Ley 400 de 1997,*
  - *A.10.9.2.3 — Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984,*

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- *A.10.9.2.4 — Intervención de edificaciones diseñadas y construidas antes de la vigencia del Decreto 1400 de 1984*, y
- *A.10.9.2.5 — Edificaciones declaradas como patrimonio histórico*

- La sección *A.10.10 — Reparación de edificaciones dañadas por sismos*, había sido introducida al Reglamento NSR-98 por medio del Decreto 2809 del año 2000. Para el Reglamento NSR-10 se ha actualizado y modificado con las experiencia reales obtenidas durante la atención de los daños ocurridos con el sismo del Quindío de enero 25 de 1999 que afectó la zona cafetera y especialmente las ciudades de Armenia y Pereira, el sismo de Pizarro del 15 de noviembre de 2004 que afectó la ciudad de Cali y el sismo de Quetame del 24 de mayo de 2008 que causó daños en la ciudad de Bogotá.

Capítulo A.11 — Instrumentación sísmica

- Este Capítulo no sufrió mayores modificaciones para el Reglamento NSR-10. No obstante se discutió en el seno de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes la forma por medio de la cual se hiciese más efectivo dado que se ha presentado incumplimiento sistemático de sus exigencias por parte de los constructores. Por esta razón, se introdujo la nueva sección *A.11.1.3.2*, donde se indica que es un requisito indispensable para la obtención de la licencia de construcción y el permiso de ocupación que define el Decreto 564 de 2006.

*Capítulo A.12 — Requisitos especiales para edificaciones indispensables de los Grupos de Uso **III** y **IV***

- En el Reglamento NSR-10, los requisitos de este Capítulo deben aplicarse también a las edificaciones del Grupo de Uso **III**.
- Además se actualizó en los aspectos asociados con los movimientos sísmicos del umbral de daño (*A.12.2*) cuyo período de retorno promedio fue modificado para incrementar su efectividad.
- En *A.12.2 — Movimientos sísmicos del umbral de daño*, los valores del parámetro de amenaza sísmica para el umbral de daño, $\mathbf{A_d}$, fueron parte de la actualización de la amenaza sísmica en el país y se encuentra presentados en un mapa y una tabla para las capitales de departamento y se incluyen dentro del listado para todos los municipios colombianos del Apéndice A-4.
- Los requisitos de *A.12.5.3 — Límites de la deriva para el umbral de daño*, se ajustaron al nuevo período de retorno promedio.

Capítulo A.13 — Definiciones y nomenclatura del Título A

- Se actualizó y se incluyeron nuevas definiciones de términos introducidos en el Reglamento NSR-10.

Apéndice A-1 — Recomendaciones sísmicas para algunas estructuras que se salen del alcance del reglamento

- Este Apéndice que es de carácter informativo y no obligatorio se mantiene esencialmente igual en el Reglamento NSR-10.
- En *A-1.1.1 — Propósito*, se hace referencia a la nueva norma de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica: "*Norma AIS-180 — Requisitos de diseño sismo resistente para algunas*

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

estructuras diferentes a edificaciones" la cual contiene guías más amplias que lo contenido en este Apéndice para estructuras que se salen del alcance del Reglamento NSR-10.

Apéndice A-2 — Recomendaciones para el cálculo de los efectos de interacción dinámica suelo-estructura

- Este Apéndice se mantiene esencialmente igual en el Reglamento NSR-10.

Apéndice A-3 — Procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva "Push-over"

- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10, no es de carácter obligatorio y se ha incluido con el fin de que se estudie preliminarmente para poderlo adoptar en ediciones futuras del Reglamento, si se considera conveniente.
- Los requisitos alternos sugeridos en él provienen del documento NEHRP 2006[36].

Apéndice A-4 — Valores de A_a, A_v, A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

- Los valores contenidos en este Apéndice fueron actualizados según los resultados de la nueva evaluación de amenaza sísmica del país.

Título B — Cargas

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité B del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1981.
Documentos base (Reglamento 1984) — ANSI A.58-82[20] y Norma AIS 100-83[25]
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ANSI/ASCE 7-95[21] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — ASCE/SEI 7-05[22] , IBC-2009[40], ACI-IPS-1[7] y Norma AIS 100-09[28]

Se han hecho los requisitos más acordes con el documento ASCE 7-05[22], sobre cuya versión de 1995[21] estaba basado este Título en el Reglamento NSR-98, lo cual ha incluido los siguientes aspectos. Para el Reglamento NSR-10 se tuvo en cuenta además del documento ASCE 7-05, el documento ACI IPS-1[7], el cual fue desarrollado en Colombia a través de un convenio suscrito por el American Concrete Institute — ACI con Icontec y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS. Las actualizaciones más importantes son:

Capítulo B.1 — Requisitos generales

- Se incluyó una nueva sección *B.1.4 — Trayectorias de cargas* para insistir sobre la importancia de una integridad estructural.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

Capítulo B.2 — Combinaciones de carga

- En *B.2.3 — Combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones del estado límite de servicio*, las combinaciones de carga dadas allí se actualizaron a las contenidas en el documento ASCE 7-05[(22)].
- En *B.2.4 — Combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia*, las combinaciones de carga dadas allí se actualizaron a las contenidas en el documento ASCE 7-05[(22)] las cuales son las mismas para todos los materiales estructurales que se diseñan por el método de resistencia (concreto estructural, mampostería estructural y estructuras metálicas). Así mismo son las utilizadas en el documento ACI 318-08[(11)] sobre el cual está basado el Titulo C del Reglamento NSR-10.

Capítulo B.3 — Cargas muertas

- En la sección *B.3.2 — Masas y pesos de los materiales*, se revisaron todos los valores consignados en la *Tabla B.3.2-1*.
- En la sección *B.3.4 — Elementos no estructurales*, se adoptó una división novedosa para los elementos no estructurales la cual permite calcular las cargas producidas por estos elementos de una forma más simple y segura:
  - *B.3.4.1 — Elementos no estructurales horizontales*, y
  - *B.3.4.2 — Elementos no estructurales verticales*.
- Se introdujo una nueva sección *B.3.4.3 — Valores mínimos alternativos para cargas muertas de elementos no estructurales*, la cual cubre los casos más comunes para estas cargas.
- Se incluyó la sección *B.3.6 — Consideraciones especiales*, para insistir en la responsabilidad del constructor y el supervisor técnico acerca de que los valores de estas cargas correspondan a las utilizadas en el diseño.
- En todo el Capítulo se colocaron referencias a las cargas utilizando el sistema métrico mks.

Capítulo B.4 — Cargas vivas

- En la sección *B.4.2.1 — Cargas vivas requeridas* se revisaron todos los valores para las cargas vivas, según el uso de la edificación, consignados en la *Tabla B.4.2.1-1 — Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas*. Así mismo se revisaron los valores de la *Tabla B.4.2.1-2 — Cargas vivas mínimas en cubiertas*.
- Igualmente se revisaron los valores dados en la sección *B.4.2.2 — Empuje en pasamanos y antepechos,* haciéndolos más seguros y de acuerdo con reglamentaciones internacionales.
- Los requisitos de las secciones *B.4.3 — Carga parcial*, *B.4.4 — Impacto*, *B.4.5 — Reducción de la carga viva*, *B.4.6 — Puente grúas*, y *B.4.7 — Efectos dinámicos*, se mantuvieron iguales a los del Reglamento NSR-98.
- Se incluyó una nueva sección *B.4.8 — Cargas empozamiento de agua y de granizo*, para evitar el colapso en estructuras de cubierta livianas causadas ya sea por agua lluvia o por granizo, y se asignaron las responsabilidades correspondientes entre los diferentes profesionales que intervienen en el diseño de estas estructuras. La carga de granizo debe tenerse en cuenta en todos los sitios del país con altura mayor de 2000 m sobre el nivel del mar, o donde las autoridades municipales así lo exijan.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

Capítulo B.5 — Empuje de tierra y presión hidrostática

- Este Capítulo se mantiene sin modificación del Reglamento NSR-98.

Capítulo B.6 — Fuerzas de viento

- Este Capítulo fue actualizado.
- En *B.6.1.1 — Procedimientos permitidos*, se indican como tales:
  - ♦ Método 1 — Procedimiento Simplificado, para edificios que cumplan los requisitos especificados en la sección *B.6.4*,
  - ♦ Método 2 — Procedimiento Analítico, para edificios que cumplan los requisitos especificados en la sección *B.6.5* y
  - ♦ Método 3 — Procedimiento de Túnel de Viento como se especifica en la sección *B.6.6*.
- El resto del Capítulo contiene los requisitos detallados para la evaluación de las fuerzas producidas por el viento en todo el país.
- En la *Figura B.6.4-1* se incluye el mapa de amenaza eólica, el cual corresponde al mismo contenido en el Reglamento NSR-98, con pequeños ajustes.
- En las figuras siguientes se presentan guías y ayudas gráficas para determinar las fuerzas del viento en numerosos casos.

Título C — Concreto estructural

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité C del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1981.
Documentos base (Reglamento 1984) — Blume, et al [29], ACI 318-77[7], ACI 318-83[2], Norma Icontec 2000[41] y Norma AIS 100-83[25]
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ACI 318-89[3], ACI 318-95[4] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — ACI 318-99[6], ACI 318-02[8], ACI 318-05[9], ACI 318-08[11] y Norma AIS 100-09[28]

El diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado y preesforzado se ha realizado en el país, aún antes de la expedición de la primera normativa de construcción sismo resistente en 1984, utilizando el documento ACI 318 del Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute — ACI) el cual tuvo su primera versión en el año 1908. En el año 1977 el Instituto Colombiano de Productores de Cemento — ICPC, pagó al ACI por los derechos de traducción de este documento y se realizó una traducción oficial de él, la cual fue utilizada por el Icontec para expedir la norma Icontec 2000[41] la cual a su vez se empleó como base, con las modificaciones introducidas en el ACI 318-83[2], para el Título C del Decreto 1400 de 1984. Para el Reglamento NSR-98 se utilizaron las versiones ACI 318-89[3] y ACI 318-95[4]. Con posterioridad a la expedición del Reglamento NSR-98 el ACI ha publicado nuevas versiones del ACI 318 en 1999[6], 2002[8], 2005[9] y 2008[11]. Por lo tanto el Reglamento NSR-98 está atrasado cuatro versiones con respecto al documento base ACI 318. Para el Reglamento NSR-10 se subsana esta situación, incorporando todos los cambios a que se hace referencia en ellas. Para su

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

utilización en el Reglamento NSR-10 la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica pagó y obtuvo los derechos de reproducción del documento ACI 318S-08[11] (en español) del American Concrete Institute — ACI.

Para el tema de diseño sismo resistente de estructuras de concreto reforzado, este se inicia con el tratado de Blume, Newmark y Corning[29], el cual publica con base en amplias investigaciones experimentales por primera vez los principios del diseño sismo resistente de estructuras de concreto reforzado. Estos principios son llevados al documento ACI 318 por primera vez como un apéndice en la versión de 1971. Lo contenido actualmente en el ACI 318-08[11] corresponde a los requisitos más modernos y efectivos en el tema a nivel mundial.

La actualización del Título C del Reglamento NSR-10 comprendió los siguientes aspectos:

Capítulo C.1 — Requisitos generales

- En *C.1.1.8* se indica que se permite utilizar el documento IPS-1[7] (o ACI 314) para el diseño simplificado de estructuras de concreto de menos de cinco pisos o menos de 3 000 m^2 de área.
- En *C.1.1.10 — Disposiciones para resistencia sísmica*, se indica cómo se coordina el Título C del Reglamento NSR-10 con el Título A de diseño sismo resistente.

Capítulo C.2 — Notación y definiciones

- En *C.2.1 — Notación del Título C del Reglamento NSR-10,* se actualizan todos los términos técnicos empleados en el Título C. Toda la nomenclatura y definición de las variables se actualizó y racionalizó.
- En *C.2.2 — Definiciones*, se incluye el término de inglés que se está definiendo entre paréntesis para facilitar la aplicación de este título del Reglamento NSR-10.

Capítulo C.3 — Materiales

- En *C.3.1 — Ensayos de materiales,* se indican las responsabilidades del constructor y del supervisor técnico respecto a la calidad de los materiales utilizados en construcción en concreto reforzado y como coordina el Título C con el Título I del Reglamento NSR-10.
- En *C.3.2 — Materiales cementantes*, se definen los cementos de acuerdo con los cementos que se producen en Colombia.
- En *C.3.5 — Acero de refuerzo*, se ajusta el documento ACI 318 a la práctica nacional de la siguiente forma:
  - ♦ Las barras corrugadas de acero deben cumplir la norma técnica colombiana NTC 2289 en todo el territorio nacional.
  - ♦ No se permite el uso de acero corrugado de refuerzo fabricado bajo las norma NTC 245, ni ningún otro tipo de acero que haya sido trabajado en frío o trefilado.
  - ♦ El refuerzo liso solo se permite en estribos, refuerzo de retracción y temperatura o refuerzo en espiral y no puede utilizarse como refuerzo longitudinal a flexión, excepto cuando conforma mallas electrosoldadas.
  - ♦ Se permiten barras de refuerzo galvanizadas que cumplan con NTC 4013.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- ♦ Los alambres y el refuerzo electrosoldado de alambre recubiertos con epóxico deben cumplir con ASTM A884M.
- ♦ Se permite utilizar pernos con cabeza y sus ensamblajes, los cuales deben cumplir con ASTM A1044M

- Se incluye la sección *C.3.5.10 — Evaluación y aceptación del acero de refuerzo*, la cual no existe en el ACI 318, para exigir dentro del país control de calidad del acero de refuerzo.
- En *C.3.8 — Normas citadas*, se relacionan todas las normas NTC expedidas por el Icontec y en su defecto la norma correspondiente de la ASTM.

Capítulo C.4 — Requisitos de durabilidad

- Este Capítulo fue reorganizado haciéndolo más claro y fácil de usar.
- En *C.4.2 — Categorías y clases de exposición,* se definen las características de los ambientes que puedan producir problemas al concreto y en *C.4.3 — Requisitos para mezclas de concreto* como ajustar la dosificación del concreto para prevenir su deterioro por aspectos ambientales.

Capítulo C.5 — Calidad del concreto, mezclado y colocación

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.
- En *C.5.3.2 — Resistencia promedio requerida*, se introducen dos nuevas ecuaciones para determinar la resistencia del concreto cuando esta es mayor de 35 MPa.
- En *C.5.6.2.4* se permite ahora el uso de probetas (cilindros) de formato estándar (300 mm de alto y 150 mm de diámetro) y de formato más pequeño (200 mm de alto y 100 mm de diámetro) lo cual facilita el control de calidad de los concretos.
- Ahora se permite en *C.5.6.6 — Concreto reforzado con fibra de acero* este tipo de refuerzo para cortante.

Capítulo C.6 — Cimbras y encofrados, embebidos y juntas de construcción

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.

Capítulo C.7 — Detalles del refuerzo

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.

Capítulo C.8 — Análisis y diseño — Consideraciones generales

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.
- En *C.8.4 — Redistribución de momentos en elementos continuos sometidos a flexión*, ahora se permite aumentar o disminuir tanto los momentos positivos como los momentos negativos, mientras que en el Reglamento NSR-98 solo se permitía para estos últimos.
- Ahora se permite el uso de agregados livianos como se definen en *C.8.6 — Concreto liviano*.
- Se introduce una nueva sección *C.8.8 — Rigidez efectiva para determinar las deflexiones laterales,* que fija los parámetros a utilizar en el cálculo de las derivas (*Capítulo A.6*) causadas por fuerzas sísmicas en estructuras de concreto reforzado.
- La sección *C.8.13 — Viguetas en losas nervadas*, se ajustó a la práctica nacional, la cual es diferente de la práctica norteamericana para este tipo de elementos.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

Capítulo C.9 — Requisitos de resistencia y funcionamiento

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98. La actualizaciones más importantes son las siguientes:
- En *C.9.2 — Resistencia requerida*, se actualizan todas las ecuaciones de combinación y mayoración de cargas. Estas ecuaciones están coordinadas con las prescritas en el Título B. Dado que estás ecuaciones conducen a valores menores de la resistencia requerida, lo cual se compensa con valores más bajos del coeficiente de reducción de resistencia ϕ, se incluye una advertencia al respecto en *B.2.4.1*.
- En *C.9.3 — Resistencia de diseño*, se presentan los nuevos valores del coeficiente de reducción de resistencia ϕ.

Capítulo C.10 — Flexión y cargas axiales

- En este Capítulo se presenta una de las mayores variaciones en el documento ACI 318 consistente en cambiar el uso de la cuantía balanceada para determinar el comportamiento de los elementos a flexión por el uso de la deformación unitaria en el acero de refuerzo localizado en la zona de tracción del elemento, lo cual se conoce mundialmente como la teoría unificada dado que es utilizable tanto en concreto reforzado como en concreto preesforzado. Este cambio se presenta en la sección *C.10.3 — Principios y requisitos generales*.
- En *C.10.6 — Distribución del refuerzo de flexión en vigas y losas en una dirección*, se modifican los requisitos de distribución del refuerzo en zonas de tracción, lo cual disminuye la fisuración en este tipo de elementos.
- En *C.10.8 — Dimensiones de diseño para elementos a compresión (columnas)*, se retiran las secciones mínimas para columnas, las cuales se habían quitado desde la versión de 1971 del ACI 318. Para las estructuras permitidas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta se mantienen unas secciones mínimas. Este cambio permite menores costos en las estructuras de concreto reforzado localizadas en zonas de amenaza sísmica baja.
- En *C.10.9 — Límites del refuerzo de elementos a compresión (columnas)*, se reduce la cuantía máxima permisible en columnas al 4% del área de la sección para evitar excesiva congestión del acero de refuerzo longitudinal en las columnas.
- Los requisitos de esbeltez para columnas, *C.10.10 — Efectos de esbeltez en elementos a compresión*, fueron modernizados permitiendo ahora un mayor y mejor uso de programas de computador modernos.
- En *C.10.12 — Transmisión de cargas de las columnas a través de losas de entrepiso*, se incluyen los resultados de una investigación reciente realizada por un ingeniero colombiano en la Universidad de Alberta, Canadá.

Capítulo C.11 — Cortante y torsión

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98. La actualizaciones más importantes son las siguientes:
- Todas las ecuaciones del Capítulo se pasan de esfuerzos a fuerzas, lo cual permite identificar más fácilmente el área sobre la cual aplica el esfuerzo a que hace referencia la ecuación.
- El uso del refuerzo mínimo a cortante se aclara en *C.11.4.6 — Refuerzo mínimo a cortante*.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

Capítulo C.12 — Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.

Capítulo C.13 — Sistemas de losa en una y dos direcciones

- Este Capítulo en el ACI 318 hace referencia únicamente a losas en dos direcciones. Tradicionalmente desde la versión del Reglamento colombiano de 1984 este Capítulo ha cubierto las losas en una y dos direcciones como se emplean en el país debido a que difieren notablemente de la forma como se construyen en Norteamérica.
- Adicionalmente el Reglamento NSR en sus versiones de 1998 y esta nueva versión 2010, restringen el uso de sistemas losa-columna, incluyendo el reticular celulado, donde la losa reemplaza la viga debido al muy mal comportamiento sísmico de estos sistemas en el país y en el exterior.
- La sección *C.13.8 — Métodos plásticos de análisis y diseño*, permite el uso de metodologías más modernas que las tradicionales en el diseño de sistemas de losa.
- La sección *C.13.9 — Losas en dos direcciones apoyadas sobre muros o vigas rígidas*, incluyendo las *Tablas C.13.9-1* a *C.13.9-4*, no existe en el documento ACI 318-08[(11)], es de gran utilidad para los sistemas nacionales de losa y proviene de la misma fuente, pero de la versión de 1963.

Capítulo C.14 — Muros

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.

Capítulo C.15 — Cimentaciones

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98.
- La sección *C.15.11 — Pilotes y cajones de cimentación*, se ajustó a la práctica nacional y se coordinó con los requisitos al respecto del Título A del Reglamento.
- Igualmente la sección *C.15.13 — Vigas de amarre de la cimentación*, se ajustó a la práctica nacional y se coordinó con los requisitos al respecto del Título A del Reglamento.

Capítulo C.16 — Concreto prefabricado

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98. Hace referencia a elementos de concreto que se fabrican en un lugar diferente de su posición final en la estructura.

Capítulo C.17 — Elementos compuestos concreto-concreto sometidos a flexión

- Este Capítulo fue actualizado pero mantiene el mismo enfoque que en el Reglamento NSR-98. Hace referencia a elementos de concreto que se construyen por etapas.

Capítulo C.18 — Concreto preesforzado

- Este Capítulo fue actualizado. Las modificaciones más importantes son las siguientes:
- En *C.18.3 — Suposiciones de diseño*, se introduce el concepto de Clase U, Clase T o Clase C en función de esfuerzo calculado en la fibra extrema en tracción en la zona precomprimida en tracción, calculada para cargas de servicio.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- En *C.18.4 — Requisitos de funcionamiento — Elementos sometidos a flexión*, se hicieron ajustes y precisiones respecto a los esfuerzos admisible en condiciones de servicio para los elementos preesforzados.
- La sección *C.18.13 — Zona de anclaje de tendones postensados*, se actualizó.
- La sección *C.18.22 — Postensado externo*, es nueva y de gran utilidad en la reparación y rehabilitación de edificaciones.

Capítulo C.19 — Cáscaras y losas plegadas

- Este Capítulo fue actualizado.

Capítulo C.20 — Evaluación de la resistencia de estructuras existentes

- Este Capítulo fue actualizado. Es de gran utilidad para establecer la seguridad de estructuras cuando existen dudas sobre su resistencia y también para definir aspectos importantes en la intervención de edificaciones existentes.

Capítulo C.21 — Requisitos de diseño sismo resistente

- Este Capítulo fue actualizado. Las modificaciones más importantes son las siguientes:
- Todos los requisitos de este Capítulo, tal como lo trae el ACI 318-08[(11)], se ajustaron a las prescripciones del Título A de diseño sismo resistente del Reglamento NSR-10. El ajuste más importante al respecto consiste en la aplicación de las capacidades de disipación de energía en el rango inelástico (Disipación Mínima — *DMI*, Disipación Moderada — *DMO* y Disipación Especial — *DES*), lo cual se aclara en la sección *C.21.1.1 — Alcance*.
- Debe tenerse en cuentas que los requisitos de detallado para disipación especial, *DES*, pueden utilizarse en todas las zonas de amenaza sísmica del país, los de disipación moderada, *DMO*, solo pueden utilizarse en zonas de amenaza sísmica intermedia y baja, y los de disipación mínima, *DMI*, solo se pueden utilizar en las zonas de amenaza sísmica baja.
- Es importante anotar que los requisitos que tradicionalmente ha tenido el Reglamento colombiano para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía *DMO* son más estrictos que los requisitos homólogos del documento ACI 318. La razón para esto es que las dos ciudades más pobladas del país, Bogotá y Medellín, se encuentran localizadas muy cerca de la frontera que distingue las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia. Por esta causa el enfoque para dar mayor capacidad de disipación de energía en las estructuras con requisitos *DMO* se deriva de los de disipación especial *DES* a diferencia del ACI 318 donde se derivan como un aumento muy menor, a juicio de los expertos nacionales en el tema, de los requisitos de disipación mínima *DMI*. Esta posición es compartida por la Comisión Asesora para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.
- El Capítulo se reordenó y sus requisitos van ahora en orden ascendiente de disipación mínima, *DMI*, pasando por disipación moderada, *DMO*, y terminando al final del Capítulo en disipación especial, *DES*.
- En *C.21.1.4 — Concreto en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)*, se dan los requisitos para el concreto a utilizar en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada, *DMO*, y especial, *DES*. En *C.21.1.5 — Refuerzo en estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)*, se dan los requisitos homólogos para el acero de refuerzo.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- *C.21.2 — Pórticos ordinarios resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)*, contiene los requisitos que aplican a las estructuras con capacidad de disipación de energía mínima (*DMI*). Fueron reorganizado y actualizados.
- Los requisitos de *C.21.3 — Pórticos intermedios resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO),* se revisaron y actualizaron pero manteniendo la misma filosofía del Reglamento NSR-98, como se explicó anteriormente.
- La sección *C.21.3.6 — Resistencia mínima a flexión de las columnas de pórticos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)*, es nueva para este tipo de disipación de energía la cual obliga a cumplir el principio de viga débil columna fuerte, de fundamental importancia en la respuesta ante solicitaciones sísmicas de la estructura.
- La sección *C.21.4 — Muros estructurales intermedios con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)*, se actualizó y se coordinó con los requisitos para disipación especial, *DES*. Ahora trae una manera novedosa de definir si hay necesidad de utilizar elementos de borde en el muro por procedimientos basados en desplazamiento cuando las deformaciones unitarias en esta zona indican que el concreto puede fallar por compresión excesiva.
- Las secciones *C.21.5 — Elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)*, y *C.21.6 — Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)* se actualizan. En *C.21.6.4.3* se introduce un procedimiento nuevo para calcular el espaciamiento e los estribos de confinamiento de las columnas.
- La sección *C.21.7 — Nudos en pórticos especiales resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)*, se actualiza.
- Se introduce la nueva sección *C.21.8 — Pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado con capacidad especial de disipación de energía (DES)*, para pórticos prefabricados especiales.
- La sección *C.21.9 — Muros estructurales especiales y vigas de acople con capacidad especial de disipación de energía (DES),* se actualizó y ahora trae una manera novedosa de definir si hay necesidad de utilizar elementos de borde en el muro por procedimientos basados en desplazamiento cuando las deformaciones unitarias en esta zona indican que el concreto puede fallar por compresión excesiva y ahora permite el uso de refuerzo en diagonal en las vigas de acople entre muros.
- Se introduce la nueva sección *C.21.10 — Muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado con capacidad especial de disipación de energía (DES),* para muros prefabricados especiales.
- Las secciones *C.21.11 — Diafragmas y cerchas estructurales asignadas a la capacidad especial de disipación de energía (DES)* y *C.21.12 — Cimentaciones de estructuras asignadas a la capacidad especial de disipación de energía (DES)* se actualiza.
- Se introduce una nueva sección *C.21.13 — Elementos que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas*, para el diseño de los elementos de concreto reforzado que no hacen parte el sistema estructural de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Capítulo C.22 — Concreto estructural simple

- Este Capítulo fue actualizado.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

Capítulo C.23 — Tanques y estructuras de ingeniería ambiental de concreto

- En el Reglamento NSR-98 se había introducido un Capítulo para el diseño de tanques en edificaciones. Dado que era la única referencia nacional aplicable al diseño de estructuras de ingeniería ambiental, a pesar que éstas se salen del alcance del Reglamento. Para el Reglamento NSR-10 se decidió modernizar y actualizar este capítulo para incluir las estructuras propias de ingeniería ambiental. Con esto se está realizando un aporte importante para el correcto diseño y construcción de plantas de tratamiento de agua potable y disposición de aguas residuales en el territorio nacional.
- El Capítulo C.23 del Reglamento NSR-10 está basado en el documento ACI 350M-06[(10)] especializado en estructuras de ingeniería ambiental de concreto.
- En el Capítulo C.23 se indican las secciones del resto del Título C que varían para su uso en estructuras ambientales.

Apéndice C-A — Modelos Puntal-Tensor

- Este Apéndice es nuevo. Corresponde a la normalización del "método de la biela" de inspiración europea y aplicable al diseño de elementos donde la teoría general de flexión no es válida. Su texto proviene del ACI 318-08[(11)].

Apéndice C-B — Disposiciones alternativas de diseño para elementos de concreto reforzado y preesforzado sometidos a flexión y a compresión

- Este Apéndice es nuevo y permite el uso de los requisitos de cuantía máxima basada en una fracción de la cuantía balanceada que se empleaban para elementos a flexión en el Reglamento de 1984 y en el NSR-98.

Apéndice C-C — Factores de carga y reducción de la resistencia alternativos

- Este Apéndice es nuevo y permite el uso de las ecuaciones de combinación de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ que se empleaban en el Reglamento de 1984 y en el NSR-98.

Apéndice C-D — Anclaje al concreto

- Este Apéndice es nuevo y da los requisitos de diseño para anclajes. Su texto proviene del ACI 318-08[(11)].
- Este apéndice se refiere tanto a los anclajes preinstalados antes de la colocación del concreto como a anclajes postinstalados.
- No se incluyen insertos especiales, tornillos pasantes, anclajes múltiples conectados a una sola platina de acero en el extremo embebido de los anclajes, anclajes pegados o inyectados con mortero, ni anclajes directos como pernos o clavos instalados neumáticamente o utilizando pólvora.

Apéndice C-E — Información acerca del acero de refuerzo

- Este Apéndice es nuevo y enumera las características del acero de refuerzo empleado en el Reglamento NSR-10.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

Apéndice C-F — Equivalencia entre el sistema SI, el sistema mks, y el sistema inglés de las ecuaciones no homogéneas del Título C del Reglamento

- Este Apéndice es nuevo y da la equivalencia de las ecuaciones del Título C del Reglamento NSR-10 entre diferentes sistemas de unidades.

Apéndice C-G — Información acerca del acero de refuerzo

- Este Apéndice existía en el Reglamento NSR-98 y fue revisado y actualizado para el Reglamento NSR-10.

Título D — Mampostería estructural

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité D del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1983.
Documentos base (Reglamento 1984) — Yamín, et al[50], UBC-79[38], y Norma AIS 100-83[25]
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ACI 530-95/ASCE 5-95/TMS 402-95[5] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — ACI 530-08/ASCE 5-08/TMS 402-08[12] y Norma AIS 100-09[28]

El diseño y construcción de estructuras de mampostería reforzada era nuevo en el país cuando se expidió el Reglamento de 1984. En el momento existían algunos documentos de cómo utilizar el ladrillo de arcilla producido en el país con fines estructurales. El Reglamento de 1984 incluyó un Título de diseño y construcción de mampostería de bloque de perforación vertical de inspiración norteamericana[38] y requisitos para el diseño y construcción de mampostería confinada inspirados por la experiencia nacional en este tipo de mampostería y con base en los resultados de ensayos experimentales nacionales[50] y extranjeros, principalmente mexicanos. Para la producción del Reglamento NSR-98 y la actualización al NSR-10, se cuenta con una amplia bibliografía nacional sobre este sistema estructural y numerosos ensayos experimentales realizados en varias universidades del país.

Para el tema de diseño sismo resistente de estructuras de mampostería reforzada, este se reafirma con el tratado de Englekirk y Hart[32]. Estos principios son llevados al documento ACI 530. Lo contenido actualmente en el ACI 530-08[12] corresponde a los requisitos más modernos y efectivos en el tema a nivel mundial.

La actualización del Título D del Reglamento NSR-10 comprendió los siguientes aspectos:

Capítulo D.1 — Requisitos generales

- Este Capítulo permanece sin modificación con respecto al del Reglamento NSR-98.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

Capítulo D.2 — Clasificación, usos, normas, nomenclatura y definiciones

- En *D.2.1 — Clasificación de la mampostería estructural*, se indican los tipos de mampostería estructural que reconoce el Reglamento NSR-10:
  - *Mampostería de cavidad reforzada* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.6.
  - *Mampostería reforzada* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.7.
  - *Mampostería parcialmente reforzada* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.8.
  - *Mampostería no reforzada* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.9. Este sistema estructural está restringido a algunas regiones de las zonas de amenaza sísmica baja.
  - *Mampostería de muros confinados* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.10.
  - *Mampostería de muros diafragma* sus requisitos se encuentran en el Capítulo D.11.
  - *Mampostería reforzada externamente* sus requisitos se encuentran en el nuevo Capítulo D.12 y se trata de un sistema que no estaba incluido dentro del Reglamento NSR-98 y es nuevo en el NSR-10.
- En el resto del Capítulo se actualizó la nomenclatura, las definiciones y las normas NTC y ASTM de fabricación de los materiales de la mampostería.

Capítulo D.3 — Calidad de los materiales en la mampostería estructural

- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- En *D.3.4 — Mortero de pega*, se introduce un nuevo tipo de mortero H para aplicaciones de mayor altura donde se demande mayor resistencia del mortero.

Capítulo D.4 — Requisitos constructivos para mampostería estructural

- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- En *D.4.2.5.2 — Longitud de desarrollo*, se modifica parcialmente la expresión de longitud de desarrollo por una expresión más moderna.
- En *D.4.5.11.1 — Refuerzo horizontal de junta para muros de mampostería*, se indica ahora que el refuerzo de junta puede ser parte del refuerzo que resiste esfuerzos cortantes en el plano del muro.
- Se introduce una sección nueva *D.4.10 — Curado de muros de mampostería*.

Capítulo D.5 — Requisitos generales de análisis y diseño

- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- Se introduce una nueva sección *D.5.1.5.3 — Valores de ϕ para esfuerzos de aplastamiento*, la cual reemplazó la sección *D.5.1.5.3 — Valores de ϕ para el refuerzo*, la cual no es necesaria en el Reglamento NSR-10.
- La expresión para el módulo de elasticidad del mortero de relleno en *D.5.2.1.3* fue modificada por una expresión que se ajusta mejor a los resultados experimentales nacionales.
- En *D.5.5.1 — Máxima resistencia axial teórica*, el coeficiente de la expresión para la máxima carga axial fue modificado de 0.85 a 0.80 de acuerdo con el valor en el documento ACI 530-08[(12)].
- De igual forma y por la misma razón la expresión de la sección *D.5.5.2 — Reducción de resistencia axial por esbeltez* y las expresiones de la *Tabla D.5.8-2 — Valor del cortante nominal resistido por la mampostería,* $\mathbf{V_m}$, fueron modificadas.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- En *D.5.8.4.3*, se permite ahora dentro del refuerzo que resiste esfuerzos cortantes incluir el refuerzo de junta, pero con una eficiencia de solo el 35%.

Capítulo D.6 — Mampostería de cavidad reforzada

- Este Capítulo permanece igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo D.7 — Mampostería reforzada construida con unidades de perforación vertical

- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- En *D.7.2.1.1 — Muros de mampostería reforzada con capacidad especial de disipación de energía (DES)*, se incluyen requisitos adicional para poder clasificar este tipo de mampostería como de disipación especial.

Capítulo D.8 — Mampostería parcialmente reforzada construida con unidades de perforación vertical

- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- En *D.8.2.1* se permite ahora en el Reglamento NSR-10 este sistema como uno de los sistemas estructurales de disipación moderada DMO.

Capítulo D.9 — Mampostería no reforzada

- Este Capítulo se mantiene igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo D.10 — Mampostería de muros confinados

- Este Capítulo fue actualizado y coordinado con el resto del Reglamento.
- En *D.10.7.4* se modifica el coeficiente de corrección por esbeltez del muro.
- En *D.10.7.7 — Diseño a cortante del muro en la dirección paralela a su plano* se modificó la relación de resistencia al corte del muro de mampostería confinada para esta situación.

Capítulo D.11 — Mampostería de muros diafragma

- Este Capítulo se mantiene igual al del Reglamento NSR-98.
- Este tipo de construcción no se permite para edificaciones nuevas, y su empleo solo se permite dentro del alcance del capítulo A.10, aplicable a la adición, modificación o remodelación del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento, o en la evaluación de su vulnerabilidad sísmica.

Capítulo D.12 — Mampostería reforzada externamente

- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- Cubre muros de mampostería reforzada externamente en donde el refuerzo consiste en mallas electrosoldadas que se colocan dentro del mortero de recubrimiento o revoque (pañete) en ambas caras laterales de los muros fijándolas a ellos mediante conectores y/o clavos de acero con las especificaciones y procedimientos descritos en este Capítulo.

Apéndice D-1 — Diseño de mampostería estructural por el método de los esfuerzos de trabajo admisibles

- Este Apéndice se mantiene igual al del Reglamento NSR-98.

- En *D-1.5.2 — Esfuerzos admisibles para compresión axial*, se modifica el coeficiente de corrección por esbeltez del muro.
- La *Tabla D-1.5-1 — Esfuerzos admisibles para tracción por flexión de la mampostería con aparejo trabado* F_t *(MPa),* fue actualizada y ahora incluye el mortero tipo H.

Título E — Casas de uno y dos pisos

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité E del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1983.
Documentos base (Reglamento 1984) — Norma AIS 100-83[25]
Documentos base (Reglamento NSR-98) — Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — Norma AIS 100-09[28]

Este Título único a nivel mundial que permite la construcción de casas de uno y dos pisos sin la participación obligatoria de un ingeniero estructural, a través de requisitos empíricos se ha mantenido, revisando y actualizando para el Reglamento NSR-10. Sus requisitos son una simplificación del uso de la mampostería confinada del Capítulo D.10.

Por medio del Decreto 52 de 2002 se le adicionó, dentro del Reglamento NSR-98, un Capítulo de bahareque encementado que se mantiene en el Reglamento NSR-10.

La actualización del Título E del Reglamento NSR-10 comprendió los siguientes aspectos:

Capítulo E.1 — Introducción
- Este Capítulo se actualizó con respecto al del Reglamento NSR-98.
- La sección *E.1.1.1 — Alcance*, se actualizó.
- Se incluye una sección nueva *E.1.2 — Definiciones*.
- La sección *E.1.3.4 — Integridad estructural*, se modernizó.

Capítulo E.2 — Cimentaciones
- Este Capítulo corresponde al antiguo Capítulo E.5 del Reglamento NSR-98. Ha sido movido más adelante dentro del Título E y su contenido está actualizado y modernizado.

Capítulo E.3 — Mampostería confinada
- Este Capítulo corresponde al antiguo Capítulo E.2 del Reglamento NSR-98. Su contenido está actualizado y modernizado.
- Se incluye la nueva sección *E.3.4 — Aberturas en los muros*.
- Se incluye la nueva sección *E.3.6.6 — Distribución simétrica de muros*.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

Capítulo E.4 — Elementos de confinamiento en mampostería confinada

- Este Capítulo corresponde al antiguo Capítulo E.3 del Reglamento NSR-98 pero su contenido sigue siendo el mismo.

Capítulo E.5 — Losas de entrepiso, cubiertas, muros divisorios y parapetos

- Este Capítulo corresponde al antiguo Capítulo E.4 del Reglamento NSR-98. Su contenido está actualizado y modernizado
- Se incluyen la nuevas secciones *E.5.1.3 — Espesor mínimo de losas*, *E.5.1.4 — Losas macizas* y *E.5.1.5 — Losas aligeradas*.

Capítulo E.6 — Recomendaciones adicionales de construcción en mampostería confinada

- Este Capítulo se mantiene igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo E.7 — Bahareque encementado

- Este Capítulo fue adicionado al Reglamento NSR-98 por medio del Decreto 52 de 2002. Para el Reglamento NSR-10 se mantiene igual reorganizándolo y llevando parte del contenido al Capítulo E.8 y al E.9.

Capítulo E.8 — Entrepisos y uniones en bahareque encementado

- Este Capítulo contiene parte del material que existía en el Capítulo E.7 del Reglamento NSR-98. Se reorganiza y actualiza.

Capítulo E.9 — Cubiertas para construcción en bahareque encementado

- Este Capítulo contiene parte del material que existía en el Capítulo E.7 del Reglamento NSR-98. Se reorganiza y actualiza.

Apéndice E-A — Verificación de la resistencia de muros de bahareque encementado

- Este Apéndice se mantiene igual al del Reglamento NSR-98.

Título F — Estructuras metálicas

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité F del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1983.
Documentos base (Reglamento 1984) — AISC-1978[13], Código Fedestructuras[37], NTC 2001[42] y Norma AIS 100-83[25]
Documentos base (Reglamento NSR-98) — AISC-1994[14] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — AISC-2010[15], AISC-Seismic-2010[16] y Norma AIS 100-09[28]

El diseño y construcción de estructuras metálicas en el país, aún antes de la expedición de la primera normativa de construcción sismo resistente en 1984, se ha realizado utilizando el documento del

American Institute of Steel Construction — AISC[13]. En el año 1977 la Federación Colombiana de Fabricantes de Estructuras Metálicas — Fedestructuras, realizó una traducción y adaptación al medio nacional de él[37], la cual fue utilizada por el Icontec para expedir la norma NTC 2001[42] la cual a su vez se empleó como base para el Título F del Decreto 1400 de 1984. Para el Reglamento NSR-98 se utilizaron las versiones AISC-1994[14], AISI-1987[18] y AISI-1991[19], y para los requisitos de aluminio, la norma inglesa[30] correspondiente. En el transcurso de estos años ha habido un cambio de fondo en la filosofía de diseño de estructuras metálicas pasando del método de diseño por esfuerzos admisibles al método de diseño por factores de carga y resistencia. La actualización al Reglamento NSR-10 se ha realizado con el documento más moderno al respecto que es el de AISC del año 2010[15]. En lo correspondiente a estructuras de aluminio se actualizó con respecto al Eurocódigo 9[34], que sigue y moderniza los lineamientos de la norma inglesa utilizada originalmente en el Reglamento NSR-98.

Para el tema de diseño sismo resistente de estructuras metálicas se han utilizado tradicionalmente en el país los requisitos de la AISC[16]. Para el Reglamento NSR-10 se ha utilizado la versión más reciente correspondiente al año 2010.

La actualización del Título F del Reglamento NSR-10 comprendió, además, que todo el Título F está ahora en sistema métrico SI. En el Reglamento NSR-98 este Título estaba en sistema métrico mks.

Capítulo F.1 — Requisitos generales

- En *F.1.1 — Limites de aplicabilidad*, se definen los tipos de construcción metálica para la cual el Título F contiene requisitos:
  - El diseño de estructuras de acero con miembros hechos con perfiles laminados está cubierto por los Capítulos F.2 y F.3.
  - El diseño de estructuras metálicas con miembros formados en frío se trata en el Capítulo F.4.
  - El diseño de estructuras metálicas con elementos de aluminio estructural está cubierto en el Capítulo F.5.

Capítulo F.2 — Estructuras de acero con perfiles laminados, armados y tubulares estructurales

- En el Capítulo *F.2* se incluyen ahora las siguientes secciones:
  - *F.2.1 — Provisiones generales*
  - *F.2.2 — Requisitos de diseño*
  - *F.2.3 — Diseño por estabilidad*
  - *F.2.4 — Diseño de miembros a tensión*
  - *F.2.5 — Diseño de miembros a compresión*
  - *F.2.6 — Diseño de miembros a flexión*
  - *F.2.7 — Diseño de elementos por cortante*
  - *F.2.8 — Diseño de miembros solicitados por fuerzas combinadas y por torsión*
  - *F.2.9 — Diseño de miembros de sección compuesta*
  - *F.2.10 — Diseño de conexiones*
  - *F.2.11 — Diseño de conexiones de perfiles tubulares estructurales (PTE) y miembros en cajón*
  - *F.2.12 — Diseño para estados límites de servicio*
  - *F.2.13 — Fabricación, montaje y control de calidad*

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- *F.2.14 — Control de calidad y supervisión técnica*
- *F.2.15 — Diseño basado en un análisis inelástico*
- *F.2.16 — Empozamiento*
- *F.2.17 — Diseño por fatiga*
- *F.2.18 — Diseño para condiciones de incendio*
- *F.2.19 — Evaluación de estructuras existentes*
- *F.2.20 — Arriostramiento de columnas y vigas*
- *F.2.21 — Métodos alternos de diseño por estabilidad*
- *F.2.22 — Procedimiento aproximado de análisis de segundo orden*

Capítulo F.3 — Provisiones sísmicas para estructuras de acero con perfiles laminados, armados y tubería estructural

- En el Capítulo *F.3* se incluyen ahora las siguientes secciones:
  - *F.3.1 — Provisiones generales*
  - *F.3.2 — Requisitos generales de diseño*
  - *F.3.3 — Análisis*
  - *F.3.4 — Requisitos generales de diseño*
  - *F.3.5 — Pórticos resistentes a momento (PRM)*
  - *F.3.6 — Sistemas arriostrados y muros de cortante*
  - *F.3.7 — Pórticos resistentes a momentos compuestos (PRMC)*
  - *F.3.8 — Sistemas arriostrados y muros de cortante compuestos*
  - *F.3.9 — Fabricación y montaje*
  - *F.3.10 — Control de calidad y supervisión técnica para estructuras del sistema de resistencia sísmica*
  - *F.3.11 — Ensayos para calificación de conexiones*

Capítulo F.4 — Estructuras de acero con perfiles de lámina formada en frío

- En el Capítulo *F.4* se incluyen ahora las siguientes secciones:
  - *F.4.1 — Provisiones generales*
  - *F.4.2 — Elementos*
  - *F.4.3 — Miembros*
  - *F.4.4 — Miembros armados y sistemas estructurales*
  - *F.4.5 — Conexiones y uniones*
  - *F.4.6 — Ensayos para casos especiales*
  - *F.4.7 — Tableros metálicos para trabajo en sección compuesta*
  - *F.4.8 — Especificaciones para construcción de entramados de acero formado en frío, sistemas de construcción en seco y entramados de cerchas*

Capítulo F.5 — Estructuras de aluminio

- En el Capítulo *F.5* se incluyen ahora las siguientes secciones:
  - *F.5.1 — Generalidades*
  - *F.5.2 — Propiedades y selección de materiales*
  - *F.5.3 — Principios de diseño*
  - *F.5.4 — Diseño estático de miembros*

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- *F.5.5 — Láminas y vigas ensambladas*
- *F.5.6 — Diseño estático de uniones*
- *F.5.7 — Fatiga*
- *F.5.8 — Ensayos*

Apéndice F.5.A — Nomenclatura de productos de aluminio

- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.B — Valores típicos de vida de diseño

- Este Apéndice se mantiene igual que para el Reglamento NSR-98.

Apéndice F.5.C — Derivación de los esfuerzos limite del material para usar en el diseño

- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.D — Cálculo de momento elasto-plástico

- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.E — Regiones afectadas por el calor adyacentes a soldaduras

- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.F — Formulas generales para las propiedades torsionales de secciones abiertas de pared delgada

- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.G — Pandeo torsional lateral de vigas

- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.H — Pandeo torsional de miembros a compresión: determinación del parámetro de esbeltez λ

- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.I — Ecuaciones de curvas de diseño

- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Apéndice F.5.J — Datos de resistencia a la fatiga

- Este Apéndice fue actualizado para el Reglamento NSR-10.

Título G — Estructuras de madera y estructuras de guadua

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité G del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1997.

Documentos base (Reglamento 1984) — No existía en el Reglamento de 1984
Documentos base (Reglamento NSR-98) — PADT-REFORT[43] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — AITC-2004[17] y Norma AIS 100-09[28]

Este Título se introdujo por primera vez en el Reglamento NSR-98 pues no existía en el Reglamento de 1984. La Junta del Acuerdo de Cartagena del Pacto Andino, trabajó en el desarrollo de una base tecnológica adecuada que permita la explotación y utilización de los productos de los bosques tropicales andinos. Como resultado de este esfuerzo se publicó el "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino"[43]. Los requisitos que se presentan en el Título G del Reglamento NSR-98 fueron basados en este documento. Para el Reglamento NSR-10 se ha actualizado esta información utilizando numerosas investigaciones nacionales recientes y los requisitos de la última versión del manual del American Institute of Timber Construction[17]. Por otro lado el Icontec ha desarrollado un amplio grupo de normas técnicas colombianas NTC sobre madera, las cuales se han incorporado como referencias normativas en el Reglamento NSR-10.

Para los requisitos para estructuras de guadua en el Reglamento NSR-10 se ha utilizado el borrador de norma ISO sobre este material y numerosas investigaciones nacionales, incluyendo un juego de normas NTC desarrolladas por el Icontec, las cuales se han incluido como referencias normativas en el Reglamento NSR-10.

Capítulo G.1 — Requisitos generales

- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- En *G.1.1.3* se incluye una referencia a la NTC 2500 – Uso de la Madera en la Construcción, desarrollada por Icontec, la cual se ocupa de la madera como material de construcción y de los procesos industriales y tratamientos, así como de los requisitos de fabricación, montaje, transporte y mantenimiento de elementos de madera.
- La sección *G.1.2 — Definiciones y nomenclatura*, se amplía.
- La sección *G.1.3.2 — Requisitos de calidad para madera estructural*, se moderniza incluyendo una nueva sección *G.1.3.3 — Calidad de la madera estructural*, estableciendo categoría de calidad más modernas que las que contenía el Reglamento NSR-98 y la sección *G.1.3.5 — Grupos estructurales* se actualiza también.
- Se incluye una nueva sección *G.1.5 — Referencias al Titulo G*.

Capítulo G.2 — Bases para el diseño estructural

- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- La sección *G.2.2.2 — Esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad*, se actualiza a la nueva clasificación de maderas estructurales.
- En *G.2.2.3 — Esfuerzos admisibles y coeficientes de modificación* se actualizan todos los parámetros.
- Se incluye la *Tabla G.2.2-10* que resume los cambios.

Capítulo G.3 — Diseño de elementos solicitados por flexión

- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- Se incluye una nueva sección *G.3.2 — Deflexiones*. Donde se introduce una corrección por efectos de cortante *G.3.2.4 — Efecto del cortante*.
- *G.3.3 — Flexión*, *G.3.4 — Cortante* y *G.3.5 — Aplastamiento* se actualizan y modernizan.

Capítulo G.4 — Diseño de elementos solicitados por fuerza axial

- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- Se incluye una nueva sección *G.4.3.3 — Entramados de pies derechos*.

Capítulo G.5 — Diseño de elementos solicitados por flexión y carga axial

- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.

Capítulo G.6 — Uniones

- Este Capítulo se ha actualizado y modernizado para el Reglamento NSR-10 con la adición de varias secciones nuevas y tablas y figuras explicativas.

Capítulo G.7 — Diafragmas horizontales y muros de corte

- Este Capítulo se ha actualizado y modernizado para el Reglamento NSR-10 con la adición de varias secciones nuevas y tablas y figuras explicativas.

Capítulo G.8 — Armaduras

- Este Capítulo se ha actualizado y modernizado para el Reglamento NSR-10 con la adición de varias secciones nuevas y tablas y figuras explicativas. Ahora incluye cerchas de mayor escala que las que permitía el Reglamento NSR-98.

Capítulo G.9 — Sistemas estructurales

- Este Capítulo se ha actualizado y modernizado para el Reglamento NSR-10 con la adición de varias secciones nuevas y tablas y figuras explicativas.

Capítulo G.10 — Aserrado

- Este Capítulo se ha mantenido esencialmente igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo G.11 — Preparación, fabricación, construcción, montaje y mantenimiento

- Este Capítulo se ha actualizado y modernizado para el Reglamento NSR-10 con la adición de varias secciones nuevas y tablas y figuras explicativas.

Capítulo G.12 — Estructuras de guadua

- Este Capítulo es totalmente nuevo dentro del Reglamento NSR-10.
- En él se incluyen los siguientes temas:
  - *G.12.1 — Alcance*
  - *G.12.2 — Términos y definiciones*
  - *G.12.3 — Materiales*
  - *G.12.4 — Obtención y comercialización*
  - *G.12.5 — Materiales complementarios*
  - *G.12.6 — Bases para el diseño estructural*

- *G.12.7 — Método de diseño estructural*
- *G.12.8 — Diseño de elemento sometidos a flexión*
- *G.12.9 — Diseño de elementos solicitados por fuerza axial*
- *G.12.10 — Diseño de elementos solicitados por flexión y carga axial*
- *G.12.11 — Uniones*
- *G.12.12 — Preparación, fabricación, construcción, montaje y mantenimiento*

Apéndice G-A — Metodología para obtención de esfuerzos admisibles

- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-B — Parámetros de estructuración del Reglamento NSR-10 Título G

- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-C — Contracciones

- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-D — Equilibrio de contenido de humedad

- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-E — Normas NTC expedidas por el Icontec Complementarias del Título G

- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-F — Propiedades de secciones preferenciales medidas nominales

- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Apéndice G-G — Cargas admisibles para el diseño de entablados

- Este Apéndice es nuevo en el Reglamento NSR-10.

Título H — Estudios geotécnicos

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité H del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1997.
Documentos base (Reglamento 1984) — No existía en el Reglamento de 1984
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ACDB[49] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — IBC-2009[40] y Norma AIS 100-09[28]

Este Título se introdujo por primera vez en el Reglamento NSR-98 pues no existía en el Reglamento de 1984. Para su primera versión se utilizó, en parte, el anteproyecto de Código de Bogotá[49] desarrollado por la Universidad de los Andes para el Departamento Administrativo de Planeación del Distrito Especial de Bogotá y además se consultaron otros documentos nacionales y extranjeros.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

Para la versión del Reglamento NSR-10 el contenido de este Título se ha reorganizado, modificado y modernizado con base en la experiencia del uso del Reglamento NSR-98 y nuevos avances en la geotecnia y ciencias afines. Como base parcial se consultaron los requisitos homólogos del International Building Code(40) en su versión de 2009.

El contenido está dividido ahora así:

Capítulo H.1 — Introducción

- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.

Capítulo H.2 — Definiciones

- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- Se incluye la nueva sección *H.2.3 — Agua subterránea*.
- Se incluye la nueva sección *H.2.4 — Factores de seguridad*.
- Se incluye la nueva sección *H.2.5 — Suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos*.

Capítulo H.3 — Caracterización geotécnica del subsuelo

- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- La sección *H.3.1 — Unidad de construcción*, fue actualizada en su totalidad.
- La sección *H.3.2 — Investigación del subsuelo para estudios definitivos*, fue actualizada en su totalidad.
- La sección *H.3.3 — Ensayos de laboratorio*, se modernizó y amplió aclarando numerosos aspectos.

Capítulo H.4 — Cimentaciones

- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- Se incluye una nueva sección *H.4.3 — Cimentaciones compensadas*.
- Se incluye una nueva sección *H.4.4 — Cimentaciones con pilotes*. En la cual se amplía y expande lo contenido anteriormente sobre pilotes.
- Se incluye una nueva sección *H.4.5 — Cimentaciones en roca*.
- Se incluye una nueva sección *H.4.6 — Profundidad de cimentación*.
- Se incluye una nueva sección *H.4.7 — Factores de seguridad indirectos*.
- La sección *H.4.8 — Asentamientos*, se actualiza en su totalidad.
- Se incluye una nueva sección *H.4.9 — Efectos de los asentamientos*.
- Se incluye una nueva sección *H.4.10 — Diseño estructural de la cimentación*.

Capítulo H.5 — Excavaciones y estabilidad de taludes

- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- El contenido antiguamente disperso en los otros capítulos se ha concentrado aquí. Ahora contiene las siguientes secciones:
  - *H.5.1 — Excavaciones*
  - *H.5.2 — Estabilidad de taludes en laderas naturales ó intervenidas*

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

Capítulo H.6 — Estructuras de contención

- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- El contenido antiguamente disperso en los otros capítulos se ha concentrado aquí. Ahora contiene las siguientes secciones:
  - *H.6.1 — Generalidades*
  - *H.6.2 — Estados límite*
  - *H.6.3 — Consideraciones de diseño*
  - *H.6.4 — Presión de tierras*
  - *H.6.5 — Empujes debidos al agua*
  - *H.6.6 — Empujes por cargas externas*
  - *H.6.7 — Capacidad ante falla*
  - *H.6.8 — Empujes sísmicos*
  - *H.6.9 — Factores de seguridad indirectos*

Capítulo H.7 — Evaluación geotécnica de efectos sísmicos

- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- El contenido antiguamente disperso en los otros capítulos se ha concentrado aquí. Ahora contiene las siguientes secciones:
  - *H.7.1 — Aspectos básicos*
  - *H.7.2 — Análisis de respuesta dinámica*
  - *H.7.3 — Análisis de estabilidad*
  - *H.7.4 — La licuación y los fenómenos relacionados*

Capítulo H.8 — Sistema constructivo de cimentaciones, excavaciones y muros de contención

- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- El contenido antiguamente disperso en los otros capítulos se ha concentrado aquí. Ahora contiene las siguientes secciones:
  - *H.8.1 — Sistema geotécnico constructivo*
  - *H.8.2 — Excavaciones*
  - *H.8.3 — Estructuras de contención*
  - *H.8.4 — Procedimientos constructivos para cimentaciones*

Capítulo H.9 — Condiciones geotécnicas especiales

- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10 de lo contenido en el Capítulo H.6 del Reglamento NSR-98.
- Se incluye una nueva sección *H.9.4 — Efectos de la vegetación*, que contiene temáticamente lo que traía el Capítulo H.7 del Reglamento NSR-98.

Capítulo H.10 — Rehabilitación sísmica de edificios: amenazas de origen sismo geotécnico y reforzamiento de edificaciones

- Este Capítulo es totalmente nuevo dentro del Reglamento NSR-10.
- Contiene las siguientes secciones:
  - *H.10.1 — Alcance*
  - *H.10.2 — Caracterización del sitio*

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- *H.10.3 — Mitigación de las amenazas sísmicas del sitio*
- *H.10.4 — Reforzamiento y rigidez de la cimentación*
- *H.10.5 — Rehabilitación del suelo y cimientos*

Título I — Supervisión técnica

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité I del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1997.
Documentos base (Reglamento 1984) — No existía en el Reglamento de 1984
Documentos base (Reglamento NSR-98) — Reglamento 1984[45] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — Norma AIS 100-09[28]

Este Título se introdujo por primera vez en el Reglamento NSR-98 pues no existía este Título en el Reglamento de 1984. No obstante, en el Reglamento de 1984 se introdujo el término de Supervisión Técnica para la vigilancia de que la construcción se lleve a cabo de acuerdo con lo consignado en los diseños y planos y con las calidades adecuadas de los materiales de construcción. Se evitó el término "Interventoría" dada la connotación de fiscalización de dineros que tiene dentro del medio nacional. La Supervisión Técnica puede ser parte de la Interventoría, pero únicamente es obligatoria de acuerdo a la Ley 400 de 1997 la parte de Supervisión Técnica.

Para la versión del Reglamento NSR-10 el contenido de este Título se ha actualizado de acuerdo con la experiencia de la supervisión técnica realizada en el país bajo el uso del Reglamento NSR-98.

El contenido está dividido así:

Capítulo I.1 — Generalidades
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- Las definiciones se actualizaron.

Capítulo I.2 — Alcance de la supervisión técnica
- Este Capítulo se ha actualizado y coordinado para el Reglamento NSR-10.

Capítulo I.3 — Idoneidad del supervisor técnico y su personal auxiliar
- Este Capítulo se ha actualizado y coordinado para el Reglamento NSR-10.

Capítulo I.4 — Recomendaciones para el ejercicio de la supervisión técnica
- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10. El material fue traído del Apéndice I-A del Reglamento NSR-98 donde no tenía carácter obligatorio y era una simple recomendación sin obligatoriedad jurídica en su aplicación. La experiencia de la aplicación del Reglamento NSR-98 ha indicado la conveniencia de darle carácter obligatorio dentro del Reglamento NSR-10.

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- Además de la actualización de las referencias con las secciones apropiadas del resto del Reglamento NSR-10 se incluyó una nueva sección *I.4.3.8 — Informe final*. Donde se presenta el modelo de informe final que debe presentar el Supervisor Técnico.

Título J — Requisitos de protección contra incendios en edificaciones

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité J del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1997.
Documentos base (Reglamento 1984) — No existía en el Reglamento de 1984
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ACDB[49] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) — NFPA, IBC-2009[40] y Norma AIS 100-09[28]

Este Título se introdujo por primera vez en el Reglamento NSR-98 pues no existía este Título en el Reglamento de 1984. Para su primera versión se utilizó, en parte, el anteproyecto de Código de Bogotá[49] desarrollado por la Universidad de los Andes para el Departamento Administrativo de Planeación del Distrito Especial de Bogotá y además se consultaron otros documentos nacionales y extranjeros.

Para la versión del Reglamento NSR-10 el contenido de este Título se ha actualizado de acuerdo con la experiencia de su aplicación en el país bajo el uso del Reglamento NSR-98 además de las reglamentaciones de la NFPA y el International Building Code IBC-2009[40].

El contenido está dividido así:

Capítulo J.1 — Generalidades
- Este Capítulo permanece igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo J.2 — Requisitos generales para protección contra incendios en las edificaciones
- Este Capítulo se ha actualizado para el Reglamento NSR-10.
- La sección *J.2.2 — Redes eléctricas, de gas, y otros fluidos combustibles, inflamables o carburantes*, es nueva.

Capítulo J.3 — Requisitos de resistencia contra incendios en las edificaciones
- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- Contiene la siguientes secciones:
  - *J.3.1 — Alcance*
  - *J.3.2 — Definiciones*
  - *J.3.3 — Clasificación de edificaciones en función del riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión*
  - *J.3.4 — Determinación de la resistencia requerida contra fuego*

- *J.3.5 — Evaluación de la provisión de resistencia contra fuego en elementos de edificaciones*

Capítulo J.4 — Detección y extinción de incendios

- Este Capítulo es nuevo en el Reglamento NSR-10.
- Contiene la siguientes secciones:
  - *J.4.1 — Alcance*
  - *J.4.2 — Sistemas y equipos para detección y alarma de incendios*
  - *J.4.3 — Sistemas y equipos para extinción de incendios*

Título K — Requisitos complementarios

Ficha técnica:

Desarrollado y mantenido por el Subcomité K del Comité AIS 100 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica establecido en 1997.
Documentos base (Reglamento 1984) — No existía en el Reglamento de 1984
Documentos base (Reglamento NSR-98) — ACDB[49] y Norma AIS 100-97[27]
Documentos base (Reglamento NSR-10) —IBC-2009[40] y Norma AIS 100-09[28]

Este Título se introdujo por primera vez en el Reglamento NSR-98 pues no existía este Título en el Reglamento de 1984. Para su primera versión se utilizó, en parte, el anteproyecto de Código de Bogotá[49] desarrollado por la Universidad de los Andes para el Departamento Administrativo de Planeación del Distrito Especial de Bogotá y además se consultaron otros documentos nacionales y extranjeros.

Para la versión del Reglamento NSR-10 el contenido de este Título se ha actualizado de acuerdo con la experiencia de su aplicación en el país bajo el uso del Reglamento NSR-98 además de las reglamentaciones sobre vidrios en edificaciones de diferentes países y el International Building Code IBC-2009[40].

El contenido está dividido así:

Capítulo K.1 — Generalidades, propósito y alcance

- Este Capítulo permanece igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo K.2 – Clasificación de las edificaciones por grupos de ocupación

- Este Capítulo permanece igual al del Reglamento NSR-98.

Capítulo K.3 – Requisitos para las zonas comunes

- Este Capítulo fue actualizado con respecto al del Reglamento NSR-98.

Capítulo K.4 – Requisitos especiales para vidrios, productos de vidrio y sistemas vidriados

Secretaría de la Comisión:
AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

- Este Capítulo fue actualizado totalmente con respecto al del Reglamento NSR-98.
- En *K.4.1 — General*, *K.4.1.1 — Alcance* se amplió a:
  - *Vidrios, vidrieras, ventanales y productos de vidrio para uso en edificaciones.*
  - *Láminas de vidrio verticales e inclinadas para uso en sistemas vidriados en fachadas.*
  - *Láminas de vidrio para pisos y elementos estructurales de vidrio.*
  - *Elementos complementarios en sistemas de vidriado.*
- En *K.4.1.2 — Definiciones*, se incluyeron nuevos términos.
- La sección *K.4.2 — Requisitos de diseño*, fue actualizada y modernizada.
- En la sección *K.4.3 — Seguridad*, se incluyeron nuevos aspectos importantes para seguridad ante impacto por humanos definiendo el tipo de vidrio y su localización.

Referencias bibliográficas

(1) American Concrete Institute — ACI, 1977, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77) and Commentary (ACI 318R-77)*, Detroit, MI, USA.

(2) American Concrete Institute — ACI, 1983, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83) and Commentary (ACI 318R-83)*, Detroit, MI, USA.

(3) American Concrete Institute — ACI, 1989, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-89) and Commentary (ACI 318R-89)*, Detroit, MI, USA.

(4) American Concrete Institute — ACI, 1995, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*, Farmington Hills, MI, USA.

(5) American Concrete Institute — ACI, American Society of Civil Engineers — ASCE, The Masonry Society — TMS, 1995, *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures -- Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530-95/ASCE 5-95/TMS 402-95) and Specifications for Masonry Structures (ACI 530.1-95/ASCE 6-95/TMS 602-95) and Companion Commentaries*, MSJC — Masonry Standards Joint Committee ACI/ASCE/TMS, Farmington Hills, MI, USA, 491 p.

(6) American Concrete Institute — ACI, 1999, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99)*, Farmington Hills, MI, USA.

(7) American Concrete Institute — ACI, ICONTEC y AIS, 2002, *Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings (For Buildings of Limited Size and Height, Based on ACI 318-02),* International Publication Series IPS-1, ACI, Farmington Hills, MI, USA, 248 p.

(8) American Concrete Institute — ACI, 2002, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*, Farmington Hills, MI, USA.

(9) American Concrete Institute — ACI, 2005, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*, Farmington Hills, MI, USA.

(10) American Concrete Institute — ACI, 2006, *Code requirements for environmental engineering concrete structures (ACI 350M-06) and Commentary*, Farmington Hills, MI, USA.

(11) American Concrete Institute — ACI, 2008, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)*, Farmington Hills, MI, USA.

(12) American Concrete Institute — ACI, American Society of Civil Engineers — ASCE, The Masonry Society — TMS, 2008, *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures -- Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530-08/ASCE 5-08/TMS 402-08) -- Specifications for Masonry Structures (ACI 530.1-08/ASCE 6-08/TMS 602-08) and Companion Commentaries*, MSJC — Masonry Standards Joint Committee ACI/ASCE/TMS, Farmington Hills, MI, USA.

(13) American Institute of Steel Construction — AISC, 1978, *Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*, AISC, Chicago, IL., USA.

(14) American Institute of Steel Construction — AISC, 1994, *Manual of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design - Volume I: Structural Members, Specifications & Codes - Volume II: Connections*, 2nd. Edition, AISC, Chicago, IL, USA, 2021 p.

(15) American Institute of Steel Construction — AISC, 2010, *Specifications for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL., USA.

(16) American Institute of Steel Construction — AISC, 2010, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL., USA.

(17) American Institute of Timber Construction — AITC, 2004, *Timber Construction Manual, Fifth Edition*, John Wiley and Sons Inc., Hoboken, NJ, USA.

(18) American Iron and Steel Institute — AISI, 1987, Cold-Formed Steel Design Manual, AISI, Washington, DC, USA.

(19) American Iron and Steel Institute — AISI, 1991, *LRFD Cold-Formed Steel Design Manual*, AISI, Washington, DC, USA.

(20) American National Standards Institute — ANSI, 1982, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - ANSI A.58.1 -1982*, New York, New York, USA.

(21) American Society of Civil Engineers — ASCE, 1996, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - ANSI/ASCE 7-95*, ASCE, New York, NY, USA, 134 p.

(22) American Society of Civil Engineers — ASCE and Structural Engineering Institute — SEI, 2005, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - ASCE/SEI 7-05*, ASCE, Reston, VA, USA, 388 p.

(23) Applied Technology Council — ATC, 1978, *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC-3-06*, Palo Alto, CA, USA, 505 p.

(24) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS, 1981, *Requisitos Sísmicos para Edificios - Norma AIS 100-81*, Bogotá, Colombia, 58 p.

(25) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS, 1983, *Requisitos Sísmicos para Edificaciones - Norma AIS 100-83*, AIS, Bogotá.

(26) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS, Universidad de los Andes e Instituto de Investigaciones en Geociencias, Minería y Química - Ingeominas, 1996, *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia*, Comité AIS 300 - Amenaza Sísmica, Bogotá, Colombia.

(27) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS, 1997, *Requisitos Sísmicos para Edificaciones - Norma AIS 100-97*, Bogotá, Colombia, 2 Vol.

(28) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica — AIS, 2009, *Requisitos Sísmicos para Edificaciones - Norma AIS 100-09*, Bogotá, Colombia, 3 Vol.

(29) Blume, J., N. M. Newmark, and L. H. Corning, (1961), *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association, Skokie, IL, USA, 318 p.

(30) British Standards Institution — BSI, 1991, *British Standard BS-8118 - Part I - Structural Use of Aluminum — Design Code*, BSI, London, UK.

(31) Congreso de la República, 1997, *Ley 400 de 1997 — Por medio de la cual se adoptan requisitos para construcción sismo resistente*, Bogotá, Colombia.

(32) Englekirk, R. E., y G. C. Hart, 1982, *Earthquake Design of Concrete Masonry Buildings*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs NJ., USA.

(33) European Committee for Standardization — CEN, 2005, *Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - ENV 1998-1-1,* Brussels, Belgium, 276 p.

(34) European Committee for Standardization — CEN, 2005, *Eurocode 9: Design of aluminum structures - ENV 1999-1-1*, Brussels, Belgium

(35) Federal Emergency Management Agency — FEMA, 1994, *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 222) - 1994 Edition, and Commentary*, Earthquake Hazard Reduction Series N° 222A, Building Seismic Safety Council, Washington, DC, USA.

(36) Federal Emergency Management Agency — FEMA, 2006, *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450) - 2006 Edition, and Commentary*, Earthquake Hazard Reduction Series N° 450, Building Seismic Safety Council, Washington, DC, USA, 385 p.

(37) Fedestructuras, 1977, *Código de Construcciones Metálicas Fedestructuras*, Federación Colombiana de Fabricantes de Estructuras Metálicas, Bogotá.

(38) International Conference of Building Officials — ICBO, 1979, *Uniform Building Code - UBC-79*, ICBO, Whittier, CA, USA, 734 p.

(39) International Conference of Building Officials — ICBO, 1997, *UBC - Uniform Building Code - 1997 Edition*, Whittier, CA, USA, 3 Vol.

(40) International Code Council — ICC, 2009, *International Building Code — IBC — 2009*, Country Club Hills, IL, USA.

(41) Instituto Colombiano de Normas Técnicas — ICONTEC, 1983, *Código Colombiano de Estructuras de Hormigón Armado, Norma Icontec-2000*, Bogotá, Colombia.

(42) Instituto Colombiano de Normas Técnicas — ICONTEC, 1984, *Código Colombiano de Construcciones Metálicas - Norma Icontec-2001*, Bogotá, Colombia.

(43) Junta del Acuerdo de Cartagena, Pacto Andino, 1984, *Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, 3a Edición*, Proyectos Andinos de Desarrollo Tecnológico en el Área de Recursos Forestales Tropicales, PADT-REFORT, Lima, Perú, 597 p.

(44) Ministerio de Desarrollo Económico, 1998, *Decreto 33 de 1998, por medio del cual se adopta el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-98*, Bogotá, Colombia, 4 Vol.

(45) Ministerio de Obras Públicas y Transporte — MOPT, 1984, *Decreto 1400 de Junio 7 de 1984 — Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes*, Bogotá, Colombia

(46) Structural Engineers Association of California — SEAOC, 1974, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 3rd Edition, SEAOC Seismology Committee, San Francisco, CA., USA.

(47) Structural Engineers Association of California — SEAOC, 1996, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 5th Edition, SEAOC Seismology Committee, San Francisco, CA., USA.

(48) Structural Engineers Association of California — SEAOC, 1999, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7th Edition, SEAOC Seismology Committee, San Francisco, CA., USA.

(49) Universidad de los Andes, 1985, *Anteproyecto de Código de Edificaciones de Bogotá*, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Bogotá.

(50) Yamín, L. E., L. E. Garcia, J. Galeano, y G. Reyes, 1993, *Estudio del Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería Confinada y Recomendaciones pare el Diseño*, Universidad de los Andes, Bogotà, Colombia, 24 p.

PARTICIPANTES

Los aspectos técnicos y científicos del Reglamento NSR-10 fueron dirigidos por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS
Junta Directiva
(Período 2008-2009)

Presidente:	Carlos Eduardo Bernal Latorre
Vicepresidente:	Álvaro Pérez Arango
Secretario:	Zulma Stella Pardo Vargas
Tesorero:	Luís Eduardo Cadena Corrales
Vocales:	Luís Enrique Aycardi Fonseca
	Harold Muñoz Muñoz
	Luís Garza Vásquez
	Francisco de Valdenebro Bueno
	Enrique Castrillón Trujillo
Representante de los Socios:	Eduardo Castell Ruano
Suplente Representante de los Socios:	Héctor Parra Ferro

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS
Junta Directiva
(Período 2009-2010)

Presidente:	Luís Enrique Aycardi Fonseca
Vicepresidente:	Luís Garza Vásquez
Secretario:	Malena Judith Amórtegui
Tesorero:	Luís Eduardo Cadena Corrales
Vocales:	Harold Muñoz Muñoz
	Francisco de Valdenebro Bueno
	Enrique Castrillón Trujillo
	Gabriel Francisco Valencia Clement
	Santiago Góngora Sierra
Representante de los Socios:	Eduardo Castell Ruano
Suplente Representante de los Socios:	Héctor Parra Ferro

Expresidentes de la Asociación:

Alberto Sarria Molina (Presidente Honorario)
Luis Enrique García Reyes (Presidente Honorario)
Augusto Espinosa Silva (Presidente Honorario)
Armando Palomino Infante
Alberto Marulanda Posada
Omar Darío Cardona Arboleda
Carlos Eduardo Bernal Latorre

Comité AIS 100

Miembros del Consejo Directivo del Comité:

Luís Guillermo Aycardi Barrero (Director General)
Carlos Eduardo Bernal Latorre
Patricia Guerrero Zúñiga
Jorge Ignacio Segura Franco
Jesús Humberto Arango Tobón
Samuel Darío Prieto Ramírez
Luís Garza Vásquez
Urbano Ripoll Rodríguez
Juan Manuel Martínez Rodríguez
Enrique Castrillón Trujillo
Josef Farbiarz Farbiarz.
María del Pilar Velazco Bolaños
Rubén Darío Acosta García (Coordinador)

Miembros del Comité:

Nelson Afanador García
Guillermo Alonzo Villate
Juan Camilo Álvarez Botero
Malena Amórtegui Rodríguez
Jesús Humberto Arango Tobón
Gilberto Areiza Palma
Pedro Arias Matus
Herbert Ariza Moreno
Rogelio Atehortúa Arenas
Luís Guillermo Aycardi Barrero
Roberto Aycardi Fonseca
Luís Enrique Aycardi Fonseca
Carlos Eduardo Bernal Latorre
Nelson Betancourt Suárez
Michel Bolaños Guerrero
José Chacón Figueroa
Luís Eduardo Cadena Corrales
Harold Cadenas Ordóñez
Roberto Caicedo Douat
Omar Darío Cardona Arboleda
Martha Liliana Carreño Tibaduiza
Juan Gabriel Carreño Silva
Eduardo Castell Ruano
Enrique Castrillón Trujillo
Mauricio José Castro García
Rodrigo Cortes Bruschi
Jorge Enrique Cruz Benedetti
Orlando Cundumi Sánchez
Francisco De Valdenebro Bueno
María Del Pilar Duque Uribe
Gloria Maria Estrada Álvarez
Josef Farbiarz Farbiarz
Joaquín Fidalgo Barcenas
Sergio Enrique Forero Acevedo
Cesar Augusto Gélvez
Josué Gálvis Ramos
Luís Enrique García Reyes
Luís Garza Vásquez
Plinio Fernando Garzón Leal
Gustavo Gómez Rodríguez
Santiago Góngora Sierra
Patricia Guerrero Zúñiga
Jaime Eduardo Hincapié Aguilar
Juan Diego Jaramillo Fernández.
Oscar Larios Díaz
Luís Felipe López Muñoz
Martha Cecilia López Ruiz
Juan Manuel Martínez Rodríguez
Luís Gonzalo Mejía Cañas
Juan Carlos Mejía Mc–Master
Lila Gabriela Méndez Flórez
Adalberto Muñoz Forero
Harold Muñoz Muñoz
John Jairo Osorio García
Carlos Emilio Ospina García.
Armando Palomino Infante
Zulma Stella Pardo Vargas
Héctor Parra Ferro
Francisco Javier Pérez Vargas
Germán Andrés Posso Ospina
Samuel Darío Prieto Ramírez
Luís Rafael Prieto Serrano
Pedro Nel Quiroga Saavedra
Juan Carlos Restrepo Restrepo

Luís Fernando Restrepo Vélez
Juan Carlos Reyes Ortiz
Urbano Ripoll Rodríguez
Fernando Robledo Hurtado
Jorge Alberto Rodríguez Ordóñez
Daniel Rojas Mora
Ismael Santana Santana
Jorge Ignacio Segura Franco
Juan Raúl Solarte Guerrero
Juan Tamasco Torres
Pedro Theran Cabello
Andrés Toro Henao
Jairo Hernando Upegui Jaramillo
Gabriel Francisco Valencia Clement
Cesar Velásquez Cuevas
María del Pilar Velazco Bolaños

Otros profesionales e instituciones que trabajaron con el Comité AIS 100:

Gabriel Acero Salazar
Rubén Darío Acosta García
Hugo Ernesto Acosta Martínez
José Joaquín Álvarez Enciso
Ramón Álvarez Hernández
Javier Amaya Suárez
José Vicente Amórtegui Gil
Guillermo Ángel Reyes
Juan Fernando Arango Londoño
Iván Arango Herrera
Nelson Eduardo Arango Gutiérrez
Gizel Jimena Ávila Moreno
Andrés Mauricio Bernal Zuluaga
Juan Carlos Botero Palacio
Manuel Alonso Builes Brand
Carlos Caicedo Douat
Carlos Albero Calderón Martínez
Luís Alfredo Camargo Patarroyo
Ana Campos García
Leonardo Cano Saldaña
Martha Liliana Carreño Tibaduiza
Ricardo Castaño Suárez
Diego Fernando Castro Pulgarín
John Harrison Ceballos Jiménez
Oscar Iván Chaparro Fajardo
Hugo Coral Moncayo
Jorge Enrique Cruz Benedetti
Jorge Mario Cueto Baiz
Jorge Camilo Díaz García
Iván Díaz Granados
Fernando Javier Díaz Parra
Antonio Domínguez Rodríguez
Jorge Enrique Durán Gutiérrez
Fabián Echeverri Escobar
Augusto Espinosa Silva
Argemiro Esquivel
Diego Estrada Páez
Jorge Enrique Flechas Forero
Edgar Forero Muñoz
Miguel Antonio Franklin M
José de Jesús García López
Plinio Fernando Garzón Leal
José Gabriel Gómez Cortés
Álvaro Jaime González García
Luís Alfredo González Morantes
Jorge Eduardo Hurtado Gómez
Luís Alberto Jaramillo Gómez
Mario León Jaramillo Restrepo
Álvaro Jaramillo Suárez
Luís Eduardo Laverde Leguízamo
Arcésio Lizcano Peláez
Luz Consuelo Luna Carrillo
Antonio Magallón
Cruz Marín Guerrero
Andrés Felipe Marín Taborda
Oscar Eduardo Melo Rico
Gabriela Méndez Flórez
Antonio Maria Merlano Rivera
Tomás Molina Muñoz
Jaime Moncada Pérez
Wilson Electo Moreno Bermúdez
Nelson Arlet Mosquera Toro
Julio Eduardo Moya Barrios
Edgar Eduardo Muñoz Díaz
Germán Nava Gutiérrez
Federico Alejandro Núñez Moreno
Jacobo Ojeda Moncayo
Oscar Ordóñez Casallas
Santiago Eduardo Osorio Ramírez
Wilfredo Ospina Uribe
Fernando Andrés Ospina Lema
Juan Carlos Padilla Rodríguez
Jorge Alberto Padilla Romero
Juan Felipe Pareja Arango
Gilmar Iván Patiño Barrera
Elkin Rolando Peña Verdugo
Álvaro Pérez Arango
Juan Carlos Posada Giraldo
Carlos Eduardo Poveda Salamanca
Luz Dary Pulido Cruz
Manuel Ramírez Domínguez
Armando Ramírez Villegas
Francisco Javier Rebolledo Muñoz
Luís Horacio Restrepo Mejía
Wilson Reyes Álvarez
Rodrigo Ríos Patiño

Gabriel Rivillas Salcedo
Juan Pablo Robles Castellanos
Edgar Eduardo Rodríguez Granados
Jesús Enrique Rojas Ochoa
Diana Marcela Rubiano
Jaime Rudas Lleras
Daniel Mauricio Ruiz Valencia
Ricardo Sánchez Bogotá
Diego Sánchez de Guzmán
Jorge Alfredo Santander Palacios
Maria Cecilia Sierra Bonilla

Mauricio Toro Acosta
Mario Camilo Torres Suárez
William Tovar Segura
Augusto Trujillo Acevedo
Jairo Uribe Escamilla
Doralba Valencia Restrepo
Juan Camilo Velandia Grillo
Bernardo Viecco Quiroz
Germán Villafañe Ricci
Luís Eduardo Yamín Lacouture
Carlos Zapata Cantor

Alcaldía Mayor de Bogotá, Cuerpo Oficial de Bomberos
Asociación Colombiana de Ingeniería Estructural
Asociación de Ingenieros Estructurales de Antioquia
Asociación Colombiana de Productores de Concreto
Cementos Mexicanos
Cámara Colombiana de la Construcción
Dirección Nacional de Prevención y Atención de Desastres
Gobernación Valle del Cauca
Instituto Colombiano de Norma Técnicas
Instituto Geológico de Minas
Instituto Colombiano de Productores de Cemento
Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial
Ministerio de Transporte
Organización Iberoamericana de Protección contra Incendios
Presidencia de la República de Colombia
Seccional Colombiana del American Concrete Institute
Sociedad Colombiana de Arquitectos
Sociedad Colombiana de Geotecnia
Sociedad Colombiana de Ingenieros

Escuela de Administración ,Finanzas y Tecnología
Escuela Colombiana de Ingeniería
Universidad de los Andes
Universidad del Cauca
Universidad del Valle
Universidad Javeriana
Universidad Nacional de Colombia
Universidad Francisco de Paula Santander

Edición y Secretaría:
Leticia Reyes Gómez.
Diana Lucia Campos Robayo
Mercedes Arciniegas Ovalle

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE DEL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTE

A la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, asisten los siguientes delegados y representantes:

Preside:
Representante del Ministerio de Ambiente, Vivienda y desarrollo Territorial:
Abog. Luz Ángela Martínez Bravo
Directora de Sistema Habitacional

Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS -
(Secretario de la Comisión):
Ing. Luís Enrique Aycardi Fonseca

Representante de la Presidencia de la República:
Ing. Luis Enrique García Reyes

Representante del Ministerio de Transporte
Ing. Juan Fernando Arango Londoño

Delegado del Representante Legal del INGEOMINAS:
Ing. Carlos Enrique Alvarado Flórez

Delegado del Presidente de la Sociedad Colombiana de Ingenieros - SCI:
Ing. Luis Eduardo Laverde Leguízamo

Delegado del Presidente de la Sociedad Colombiana de Arquitectos - SCA:
Arq. Jorge Pardo Castro

Delegado del Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Estructural - ACIES:
Ing. Carlos Eduardo Bernal Latorre

Delegado del Presidente de la Cámara Colombiana de la Construcción - CAMACOL:
Ing. Luz Dary Pulido Cruz

NOTAS

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial
Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Territorial
Dirección del Sistema Habitacional
República de Colombia

COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

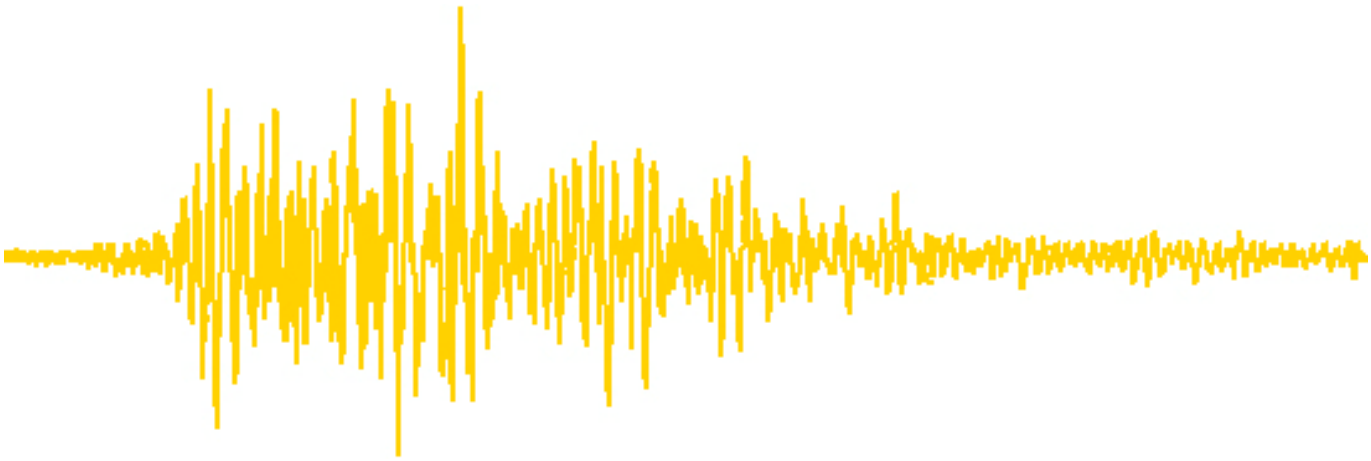
Ley 400 de 1997
(Modificada Ley 1229 de 2008)

Secretaría de la Comisión:

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

NOTAS:



LEY N° 400
(19 de agosto de 1997)

Modificada por la Ley 1229 de 2008 (julio 16) por la cual se modifica y adiciona la Ley 400 del 19 de agosto de 1997♦

Por la cual se adoptan normas sobre construcciones sismo resistentes

EL CONGRESO DE COLOMBIA
DECRETA:

TÍTULO I
OBJETO Y ALCANCE

ARTÍCULO l°.- Objeto.- La presente Ley establece criterios y requisitos mínimos para el diseño, construcción y supervisión técnica de edificaciones nuevas, así como de aquellas indispensables para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo, que puedan verse sometidas a fuerzas sísmicas y otras fuerzas impuestas por la naturaleza o el uso, con el fin de que sean capaces de resistirlas, incrementar su resistencia a los efectos que estas producen, reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas, y defender en lo posible el patrimonio del Estado y de los ciudadanos.

Además, señala los requisitos de idoneidad para el ejercicio de las profesiones relacionadas con su objeto y define las responsabilidades de quienes las ejercen, así como los parámetros para la adición, modificación y remodelación del sistema estructural de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente Ley.

Parágrafo.- Una edificación diseñada siguiendo los requisitos consagrados en las normas que regulen las construcciones Sismo Resistentes, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño en elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso.

El cuidado tanto en el diseño como en la construcción y la supervisión técnica, son fundamentales para la sismo resistencia de estructuras y elementos no estructurales.

♦ En esta edición se ha colocado una doble raya a la derecha en las secciones modificadas por la Ley 1228/08

ARTÍCULO 2°.- Alcance.- Las construcciones que se adelanten en el territorio de la República deberán sujetarse a las normas establecidas en la presente Ley en las disposiciones que la reglamenten.

Corresponde a las oficinas o dependencias distritales o municipales encargadas de conceder las licencias de construcción, la exigencia y vigilancia de su cumplimiento. Estas se abstendrán de aprobar los proyectos o planos de construcciones que no cumplan con las normas señaladas en esta Ley o sus reglamentos.

La construcción deberá sujetarse estrictamente al correspondiente proyecto o planos aprobados.

ARTÍCULO 3°.- Excepciones.- Las disposiciones de esta Ley y sus reglamentos no comprenden el diseño y construcción de estructuras especiales como puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas estructuras cuyo comportamiento dinámico difiera del de edificaciones convencionales, o no estén cubiertas dentro de las limitaciones de cada uno de los materiales estructurales prescritos.

TÍTULO II
DEFINICIONES

ARTÍCULO 4°.- Definiciones.- Para los efectos de esta ley se entiende por:

l°.- Acabados o elementos no estructurales: Partes y componentes de una edificación que no pertenecen a la estructura o a su cimentación.

2°.- Amenaza sísmica: Es el valor esperado de futuras acciones sísmicas en el sitio de interés y se cuantifica en términos de una aceleración horizontal del terreno esperada, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso de tiempo predeterminando.

3°.- Amplificación de la onda sísmica: Aumento en la amplitud de las ondas sísmicas, producido por su paso desde la roca hasta la superficie del terreno, a través de los estratos del suelo.

4°.- Capacidad de disipación de energía: Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia.

5°.- Carga muerta: Es la carga vertical debida al peso de todos los elementos permanentes, ya sean estructurales o no estructurales.

6°.- Carga viva: Es la carga debida al uso de la estructura, sin incluir la carga muerta, fuerza de viento o sismo.

7°.- Casa: Edificación unifamiliar destinada a vivienda.

8°.- Construcción sismo resistente: Es el tipo de construcción que cumple con el objeto de esta Ley, a través de un diseño y una construcción que se ajusta a los parámetros establecidos en ella y sus reglamentos.

9°.- Constructor: Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, bajo cuya responsabilidad se adelanta la construcción de una edificación.

10°.- Deriva de piso: Es la diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles entre los cuales está comprendido el piso.

11°.- Diseñador Arquitectónico: Es el Arquitecto bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos arquitectónicos de la edificación y quien los firma o rotula.

12°.- Diseñador de los elementos no estructurales: Es el profesional, facultado para ese fin, bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos de los elementos no estructurales de la edificación y quien lo firma o rotula.

13°.- Diseñador Estructural: Es el Ingeniero Civil, facultado para ese fin, bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

14°.- Edificación: Es una construcción cuyo uso principal es la habitación u ocupación por seres humanos.

15°.- Edificaciones de atención a la comunidad: Son las edificaciones necesarias para atender emergencias, preservar la salud y la seguridad de las personas, tales como: cuarteles de bomberos, policía y fuerzas militares; instalaciones de salud, sedes de organismos operativos de emergencia, etc

16°.- Edificaciones indispensables: Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno, tales como, hospitales de niveles de complejidad 2 y 3 y centrales de operación y control de líneas vitales.

17°.- Elemento o miembro estructural: Componente del sistema estructural de la edificación.

18°.- Estructura: Es un ensamblaje de elementos, diseñado para soportar las cargas gravitacionales y resistir las fuerzas horizontales.

19°.- Fuerzas sísmicas: Son los efectos inerciales causados por la aceleración del sismo, expresados como fuerzas para ser utilizadas en el análisis y diseño de la estructura.

20°.- Desempeño de los elementos no estructurales: Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo que la afecte.

21°.- Grupo de uso: Clasificación de las edificaciones según su importancia para la atención y recuperación de las personas que habitan en una región que puede ser afectada por un sismo o, cualquier tipo de desastre

22°.- Ingeniero Geotecnista: Es el Ingeniero Civil, quien firma el estudio geotécnico y, bajo cuya responsabilidad se realizan los estudios geotécnicos o de suelos, por medio de los cuales se fijan los parámetros de diseño de la cimentación, los efectos de amplificación de la onda sísmica causados por el tipo y estratificación del suelo subyacente a la edificación, y la definición de los parámetros del suelo que se deben utilizar en la evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura.

23°.- Interacción suelo-estructura: Es el efecto que tienen en la respuesta estática y dinámica de la estructura las propiedades del suelo que da apoyo a la edificación, sumado a las propiedades de rigidez de la cimentación y de la estructura.

24°.- Interventor: Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, que representa al propietario durante la construcción de la edificación, bajo cuya responsabilidad se verifica que esta se adelante de acuerdo con todas las reglamentaciones correspondientes, siguiendo los planos, diseños y especificaciones realizados por los diseñadores.

25°.- Licencia de construcción: Acto Administrativo por medio del cual se concede, a solicitud del interesado, la autorización para adelantar la construcción de una edificación.

26°.- Líneas vitales: Infraestructura básica de redes, tuberías o elementos conectados o continuos, que permite la movilización de energía eléctrica, agua, combustibles, información y el transporte de personas y productos, esencial para realizar con eficiencia y calidad las actividades de la sociedad.

27°.- Licuación: Respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual estos se comportan como un fluido denso y no como una mesa de suelo húmeda.

28°.- Microzonificación sísmica: División de una región o de un área urbana en zonas más pequeñas, que presentan un cierto grado de similitud en la forma como se ven afectadas por los movimientos sísmicos, dadas las características de los estratos de suelo subyacente:

29°.- Movimiento telúrico: Movimiento de la corteza terrestre

30°.- Perfil de suelo: Son los diferentes estratos de suelo existente debajo del sitio de la edificación.

31°.- Propietario: Es la persona natural o jurídica, dueña del predio, a nombre de la cual se expide la licencia de construcción y quien contrata los diferentes profesionales que intervienen en el diseño, la construcción y la supervisión técnica de la estructura de la edificación y de los elementos no estructurales contemplados por esta Ley y sus reglamentos.

32°.- Revisor de los diseños: Es el Ingeniero Civil diferente del diseñador e independiente laboralmente de él, que tiene la responsabilidad de revisar los diseños estructurales y estudios geotécnicos, o el Arquitecto o Ingeniero Civil o Mecánico que revisa los diseños de elementos no estructurales, para constatar que la edificación propuesta cumple con los requisitos exigidos por esta Ley y sus reglamentos.

33°.- Sello seco registrado: Marca realzada que queda colocada sobre un plano de construcción y que reemplaza la firma del diseñador responsable de los diseños expresados en él. La marca que produce debe contener el nombre del profesional, su profesión y el número de la matricula profesional. "La Comisión Asesora para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes", determinará la entidad a cargo del registro.

34°.- Sismo, temblor o terremoto: Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de las ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre.

35°.- Sismo de diseño: Es la caracterización de los movimientos sísmicos mínimos que deben utilizarse en la realización del diseño sismo resistente.

36°.- Sistema de resistencia sísmica: Es aquella parte de la estructura que según el diseño, aporta la resistencia requerida para soportar los movimientos sísmicos de diseño.

37°.- Solicitaciones: Son las fuerzas u otras acciones que afectan la estructura debido al peso propio de la misma, de los elementos no estructurales, de sus ocupantes y sus posesiones, de efectos ambientales tales como el viento o el sismo, de los asentamientos diferenciales y de los cambios dimensionales causados por variaciones en la temperatura o efectos reológicos de los materiales. En general, corresponden a todo lo que pueda afectar la estructura.

38°.- Supervisión técnica: Se entiende por supervisión técnica la verificación de la sujeción de la construcción de la estructura de la edificación a los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador estructural. Así mismo, que los elementos no estructurales se construyan siguiendo los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador de los elementos no estructurales, de acuerdo con el grado de desempeño sísmico requerido. La supervisión técnica puede ser realizada por el Interventor, cuando a voluntad del propietario se contrate una interventoría de la construcción.

39°.- Supervisión técnica continua: Es aquella en la cual todas las labores de construcción se supervisan de una manera permanente.

40°.- Supervisión técnica itinerante: Es aquella en la cual el Supervisor Técnico visita la obra con la frecuencia necesaria para verificar que la construcción se está adelantando adecuadamente.

41°.- Supervisor Técnico: Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, bajo cuya responsabilidad se realiza la supervisión técnica. Parte de las labores de supervisión puede ser delegada por el supervisor en personal técnico auxiliar, el cual trabajará bajo su dirección y su responsabilidad. La Supervisión técnica puede ser realizada por el mismo profesional que efectúa la interventoría.

42°.- Vulnerabilidad: Es la cuantificación del potencial de mal comportamiento con respecto a una solicitación.

43°.- Zona de amenaza sísmica: Son regiones del país donde la amenaza sísmica varía con respecto a otras.

Parágrafo 1°. Entiéndase por profesional en construcción en arquitectura e ingeniería, al profesional de nivel universitario cuya formación académica le habilita para:

a) Construir o materializar la construcción de todo tipo de proyecto civil o arquitectónico, tales como construcción de edificaciones, viviendas, vías, pavimentos, puentes, aeropuertos, acueductos, alcantarillados, oleoductos, gasoductos, poliductos, etc., que hayan sido previamente diseña-dos o calculados por arquitectos o ingenieros respectivamente;
b) Gestionar, planear, organizar, ejecutar, administrar y controlar (inspección, dirección de obra y/o interventoría), los diferentes procesos constructivos de los proyectos de obra civil o arquitectónica, utilizando las nuevas tecnologías y aplicando las normas constructivas vigentes, siempre y cuando el proyecto haya sido previamente calculado y diseña-do por ingenieros civiles o arquitectos respectivamente;
c) Producir materiales para la construcción e investigar sobre nuevos sistemas constructivos, innovar tanto las técnicas como los procesos constructivos e implementar en el proceso constructivo normas y procesos ambientales;
d) Implementar, coordinar y asignar tareas derivadas de planes de mantenimiento constructivo preventivo y correctivo;
e) Celebrar contratos públicos o privados cuyo, objeto sea la materialización, gestión, planeación, organización, administración o control de proyectos arquitectónicos o civiles, tales como Construcción de edificaciones, viviendas, vías, pavimentos, puentes, aeropuertos, acueductos, alcantarillados, oleoductos, gasoductos, poliductos, etc. y, en general, con-tratos que tengan que ver con la construcción de todo tipo de proyecto que hayan sido previamente diseñados o calculados por arquitectos o ingenieros respectivamente;
f) Gerencia de proyectos de construcción, programación de obras y proyectos, y elaboración y control de presupuestos de construcción;
g) Asesor sobre todo lo referente a la materialización de obras civiles o arquitectónicas;
h) Realizar estudios, trámites y expedición de licencias de urbanismo y construcción de proyectos que hayan sido previamente calculados y diseñados por ingenieros civiles o arquitectos respectivamente;
i) Desempeñar la docencia en el área de la construcción;
j) Elaboración de avalúos y peritazgos en materia de construcción a las edificaciones;
k) La demás que se ejerzan dentro del campo de la profesión del constructor.

Parágrafo 2°. A partir de la entrada en vigencia de la presente ley, las facultades en "profesionales de la construcción en arquitectura e ingenie-ría"; deberán cumplir con la misma intensidad horaria en sismo resistencia que la establecida para la carrera profesional de Ingeniería Civil; esto con el fin de que sus egresados profesionales puedan cumplir con las actividades previstas en la Ley 400 de 1997.

TÍTULO III
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

CAPITULO I
RESPONSABILIDADES

ARTÍCULO 5°.- Responsabilidad de los Diseños.- Para efectos de la asignación de las responsabilidades correspondientes, deben consultarse las definiciones de Constructor, Diseñador Arquitectónico, Diseñador Estructural, Diseñador de los elementos no estructurales, Ingeniero Geotecnista, Revisor de los Diseños, Propietario, Interventor y Supervisor Técnico, establecidas en el Título II de esta Ley.

ARTÍCULO 6°.- Responsabilidad de los Diseñadores.- La responsabilidad de los diseños de los diferentes elementos que componen la edificación, así como la adopción de todas las medidas necesarias para el cumplimiento en ellos del objetivo de las normas de esta Ley y sus reglamentos, recae en los profesionales bajo cuya dirección se elaboran los diferentes diseños particulares.

Parágrafo l°.- La "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" de conformidad con lo establecido en el Artículo 39 de la presente Ley, establecerá el contenido mínimo de los planos, memorias y estudios de los diferentes diseños así como sus especificaciones.

Parágrafo 2°.- Todos los diseños deben ir firmados o rotulados con sello seco registrado por profesionales matriculados y facultados para este fin, que cumplan las calidades y requisitos indicados en el Capitulo 2 del Título VI, quienes obrarán como responsables.

Parágrafo 3°.- Todos los diseños deben contemplar las normas sobre la eliminación de barreras arquitectónicas para las personas discapacitadas y de tercera edad.

ARTÍCULO 7°.- Sujeción de la construcción a los planos.- Los planos arquitectónicos y estructurales que se presenten para la obtención de la licencia de construcción deben ser iguales a los utilizados en la construcción de la obra. Por lo menos una copia de estos debe permanecer en el archivo del Departamento Administrativo o dependencia Distrital o Municipal a cargo de la expedición de la licencia de construcción.

Parágrafo.- Todos los planos arquitectónicos y estructurales deben contemplar las normas sobre la eliminación de barreras arquitectónicas para las personas discapacitadas y de tercera edad.

CAPITULO II
OTROS MATERIALES Y MÉTODOS ALTERNOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

ARTÍCULO 8°.- Uso de materiales y métodos alternos.- Se permite el uso de materiales estructurales, métodos de diseño y métodos de construcción diferentes a los prescritos en esta Ley y sus reglamentos, siempre y cuando se cumplan los requisitos establecidos en los artículos siguientes.

ARTÍCULO 9°.- Materiales alternos.- Se permite el uso de materiales estructurales no previstos en esta Ley y sus reglamentos, mediante autorización previa de la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistente" en los términos del Artículo 14, sujeto a régimen de responsabilidades establecido en la presente Ley y sus reglamentos

ARTÍCULO 10°.- Métodos alternos de análisis y diseño.- Se permite el uso de métodos de análisis y diseño estructural diferentes a los prescritos por esta Ley y sus reglamentos, siempre y cuando el diseñador estructural presente evidencia que demuestre que la alternativa propuesta cumple con sus propósitos en cuanto a seguridad, durabilidad y resistencia, especialmente sísmica, y además se sujete a unos de los procedimientos siguientes:

1.- Presentar con los documentos necesarios para la obtención de la licencia de construcción de la edificación, la evidencia demostrativa y un memorial en el cual inequívocamente acepta la responsabilidad sobre las metodologías de análisis y diseño alternas, o

2.- Obtener una autorización previa de la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes", de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 14, que le permita su utilización, sujeto al régimen de responsabilidades establecido en la presente Ley y sus reglamentos.

ARTÍCULO 11°.- Métodos alternos de construcción.- Se permite el uso de métodos alternos de construcción y de materiales cubiertos, pero cuya metodología constructiva sea diferente a la prescrita por estos, siempre y cuando el diseñador estructural y el constructor, presenten, en conjunto, un memorial en el cual inequívocamente aceptan las responsabilidades que se derivan de la metodología alterna de construcción.

ARTÍCULO 12°.- Sistemas prefabricados.- Se permite el uso de sistemas de resistencias sísmicas que estén compuestos, total o parcialmente, por elementos prefabricados que no se encuentren contemplado en esta Ley, siempre y cuando cumplan con uno de los procedimientos siguientes:

1.- Utilizar los criterios de diseño sísmico presentados en el Título A de la reglamentación, de conformidad con lo dispuesto en el Artículo 46 de esta Ley

2.- Obtener autorización previa de la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistente", de conformidad con lo dispuesto en el artículo 14, que

le permita su utilización, la cual no exime del régimen de responsabilidades establecido en la presente Ley y sus reglamentos.

ARTÍCULO 13°.- Otros sistemas, metodologías o materiales.- Cualquier sistema de diseño y construcción que haga referencia al objeto de esta Ley y sus reglamentos, del cual exista evidencia obtenida por uso, análisis o experimentación de que esta capacitado para cumplir sus propósitos pero no reúne uno o más requisitos específicos de la Ley y sus reglamentos, podrá presentarse ante la dependencia Distrital o Municipal a cargo de la expedición de las licencias de construcción, acompañado de una autorización de la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes", de acuerdo con lo dispuesto en el Artículo 14, la cual no exime del régimen de responsabilidades establecido en la presente Ley y sus reglamentos.

ARTÍCULO 14°.- Conceptos de la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes".- Con base en la evidencia presentada sobre la idoneidad del sistema de resistencia sísmica y del alcance propuesto para su utilización, la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" emitirá un concepto sobre el uso de materiales, métodos y sistemas comprendidos en esta Ley y sus reglamentos.

TÍTULO IV
REVISIÓN DE LOS DISEÑOS

ARTÍCULO 15°.- Obligatoriedad.- El Curador o las oficinas o las dependencias Distritales o Municipales a cargo de la expedición de las licencias, deben constatar previamente que la edificación propuesta cumple los requisitos exigidos por la presente Ley y sus reglamentos, mediante la revisión de los planos, memorias y estudios de lo s diferentes diseños mencionados en el Título III.

Parágrafo.- La revisión de los diseños puede ser realizada por el Curador o por funcionarios de las oficinas o dependencias Municipales o Distritales encargadas de expedir las licencias de construcción, o bien, a costo de quien solicita la licencia con un profesional particular, calificado para tal fin de conformidad con los requisitos establecidos en el Capitulo III, Título VI de esta Ley, diferente del diseñador o independiente laboralmente de él, el cual por medio de un memorial dirigido a las oficinas o dependencias mencionadas, indique el alcance de la revisión efectuada, el cumplimiento de las normas de la presente Ley y sus Decretos Reglamentarios.

ARTÍCULO 16°.- Alcance y procedimiento de la revisión.- El alcance y los procedimientos de revisión de los diseños serán definidos por la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes", de conformidad con lo establecido en el Artículo 42 de esta Ley.

ARTÍCULO 17°.- Idoneidad del Revisor de los diseños.- La revisión de los diseños deberá efectuarse por profesionales que cumplan las calidades y requisitos indicadas en el Capitulo 3 del Título VI de la presente Ley.

TÍTULO V
SUPERVISIÓN TÉCNICA DE LA CONSTRUCCIÓN

ARTÍCULO l8°.- Obligatoriedad.- La construcción de estructuras de edificaciones que tengan más de tres mil (3.000) metros cuadrados de área construida, independientemente de su uso, deberá someterse a una supervisión técnica de acuerdo con lo establecido en este Título y en los Decretos Reglamentarios correspondientes.

Parágrafo l°.- Se excluyen las estructuras que se diseñen y construyan siguiendo las recomendaciones presentadas en el Título E de la reglamentación, de conformidad con lo dispuesto en el artículo 46 de esta Ley, siempre y cuando se trate de menos de quince (15) unidades de vivienda.

Parágrafo 2°.- El Diseñador Estructural o Ingeniero Geotecnista podrán exigir supervisión técnica en edificaciones cuya complejidad, procedimientos constructivos especiales o materiales empleados la hagan necesaria, independientemente de su área, consignando este requisito en los planos estructurales o en el estudio geotécnico correspondientes.

Parágrafo 3°.- El Curador o las oficinas o dependencias Distritales o Municipales dentro de su jurisdicción de conformidad con lo señalado en el Artículo 42 de la presente Ley, podrán exonerar de la supervisión técnica a aquellas personas naturales o jurídicas, que demostrando su idoneidad, experiencia y solvencia moral y económica, establezcan sistemas de control de calidad total bajo la dirección de un Ingeniero Civil que cumpla las calidades y requisitos del Capitulo V del Título VI de la presente Ley.

ARTÍCULO 19°.- Edificaciones que no requieren supervisión técnica.- En aquellas edificaciones que, de conformidad con el artículo anterior, están exentas el e supervisión técnica, el constructor tiene la obligación de realizar los controles mínimos de calidad que esta Ley y sus reglamentos exigen para los diferentes materiales estructurales y elementos no estructurales.

ARTÍCULO 20°.- Edificaciones de atención a la comunidad.- Las edificaciones de atención a la comunidad, independientemente de su área, deben someterse a una supervisión técnica.

ARTÍCULO 21°- Alcance de la supervisión técnica.- El alcance, procedimientos y controles mínimos de la supervisión técnica, serán establecidos en el Título I de la reglamentación, de conformidad con lo dispuesto en el artículo 46 de esta Ley, definiendo grados de supervisión diferenciales, según la importancia, área, altura o grupo de uso de las edificaciones.

ARTÍCULO 22°.- Calidades de supervisor técnico.- El Supervisor Técnico debe ser un profesional que reúna las calidades exigidas en el Capitulo V del Título VI de la presente Ley. El profesional podrá, bajo su responsabilidad delegar en personal no profesional algunas de las labores de la supervisión.

La supervisión técnica forma parte de la interventoría y puede ser realizada por un profesional diferente al interventor.

TÍTULO VI
PROFESIONALES

CAPITULO I
CALIDADES Y REQUISITOS

ARTÍCULO 23°.- Calidades.- Los profesionales que realicen labores de diseño estructural y de elementos no estructurales, estudios geotécnicos, revisión de los diseños o estudios, dirección y supervisión técnica de la construcción, deben reunir las calidades que se indican en el presente Título.

ARTÍCULO 24°.- Acreditación de la experiencia e idoneidad.- La "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes", de conformidad con lo señalado en el Artículo 42, podrá establecer los mecanismos y procedimientos por medio de los cuales se demuestre 1a experiencia profesional, idoneidad y el conocimiento de esta Ley y sus reglamentos, de los diferentes profesionales que realicen las labores indicadas en el artículo anterior.

> **Parágrafo.-** La acreditación obtenida de conformidad con este artículo, tendrá vigencia en todo el territorio Nacional.

ARTÍCULO 25°.- Alcance y ejecución de las labores profesionales.- La "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" establecerá el alcance y procedimiento de ejecución de las labores indicadas en el presente Título, de acuerdo con la importancia, área, altura, complejidad o grupo de uso de las edificaciones.

CAPITULO II
DISEÑADORES

ARTÍCULO 26°.- Diseñadores.- El Diseñador debe ser un Ingeniero Civil cuando se trate de diseños estructurales y estudios geotécnicos y un Arquitecto o Ingeniero Civil o Mecánico en el caso de diseños de elementos no estructurales.

En todos los casos deberán tener matricula profesional y acreditar ante la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" los requisitos de experiencia e idoneidad que se señalan en las siguientes disposiciones.

ARTÍCULO 27°.- Experiencia de los Diseñadores Estructurales.- Los diseñadores estructurales deben acreditar estudios de postgrado o experiencia mayor de cinco (5) años en el área de estructuras.

ARTÍCULO 28°.- Experiencia de los Ingenieros Geotecnistas.-. Los profesionales que realicen los estudios Geotécnicos deben poseer una experiencia mayor de cinco (5) años en diseño geotécnico de fundaciones, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional

bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, o acreditar estudios de postgrado en el área de geotécnica.

ARTÍCULO 29°.- Experiencia de los diseñadores de elementos no estructurales.- Los diseñadores de elementos no estructurales deben poseer una experiencia mayor de tres (3) años de ejercicio, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, en una o varias actividades, tales como diseño estructural, diseño de elementos no estructurales, trabajos geotécnicos, construcción, interventora o supervisión técnica, o acreditar estudios de postgrado en el área de Estructuras o Ingeniería Sísmica.

CAPITULO III
REVISORES DE DISEÑOS

ARTÍCULO 30°.- Revisores de diseños.- El Revisor debe ser un Ingeniero Civil cuando se trate de diseños estructurales y estudios geotécnicos y un Arquitecto o Ingeniero Civil o Mecánico en el caso de diseños de elementos no estructurales. En todos los casos deberán tener matricula profesional y acreditar ante la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" los de experiencia e idoneidad que se señalan en el siguiente artículo.

ARTÍCULO 31°.- Experiencia.- El Revisor de los diseños debe acreditar una experiencia mayor de cinco (5) años de ejercicio profesional, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, en una o varias actividades, tales como, diseño estructural, diseño de elementos no estructurales, trabajos geotécnicos, construcción, interventoría o supervisión técnica, o acreditar estudios de postgrado en el área de estructuras, Geotécnia o Ingeniería Sísmica.

ARTÍCULO 32°.- Independencia.- El revisor de diseños debe ser laboralmente independiente de quien los realice.

CAPITULO IV
DIRECTORES DE CONSTRUCCIÓN

ARTÍCULO 33°.- Directores de construcción.- El director de construcción debe ser un ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, o Ingeniero mecánico en el caso de estructuras metálicas o prefabricadas, poseer matrícula profesional y acreditar ante la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismorresistentes" los requisitos de experiencia establecidos en el artículo 34 de la Ley 400/97.

ARTÍCULO 34°.- Experiencia.- El Director de construcción debe acreditar una experiencia mayor de tres (3) años de ejercicio, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, en una o varias actividades, tales como construcción, diseño estructural, diseño de elementos no estructurales, trabajos geotécnicos, interventoría o supervisión técnica, o acreditar estudios de postgrado en el área de construcción, estructuras, Geotécnia o Ingeniería Sísmica.

CAPITULO V
SUPERVISORES TÉCNICOS

ARTÍCULO 35°.- Supervisores técnicos.- El supervisor técnico debe ser ingeniero civil, arquitecto o constructor de arquitectura e ingeniería. Sólo para el caso de estructuras metálicas podrá ser ingeniero mecánico. Deberá poseer matrícula profesional y acreditar ante la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismorresistentes", los requisitos de experiencia e idoneidad establecidos en el artículo 36 de la Ley 400/97.

ARTÍCULO 36°.- Experiencia.- El Supervisor Técnico debe poseer una experiencia mayor de cinco (5) años de ejercicio, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, en una o varias actividades, tales como diseño estructural, construcción, interventoría o supervisión técnica.

ARTÍCULO 37°.- Independencia.- El Supervisor Técnico debe ser laboralmente independiente del constructor de la estructura o de los elementos no estructurales.

ARTÍCULO 38°.- Personal auxiliar profesional y no profesional.- Las calificaciones y experiencia requeridas del personal profesional y no profesional, como los inspectores, controladores y técnicos, se dejan a juicio del supervisor técnico, pero deben ser conmensurables con las labores que se le encomiendan, y el tamaño, importancia y dificultad de la obra.

TÍTULO VII
COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES

ARTÍCULO 39°.- Comisión Asesora Permanente.- Créase la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" del Gobierno Nacional, para la interpretación y aplicación de las normas sobre construcciones sismo resistentes, la cual estará adscrita al Ministerio de Desarrollo Económico y formará parte del Sistema Nacional para la Atención y Prevención de Desastes.

ARTÍCULO 40°.- Integración de la Comisión.- La "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" estará integrada así:

1. Un representante de la Presidencia de la República
2. Un representante del Ministerio de Desarrollo Económico
3. Un representante del Ministerio de Transporte
4. El Representante Legal del Instituto de Investigaciones en Geociencia, Minería y Química INGEOMINAS -, o su delegado.
5. El Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS - o su delegado, quien actuará como Secretario de la Comisión.
6. El Presidente de la Sociedad Colombiana de Ingenieros - SCI -, o su delegado.
7. El Presidente de la Sociedad Colombiana de Arquitectos - SCA -, o su delegado.
8. El Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Estructural - ACIES -, o su delegado.
9. Un representante de las Organizaciones Gremiales relacionadas con la industria de la construcción.
10. El Presidente de la Cámara Colombiana de la Construcción - CAMACOL -, o su delegado y
11. Un delegado del Comité Consultivo Nacional, según la Ley 361 de 1997.

Parágrafo l°.- Para efectos de designar al representante de las Organizaciones Gremiales, el Ministerio de Desarrollo Económico convocará a través de un medio de amplia circulación a las Organizaciones Civiles, según su objeto, estén llamadas a participar en la elección, para que en el término de quince (15) días contados a partir de la convocatoria, se efectúe una Asamblea General, en la cual las Organizaciones proceden a elegir, mediante mecanismos democráticos fijados por ellas en dicha Asamblea, su representante. El mandato del representante podrá ser revocado, acudiendo a los mismos mecanismos que sirvieron para su elección

Parágrafo 2°.- Los miembros de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de construcciones Sismo Resistentes que la integran como representantes de las Entidades serán designados para períodos de un (1) año y podrán ser reelegidos indefinidamente

ARTÍCULO 41°.- Funciones.- La "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes", tendrá las siguientes funciones:

1. Atender y absolver las consultas que le formulen las Entidades Oficiales y los particulares.
2. Dirigir y supervigilar las investigaciones que se lleven a cabo sobre aspectos relacionados con la presente Ley y su desarrollo.
3. Enviar las Comisiones de estudio que considere necesarias a las zonas del País que se vean afectadas por sismos o movimientos telúricos y publicar los resultados de tales estudios.
4. Coordinar y realizar seminarios y cursos de actualización sobre las normas de construcción sismo resistentes.
5. Orientar y asesorar la elaboración de estudios de Microzonificación sísmica y fijar los alcances de los mismos.
6. Coordinar las investigaciones sobre las causas de fallas de estructuras y emitir conceptos sobre la aplicación de las normas de construcciones sismo resistentes.
7. Servir de Órgano Consultivo del Gobierno Nacional para efectos de sugerir las actualizaciones en los aspectos técnicos que demande el desarrollo de las normas sobre Construcciones Sismo Resistentes.
8. Fijar dentro del alcance de la presente Ley, los procedimiento por medio de los cuales, periódicamente, se acrediten la experiencia, cualidades y conocimientos que deben tener los profesionales que realicen los diseños, su revisión, la construcción y su supervisión técnica, además mantener un registro de aquellos profesionales que hayan acreditado las cualidades y conocimientos correspondientes.
9. Nombrar delegados ad-honorem ante instituciones nacionales y extranjeras que traten temas afines con el alcance y propósito de la presente Ley y sus desarrollos.
10. Las demás que le fije la Ley
11. Las que le asigne el Gobierno Nacional, según su competencia.

Parágrafo.- La Comisión Asesora Permanente, para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes será un cuerpo exclusivamente consultivo del Gobierno Nacional y no podrá asumir funciones que invadan la competencia constitucional que tienen los Distritos y Municipios en materia de vigilancia y control de las actividades relacionadas con la construcción.

ARTÍCULO 42°.- Atribuciones especiales.- La "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" podrá establecer detalladamente el alcance y procedimiento de ejecución de las labores profesionales que se señalan a continuación, según la importancia, área, altura o grupo de uso de las edificaciones.

1. Diseño estructural
2. Estudios geotécnicos
3. Diseño de elementos no estructurales
4. Revisión de los diseños y estudios
5. Dirección de la construcción, y
6. Supervisión técnica de la construcción

Parágrafo l°.- La Comisión podrá fijar los procedimientos por medio de los cuales se establezca la idoneidad, experiencia profesional y conocimiento de las normas sobre

construcciones sismo resistentes, que deben tener los profesionales y el personal auxiliar que desarrolle las mencionadas labores, con la periodicidad que estime conveniente.

Parágrafo 2°.- La Comisión podrá establecer los procedimientos para fijar los honorarios mínimos que se utilicen para retribuir las labores mencionadas, cuando no se trate de servidores públicos.

ARTÍCULO 43°.- Convenios.- El Ministerio de Desarrollo Económico, previo concepto de la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes", podrá celebrar convenios con universidades, asociaciones o sociedades profesionales y gremiales, u otros organismos privados o públicos de reconocida idoneidad, con el objeto de realizar o supervisar las pruebas de que tratan el artículo anterior y el Título VI de la presente Ley.

Dentro de estos convenios, el Ministerio de Desarrollo Económico se reservará el derecho de fijar los valores máximos que las instituciones puedan cobrar a los interesados por la realización o supervisión de las pruebas.

ARTÍCULO 44°.- Personal Auxiliar de la Comisión.- El Gobierno Nacional proveerá el personal auxiliar temporal que demanden las labores ocasionales de la Comisión, a través del Fondo Nacional de Calamidades.

TÍTULO VIII
POTESTAD REGLAMENTARIA

CAPITULO I
DECRETOS REGLAMENTARIOS

ARTÍCULO 45°.- Decretos Reglamentarios.- El Gobierno Nacional deberá expedir los Decretos Reglamentarios que establezcan los requisitos de carácter técnico y científico que resulten pertinentes para cumplir con el objeto de la presente Ley, de acuerdo con el alcance y temario señalado en el Capítulo Segundo del presente Título.

CAPITULO II
ALCANCE Y TEMARIO TÉCNICO Y CIENTÍFICO

ARTÍCULO 46°.- Alcance y temario técnico y científico.- La reglamentación que se expida en ejercicio de la facultad del artículo anterior debe ceñirse a la división temática, alcance y temario técnico y científico indicados en los artículos siguientes.

> **Parágrafo.-** El conjunto de Decretos Reglamentarios que contengan los requisitos de carácter técnico y científico de la presente Ley deben contener en su encabezamiento la sigla NSR, acompañada por los dos últimos dígitos del año de expedición, separados de la sigla por medio un guión.

ARTÍCULO 47°.- Temática.- Los requisitos de carácter técnico y científico deben dividirse temáticamente en Títulos de la siguiente manera:

> **TÍTULO A.- Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente.**
> **TÍTULO B.- Cargas.**
> **TÍTULO C.- Concreto estructural.**
> **TÍTULO D.- Mampostería estructural.**
> **TÍTULO L.- Casas de uno y dos pisos.**
> **TÍTULO F.- Estructuras metálicas.**
> **TÍTULO G.- Estructuras de madera.**
> **TÍTULO H.- Estudios geotécnicos.**
> **TÍTULO I.- Supervisión técnica.**
> **TlTULO J.- Requisitos de protección contra el fuego en edificaciones.**
> **TÍTULO K.- Otros requisitos complementarios.**

ARTÍCULO 48°.- Alcance y contenido mínimo.- Los Títulos enumerados en el artículo anterior deben contener, como mínimo, el siguiente alcance y contenido científico y técnico:

A) TÍTULO A.- Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente.- Debe contener, como mínimo, los siguientes temas:

1. Procedimientos de diseño sismo resistentes de edificaciones en general
2. Procedimientos de diseño sismo resistente de edificaciones indispensables.

3. Procedimiento de diseño sismo resistente de casas de uno y dos pisos cubiertas por el Título E.
4. Definición de los movimientos sísmicos de diseño.
5. Zonificación de amenaza sísmica dentro del territorio Nacional.
6. Procedimientos de obtención de los efectos sísmicos locales.
7. Definición de los grupos de uso de las edificaciones.
8. Requisitos mínimos para la elaboración de estudios de microzonificación sísmica.
9. Definición de los requisitos generales de diseño Sismo Resistentes de acuerdo con los diferentes sistemas estructurales de resistencia sísmica, su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de los sistemas estructurales y los materiales que los componen, la configuración del sistema de resistencia sísmica incluyendo las características de regularidad e irregularidad y la combinación de diferentes sistemas, los métodos de análisis permitidos, los procedimientos para la aplicación de las fuerzas sísmicas de diseño.
10. Los métodos de obtención de las fuerzas sísmicas de diseño de la estructura.
11. Los requisitos de deriva que deben cumplir las edificaciones y los procedimientos para determinarla.
12. Los efectos de interacción suelo-estructura.
13. El efecto sísmico sobre elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.
14. Los requisitos sísmicos que deben cumplir los elementos no estructurales de acuerdo con el grado de desempeño sísmico que se requiera en función del uso de la edificación.
15. Los criterios y procedimientos para poder adicionar, modificar o remodelar edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente Ley y sus reglamentos.
16. Los procedimientos para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones existentes antes de la vigencia de la presente Ley.
17. La instrumentación sísmica que deba colocarse en edificaciones que por su tamaño, importancia y localización la ameriten.
18. Los requisitos sísmicos especiales que deben cumplir las edificaciones indispensables para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo.
19. Las definiciones y nomenclatura de los términos técnicos y matemáticos empleados, y
20. Todos los demás temas técnicos y científicos necesarios para cumplir el propósito de la Ley con respecto a las características de sismo resistencia de las edificaciones cubiertas por el alcance de la presente Ley y sus reglamentos.

B) TÍTULO B.- Cargas.- Debe contener los requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones en lo que respecta a cargas, fuerzas y solicitaciones diferentes a las fuerzas o efectos que impone el sismo, tales como:

1. Requisitos de seguridad, funcionamiento a través de una rigidez adecuada, los efectos de deformaciones impuestas y los métodos de análisis para el efecto.
2. Requisitos de unidad e integridad estructural.
3. Procedimientos para combinar los diferentes efectos de cargas y fuerzas, incluyendo las fuerzas y efectos sísmicos, con el fin de determinar los efectos críticos.
4. La definición y procedimiento para obtener las cargas muertas.
5. La definición y procedimientos para obtener las cargas vivas mínimas.
6. La definición y procedimientos para obtener empujes de tierra y presión hidrostática.

7. La definición y procedimientos para obtener las fuerzas de viento que actúan sobre las edificaciones y la Zonificación de amenaza eólica del territorio Nacional que debe emplearse, y
8. Todos los demás temas técnicos y científicos necesarios para cumplir el objeto de la Ley con respecto a las cargas, fuerzas y solicitaciones diferentes a las fuerzas o efectos que impone el sismo a las edificaciones cubiertas por el alcance de ella.

C) TÍTULO C.- Concreto estructural.- Debe contener los requisitos mínimos que se deben cumplir en el diseño y construcción de estructuras de concreto estructural y sus elementos. Debe incluir, como mínimo, los siguientes temas:

1. Alcance y aplicabilidad de los requisitos de concreto estructural.
2. Requerimientos mínimos de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de los elementos de concreto estructural, para efectos de su diseño sismo resistente, y su utilización en las diferentes zonas de amenaza sísmica.
3. Los requisitos especiales de supervisión técnica para estructuras de concreto estructural.
4. Las definiciones de los términos técnicos, científicos y matemáticos empleados en el Título.
5. Las características de los materiales que pueden emplearse en las construcciones de concreto reforzado, las normas técnicas complementarias que los define y los ensayos que deben utilizarse antes y durante la construcción para comprobar su calidad.
6. Requisitos de durabilidad de las estructuras de concreto estructural.
7. Requisitos respeto de la calidad del concreto, su mezclado y colocación
8. Requisitos para las formaletas, tuberías embebidas y juntas de construcción.
9. Requisitos acerca de los detalles del refuerzo a emplear.
10. Definición de los procedimientos de análisis y diseño de las estructuras de concreto estructural.
11. Definición de los requisitos de resistencia y de servicio.
12. Disposiciones para el diseño de elementos sometidos a flexión, fuerza axial o flexión y fuerza axial combinadas.
13. Disposiciones para el diseño de elementos sometidos a esfuerzos cortantes y torsión.
14. Requisitos para establecer las características de desarrollo, anclaje y empalmes del acero de refuerzo.
15. Disposiciones para el diseño de losas de concreto estructural que trabajen en una y dos direcciones.
16. Requisitos para el diseño de muros estructurales de concreto.
17. Disposiciones para el diseño de fundaciones o cimentaciones de concreto estructural.
18. Requisitos para el diseño y construcción de estructuras de concreto prefabricado.
19. Requisitos para el diseño y construcción de elementos compuestos de concreto que trabajen a flexión.
20. Disposiciones para el diseño y construcción de elementos de concreto preesforzado, tanto pretensado como postensado.
21. Requisitos para las pruebas de carga de estructura de concreto estructural.
22. Disposiciones para el diseño y construcción de tanques y compartimientos estancos de concreto estructural.

23. Requisitos de diseño para las diferentes capacidades de disipación de energía en el rango inelástico de los elementos de concreto estructural, para efecto de su diseño sismo resistente.
24. Disposiciones para el diseño y construcción de elementos de concreto simple, y
25. Todos los demás temas técnicos y científicos necesarios para cumplir el objeto de la Ley con respecto a las estructuras de concreto estructural, y sus elementos, empleadas en las edificaciones cubiertas por el alcance de ella.

D) TÍTULO D.- Mampostería estructural.- Debe contener los requisitos mínimos que se deben cumplir en el diseño y construcción de estructuras de mampostería estructural y sus elementos. Debe incluir, como minino, los siguientes temas:

1. Alcance y aplicabilidad de los requisitos de mampostería estructural.
2. Requerimientos mínimos de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de los elementos de mampostería estructural, para efectos de su diseño sismo resistente, y su utilización en las diferentes zonas de amenaza sísmica.
3. Los requisitos especiales de supervisión técnica para estructura de mampostería estructural.
4. Las definiciones de los términos técnicos, científicos y matemáticos empleados en el Título.
5. Clasificación de los diferentes tipos de mampostería estructural y las restricciones en su utilización.
6. Las características de los materiales que pueden emplearse en las construcciones de mampostería estructural, las normas técnicas complementarias que los definen y los ensayos que deben utilizarse antes y durante la construcción para comprobar su calidad.
7. Requisitos respecto a la construcción de la mampostería estructural.
8. Definición de los procedimientos de análisis y diseño de las estructuras de mampostería estructural, incluyendo las disposiciones para el diseño de la fundación de estructuras de mampostería.
9. Requisitos acerca de los detalles del refuerzo a emplear.
10. Requisitos particulares de cada uno de los tipos de mampostería estructural.
11. Disposiciones para el diseño y construcción de elementos de mampostería simple, y
12. Todos los demás temas técnicos y científicos necesarios para cumplir el propósito de la Ley, con respecto a las estructuras de mampostería estructural y sus elementos, empleadas en las edificaciones cubiertas por el alcance de la presente Ley y sus reglamentos

E) TÍTULO E.- Casas de uno y dos pisos.- Debe contener requisitos que simplifiquen el diseño y construcción de edificaciones de uno y dos pisos destinadas a vivienda unifamiliar, con el fin de que tengan un comportamiento adecuado ante las ocurrencias de eventos sísmicos y otras solicitaciones diferentes al sismo. Debe incluir, como mínimo, los siguientes temas:

1. Alcance y aplicabilidad de los requisitos contenidos en el Título.
2. Criterios básicos de planeamiento estructural para este tipo de edificaciones.
3. Requisitos para la disposición y construcción de muros estructurales, incluyendo los requisitos para los materiales empleados.
4. Disposiciones para los elementos de confinamiento que deben emplearse en estas construcciones.

5. Requisitos para las losas de entrepiso, cubiertas, muros divisorios y parapetos que se empleen.
6. Disposiciones para las cimentaciones de estas construcciones.
7. Requisitos generales de construcción y supervisión técnica, cuando esta última se requiera.
8. Nomenclatura de los términos técnicos empleados, y
9. Todos los demás temas técnicos y científicos necesarios para cumplir el propósito de la Ley con respecto a las estructuras de edificaciones de uno y dos pisos destinadas a vivienda unifamiliar, cubiertas por el alcance de la presente Ley y sus reglamentos.

F) TÍTULO F.- Estructuras metálicas.- Debe contener los requisitos mínimos que se deben cumplir en el diseño y construcción de estructuras metálicas y sus elementos. Debe incluir, como mínimo, los siguientes temas:

1. Alcance y aplicabilidad de los requisitos para estructuras metálicas.
2. Requerimientos mínimos de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de los elementos estructurales metálicos, para efectos de su diseño sismo resistente y su utilización en las diferentes zonas de amenaza sísmica.
3. Los requisitos especiales de supervisión técnica para estructuras metálicas.
4. Las definiciones de los términos técnicos, científicos y matemáticos empleados en el Título.
5. Las características d e los materiales que pueden emplearse en las estructuras metálicas, las normas técnicas complementarias que los definen y los ensayos que deben utilizarse antes y durante la construcción para comprobar su calidad.
6. Clasificación de los diferentes tipos de estructura metálica y las restricciones en su utilización.
7. Definición de los procedimientos de análisis y diseño para los diferentes tipos de estructura metálica.
8. Definición de los requisitos de resistencia y de servicio.
9. Disposiciones para el diseño de estructuras hechas con perfiles laminados, sus miembros estructurales y sus conexiones y uniones.
10. Disposiciones para el diseño de miembros estructurales de acero formados en frió y sus conexiones y uniones.
11. Disposiciones para el diseño de miembros estructurales de aluminio estructural y sus conexiones y uniones.
12. Disposiciones para el diseño de condiciones y anclajes a las fundaciones de las estructuras metálicas.
13. Requisitos de diseño para las diferentes capacidades de disipación de energía en el rango inelástico de los elementos de las estructuras metálicas, para efectos de sus diseños sismo resistentes, y
14. Todos los demás temas técnicos y científicos necesarios para cumplir el propósito de la Ley con respeto a las estructuras metálicas, y sus elementos, empleadas en las edificaciones cubiertas por el alcance de la presente Ley y sus reglamentos.

G) TlTULO G.- Estructuras de madera.- Debe contener los requisitos mínimos que se deben cumplir en el diseño y construcción de estructuras de maderas y sus elementos. Debe incluir, como mínimo los siguientes temas:

1. Alcance y aplicación de los requisitos para estructura de madera.
2. Requerimientos mínimos de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de los elementos estructurales de madera, para efectos de su diseño sismo resistente, y su utilización en las diferentes zonas de amenaza sísmica.
3. Los requisitos especiales de supervisión técnica para estructuras de madera.
4. Las definiciones de los términos técnicos, científicos y matemáticos empleados en el Título
5. Las características de los materiales que pueden emplearse en las estructuras de madera, las normas técnicas complementarias que los definen y los ensayos que deben utilizarse antes y durante la construcción para comprobar su calidad.
6. Disposiciones acerca del aserrado de la madera para construcción.
7. Clasificación de los diferentes tipos de estructuras de madera y las restricciones en su utilización.
8. Definición de los procedimientos de análisis y diseños para los diferentes tipos de madera, y sus conexiones y uniones.
9. Definición de los requisitos de resistencia y de servicio.
10. Disposiciones para el diseño de las conexiones y anclajes a las fundaciones de las estructuras de madera.
11. Disposiciones para la preparación, fabricación, construcción, montaje y mantenimiento de elementos de madera estructural.
12. Requisitos de diseño para las diferentes capacidades de disipación de energía en el rango inelástico de los elementos de las estructura de madera, para efectos de su diseño sismo resistente, y
13. Todos los demás temas técnicos y científicos necesarios para cumplir el propósito de la Ley con respecto a las estructuras de maderas, y sus elementos, empleadas en las edificaciones cubiertas por el alcance de la presente Ley y sus reglamentos.

H) TÍTULO H.- Estudios geotécnicos.- Debe contener los requisitos mínimos para la elaboración de estudios geotécnicos Debe incluir, como mínimos, los siguientes temas:

1. Alcance y aplicabilidad de los requisitos para estudios geotécnicos
2. Definición de los diferentes tipos de estudios geotécnicos.
3. Requisitos para la investigación del subsuelo.
4. Procedimientos para el análisis de la información proveniente de la investigación del subsuelo.
5. Requisitos para la elaboración de las recomendaciones de diseño y construcción de excavaciones, estructuras de contención y cimentación de las edificaciones.
6. Requisitos para las consideraciones sísmicas relacionadas con los aspectos geotécnicos que afecten el comportamiento de la edificación, y
7. Todos los demás temas técnicos necesarios para cumplir el propósito de la Ley con respecto a los aspectos geotécnicos que afecten las edificaciones cubiertas por el alcance de la presente Ley y sus reglamentos.

I) TlTULO I.- Supervisión técnica.- Debe contener los requisitos mínimos para el ejercicio de las labores de supervisión técnica. Debe incluir, como mínimo los siguientes temas:

1. Aplicabilidad de los requisitos para supervisión técnica.
2. Alcance detallado de las labores de supervisión técnica.

3. Documentación y registro de las labores de supervisión técnica.
4. Controles exigidos al Supervisor Técnico, y
5. Todos los demás temas técnicos y científicos necesarios para cumplir el propósito de esta Ley con respecto a la supervisión técnica de las edificaciones cubiertas por el alcance de la presente Ley y sus reglamentos.

J) TÍTULO J.- Requisitos de protección contra el fuego en edificaciones.- Debe contener los requisitos mínimos de protección contra el fuego de edificaciones. Debe incluir, como mínimo, los siguientes temas:

1. Alcance y aplicabilidad de los requisitos de protección contra el fuego.
2. Las definiciones de los términos técnicos, científicos y matemáticas empleados en el Título.
3. Definición de las categorías de las edificaciones con respecto a su riesgo de combustión y mayor peligrosidad para la vida como consecuencia de un incendio.
4. Definición del procedimiento para la determinación del potencial combustible.
5. Procedimientos para establecer la resistencia requerida al fuego.
6. Todos los demás temas técnicos y científicos necesarios para cumplir el propósito de esta Ley con respecto a la protección contra el fuego en edificaciones cubiertas por el alcance de la presente Ley y sus reglamentos.

K) TÍTULO K.- Otros requisitos complementarios.- Puede contener otros requisitos, de carácter técnico y científico, adicionales a los contenidos en los Títulos de la A a la J de la reglamentación de la presente Ley, y que temáticamente no concuerden con ellos, necesarios para cumplir el propósito de la Ley en lo que respecta a la protección de la vida, en edificaciones cubiertas por el alcance de la presente Ley y sus reglamentos. Puede incluir, sin limitarse a ellos, los siguientes temas:

1. Procedimientos para la declaración de edificaciones no habitables o inseguras.
2. Certificados de permiso de ocupación.
3. Requisitos especiales para escaleras y medios de evacuación.
4. Requisitos especiales para instalaciones hidráulicas y sanitarias.
5. Requisitos especiales para instalaciones eléctricas.
6. Requisitos especiales para instalaciones mecánicas.
7. Requisitos especiales para instalaciones de gas domiciliario.
8. Requisitos especiales para parqueaderos y estacionamientos.
9. Requisitos especiales para teatros, auditorios y estadios.
10. Requisitos especiales para ascensores, montacargas y escaleras mecánicas.
11. Requisitos especiales para el acceso y evacuación de discapacitados.
12. Requisitos especiales para vidrios, puertas, divisiones, marquesinas y fachadas en vidrio.
13. Requisitos especiales para el aislamiento del ruido.
14. Requisitos especiales para chimeneas.
15. Requisitos especiales para la protección de transeúntes durante la construcción o demolición de edificaciones.
16. Requisitos especiales para la excavación y el relleno previo y durante la construcción.
17. Requisitos para edificios sísmicamente aislados en su base.
18. Requisitos de impermeabilidad y protección de la humedad, y
19. Otros.

.

ARTÍCULO 49°.- Actualizaciones de los aspectos técnicos y científicos de la Ley.- Facúltase al Gobierno Nacional para que, previo el visto favorable de la Comisión Permanente creada a través de la presente Ley, y por medio de Decretos Reglamentarios, proceda a efectuar las actualizaciones en los aspectos técnicos y científicos que demande el desarrollo de la presente Ley y sus decretos reglamentarios, y que resulten pertinentes para los propósitos en ella indicados y al alcance de la misma.

TÍTULO IX
RESPONSABILIDADES Y SANCIONES

ARTÍCULO 50°.- Profesionales y funcionarios.- Los profesionales que adelanten o permitan la realización de obras de construcción sin sujetarse a las prescripciones, normas y disposiciones previstas en la presente Ley y sus reglamentos, incurrirán en violación del Código de Ética Profesional y podrán ser sancionados por el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería y Arquitectura, o los Colegios Profesionales correspondientes, o aquel del cual dependan, con la suspensión o la cancelación de la matricula profesional, según sea el caso, en la forma prevista en la Ley, sin perjuicio de las demás acciones civiles y penales a que haya lugar.

Parágrafo.- En igual sanción incurrirán los profesionales de las dependencias oficiales que autoricen de cualquier forma la realización de obras de construcción sin sujetarse a las prescripciones, normas y disposiciones de la presente Ley y sus reglamentos. Además, tales funcionarios, y aquellos que, sin tener la condición de Ingeniero o Arquitecto, las autoricen, incurrirán en causal de mala conducta, sanción de suspensión o destitución, según sea el caso, sin perjuicio de las demás acciones civiles y penales a que haya lugar.

ARTÍCULO 5l°.- Constructores y propietarios.- Los constructores o propietarios que adelanten o autoricen la realización de obras de construcción sin sujetarse a las prescripciones, normas y disposiciones de esta Ley y sus reglamentos, serán sancionados con multas de un (1) salario mínimo mensual por cada 200 metros cuadrados de área construida de la edificación, por cada mes o fracción de él, que transcurra sin que se hayan tomado las medidas correctivas o la demolición de la construcción, o la porción de ella que viole lo establecido en la presente Ley y sus reglamentos. Estas multas serán exigibles por la jurisdicción coactiva. Lo anterior, sin perjuicio de las demás acciones civiles y penales a que haya lugar.

ARTÍCULO 52°.- Alcaldías.- Las Alcaldías, o las Secretarias o Departamentos Administrativos correspondientes, podrán ordenar la demolición de las construcciones que se adelanten sin cumplimiento de las prescripciones, normas y disposiciones que esta Ley y sus reglamentos establecen, sin perjuicio de las demás sanciones que prevean las disposiciones legales o reglamentarias.

TÍTULO X
DISPOSICIONES FINALES

ARTÍCULO 53°.- Construcciones preexistentes a la vigencia de la Ley.- Las edificaciones preexistentes a la vigencia de esta Ley y sus reglamentos, que por medio de una intervención como la habrá de consagrar el Título A de la reglamentación, se actualicen y ajusten a sus requisitos, podrán ser eximidas del pago del impuesto de expedición de licencia de remodelación y de los impuestos prediales, por un lapso definido por la autoridad Distrital o Municipal competente.

ARTÍCULO 54°.- Actualización de las edificaciones indispensables.- A las construcciones existentes cuyo uso las clasifique como edificaciones indispensables y de atención a la comunidad, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, se les debe evaluar su vulnerabilidad sísmica, de acuerdo con los procedimientos que habrá de incluir el Título A de la reglamentación, en un lapso no mayor de tres (3) años contados a partir de la vigencia de la presente Ley.

Estas edificaciones deben ser intervenidas o reforzadas para llevarlas a un nivel de seguridad sísmica equivalente al de una edificación nueva diseñada y construida de acuerdo con los requisitos de la. presente Ley y sus reglamentos, en un lapso no mayor de seis (6) años contados a partir de la vigencia de la presente Ley.

ARTÍCULO 55°.- Derogatorias.- Por medio de la presente Ley se derogan el Decreto Ley número 1400 del 7 de junio de 1984, expedido por el Presidente de la República en ejercicio de las facultades extraordinarias que le concedió la Ley 11 de 1983, el Decreto 2170 del 3 de septiembre de 1984 y demás disposiciones que le sean contrarias.

> **Parágrafo.-** Las resoluciones y autorizaciones emitidas por la Comisión creada por el Decreto 2170 de 1984 perderán validez después de un (1) año contado a partir de la vigencia de la presente Ley y podrán ser convalidadas por la "Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes", antes de la expiración del mencionado plazo, a solicitud de los interesados.

ARTÍCULO 56°.- Vigencia.- La presente Ley rige a partir de los seis (6) meses siguientes a la fecha de su sanción. Quienes soliciten licencias de construcción durante ese período, podrán acogerse a sus requisitos.

EL PRESIDENTE DEL H. SENADO DE LA REPUBLICA

(firmado)
LUIS FERNANDO LONDOÑO CAPURRO

EL SECRETARIO GENERAL DEL H. SENADO DE LA REPUBLICA

(firmado)
PEDRO PUMAREJO VEGA

EL PRESIDENTE DE LA H. CÁMARA DE REPRESENTANTES

(firmado)
GIOVANNI LAMBOGLIA MAZZILLI

EL SECRETARIO GENERAL DE LA H. CÁMARA DE REPRESENTANTES

(firmado)
DIEGO VIVAS TAFUR

REPUBLICA DE COLOMBIA - GOBIERNO NACIONAL

PUBLÍQUESE Y EJECÚTESE

Dada en Santafé de Bogotá D.C., a los 19 de agosto de 1997

(firmado)
ERNESTO SAMPER PIZANO
PRESIDENTE

EL MINISTRO DEL INTERIOR,

(firmado)
CARLOS HOLMES TRUJILLO GARCÍA

EL MINISTRO DE DESARROLLO ECONÓMICO,

(firmado)
ORLANDO JOSÉ CABRALES MARTÍNEZ

Final Ley 1229 de 2008 (julio 16):

Artículo 7°. Vigencia y derogatorias. La presente ley regirá a partir de la fecha de su publicación y deroga las disposiciones que le sean contrarias, en especial los numerales 9, 24,41 del artículo 4°, y artículos 33 y 35 de la Ley 400 de 1997.

(Firmado) La Presidenta del honorable Senado de la República,
Nancy Patricia Gutiérrez Castañeda.

(Firmado) El Secretario General del honorable Senado de la República,
Emilio Ramón Otero Dajud.

(Firmado) El Presidente de la honorable Cámara de Representantes,
Oscar Arboleda Palacio.

(Firmado) El Secretario General (E.) de la honorable Cámara de Representantes,
Jesús Alfonso Rodríguez Camargo.

REPÚBLICA DE COLOMBIA- GOBIERNO NACIONAL
Publíquese y cúmplase.
Dada en Bogotá, D. C., a 16 de julio de 2008.

(Firmado)
ÁLVARO URIBE VÉLEZ

(Firmado) La Ministra de Educación Nacional,
Cecilia María Vélez White.

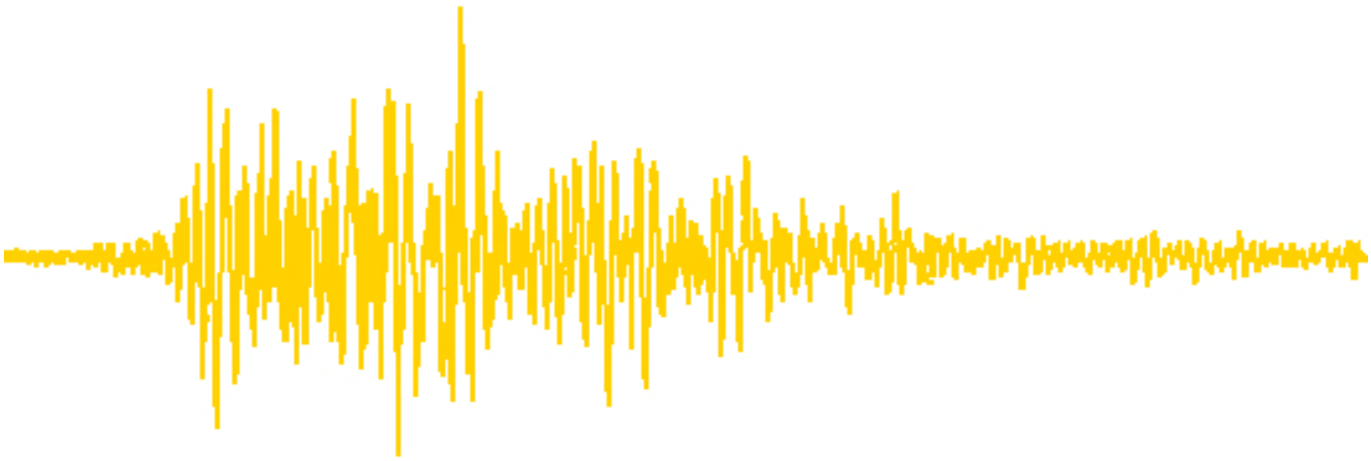
(Firmado) La Viceministra de Ambiente, encargada de las funciones del Despacho del Ministro de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial,
Claudia Mora Pineda.

Decreto 926
(19 de marzo de 2010)

Por medio del cual se adopta el Reglamento NSR-10

COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

NOTAS:



MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL

DECRETO NÚMERO 926

(19 de marzo de 2010)

"Por el cual se establecen los requisitos de
carácter técnico y científico para construcciones sismo resistentes NSR-10"

EL PRESIDENTE DE LA REPÚBLICA DE COLOMBIA

en ejercicio de las facultades constitucionales y legales, en especial las que le confieren el Artículo 189, Numeral 11, de la Constitución Política, la Ley 400 de 1997 y

CONSIDERANDO:

Que el *Artículo 49* de la *Ley 400 de 1997*, dispone: "*Facúltase al Gobierno Nacional para que, previo el visto favorable de la Comisión Permanente creada a través de la presente Ley, y por medio de Decretos Reglamentarios, proceda a efectuar las actualizaciones en los aspectos técnicos y científicos que demande el desarrollo de la presente Ley y sus decretos reglamentarios, y que resulten pertinentes para los propósitos en ella indicados y al alcance de la misma*".

Que la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial en su reunión del día 15 de diciembre de 2009, según consta en el *Acta N° 81* de esta Comisión, recomendó al Señor Presidente de la República como favorable la actualización del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10* anexo al presente decreto.

Que la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes basó la recomendación de favorable de la actualización del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10* anexo al presente decreto en las siguientes consideraciones incorporadas en la citada acta:

1. Que el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente es un documento tecnológico que amerita actualizaciones periódicas consecuentes con los avances en las ciencias de la ingeniería y la arquitectura y en especial de la ingeniería sísmica y además con las experiencias que se adquieren con los sismos fuertes que ocurren periódicamente en el territorio nacional y en otros países del mundo y sobre las formas de mitigar sus daños.

2. Que la última versión del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-98* se expidió, dentro de las autorizaciones dadas por la *Ley 400 de 1997*, por medio del *Decreto 33 de 1998*.

3. Que con posterioridad a la expedición del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-98* han ocurrido en el país sismos importantes que han causado víctimas y daños a las edificaciones dentro de los cuales se destacan: el sismo del Quindío de enero 25 de 1999 que afectó la zona cafetera y especialmente las ciudades de Armenia y Pereira, el sismo de Pizarro del 15 de noviembre de 2004 que afectó la ciudad de Cali y el sismo de Quetame del 24 de mayo de 2008 que causó daños en la ciudad de Bogotá.

4. Que estos sismos fuertes que han ocurrido en el territorio nacional recientemente han indicado aspectos que deben actualizarse y mejorarse dentro del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente* para hacerlo más efectivo en la defensa de la vida de los ciudadanos y del patrimonio del Estado y los particulares ante su ocurrencia.

5. Que la actualización del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10* incluye unos nuevos mapas de Amenaza Sísmica elaborados por el Instituto de Investigaciones en Geociencia, Minería y Química – Ingeominas y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS, los cuales tienen en cuenta los estudios de neotectónica que se han realizado en el país en la última década por diferentes instituciones y entidades y la distribución espacial y en el tiempo de más de 17000 sismos registrados por la Red Sismológica Nacional y la Red Nacional de Acelerógrafos adscritas al Ingeominas durante este mismo lapso en el territorio nacional, de los cuales más de 100 tuvieron magnitud de Richter mayor de 5.0.

6. Que el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10* consulta los más modernos documentos mundiales de diseño sismo resistente los cuales han tenido varias actualizaciones durante el lapso trascurrido desde la expedición de la reglamentación de 1998 las cuales se incluyen en la presente versión.

7. Que la redacción de la propuesta de actualización del *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*, al igual que la de 1984 y la de 1998, estuvo a cargo del *Comité AIS-100* de la *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS* por encargo de la *Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes*, creada por medio de la *Ley 400 de 1997* y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Comisión que vigiló y revisó que los trabajos de actualización se hicieran siguiendo los lineamientos propios de trabajos científicos de esta naturaleza y cumpliera con lo prescrito por la Ley 400 de 1997.

8. Que el *Reglamento NSR-10* actualiza todos los temas incluidos en el *Reglamento NSR-98* y además adiciona algunos temas nuevos dentro de los cuales se destacan las prescripciones para el diseño y construcción de estructuras de *guadua o bambú* las cuales consultan los avances e investigaciones que se han realizado en el país sobre este tema de especial importancia en muchas regiones de él.

9. Que el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10* se llevó a discusión pública en la cual participaron mas de mil ingenieros, instituciones y universidades nacionales y que las observaciones recibidas fueron discutidas y adoptadas, cuando eran acertadas, por la *Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.*

10. Que la *Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes* compuesta según lo indica el Artículo 40 de la Ley 400 de 1997, a saber por el representante de la Presidencia de la República, el representante del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, el representante del Ministerio de Transporte, el delegado del Representante Legal del Instituto de Investigaciones en Geociencia, Minería y Química – Ingeominas, el Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS, quien actuó como Secretario de la Comisión, el delegado del Presidente de la Sociedad Colombiana de Ingenieros – SCI, el delegado del Presidente de la Sociedad Colombiana de Arquitectos - SCA, el delegado del Presidente de la Asociación Colombiana de Ingeniería Estructural - ACIES y el delegado del Presidente de la Cámara Colombiana de la Construcción – CAMACOL; consideró unánimemente que el documento que se estudió para dar el visto favorable al señor *Presidente de la República*, según lo requiere la *Ley 400 de 1997*, representa un avance importante en la mitigación de los daños de los sismos a las edificaciones en el territorio nacional, y por lo tanto recomienda su adopción.

Que de acuerdo con lo anterior,

DECRETA:

ARTÍCULO PRIMERO. - Adóptase el **Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10**, anexo al presente Decreto, el cual tendrá vigencia en todo el territorio de la República.

ARTICULO SEGUNDO — VIGENCIA — El presente decreto rige a partir del día quince (15) julio del año 2010.

PARÁGRAFO — Quienes soliciten licencias de construcción durante el período comprendido entre la fecha de Publicación y la fecha de entrada en vigencia del presente Decreto, podrán acogerse a sus requisitos.

ARTICULO TERCERO — DEROGATORIAS — El presente decreto deroga en su totalidad las disposiciones contenidas en los Decretos: 33 de 1998, 34 de 1999, 2809 de 2000 y 52 de 2002.

PUBLÍQUESE Y CÚMPLASE

Dado en Bogotá D.C. a los 19 de marzo de 2010

(Firmado)
ÁLVARO URIBE VÉLEZ
Presidente de la República

(Firmado)
FABIO VALENCIA COSSIO
Ministro del Interior y de Justicia

(Firmado)
CARLOS COSTA POSADA
Ministro de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial

(Firmado)
ANDRÉS URIEL GALLEGO HENAO
Ministro de Transporte

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial
Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Territorial
Dirección del Sistema Habitacional
República de Colombia

Libertad y Orden

BICENTENARIO de la Independencia de Colombia 1810-2010

COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

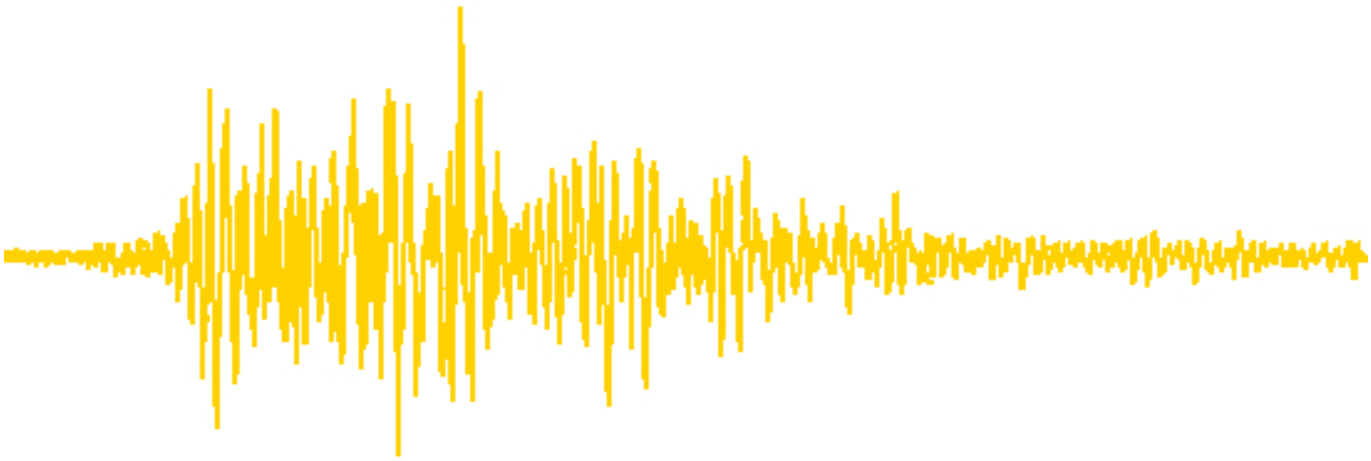
TÍTULO A — REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

Secretaría de la Comisión:

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

NOTAS:



TÍTULO A
REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

ÍNDICE

CAPÍTULO A.1 – INTRODUCCIÓN A-1
A.1.1 – NORMAS SISMO RESISTENTES COLOMBIANAS A-1
A.1.2 – ORGANIZACIÓN DEL PRESENTE REGLAMENTO A-1
A.1.2.1 – TEMARIO A-1
A.1.2.2 – OBJETO A-1
A.1.2.3 – ALCANCE A-2
A.1.2.4 – EXCEPCIONES A-2
A.1.2.5 – DEFINICIONES A-3
A.1.3 – PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES, DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO A-3
A.1.3.1 – GENERAL A-3
A.1.3.2 – ESTUDIOS GEOTÉCNICOS A-3
A.1.3.3 – DISEÑO ARQUITECTÓNICO A-3
A.1.3.4 – DISEÑO ESTRUCTURAL A-3
Tabla A.1.3-1 – Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes A-3
Paso 1 – Predimensionamiento y coordinación con los otros profesionales A-3
Paso 2 – Evaluación de las solicitaciones definitivas A-4
Paso 3 – Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$ A-4
Paso 4 – Movimientos sísmicos de diseño A-4
Paso 5 – Características de la estructuración y del material estructural empleado A-5
Paso 6 – Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis A-5
Paso 7 – Determinación de las fuerzas sísmicas A-5
Paso 8 – Análisis sísmico de la estructura A-5
Paso 9 – Desplazamientos horizontales A-5
Paso 10 – Verificación de derivas A-6
Paso 11 – Combinación de las diferentes solicitaciones A-6
Paso 12 – Diseño de los elementos estructurales A-6
A.1.3.5 – DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN A-6
A.1.3.6 – DISEÑO SÍSMICO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES A-7
A.1.3.7 – REVISIÓN DE LOS DISEÑOS A-7
A.1.3.8 – CONSTRUCCIÓN A-7
A.1.3.9 – SUPERVISIÓN TÉCNICA A-7
A.1.3.9.1 – Edificaciones indispensables y de atención a la comunidad A-8
A.1.3.9.2 – Edificaciones diseñadas y construidas de acuerdo con el Título E del Reglamento A-8
A.1.3.9.3 – Supervisión técnica exigida por los diseñadores A-8
A.1.3.9.4 – Idoneidad del supervisor técnico A-8
A.1.3.9.5 – Alcance de la supervisión técnica A-8
A.1.3.9.6 – Edificaciones donde no se requiere supervisión técnica A-8
A.1.3.10 – EDIFICACIONES INDISPENSABLES A-8
A.1.3.11 – CASAS DE UNO Y DOS PISOS A-8
A.1.3.12 – ASPECTOS FUNDAMENTALES DE DISEÑO A-8
A.1.3.13 – CONSTRUCCIÓN RESPONSABLE AMBIENTALMENTE A-9
A.1.4 – CONSIDERACIONES ESPECIALES A-9
A.1.4.1 – POR TAMAÑO Y GRUPO DE USO A-9
A.1.4.2 – SISTEMAS PREFABRICADOS A-9
A.1.5 – DISEÑOS, PLANOS, MEMORIAS Y ESTUDIOS A-9
A.1.5.1 – DISEÑADOR RESPONSABLE A-9
A.1.5.2 – PLANOS A-9
A.1.5.2.1 – Planos estructurales A-10
A.1.5.2.2 – Planos arquitectónicos y de elementos no estructurales arquitectónicos A-10
A.1.5.2.3 – Planos hidráulicos y sanitarios, eléctricos, mecánicos y de instalaciones especiales A-10
A.1.5.3 – MEMORIAS A-10
A.1.5.3.1 – Memorias estructurales A-10
A.1.5.3.2 – Memorias de otros diseños A-10
A.1.5.4 – ESTUDIO GEOTÉCNICO A-11
A.1.6 – OBLIGATORIEDAD DE LAS NORMAS TÉCNICAS CITADAS EN EL REGLAMENTO A-11
A.1.6.1- NORMAS NTC A-11
A.1.6.2 – OTRAS NORMAS A-11
A.1.6.3 – REFERENCIAS A-11
A.1.7 – SISTEMA DE UNIDADES A-11
A.1.7.1 – SISTEMA MÉTRICO SI A-11
A.1.7.2 – REFERENCIAS AL SISTEMA MÉTRICO mks A-11

CAPÍTULO A.2 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO A-13
A.2.0 – NOMENCLATURA A-13

A.2.1 – GENERAL A-14
A.2.1.1- MOVIMIENTOS SÍSMICOS PRESCRITOS A-14
A.2.1.2 – EFECTOS LOCALES DIFERENTES A-14
A.2.1.2.1 – Estudios de microzonificación sísmica A-14
A.2.1.2.2 – Estudios sísmicos particulares de sitio A-14
A.2.1.3- MOVIMIENTOS SÍSMICOS DIFERENTES A-14
A.2.2 – MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO A-14
Tabla A.2.2 –1 –Valores de $\mathbf{A_a}$ y de $\mathbf{A_v}$ según las regiones de los mapas de las figuras A2.3-2 y A.2.3-3 ..... A-15
A.2.3 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA A-15
A.2.3.1 – ZONA DE AMENAZA SÍSMICA BAJA A-15
A.2.3.2 – ZONA DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA A-15
A.2.3.3 – ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA A-15
Tabla A.2.3-1 – Nivel de amenaza sísmica según valores de A_a y de A_v A-15
Tabla A.2.3-2 – Valor de $\mathbf{A_a}$ y de $\mathbf{A_v}$ para las ciudades capitales de departamento A-16
A.2.4 – EFECTOS LOCALES A-20
A.2.4.1 – GENERAL A-20
A.2.4.1.1 –Estabilidad de depósito de suelo A-20
A.2.4.1.2 – Procedimientos alternos A-20
A.2.4.2 – TIPOS DE PERFIL DE SUELO A-20
A.2.4.3 – PARÁMETROS EMPLEADOS EN LA DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO A-20
A.2.4.3.1 – Velocidad media de la onda de cortante A-20
A.2.4.3.2 – Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar A-21
A.2.4.3.3 – Resistencia media al corte A-21
A.2.4.3.4 – Índice de plasticidad A-21
A.2.4.3.5 – Contenido de agua A-22
A.2.4.4 – DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO A-22
Tabla A.2.4-1 – Clasificación de los perfiles de suelo A-22
A.2.4.5 – PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN A-22
A.2.4.5.1 – Paso 1 ..... A-22
A.2.4.5.2 – Paso 2 ..... A-22
A.2.4.5.3 – Paso 3 ..... A-22
Tabla A.2.4-2 – Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E A-23
A.2.4.5.4 – Velocidad de la onda de cortante en roca A-23
Tabla A.2.4-3 – Valores del coeficiente F_a para la zona de períodos cortos del espectro A-23
Tabla A.2.4-4 – Valores del coeficiente F_v para la zona de períodos intermedios del espectro A-24
A.2.5 – COEFICIENTES DE IMPORTANCIA A-25
A.2.5.1 – GRUPOS DE USO A-25
A.2.5.1.1 – Grupo **IV** – Edificaciones indispensables A-25
A.2.5.1.2 – Grupo **III** – Edificaciones de atención a la comunidad A-26
A.2.5.1.3 – Grupo **II** – Estructuras de ocupación especial A-26
A.2.5.1.4 – Grupo **I** – Estructuras de ocupación normal A-26
A.2.5.2 – COEFICIENTE DE IMPORTANCIA A-26
Tabla A.2.5.-1 – Valores del coeficiente de importancia, **I** A-26
A.2.6 – ESPECTRO DE DISEÑO A-26
A.2.6.1 – Espectro de aceleraciones A-26
A.2.6.2 – Espectro de velocidades A-27
A.2.6.3 – Espectro de desplazamientos A-28
A.2.7 – FAMILIAS DE ACELEROGRAMAS A-29
A.2.8 – COMPONENTE VERTICAL DE LOS MOVIÉNDOOS SÍSMICOS A-30
A.2.9 – ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA A-30
A.2.9.3 – ALCANCE A-30
A.2.9.3.1 – Geología y neotectónica A-30
A.2.9.3.2 – Sismología regional A-31
A.2.9.3.3 – Definición de fuentes sismogénicas A-31
A.2.9.3-4 – Determinación de la aceleración y velocidad esperada para las ondas sísmicas de diseño en roca A-31
A.2.9.3-5 – Estudios geotécnicos A-32
A.2.9.3.6 – Estudios de amplificación de onda, zonificación y obtención de movimientos sísmicos de diseño en superficie A-33
A.2.9.3.7 – Aprobación del estudio de microzonificación A-34
A.2.9-4 – EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, **R** A-34
A.2.9-5 – ARMONIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA CON LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO A-35
A.2.10 – ESTUDIOS SÍSMICOS PARTICULARES DE SITIO A-35
A.2.10-1 – PROPÓSITO A-35
Tabla A.2.10-1 – Casos en los cuales se requiere estudio sísmico particular de sitio A-36
A.2.10-2 – ALCANCE Y METODOLOGÍA A-36
A.2.10.2-1 – Entorno geológico y tectónico, sismología regional, y fuentes sismogénicas A-36
A.2.10.2-2 – Espectro de aceleración de diseño en roca y familias de acelerogramas a utilizar A-36
A.2.10.2-3 – Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación A-36
A.2.10.2.4 – Estudio de amplificación de onda y obtención de los movimientos sísmicos de diseño en superficie A-37
A.2.10-3 –UTILIZACIÓN DE LOS RESULTADOS A-38
A.2.11 – NORMAS TÉCNICAS MENCIONADAS EN ESTE CAPÍTULO A-38

CAPÍTULO A.3 – REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE A-39
A.3.0 – NOMENCLATURA A-39
A.3.1 – BASES GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE A-39

A.3.1.1 – PROCEDIMIENTO DE DISEÑO A-39
A.3.1.2 – CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN A-40
A.3.1.3 – CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA REQUERIDA A-40
A.3.1.4 – RESISTENCIA SÍSMICA EN LAS DIFERENTES DIRECCIONES HORIZONTALES A-40
A.3.1.5 – TRAYECTORIA DE LAS FUERZAS A-40
A.3.1.6 – SISTEMAS DE RESISTENCIA SÍSMICA ISOSTATICOS A-40
A.3.1.7 – SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA PREFABRICADOS A-41
A.3.1.8 – MATERIALES ESTRUCTURALES DISEÑADOS USANDO EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO A-41
A.3.2 – SISTEMAS ESTRUCTURALES A-41
A.3.2.1 – TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES A-41
A.3.2.1.1 – Sistema de muros de carga A-41
A.3.2.1.2 – Sistema combinado A-41
A.3.2.1.3 – Sistema de pórtico A-41
A.3.2.1.4 – Sistema dual A-41
A.3.2.2 – CLASIFICACIÓN EN UNO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES A-42
A.3.2.3 – LIMITES DE ALTURA PARA LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES A-42
A.3.2.4 – COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN LA ALTURA A-42
A.3.2.4.1 – Máximo valor de **R** permitido A-42
A.3.2.4.2 – Pisos livianos A-42
A.3.2.4.3 – Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez A-42
A.3.2.4.4 – Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez A-42
A.3.2.5 – COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN PLANTA A-42
A.3.2.6 – ELEMENTOS COMUNES A VARIOS SISTEMAS ESTRUCTURALES A-42
A.3.3 – CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN A-42
A.3.3.1 – GENERAL A-42
A.3.3.2 – DEFINICIÓN DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL A-42
A.3.3.3 – REDUCCIÓN DEL VALOR DE **R** PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES Y CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA A-43
A.3.3.4 – CONFIGURACIÓN EN PLANTA A-43
A.3.3.5 – CONFIGURACIÓN EN LA ALTURA A-43
A.3.3.5.1 – Excepciones a las irregularidades en altura A-43
A.3.3.6 – EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA DE LOS GRUPOS DE USO **I** Y **II** A-43
A.3.3.7 – EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA DEL GRUPO DE USO **I** A-43
A.3.3.8 – AUSENCIA DE REDUNDANCIA EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SÍSMICA A-43
A.3.3.8-1 – En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía mínima (DMI) A-43
A.3.3.8-2 – En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y Especial (DES) A-43
A.3.3.9 – USO DEL COEFICIENTE DE SOBRERRESISTENCIA A-44
A.3-4 – MÉTODOS DE ANÁLISIS A-44
A.3.4.1 – MÉTODOS RECONOCIDOS A-44
A.3.4.2 – MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR A-45
A.3.4.2.1 – Método de la fuerza horizontal equivalente A-45
A.3.4.2.2 – Método del análisis dinámico elástico A-45
A.3.4.2.3 – Método del análisis dinámico inelástico A-45
A.3.4.2.4 – Método del análisis no lineal estático de plastificación progresiva A-45
A.3.4.3 – RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS A-45
A.3.5 – REQUISITOS PARA LOS MATERIALES ESTRUCTURALES A-46
A.3.6 – EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES A-46
A.3.6.1 – GENERALIDADES A-46
A.3.6.1.1 – Elementos del sistema de resistencia sísmica A-46
A.3.6.1.2 – Elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica A-46
A.3.6.2 – COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS DE CARGA A-46
A.3.6.3 – DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS A-46
A.3.6.4 – AMARRES Y CONTINUIDAD A-46
A.3.6.4-1 – Partes de la edificación A-46
A.3.6.4-2 – Vigas de amarre en la cimentación A-46
A.3.6.5 – ELEMENTOS COLECTORES A-47
A.3.6.6 – DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN EL PISO A-47
A.3.6.7 – TORSIÓN EN EL PISO A-47
A.3.6.7.1 – Torsión accidental A-47
A.3.6.7.2 – Torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez A-47
A.3.6.7.3 – Torsión de diseño A-48
A.3.6.8 – DIAFRAGMAS A-48
A.3.6.9 – ELEMENTOS LOCALIZADOS DEBAJO DE LA BASE A-48
A.3.6.10 – MUROS ESTRUCTURALES A-49
A.3.6.11 – ESTRUCTURAS DE TIPO PÉNDULO INVERTIDO A-49
A.3.6.12 – ELEMENTOS VERTICALES DISCONTINUOS A-49
A.3.6.13 – EFECTO DE LAS ACELERACIONES VERTICALES A-49
A.3.7 – FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES A-49
A.3.7.1 – SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA A-49
A.3.7.2 – CIMENTACIÓN A-50
A.3-8 – ESTRUCTURAS AISLADAS SÍSMICAMENTE EN SU BASE A-50
A.3-9 – USO DE ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA A-50
Tabla A.3-1 –Sistema estructural de muros de carga A-52
Tabla A.3-2 – Sistema estructural combinado A-53
Tabla A.3-3 – Sistema estructural de pórtico resistente a momentos A-55

Tabla A.3-4 – Sistema estructural dual A-56
Tabla A.3-5 – Mezcla de sistemas estructurales en la altura A-58
Tabla A.3-6 – Irregularidades en planta A-59
Tabla A.3-7 – Irregularidades en la altura A-60

CAPÍTULO A.4 – MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE A-63
A.4.0 – NOMENCLATURA A-63
A.4.1 – GENERAL A-63
A.4.2 – PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN A-64
Tabla A.4.2-1 – Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del período aproximado T_a A-64
A.4.3 – FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES A-65
A.4.4 – ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA A-65
A.4.5 – USO DEL SISTEMA INTERNACIONAL DE MEDIDAS (SI) EN EL CALCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE ACUERDO CON ESTE CAPÍTULO A-66

CAPÍTULO A.5 – MÉTODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO A-67
A.5.0 – NOMENCLATURA A-67
A.5.1 – GENERAL A-67
A.5.2 – MODELO MATEMÁTICO A-68
A.5.2.1 – MODELO MATEMÁTICO A EMPLEAR A-68
A.5.2.1.1 – Modelo tridimensional con diafragma rígido A-68
A.5.2.1.2 – Modelo tridimensional con diafragma flexible A-68
A.5.2.1.3 – Modelos limitados a un plano vertical A-68
A.5.2.1.4 – Otros modelos A-68
A.5.2.2 – MASA DE LA EDIFICACIÓN A-68
A.5.2.3 – RIGIDEZ EN LOS MÉTODOS DINÁMICOS ELÁSTICOS A-68
A.5.2.4 – RIGIDEZ EN LOS MÉTODOS DINÁMICOS INELÁSTICOS A-69
A.5.3 – REPRESENTACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS A-69
A.5.3.1 – GENERALIDADES A-69
A.5.3.2 – PROCEDIMIENTOS ESPECTRALES A-69
A.5.3.3 – PROCEDIMIENTOS CRONOLÓGICOS A-69
A.5.4 – ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO ESPECTRAL A-69
A.5.4.1 – METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS A-69
A.5.4.2 – NUMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN A-69
A.5.4.3 – CALCULO DEL CORTANTE MODAL EN LA BASE A-70
A.5.4.4 – COMBINACIÓN DE LOS MODOS A-70
A.5.4.5 – AJUSTE DE LOS RESULTADOS A-70
A.5.4.6 – EFECTOS DIRECCIONALES A-71
A.5.4.7 – TORSIÓN A-71
A.5.4.8 – SISTEMAS DUALES A-71
A.5.5 – MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO CRONOLÓGICO A-71
A.5.5.1 – GENERALIDADES A-71
A.5.5.2 – RESPUESTA MÁXIMA A-71
A.5.5.3 – AJUSTE DE LOS RESULTADOS A-71
A.5.5.4 – FUERZAS DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS A-72
A.5.5.5 – FUERZAS DE DISEÑO EN LA CIMENTACIÓN A-72

CAPÍTULO A.6 – REQUISITOS DE LA DERIVA A-73
A.6.0 – NOMENCLATURA A-73
A.6.1 – GENERAL A-73
A.6.1.1 – ALCANCE A-73
A.6.1.2 – DEFINICIÓN DE DERIVA A-73
A.6.1.3 – NECESIDAD DE CONTROLAR LA DERIVA A-73
A.6.2 – CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL A-74
A.6.2.1 – DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN EL CENTRO DE LA MASA DEL PISO A-74
A.6.2.2 – DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS TORSIONALES A-74
A.6.2.3 – DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS P-DELTA A-74
A.6.2.4 – DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES TOTALES A-75
A.6.3 – EVALUACIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA A-75
A.6.3.1 – DERIVA MÁXIMA A-75
A.6.4 – LIMITES DE LA DERIVA A-76
Tabla A.6.4-1 – Derivas máximas como porcentaje h_{pi} A-76
A.6.5 – SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES POR CONSIDERACIONES SÍSMICAS A-77
A.6.5.1 – DENTRO DE LA MISMA CONSTRUCCIÓN A-77
A.6.5.2 – ENTRE EDIFICACIONES VECINAS QUE NO HAGAN PARTE DE LA MISMA CONSTRUCCIÓN A-77
A.6.5.2.1 – Alcance A-77
A.6.5.2.2 – Definiciones A-77
A.6.5.2.3 – Requisitos de separación sísmica con respecto al paramento del lote para edificaciones nuevas A-77
Tabla A.6.5-1 – Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la Misma construcción A-79

CAPÍTULO A.7 – INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA A-81
A.7.1 – GENERAL A-81
A.7.1.1 – DEFINICIÓN A-81
A.7.1.2 – EFECTOS ASOCIADOS CON LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA A-81

A.7.1.3 – PROCEDIMIENTO RECOMENDADO A-81
A.7.2 – INFORMACIÓN GEOTÉCNICA A-81
A.7.2.1 – EXPLORACIÓN A-82
A.7.2.2 – LABORATORIO A-82
A.7.2.3 – INTERPRETACIÓN A-82
A.7.2.4 – REVISIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS A-82
A.7.3 – ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL A-82
A.7.3.1 – TIPO DE MODELO A-82
A.7.3.2 – FUERZAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES A-82
A.7.3.3 – DERIVAS A-82
A.7.3.4 – CORTANTE SÍSMICO EN LA BASE A-82
A.7.3.5 – VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA A-82

CAPÍTULO A.8 – EFECTOS SÍSMICOS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA A-83
A.8.0 – NOMENCLATURA A-83
A.8.1 – GENERAL A-83
A.8.1.1 – ALCANCE A-83
A.8.1.2 – RESPONSABILIDAD DEL DISEÑO A-83
A.8.1.3 – CRITERIO DE DISEÑO A-83
A.8.2 – FUERZAS HORIZONTALES DE DISEÑO A-84
A.8.2.1 – ACELERACIÓN HORIZONTAL SOBRE EL ELEMENTO A-84
A.8.2.1.1 – Método de la fuerza horizontal equivalente A-84
A.8.2.1.2 – Método del análisis dinámico A-84
A.8.2.2 – FUERZAS HORIZONTALES SOBRE EL ELEMENTO A-84
A.8.2.3 – FUERZAS SOBRE LAS UNIONES AL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA A-85
A.8.3 – DEFORMACIONES DE DISEÑO A-85
A.8.4 – REQUISITOS DE DISEÑO A-85

CAPÍTULO A.9 – ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES A-87
A.9.0 – NOMENCLATURA A-87
A.9.1 – GENERAL A-87
A.9.1.1 – PROPÓSITO A-87
A.9.1.2 – ALCANCE A-87
A.9.1.3 – EXENCIONES A-87
A.9.2 – GRADO DE DESEMPEÑO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES A-88
A.9.2.1 – DEFINICIÓN DEL DESEMPEÑO A-88
A.9.2.2 – CLASIFICACIÓN EN UNO DE LOS GRADOS DE DESEMPEÑO A-88
A.9.2.3 – GRADO DE DESEMPEÑO MÍNIMO A-88
Tabla A.9.2-1 – Grado de desempeño mínimo requerido A-88
A.9.3 – RESPONSABILIDADES A-88
A.9.3.1 – DEL DISEÑADOR RESPONSABLE A-88
A.9.3.2 – DEL SUPERVISOR TÉCNICO A-88
A.9.3.3 – COORDINACIÓN ENTRE DISEÑOS DE ELEMENTOS QUE HACEN PARTE DE DIFERENTES SISTEMAS A-89
A.9.4 – CRITERIO DE DISEÑO A-89
A.9.4.1 – GENERAL A-89
A.9.4.2 – FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO A-89
A.9.4.2.1 – Aceleración en el punto de soporte del elemento – $\mathbf{a}_{.C.}$ A-89
A.9.4.2.2 – Amplificación dinámica del elemento no estructural – $\mathbf{a}_p$ A-90
A.9.4.2.3 – Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del elemento no estructural – $\mathbf{R}_p$ A-90
A.9.4.3 – CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN A-90
A.9.4.4 – APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS A-90
A.9.4.5 – TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS A-90
A.9.4.6 – OTRAS SOLICITACIONES A-90
A.9.4.7 – DISEÑO UTILIZANDO EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO A-90
A.9.4.8 – ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES LOCALIZADOS EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA Y POR DEBAJO DE ELLA, O FUERA DE ELLA A-91
A.9.4.9 – TIPOS DE ANCLAJE SEGÚN EL VALOR DE $\mathbf{R}_p$ PERMITIDO PARA EL ELEMENTO NO ESTRUCTURAL A-91
A.9.4.9.1 – Especiales ($\mathbf{R}_p$ = 6) A-91
A.9.4.9.2 – Dúctiles ($\mathbf{R}_p$ = 6) A-91
A.9.4.9.3 – No dúctiles ($\mathbf{R}_p$ = 1.5) A-91
A.9.4.9.4 – Húmedos ($\mathbf{R}_p$ = 0.5) A-91
A.9.4.10 –ELEMENTOS DE CONEXIÓN PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES A-91
A.9.5 – ACABADOS Y ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS A-91
A.9.5.1 – GENERAL A-91
A.9.5.2 – ELEMENTOS QUE REQUIEREN ESPECIAL CUIDADO EN SU DISEÑO A-91
A.9.5.3 – FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO A-92
A.9.5.4 – FUERZAS DE VIENTO A-92
A.9.5.5 – ANCLAJE DE LAS FACHADAS A-92
A.9.5.6 – CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN A-93
A.9.5.7 – FUERZAS SÍSMICAS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO NO ESTRUCTURAL A-93
A.9.5.8 – CIELOS RASOS A-93
Tabla A.9.5-1 – Coeficiente de amplificación dinámica, $\mathbf{a}_p$, y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R}_p$, para elementos arquitectónicos y acabados A-93

A.9.6 – INSTALACIONES HIDRÁULICAS, SANITARIAS, MECÁNICAS Y ELÉCTRICAS ... A-94
A.9.6.1 – GENERAL ... A-94
A.9.6.2 – FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO ... A-94
A.9.6.3 – SOPORTES ... A-94
A.9.6.4 – EMPATES CON LAS REDES DE SERVICIOS PÚBLICOS ... A-94
A.9.6.5 – INTERRUPTORES AUTOMÁTICOS ... A-94
A.9.6.6 – ASCENSORES EN EDIFICACIONES DEL GRUPO DE USO IV ... A-94
Tabla A.9.6-1 – Coeficiente de amplificación dinámica, a_p, y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía R_p, para elementos hidráulicos, mecánicos o eléctricos ... A-95

CAPÍTULO A.10 – EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO ... A-97
A.10.0 – NOMENCLATURA ... A-97
A.10.1 – PROPÓSITO Y ALCANCE ... A-97
A.10.1.1 – GENERAL ... A-97
A.10.1.2 – PROPÓSITO ... A-97
A.10.1.3 – ALCANCE ... A-97
A.10.1.3.1 – Reparaciones y cambios menores ... A-98
A.10.1.3.2 – Cambio de uso ... A-98
A.10.1.3.3 – Vulnerabilidad sísmica ... A-98
A.10.1.3.4 – Modificaciones ... A-98
A.10.1.3.5 – Reforzamiento estructural ... A-98
A.10.1.4 – PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN DE LA INTERVENCIÓN ... A-98
INFORMACIÓN PRELIMINAR ... A-98
EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE ... A-98
INTERVENCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ... A-99
A.10.1.5 – CÁLCULOS, MEMORIAS Y PLANOS ... A-99
A.10.1.6 – SUPERVISIÓN TÉCNICA ... A-99
A.10.1.7 – CRITERIO Y RESPONSABILIDAD DEL INGENIERO ... A-99
A.10.2 – ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS ... A-100
A.10.2.1 – INFORMACIÓN PREVIA ... A-100
A.10.2.2 – ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL ... A-100
A.10.2.2.1 – Calidad del diseño y la construcción de la estructura original ... A-100
A.10.2.2.2 – Estado de la estructura ... A-100
A.10.3 – MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO CON SEGURIDAD LIMITADA ... A-100
Tabla A 10.3-1 – Valor de A_e según las regiones de los mapas de la figura A.10.3-1 ... A-101
Tabla A.10.3-2 – Valor de A_e para las ciudades capitales de departamento ... A-101
A.10.4 – CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE ... A-103
A.10.4.1 – GENERAL ... A-103
A.10.4.2 – SOLICITACIONES EQUIVALENTES ... A-103
A.10.4.2.1 – Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva ... A-103
A.10.4.2.2 – Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitado ... A-103
A.10.4.2.3 – Clasificación del sistema estructural ... A-103
A.10.4.2.4 – Coeficiente de capacidad de disipación de energía ... A-103
A.10.4.2.5 – Fuerzas sísmicas ... A-104
A.10.4.2.6 – Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas ... A-104
A.10.4.2.7 – Análisis estructural ... A-104
A.10.4.2.8 – Obtención de las solicitaciones equivalentes ... A-104
A.10.4.3 – RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD ... A-104
A.10.4.3.1 – Definición del índice de sobreesfuerzo ... A-104
A.10.4.3.2 – Determinación del índice de sobreesfuerzo ... A-104
A.10.4.3.3 – Resistencia existente de los elementos ... A-104
A.10.4.3.4 – Resistencia efectiva ... A-105
Tabla A.10.4-1 – Valores de ϕ_c y ϕ_e ... A-105
A.10.4.3.5 – Definición del índice de flexibilidad ... A-105
A.10.4.4 – METODOLOGÍAS ALTERNAS ... A-105
A.10.5 – ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD ... A-105
A.10.5.1 – GENERAL ... A-105
A.10.5.2 – EDIFICACIONES INDISPENSABLES ... A-106
A.10.6 – TIPOS DE MODIFICACIÓN ... A-106
A.10.6.1 – AMPLIACIONES ... A-106
A.10.6.2 – ACTUALIZACIÓN AL REGLAMENTO ... A-106
A.10.6.3. – MODIFICACIONES ... A-106
A.10.7 – MODIFICACIONES ADOSADAS ... A-106
A.10.7.1 – NECESIDAD DE INTERVENCIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE ... A-106
A.10.7.2 – RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS ... A-107
A.10.7.3 – REQUISITOS CONSTRUCTIVOS ... A-107
A.10.7.4 – EFECTOS EN LA CIMENTACIÓN ... A-107
A.10.8 – AMPLIACIÓN EN ALTURA ... A-107
A.10.8.1 – TRABAJO EN CONJUNTO ... A-107
A.10.8.2 – RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS ... A-107
A.10.8.2.1 – Cargas verticales ... A-107
A.10.8.2.2 – Fuerzas horizontales ... Alos
A.10.8.3 – ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES EN LA PORCIÓN ANTIGUA ... A-108
A.10.8.4 – EMPALME DE ELEMENTOS NUEVOS CON ELEMENTOS ANTIGUOS ... A-108

A.10.8.5 – REQUISITOS CONSTRUCTIVOS A-108
A.10.8.6 – EFECTOS EN LA CIMENTACIÓN A-108
A.10.9 – REHABILITACIÓN SÍSMICA A-108
A.10.9.1 – ALCANCE A-108
A.10.9.2 – RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS SEGÚN EL USO Y EDAD DE LA EDIFICACIÓN A-108
A.10.9.2.1 – Intervención de edificaciones indispensables y de atención a la comunidad A-108
A.10.9.2.2 – Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Reglamento NSR, de la ley 400 de 1997 ..... A-109
A.10.9.2.3 – Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984 ..... A-109
A.10.9.2.4 – Intervención de edificaciones diseñadas y construidas antes de la vigencia del Decreto 1400 de 1984 ..... A-109
A.10.9.2.5 – Edificaciones declaradas como patrimonio histórico A-109
A.10.9.3 – REQUISITOS CONSTRUCTIVOS A-109
A.10.9.4 – METODOLOGÍAS ALTERNAS A-110
A.10.10 – REPARACIÓN DE EDIFICACIONES DAÑADAS POR SISMOS A-110
A.10.10.1 – GENERAL A-110
A.10.10.1.1 – Objeto A-110
A.10.10.1.2 – Alcance de la reparación A-110
A.10.10.1.3 – Ocupación de la edificación durante su reparación A-111
A.10.10.2 – ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS A-111
A.10.10.2.1 – Procedimiento de evaluación de los daños y del diseño de la reparación A-111
A.10.10.2.2 – Información sobre la estructura y su estado A-111
A.10.10.2.3 – Criterios para diseñar la reparación A-111
A.10.10.2.4 – Cálculos, memorias y planos de la reparación A-111
A.10.10.2.5 – Supervisión técnica A-111

CAPÍTULO A.11 – INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA A-113
A.11.1 – GENERAL A-113
A.11.1.1 – INSTRUMENTACIÓN A-113
A.11.1.2 – ACELERÓGRAFOS A-113
A.11.1.3 – LOCALIZACIÓN A-113
A.11.1.4 – CARACTERÍSTICAS DEL ESPACIO DONDE SE COLOCA EL INSTRUMENTO A-114
A.11.1.5 – COSTOS A-114
A.11.2 – COLOCACIÓN DE INSTRUMENTOS SÍSMICOS A-115
A.11.2.1 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA ALTA A-115
A.11.2.2 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA A-115
A.11.2.3 – ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA A-115

CAPÍTULO A.12 – REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DEL GRUPO DE USO III y IV A-117
A.12.0 – NOMENCLATURA A-117
A.12.1 – GENERAL A-117
A.12.1.1 – PROPÓSITO A-117
A.12.1.2 – ALCANCE A-117
A.12.1.3 – METODOLOGÍA A-118
A.12.1.4 – PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN A-118
Paso A – Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño A-118
Paso B – Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño A-118
Paso C – Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño A-118
Paso D – Verificación para el umbral de daño A-118
A.12.2 – MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL UMBRAL DE DAÑO A-118
Tabla A.12.2-1 – Valores de $\mathbf{A_d}$ según la región del mapa de la figura A.12-1 ..... A-118
Tabla A.12.2-2 – Valores de $\mathbf{A_d}$ para las ciudades capitales de departamento A-120
A.12.3 – ESPECTRO SÍSMICO PARA EL UMBRAL DE DAÑO A-120
A.12.4 – METODOLOGÍA DE ANÁLISIS A-121
A.12.4.1 – MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR A-121
A.12.4.2 – RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS A-121
A.12.4.3 – USO DEL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE EN LA EVALUACIÓN DEL UMBRAL DE DAÑO A-121
A.12.4.3.1 – Período fundamental de la edificación A-121
A.12.4.3.2 – Fuerzas sísmicas horizontales del umbral de daño A-122
A.12.4.3.3 – Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas horizontales del umbral de daño A-122
A.12.4.4. – USO DEL MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO EN LA EVALUACIÓN DEL UMBRAL DE DAÑO A-122
A.12.5 – REQUISITOS DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO A-122
A.12.5.1 – DESPLAZAMIENTOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL UMBRAL DE DAÑO A-122
A.12.5.2 – DERIVA MÁXIMA PARA EL UMBRAL DE DAÑO A-122
A.12.5.3 – LIMITES DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO A-122
Tabla A.12.5-1 – Derivas máximas para el umbral de daño como porcentaje de $\mathbf{h_{pi}}$ A-123
A.12.6 – VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS A-123
A.12.6.1 – ELEMENTOS ESTRUCTURALES A-123
A.12.6.2 – MUROS NO ESTRUCTURALES A-123

CAPÍTULO A.13 – DEFINICIONES Y NOMENCLATURA DEL TITULO A A-125
A.13.1 – DEFINICIONES A-125
A.13.2 – NOMENCLATURA A-135

APÉNDICE A-1 – RECOMENDACIONES SÍSMICAS PARA ALGUNAS ESTRUCTURAS QUE SE SALEN DEL ALCANCE DEL REGLAMENTO A-139
A-1.0 – NOMENCLATURA A-139
A-1.1 – GENERAL A-139
A-1.1.1 – PROPÓSITO A-139
A-1.1.2 – ALCANCE A-139
A-1.1.3 – REQUISITOS APLICABLES A-139
A-1.2 – PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA A-139
A-1.3 – CALCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO A-139
A-1.3.1 – MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO A-139
A-1.3.2 – MASA TOTAL, **M** A-139
A-1.3.3 – COEFICIENTE DE IMPORTANCIA, **I** A-140
A-1.3.4 – DISTRIBUCIÓN EN LA ALTURA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS A-140
A-1.3.5 – COEFICIENTE BÁSICO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, $\mathbf{R_0}$ A-140
Tabla A-1.3-1 – Coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R_0}$, para algunas estructuras especiales A-140
A-1.4 – REQUISITOS DE DERIVA A-140

APÉNDICE A-2 – RECOMENDACIONES PARA EL CALCULO DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA A-141
A-2.0 – NOMENCLATURA A-141
A-2.1 – GENERAL A-142
A-2.2 – MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE A-143
A-2.2.1 – CORTANTE EN LA BASE A-143
A-2.2.1.1 – Período efectivo de la edificación A-143
Tabla A-2.1-1 – Valores de $\mathbf{G/G_o}$ y $\mathbf{v_s/v_{so}}$ A-143
A-2.2.1.2 – Amortiguamiento efectivo A-144
A-2.2.2 – DISTRIBUCIÓN EN LA ALTURA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS A-145
A-2.2.3 – OTROS EFECTOS A-145
A-2.3 – MÉTODO DEL ANÁLISIS MODAL A-145
A-2.3.1 – CORTANTES MODALES EN LA BASE A-145
A-2.3.2 – OTROS EFECTOS MODALES A-146
A-2.3.3 – VALORES DE DISEÑO A-146

APÉNDICE A-3 – PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO DE PLASTIFICACIÓN PROGRESIVA "PUSH-OVER" A-147
A-3.1 – GENERAL A-147
A-3.1.1 – Propósito A-147
A-3.1.2 – Alcance A-147
A-3.1.3 – Definiciones A-147
A-3.1.4 – Nomenclatura A-148
A-3.2 – PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO A-149
A-3.2.1 – Modelación A-149
A-3.2.2 – Análisis A-150
A-3.2.3 – Resistencia efectiva a la fluencia y periodo efectivo A-150
A-3.2.4 – Vector característico de forma A-150
A-3.2.5 – Desplazamiento objetivo A-150
A-3.2.6 – Deriva de piso A-151
A-3.2.7 – Resistencia de los elementos A-151
A-3.2.8 – Distribución de las fuerzas sísmicas de diseño A-151
A-3.2.9 – Evaluación detallada A-151
A-3.2.9.1 – Fuerza y deformación requeridas para el elemento A-151
A-3.2.9.2 – Elementos A-151
A-3.2.10 – Revisión del diseño A-152

APÉNDICE A-4 – VALORES DE A_a Y A_v Y DEFINICIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA DE LOS MUNICIPIOS COLOMBIANOS A-153
DEPARTAMENTO DE AMAZONAS A-153
DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA A-153
DE DEPARTAMENTO DE ARAUCA A-155
ARCHIPIÉLAGO DE SAN ANDRÉS A-155
DE DEPARTAMENTO DE ATLÁNTICO A-155
DE DEPARTAMENTO DE BOLÍVAR A-156
DE DEPARTAMENTO DE BOYACÁ A-157
DEPARTAMENTO DE CALDAS A-159
DEPARTAMENTO DE CAQUETÁ A-159
DEPARTAMENTO DE CASANARE A-160
DEPARTAMENTO DE CAUCA A-160
DEPARTAMENTO DE CESAR A-161
DEPARTAMENTO DE CHOCO A-161
DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA A-162

DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA A-163
DISTRITO CAPITAL A-165
DEPARTAMENTO DE GUAINÍA A-165
DEPARTAMENTO DE GUAJIRA A-165
DEPARTAMENTO DE GUAVIARE A-165
DEPARTAMENTO DE HUILA A-165
DEPARTAMENTO DE MAGDALENA A-166
DEPARTAMENTO DE META A-167
DEPARTAMENTO DE NARIÑO A-167
DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER A-168
DEPARTAMENTO DE PUTUMAYO A-169
DEPARTAMENTO DE QUINDÍO A-169
DEPARTAMENTO DE RISARALDA A-170
DEPARTAMENTO DE SANTANDER A-170
DEPARTAMENTO DE SUCRE A-172
DEPARTAMENTO DE TOLIMA A-172
DEPARTAMENTO DEL VALLE DEL CAUCA A-173
DEPARTAMENTO DE VAUPÉS A-174
DEPARTAMENTO DE VICHADA A-174

NOTAS:

TÍTULO A
REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

CAPÍTULO A.1
INTRODUCCIÓN

A.1.1 — NORMAS SISMO RESISTENTES COLOMBIANAS

A.1.1.1 — El diseño, construcción y supervisión técnica de edificaciones en el territorio de la República de Colombia debe someterse a los criterios y requisitos mínimos que se establecen en la Normas Sismo Resistentes Colombianas, las cuales comprenden:

(a) La Ley 400 de 1997,
(b) La Ley 1229 de 2008,
(c) El presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, y
(d) Las resoluciones expedidas por la "Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes" del Gobierno Nacional, adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, y creada por el Artículo 39 de la Ley 400 de 1997.

A.1.2 — ORGANIZACIÓN DEL PRESENTE REGLAMENTO

A.1.2.1 — **TEMARIO** — El presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, está dividido temáticamente en los siguientes Títulos, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 47 de la Ley 400 de 1997, así:

TÍTULO A — Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente

TÍTULO B — Cargas

TÍTULO C — Concreto estructural

TÍTULO D — Mampostería estructural

TÍTULO E — Casas de uno y dos pisos

TÍTULO F — Estructuras metálicas

TÍTULO G — Estructuras de madera y Estructuras de guadua

TÍTULO H — Estudios geotécnicos

TÍTULO I — Supervisión técnica

TÍTULO J — Requisitos de protección contra el fuego en edificaciones

TÍTULO K — Otros requisitos complementarios

A.1.2.2 — **OBJETO** — El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, tiene por objeto:

A.1.2.2.1 — Reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas, y defender en lo posible el patrimonio del Estado y de los ciudadanos.

A.1.2.2.2 — Una edificación diseñada siguiendo los requisitos de este Reglamento, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso.

A.1.2.2.3 — Además de la defensa de la vida, con el cumplimiento de los niveles prescritos por el presente Reglamento para los movimientos sísmicos de diseño, los cuales corresponden a requisitos mínimos establecidos para el diseño de elementos estructurales y elementos no estructurales, se permite proteger en alguna medida el patrimonio.

A.1.2.2.4 — Los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el presente Reglamento corresponden a los que afectarían las edificaciones de presentarse un sismo fuerte. Ante la ocurrencia, en el territorio nacional, de un sismo fuerte que induzca movimientos de características similares a los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el presente Reglamento deben esperarse, en las edificaciones construidas cumpliendo con el Reglamento, daños estructurales y no estructurales reparables, aunque en algunos casos pueda que no sea económicamente factible su reparación.

A.1.2.2.5 — Para las edificaciones indispensables y de atención a la comunidad como las define el Capítulo A.2 del presente Reglamento, se espera que el daño producido por movimientos sísmicos de características similares a los movimientos sísmicos de diseño prescritos en él sea reparable y no sea tan severo que inhiba la operación y ocupación inmediata y continuada de la edificación.

A.1.2.3 — **ALCANCE** — El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, contiene:

A.1.2.3.1 — Los requisitos mínimos para el diseño y construcción de edificaciones nuevas, con el fin de que sean capaces de resistir las fuerzas que les impone la naturaleza o su uso y para incrementar su resistencia a los efectos producidos por los movimientos sísmicos. Además establece, en el Título E, requisitos simplificados de diseño y construcción para casas de uno y dos pisos que pertenezcan al grupo de uso **I** tal como lo define A.2.5.1.4.

A.1.2.3.2 — Para edificaciones construidas antes de la vigencia del presente Reglamento, el Capítulo A.10 establece los requisitos a emplear en la evaluación, adición, modificación y remodelación del sistema estructural; el análisis de vulnerabilidad, el diseño de las intervenciones de reforzamiento y rehabilitación sísmica, y la reparación de edificaciones con posterioridad a la ocurrencia de un sismo.

A.1.2.3.3 — En el Capítulo A.12 se establecen requisitos especiales para el diseño y construcción sismo resistente de edificaciones indispensables pertenecientes al grupo de uso **IV** tal como lo define A.2.5.1.1 y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso **III,** tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo. En relación con las edificaciones incluidas en los literales (e) y (f) del grupo de uso **III**, como lo define A.2.5.1.2, queda a decisión del propietario en el primer caso o de la autoridad competente en el segundo definir si se requiere adelantar el diseño de ellas según los requisitos especiales del Capítulo A.12.

A.1.2.4 — **EXCEPCIONES** — El presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-10, es aplicable a edificaciones (construcciones cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos) y no se aplica a:

A.1.2.4.1 — El diseño y construcción de estructuras especiales tales como puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas construcciones diferentes de edificaciones.

A.1.2.4.2 — Estructuras cuyo comportamiento dinámico y respuesta ante los movimientos sísmicos de diseño difiera del de edificaciones convencionales. Cuando el uso de estas estructuras es la habitación u ocupación por seres humanos, su diseño y construcción debe someterse a lo prescrito en el Capítulo II, Artículos 8° a 14° de la Ley 400 de 1997.

A.1.2.4.3 — Estructuras que no estén cubiertas dentro de las limitaciones de cada uno de los materiales estructurales prescritos dentro de este Reglamento. Cuando el uso de estas estructuras es la habitación u ocupación por seres humanos, su diseño y construcción debe someterse a lo prescrito en el Capítulo II, Artículos 8° a 14° de la Ley 400 de 1997.

A.1.2.4.4 — Para el diseño sismo resistente de algunas estructuras que se salen del alcance del Reglamento,

puede consultarse el Apéndice A-1, el cual no tiene carácter obligatorio.

A.1.2.5 — **DEFINICIONES** — En el Capítulo A.13 del presente Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes se dan las definiciones de los términos empleados en el presente Título A del Reglamento.

A.1.3 — PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES, DE ACUERDO CON EL REGLAMENTO

A.1.3.1 — GENERAL — El diseño y construcción de una edificación sometida a este Reglamento debe llevarse a cabo como se indica a continuación. Las diferentes etapas de los estudios, construcción y supervisión técnica, se amplían en las secciones pertinentes del Reglamento.

A.1.3.2 — ESTUDIOS GEOTÉCNICOS — Debe realizarse una exploración del subsuelo en el lugar en que se va a construir la edificación, complementada con una consideración de sus alrededores para detectar, de ser el caso, movimientos de suelo. El alcance de la exploración y el programa de ensayos de laboratorio se establecen en el Título H — Estudios Geotécnicos. El ingeniero geotecnista debe elaborar un informe en el cual relacione la exploración y los resultados obtenidos en el laboratorio, se den las recomendaciones que debe seguir el ingeniero estructural en el diseño de la cimentación y obras de contención, la definición de los efectos sísmicos locales, los procedimientos constructivos que debe emplear el constructor, y los aspectos especiales a ser tenidos en cuenta por el supervisor técnico. En el reporte se deben indicar los asentamientos esperados, su variabilidad en el tiempo y las medidas que deben tomarse para no afectar adversamente las construcciones vecinas. El reporte debe ir firmado, o rotulado, por un ingeniero civil facultado para este fin de acuerdo con la Ley 400 de 1997.

A.1.3.3 — DISEÑO ARQUITECTÓNICO — El proyecto arquitectónico de la edificación debe cumplir la reglamentación urbana vigente, los requisitos especificados en el Título J y en el Título K y además debe indicar, para efectos de este Reglamento, los usos de cada una de las partes de la edificación y su clasificación dentro de los grupos de uso definidos en el Capítulo A.2, el tipo de cada uno de los elementos no estructurales y el grado de desempeño mínimo que deben tener de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.9. El proyecto arquitectónico debe ir firmado por un arquitecto con matricula profesional vigente. Cuando los planos arquitectónicos incluyan los diseños sísmicos de los elementos no estructurales, éstos deben ir firmados, o rotulados, por un profesional facultado para este fin de acuerdo con la Ley 400 de 1997. Véase A.1.3.6.

A.1.3.4 — DISEÑO ESTRUCTURAL — El diseño estructural debe ser realizado por un ingeniero civil facultado para este fin, de acuerdo con la Ley 400 de 1997. La estructura de la edificación debe diseñarse para que tenga resistencia y rigidez adecuadas ante las cargas mínimas de diseño prescritas por el Reglamento y debe, además, verificarse que dispone de rigidez adecuada para limitar la deformabilidad ante las cargas de servicio, de tal manera que no se vea afectado el funcionamiento de la edificación. A continuación en la tabla A.1.3-1 se especifican las etapas que deben llevarse a cabo, dentro del alcance de este Reglamento, en el diseño estructural de edificaciones nuevas y existentes, diferentes a las cubiertas en A.1.3.11. En la tabla A.1.3-1 se ha seguido el orden del procedimiento de diseño de edificaciones nuevas, el cual no necesariamente coincide con el de edificaciones existentes, pues este último se debe ajustar a la secuencia prescrita en el Capítulo A.10 y lo indicado en la tabla A.1.3-1 tiene simplemente carácter informativo para las edificaciones existentes.

Tabla A.1.3 -1
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 1 — Predimensionamiento y coordinación con los otros profesionales	
Definición del sistema estructural, dimensiones tentativas para evaluar preliminarmente las diferentes solicitaciones tales como: la masa de la estructura, las cargas muertas, las cargas vivas, los efectos sísmicos, y las fuerzas de viento. Estas dimensiones preliminares se coordinan con los otros profesionales que participan en el diseño.	Además de la coordinación con otros profesionales respecto al proyecto, debe establecerse si la intervención está comprendida dentro del alcance dado en A.10.1.3. Si está cubierto, se deben realizar las etapas 1 y 2 de A.10.1.4 y con esa información se debe realizar la etapa 3 de ese numeral.

continúa...

Tabla A.1.3 -1 (continuación)
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 2 — Evaluación de las solicitaciones definitivas	
Con las dimensiones de los elementos de la estructura definidas como resultado del paso 1, se evalúan todas las solicitaciones que pueden afectar la edificación de acuerdo con los requisitos del Título B del Reglamento. Estas incluyen: el efecto gravitacional de la masa de los elementos estructurales, o peso propio, las cargas de acabados y elementos no estructurales, las cargas muertas, las fuerzas de viento, las deformaciones impuestas por efectos reológicos de los materiales estructurales y asentamientos del suelo que da apoyo a la fundación. Así mismo se debe determinar la masa de la edificación y su contenido cuando así lo exige el Reglamento, la cual será empleada en la determinación de los efectos sísmicos, de acuerdo con los pasos siguientes.	Se debe realizar la etapa 4 de A.10.1.4 donde, entre otros aspectos, se debe determinar una información real análoga a la exigida para edificaciones nuevas, pero con base en la edificación existente de acuerdo con lo indicado en A.10.4.2.6.
Paso 3 — Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$	
Este paso consiste en localizar el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 del Reglamento y en determinar el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con los valores de los parámetros $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$ obtenidos en los mapas de zonificación sísmica del Capítulo A.2. El nivel de amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja. En el Apéndice A-4 se presenta una enumeración de los municipios colombianos, con su definición de la zona de amenaza sísmica, y los valores de los parámetros $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$, entre otros.	Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes los movimientos sísmicos de diseño se determinan de igual forma que para edificaciones nuevas, con la excepción de las edificaciones a las cuales el Reglamento les permite acogerse al uso de movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada para rehabilitación sísmica. Para el uso de movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada debe consultarse A.10.9.2.5, el cual solo aplica a edificaciones declaradas como patrimonio histórico y bajo las condiciones impuestas allí. En este caso se permite el uso de $\mathbf{A_e}$, en vez de los valores de $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$ tal como se indica en A.10.3.
Paso 4 — Movimientos sísmicos de diseño	
Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento y, en el caso de Edificaciones cubiertas por A.1.2.3.3, con los requisitos del Capítulo A.12 del Reglamento, tomando en cuenta: **(a)** La amenaza sísmica para el lugar determinada en el paso 3, expresada a través de los parámetros $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$, o $\mathbf{A_d}$, según sea el caso, los cuales representan la aceleración horizontal pico efectiva y la velocidad horizontal pico efectiva expresada en términos de aceleración del sismo de diseño, **(b)** Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de unos coeficientes de sitio $\mathbf{F_a}$ y $\mathbf{F_v}$, y **(c)** La importancia de la edificación para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia $\mathbf{I}$. Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro elástico de diseño. El Reglamento contempla descripciones alternativas del sismo de diseño, ya sea a través de familias de acelerogramas, o bien por medio de expresiones derivadas de estudios de microzonificación sísmica, las cuales deben determinarse siguiendo los requisitos dados en el Capítulo A.2.	Se deben seguir el mismo procedimiento que para edificaciones nuevas. Para el caso de edificaciones declaradas como patrimonio histórico y bajo las condiciones que lo permite A.10.9.2.5 se pueden utilizar los movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada definido en A.10.3.

continúa...

Tabla A.1.3 -1 (continuación)
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 5 — Características de la estructuración y del material estructural empleado	
El sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales prescritos en el Capítulo A.3: sistema de muros de carga, sistema combinado, sistema de pórtico, o sistema dual. El Reglamento define limitaciones en el empleo de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en función de la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación, del tipo de material estructural empleado (concreto estructural, estructura metálica, mampostería estructural, o madera), de la forma misma como se disponga el material en los elementos estructurales según esté en posibilidad de responder adecuadamente ante movimientos sísmicos como los esperados por medio de su capacidad de disipación de energía, la cual puede ser especial (*DES*), moderada (*DMO*) o mínima (*DMI*); de la altura de la edificación, y de su grado de irregularidad.	Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes se debe determinar, de acuerdo con las características del sistema estructural empleado originalmente en su construcción, una correspondencia con los sistemas estructurales que se permiten para edificaciones nuevas de acuerdo con lo prescrito en A.10.4.2.
Paso 6 — Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis	
Definición del procedimiento de análisis sísmico de la estructura de acuerdo con la regularidad o irregularidad de la configuración de la edificación, tanto en planta como en alzado, su grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, su altura, las características del suelo en el lugar, y el nivel de amenaza sísmica, siguiendo los preceptos dados en el Capítulo A.3 de este Reglamento.	Se aplican los mismos principios que para edificaciones nuevas.
Paso 7 — Determinación de las fuerzas sísmicas	
Obtención de las fuerzas sísmicas, $\mathbf{F_S}$, que deben aplicarse a la estructura para lo cual deben usarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el paso 4.	Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes se determinan unas solicitaciones equivalentes a las de edificaciones nuevas, pero ajustadas a las propiedades de la estructura existente. Véase A.10.4.2.
Paso 8 — Análisis sísmico de la estructura	
El análisis sísmico de la estructura se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos de diseño prescritos, a un modelo matemático apropiado de la estructura, tal como se define en el Capítulo A.3. Este análisis se realiza para los movimientos sísmicos de diseño sin ser divididos por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, y debe hacerse por el método que se haya definido en el paso 6. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos de diseño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.	Se debe cumplir lo indicado en la etapa 5 de A.10.1.4.
Paso 9 — Desplazamientos horizontales	
Evaluación de los desplazamientos horizontales, incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, y las derivas (desplazamiento relativo entre niveles contiguos), utilizando los procedimientos dados en el Capítulo A.6 y con base en los desplazamientos obtenidos en el paso 8.	Se debe cumplir lo indicado en la etapa 9 de A.10.1.4.

continúa...

Tabla A.1.3 -1 (continuación)
Procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas y existentes

Diseño de edificaciones nuevas	Intervención de edificaciones existentes
Paso 10 — Verificación de derivas	
Comprobación de que las derivas de diseño obtenidas no excedan los límites dados en el Capítulo A.6. Si la estructura excede los límites de deriva, calculada incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, es obligatorio rigidizarla, llevando a cabo nuevamente los pasos 8, 9 y 10, hasta cuando cumpla la comprobación de derivas.	Se debe cumplir lo indicado en la etapa 10 de A.10.1.4.
Paso 11 — Combinación de las diferentes solicitaciones	
Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño, $\mathbf{E}$, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas $\mathbf{F_S}$, determinadas en el paso 7, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R}\left(\mathbf{E} = \mathbf{F_S}/\mathbf{R}\right)$. El coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, es función de: **(a)** El sistema de resistencia sísmica de acuerdo con la clasificación dada en el Capítulo A.3, **(b)** Del grado de irregularidad de la edificación, **(c)** Del grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, y **(d)** De los requisitos de diseño y detallado de cada material, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (*DMI*, *DMO*, o *DES*), tal como se especifica en el Capítulo A.3.	Se debe cumplir lo indicado en las etapas 6 a 8 de A.10.1.4.
Paso 12 — Diseño de los elementos estructurales	
Se lleva a cabo de acuerdo con los requisitos propios del sistema de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. Los elementos estructurales deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía mínimo (*DMI*) moderado (*DMO*), o especial (*DES*) prescrito en el Capítulo A.3, según les corresponda, lo cual le permitirá a la estructura responder, ante la ocurrencia de un sismo, en el rango inelástico de respuesta y cumplir con los objetivos de las normas sismo resistentes. El diseño de los elementos estructurales debe realizarse para los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones obtenidas en el paso 11, tal como prescribe el Título B de este Reglamento.	Se debe cumplir lo indicado en las etapas 8, 11 y 12 de A.10.1.4 donde se indica como interpretar la resistencia efectiva de la edificación a la luz de las solicitaciones equivalentes y como se define la resistencia a proveer para reducir la vulnerabilidad de la edificación, cuando es vulnerable, para diseñar la intervención de la edificación.

A.1.3.5 — DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN — Los efectos de las diferentes solicitaciones, incluyendo los efectos de los movimientos sísmicos de diseño sobre los elementos de la cimentación y el suelo de soporte se obtienen así:

(a) Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la cimentación, se emplean los resultados de las combinaciones realizadas en el paso 11 de A.1.3.4, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos, tomando en cuenta la capacidad de la estructura. En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Título H de este

Reglamento.

(b) Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección B.2.3, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$. Los efectos de la estructura y del sismo sobre el suelo así obtenidos están definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Título H de este Reglamento.

A.1.3.6 — DISEÑO SÍSMICO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES — El diseño sísmico de los elementos no estructurales debe realizarse de acuerdo con los siguientes requisitos:

A.1.3.6.1 — Se debe cumplir el grado de desempeño superior, bueno o bajo que define el Capítulo A.9 según el grupo de uso al cual pertenezca la edificación.

A.1.3.6.2 — El diseño de los elementos no estructurales debe ser llevado a cabo por profesionales facultados para este fin de acuerdo con los artículos 26 y 29 de la Ley 400 de 1997 y siguiendo los requisitos del Capítulo A.9, considerando para el efecto los parámetros de diseño sísmico aportados por el diseñador estructural.

A.1.3.6.3 — Dentro de la clasificación de elementos no estructurales se incluyen sistemas como las estanterías, cuyo tratamiento deberá ser como el de sistemas estructurales, los cuales pueden hacer parte de la estructura de la edificación, o ser un sistema estructural independiente de la estructura de la edificación donde se alojan. El diseño de este tipo de sistemas debe ser llevado a cabo por ingenieros estructurales, siguiendo requisitos de diseño sismo resistente acordes con las condiciones de carga específicas de cada aplicación, de acuerdo con el Capítulo A.9.

A.1.3.6.4 —Se permite el uso de elementos diseñados e instalados por su fabricante, o cuya instalación se hace siguiendo sus instrucciones, cumpliendo lo indicado en A.1.5.1.2.

A.1.3.6.5 — El constructor quien suscribe la licencia de construcción debe:

(a) Recopilar los diseños de los diferentes elementos no estructurales y las características y documentación de aquellos que se acojan a lo permitido en A.1.5.1.2, para presentarlos en una sola memoria ante la Curaduría u oficina o dependencia encargada de estudiar, tramitar, y expedir las licencias de construcción.

(b) Los diferentes diseños de los elementos no estructurales deben ser firmados por el Constructor que suscribe la licencia, indicando así que se hace responsable que los elementos no estructurales se construyan de acuerdo con lo diseñado, cumpliendo con el grado de desempeño especificado.

A.1.3.7 — REVISIÓN DE LOS DISEÑOS — Los planos, memorias y estudios realizados deben ser revisados para efectos de la obtención de la licencia de construcción tal como lo indica la Ley 400 de 1997, la Ley 388 de 1997 y sus respectivos reglamentos. Esta revisión debe ser realizada en la curaduría o en las oficinas o dependencias encargadas de estudiar, tramitar, y expedir las licencias de construcción, o bien por un profesional independiente, a costo de quien solicita la licencia. Los revisores de los diseños deben tener las cualidades establecidas en la Ley 400 de 1997.

A.1.3.8 — CONSTRUCCIÓN — La construcción de la estructura, y de los elementos no estructurales, de la edificación se realiza de acuerdo con los requisitos propios del material, para el grado de capacidad de disipación de energía para el cual fue diseñada, y bajo una supervisión técnica, cuando así lo exija la Ley 400 de 1997, realizada de acuerdo con los requisitos del Título I. En la construcción deben cumplirse los requisitos dados por el Reglamento para cada material estructural y seguirse los procedimientos y especificaciones dados por los diseñadores. La dirección de la construcción debe ser realizada por un ingeniero civil, o arquitecto, o un ingeniero mecánico para el caso de estructuras metálicas o prefabricadas, facultados para este fin, de acuerdo con la Ley 400 de 1997, o un constructor en arquitectura o ingeniería facultado para este fin por la Ley 1229 de 2008.

A.1.3.9 — SUPERVISIÓN TÉCNICA — De acuerdo con el Título V de la Ley 400 de 1997, la construcción de estructuras de edificaciones, o unidades constructivas, que tengan más de 3000 m² de área construida, independientemente de su uso, debe someterse a una supervisión técnica realizada de acuerdo con lo establecido en esta sección y en el Título I de este Reglamento.

A.1.3.9.1 — *Edificaciones indispensables y de atención a la comunidad* — De acuerdo con el Artículo 20 de la Ley 400 de 1997, las edificaciones de los grupos de uso **III** y **IV**, independientemente del área que tengan, deben someterse a una Supervisión Técnica.

A.1.3.9.2 — *Edificaciones diseñadas y construidas de acuerdo con el Título E del Reglamento* — De acuerdo con el Parágrafo 1° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, se excluyen de la obligatoriedad de la supervisión técnica, las estructuras que se diseñen y construyan siguiendo las recomendaciones del Título E, siempre y cuando se trate de menos de 15 unidades de vivienda.

A.1.3.9.3 — *Supervisión técnica exigida por los diseñadores* — De acuerdo con el Parágrafo 2° del Artículo 18 de la Ley 400 de 1997, el diseñador estructural, o el ingeniero geotecnista, de acuerdo con su criterio, pueden requerir supervisión técnica en edificaciones de cualquier área; cuya complejidad, procedimientos constructivos especiales o materiales empleados, la hagan necesaria, consignado este requisito en los planos estructurales o en el estudio geotécnico respectivamente.

A.1.3.9.4 — *Idoneidad del supervisor técnico* — El supervisor técnico debe ser un profesional, ingeniero civil o arquitecto, que cumpla las cualidades exigidas por el Capítulo V del Título VI de la Ley 400 de 1997 o un constructor en arquitectura e ingeniería según los artículos 3° y 4° de la Ley 1229 de 2008. El profesional, bajo su responsabilidad, puede delegar en personal no profesional algunas de las labores de la supervisión. La supervisión técnica corresponde a una parte de la interventoría y puede ser llevada a cabo por un profesional diferente al interventor.

A.1.3.9.5 — *Alcance de la supervisión técnica* — El alcance de las labores que debe realizar el supervisor técnico están establecidas en el Título I de este Reglamento.

A.1.3.9.6 — *Edificaciones donde no se requiere supervisión técnica* — En aquellas edificaciones donde no se requiera la supervisión técnica, este hecho no exime al constructor de realizar los controles de calidad de los materiales que el Reglamento requiere para los diferentes materiales estructurales, ni de llevar registros y controles de las condiciones de cimentación y geotécnicas del proyecto.

A.1.3.10 — EDIFICACIONES INDISPENSABLES — Las edificaciones indispensables, pertenecientes al grupo de uso **IV**, tal como las define A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso **III,** tal como las define A.2.5.1.2, deben diseñarse y construirse cumpliendo los requisitos presentados en el procedimiento de diseño definido en A.1.3.2 a A.1.3.8, y además los requisitos adicionales dados en el Capítulo A.12, dentro de los cuales se amplía el Paso 10 de A.1.3.4, exigiendo una verificación de la edificación para los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño de la edificación. En relación con las edificaciones incluidas en los literales (e) y (f) del grupo de uso **III**, como lo define A.2.5.1.2, queda a decisión del propietario en el primer caso o de la autoridad competente en el segundo definir si se requiere adelantar el diseño de ellas según los requisitos especiales del Capítulo A.12.

A.1.3.11 — CASAS DE UNO Y DOS PISOS — Las edificaciones de uno y dos pisos deben diseñarse de acuerdo con los Capítulos A.1 a A.12 de este Reglamento. Las casas de uno y dos pisos del grupo de uso **I**, tal como lo define A.2.5.1.4, que no formen parte de programas de quince o más unidades de vivienda ni tengan más de 3000 m² de área en conjunto, pueden diseñarse alternativamente de acuerdo con los requisitos del Título E de este Reglamento.

A.1.3.12 — ASPECTOS FUNDAMENTALES DE DISEÑO — En toda edificación del grupo de uso **I**, como las define A.2.5.1, que tenga más de 3000 m² de área en conjunto, que forme parte de un programa de quince o más unidades de vivienda, en todas las edificaciones de los grupos de usos **II**, **III** y **IV**, como las define A.2.5.1 y cuando con base en las características de la edificación o del lugar alguno de los diseñadores lo estime conveniente, deben considerarse los siguientes aspectos especiales en su diseño, construcción y supervisión técnica:

(a) Influencia del tipo de suelo en la amplificación de los movimientos sísmicos y la respuesta sísmica de las edificaciones que igualmente pueden verse afectadas por la similitud entre los períodos de la estructura y alguno de los períodos del depósito,
(b) Potencial de licuación del suelo en el lugar,
(c) Posibilidad de falla de taludes o remoción en masa debida al sismo,
(d) Comportamiento en grupo del conjunto ante solicitaciones sísmicas, eólicas y térmicas de acuerdo con las juntas que tenga el proyecto,
(e) Especificaciones complementarias acerca de la calidad de los materiales a utilizar y del alcance de los ensayos de comprobación técnica de la calidad real de estos materiales, y

(f) Verificación de la concepción estructural de la edificación desde el punto de vista de cargas verticales y fuerzas horizontales.
(g) Obligatoriedad de una supervisión técnica, profesionalmente calificada, de la construcción, según lo requerido en A.1.3.9.

A.1.3.13 — CONSTRUCCIÓN RESPONSABLE AMBIENTALMENTE — Las construcciones que se adelanten en el territorio nacional deben cumplir con la legislación y reglamentación nacional, departamental y municipal o distrital respecto al uso responsable ambientalmente de materiales y procedimientos constructivos. Se deben utilizar adecuadamente los recursos naturales y tener en cuenta el medio ambiente sin producir deterioro en él y sin vulnerar la renovación o disponibilidad futura de estos materiales. Esta responsabilidad ambiental debe desarrollarse desde la etapa de diseño y aplicarse y verificarse en la etapa de construcción, por todos los profesionales y demás personas que intervengan en dichas etapas.

A.1.4 — CONSIDERACIONES ESPECIALES

A.1.4.1 — POR TAMAÑO Y GRUPO DE USO — En toda edificación del grupo de uso **I**, como las define A.2.5.1, que tenga más de 3000 m² de área en conjunto, o que forme parte de un programa de quince o más unidades de vivienda, y en todas las edificaciones de los grupos de usos **II**, **III** y **IV**, como las define A.2.5.1, debe tenerse en cuenta la obligatoriedad de la supervisión técnica, profesionalmente calificada, de la construcción, según lo requerido en A.1.3.9.

A.1.4.2 — SISTEMAS PREFABRICADOS — De acuerdo con lo establecido en el Artículo 12 de la Ley 400 de 1997, se permite el uso de sistemas de resistencia sísmica que estén compuestos, parcial o totalmente, por elementos prefabricados, que no estén cubiertos por este Reglamento, siempre y cuando cumpla uno de los dos procedimientos siguientes:

(a) Se utilicen los criterios de diseño sísmico presentados en A.3.1.7, o
(b) Se obtenga una autorización previa de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, de acuerdo con los requisitos y responsabilidades establecidas en el Artículo 14 de la Ley 400 de 1997.

A.1.5 — DISEÑOS, PLANOS, MEMORIAS Y ESTUDIOS

A.1.5.1 — DISEÑADOR RESPONSABLE — La responsabilidad de los diseños de los diferentes elementos que componen la edificación recae en los profesionales bajo cuya dirección se elaboran los diferentes diseños particulares. Se presume, que cuando un elemento figure en un plano o memoria de diseño, es porque se han tomado todas las medidas necesarias para cumplir el propósito del Reglamento y por lo tanto el profesional que firma o rotula el plano es el responsable del diseño correspondiente.

A.1.5.1.1 — Deben consultarse en el Título II de la Ley 400 de 1997, así como en el Capítulo A.13 de este Reglamento, las definiciones de constructor, diseñador arquitectónico, diseñador estructural, ingeniero geotecnista, propietario y supervisor técnico, para efectos de la asignación de las responsabilidades correspondientes.

A.1.5.1.2 — En aquellos casos en los cuales en los diseños se especifican elementos cuyo suministro e instalación se realiza por parte de su fabricante o siguiendo sus instrucciones, el diseñador puede limitarse a especificar en sus planos, memorias o especificaciones, las características que deben cumplir los elementos, y la responsabilidad de que se cumplan estas características recae en el constructor que suscribe la licencia de construcción y este cumplimiento debe ser verificado por el supervisor técnico, cuando la edificación deba contar con su participación según el A.1.3.9.

A.1.5.2 — PLANOS — Los planos arquitectónicos, estructurales y de elementos no estructurales, que se presenten para la obtención de la licencia de construcción deben ser iguales a los utilizados en la construcción de la obra, y por lo menos una copia debe permanecer en archivo de la Curaduría, departamento administrativo o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción. La Curaduría Urbana o la dependencia municipal o distrital encargada de expedir las licencias de construcción, podrá solicitar una copia en medio magnético del proyecto estructural (planos y memorias), en los formatos digitales que ésta defina. En los proyectos que requieran supervisión técnica, de acuerdo con el presente Reglamento, se deberá cumplir adicionalmente con lo especificado en el Título I

en relación con los planos finales de obra (planos record).

A.1.5.2.1 — *Planos estructurales* — Los planos estructurales deben ir firmados o rotulados con un sello seco por un ingeniero civil facultado para ese fin y quien obra como diseñador estructural responsable. Los planos estructurales deben contener como mínimo:

(a) Especificaciones de los materiales de construcción que se van a utilizar en la estructura, tales como resistencia del concreto, resistencia del acero, calidad de las unidades de mampostería, tipo de mortero, calidad de la madera estructural, y toda información adicional que sea relevante para la construcción y supervisión técnica de la estructura. Cuando la calidad del material cambie dentro de la misma edificación, debe anotarse claramente cuál material debe usarse en cada porción de la estructura,
(b) Tamaño y localización de todos los elementos estructurales así como sus dimensiones y refuerzo,
(c) Precauciones que se deben tener en cuenta, tales como contraflechas, para contrarrestar cambios volumétricos de los materiales estructurales tales como: cambios por variaciones en la humedad ambiente, retracción de fraguado, flujo plástico o variaciones de temperatura,
(d) Localización y magnitud de todas las fuerzas de preesfuerzo, cuando se utilice concreto preesforzado,
(e) Tipo y localización de las conexiones entre elementos estructurales y los empalmes entre los elementos de refuerzo, así como detalles de conexiones y sistema de limpieza y protección anticorrosiva en el caso de estructuras de acero,
(f) El grado de capacidad de disipación de energía bajo el cual se diseñó el material estructural del sistema de resistencia sísmica,
(g) Las cargas vivas y de acabados supuestas en los cálculos, y
(h) El grupo de uso al cual pertenece la edificación.

A.1.5.2.2 — *Planos arquitectónicos y de elementos no estructurales arquitectónicos* — Los planos arquitectónicos deben ir firmados o rotulados con un sello seco por un arquitecto facultado para ese fin y quien obra como diseñador arquitectónico responsable. Para efectos del presente Reglamento deben contener el grado de desempeño sísmico de los elementos no estructurales arquitectónicos, tal como los define el Capítulo A.9, y además todos los detalles y especificaciones, compatibles con este grado de desempeño, necesarios para garantizar que la construcción pueda ejecutarse y supervisarse apropiadamente. El diseñador de los elementos no estructurales, cuando el diseño sísmico de los elementos no estructurales se realice por un profesional diferente del arquitecto, debe firmar o rotular los planos arquitectónicos generales, además de los de los diseños particulares. Véase A.1.3.6.

A.1.5.2.3 — *Planos hidráulicos y sanitarios, eléctricos, mecánicos y de instalaciones especiales* — Los planos de instalaciones hidráulicas y sanitarias, eléctricas, mecánicas y de instalaciones especiales, deben ir firmados o rotulados con un sello seco por profesionales facultados para ese fin. Para efectos del presente Reglamento deben contener el grado de desempeño de los elementos no estructurales diferentes de arquitectónicos, tal como los define el Capítulo A.9, y además todos los detalles y especificaciones, compatibles con este grado de desempeño, necesarios para garantizar que la construcción pueda ejecutarse y supervisarse apropiadamente.

A.1.5.3 — MEMORIAS — Los planos deben ir acompañados por memorias de diseño y cálculo en las cuales se describan los procedimientos por medio de los cuales se realizaron los diseños.

A.1.5.3.1 — *Memorias estructurales* — Los planos estructurales que se presenten para obtener la licencia de construcción deben ir acompañados de la memoria justificativa de cálculos, firmada por el Ingeniero que realizó el diseño estructural. En esta memoria debe incluirse una descripción del sistema estructural usado, y además deben anotarse claramente las cargas verticales, el grado de capacidad de disipación de energía del sistema de resistencia sísmica, el cálculo de la fuerza sísmica, el tipo de análisis estructural utilizado y la verificación de que las derivas máximas no fueron excedidas. Cuando se use un equipo de procesamiento automático de información, además de lo anterior, debe entregarse una descripción de los principios bajo los cuales se realiza el modelo digital y su análisis estructural y los datos de entrada al procesador automático debidamente identificados. Los datos de salida pueden utilizarse para ilustrar los resultados y pueden incluirse en su totalidad en un anexo a las memorias de cálculo, pero no pueden constituirse en sí mismos como memorias de cálculo, requiriéndose de una memoria explicativa de su utilización en el diseño.

A.1.5.3.2 — *Memorias de otros diseños* — Las justificaciones para el grado de desempeño de los elementos no estructurales deben consignarse en una memoria. Esta memoria debe ser elaborada por el

profesional responsable de los diseños, ya sea el arquitecto o el diseñador de los elementos no estructurales, y los diseñadores hidráulicos, eléctricos, mecánicos o de instalaciones especiales. Véase A.1.3.6. Igualmente debe contarse con una memoria de las especificaciones sobre materiales, elementos estructurales, medios de ingreso y egreso y sistemas de detección y extinción de incendios relacionadas con la seguridad a la vida, de acuerdo con los Títulos J y K de este Reglamento.

A.1.5.4 — ESTUDIO GEOTÉCNICO — Para efectos de obtener una licencia de construcción debe presentarse un estudio geotécnico realizado de acuerdo con los requisitos del Título H del presente Reglamento. El estudio geotécnico debe ir firmado por un ingeniero civil facultado para ese fin, y debe hacer referencia a:

(a) Lo exigido en A.1.3.2,
(b) A la definición del los efectos locales exigida en A.2.4, incluyendo el caso en el que se realice un estudio sísmico particular de sitio según lo indicado en A.2.10,
(c) A la obtención de los parámetros del suelo para efectos de la evaluación de la interacción suelo-estructura tal como la define el Capítulo A.7, cuando esta es requerida por el Capítulo A.3, y
(d) A las demás que exija el Título H.

A.1.6 — OBLIGATORIEDAD DE LAS NORMAS TÉCNICAS CITADAS EN EL REGLAMENTO

A.1.6.1— NORMAS NTC — Las Normas Técnicas Colombianas NTC, citadas en el presente Reglamento, hacen parte de él. Las normas NTC son promulgadas por el Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación ICONTEC, único organismo nacional de normalización reconocido por el gobierno de Colombia.

A.1.6.2 — OTRAS NORMAS — En aquellos casos en los cuales no exista una norma NTC se acepta la utilización de normas de la Sociedad Americana de Ensayo y Materiales (American Society for Testing and Materials — ASTM) o de otras instituciones, las cuales también hacen parte del Reglamento cuando no exista la correspondiente norma NTC.

A.1.6.3 — REFERENCIAS — Al lado de las normas NTC se ha colocado entre paréntesis una norma de la ASTM o de otra institución. Esto se hace únicamente como referencia y la norma obligatoria siempre será la norma NTC. Esta norma de referencia corresponde a una norma ASTM, o de otra institución, que es compatible con los requisitos correspondientes del Reglamento, y no necesariamente corresponde a la norma de antecedente de la norma NTC. Las normas de antecedente de las normas NTC son las que se encuentran consignadas en el texto de la misma norma.

A.1.7 — SISTEMA DE UNIDADES

A.1.7.1 — SISTEMA MÉTRICO SI — De acuerdo con lo exigido por el Decreto 1731 de 18 de Septiembre de 1967, el presente Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, se ha expedido utilizando el Sistema Internacional de Medidas (SI), el cual es de uso obligatorio en el territorio nacional. Debe consultarse la norma NTC 1000 (ISO 1000), expedida por el ICONTEC, para efectos de la correcta aplicación del Sistema Internacional de Medidas SI.

A.1.7.2 — REFERENCIAS AL SISTEMA MÉTRICO mks — La unidades que se utilizan en las ecuaciones del Reglamento son las unidades del sistema SI. Al final de algunos Títulos hay un apéndice en el cual se relacionan las ecuaciones correspondientes en los sistemas de unidades SI y mks. En general todas las ecuaciones en las cuales se utiliza la raíz cuadrada de un esfuerzo, que por definición sigue teniendo unidades de esfuerzo, como es el caso de $\sqrt{\mathbf{f'_c}}$ en concreto reforzado, $\sqrt{\mathbf{f'_m}}$ en mampostería reforzada, ó $\sqrt{\mathbf{F_y}}$ en estructuras metálicas, producen resultados inconsistentes si se emplean en esfuerzos expresados en el sistema mks (kgf/cm^2), y solo pueden emplearse con esfuerzos expresados en el Sistema Internacional de Medidas (SI).

Notas:

CAPÍTULO A.2
ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA
Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

A.2.0 — NOMENCLATURA

A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.

A_v = coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.

d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

d_i = espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil.

d_s = es la suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil en ecuación A.2.4-3.

F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.

F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.

g = aceleración debida a la gravedad (9.8 m/s^2).

H = espesor total en m de los estratos de suelos cohesivos.

I = coeficiente de importancia definido en A.2.5.2

IP = índice de plasticidad, el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.

N_i = número de golpes por píe obtenido en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60. El valor de N_i usado para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.

R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$. Véase el Capítulo A.3.

R_C = coeficiente de capacidad de disipación de energía definido para la zona de períodos cortos menores de T_C en función del valor de R, cuando se exige así en los estudios de microzonificación. Definido en la ecuación A.2.9-1.

S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.1.

S_d = valor del espectro de desplazamientos de diseño para un período de vibración dado. Máximo desplazamiento horizontal de diseño, expresado en m, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.3.

S_v = valor del espectro de velocidades de diseño para un período de vibración dado. Máxima velocidad horizontal de diseño, expresada en m/s, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.2.

s_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato i, la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D 2850).

T = período de vibración del sistema elástico, en segundos.

T_C = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. (Véase A.2.6).

T_L = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos. (Véase A.2.6).

T_0 = período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en s.

v_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s

w = contenido de agua en porcentaje, el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D 2166).

A.2.1 — GENERAL

A.2.1.1— MOVIMIENTOS SÍSMICOS PRESCRITOS — Para efectos del diseño sísmico de la estructura, ésta debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica, baja, intermedia o alta, y además deben utilizarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el presente Capítulo, los cuales se pueden expresar por medio del espectro elástico de diseño definido en A.2.6, o por medio de familias de acelerogramas que cumplan los requisitos de A.2.7.

A.2.1.2 — EFECTOS LOCALES DIFERENTES — En A.2.4 el Reglamento prescribe un procedimiento para determinar los efectos en los movimientos sísmicos de diseño de la transmisión de las ondas sísmicas en el suelo existente debajo de la edificación. Pueden utilizarse movimientos sísmicos de diseño diferentes a los definidos en A.2.4, si se demuestra que fueron obtenidos utilizando mejor información proveniente de un estudio detallado de propagación de la onda sísmica a través del suelo existente debajo del sitio, o de la incidencia de la topografía del lugar, en los siguientes casos:

A.2.1.2.1 — ***Estudios de microzonificación sísmica*** — Cuando las autoridades municipales o distritales han aprobado un estudio de microzonificación sísmica, realizado de acuerdo con el alcance que fija la sección A.2.9, el cual contenga recomendaciones para el lugar donde se adelantará la edificación, ya sea por medio de unos efectos de sitio o formas espectrales especiales, se deben utilizar los resultados de ésta, así como los valores del coeficiente de sitio, dados en ella, en vez de los presentados en A.2.4 y A.2.6.

A.2.1.2.2 — ***Estudios sísmicos particulares de sitio*** — Cuando el ingeniero geotecnista responsable del estudio geotécnico de la edificación defina unos efectos locales particulares para el lugar donde se encuentra localizada la edificación, utilizando estudios de amplificación de las ondas sísmicas o estudios especiales referentes a efectos topográficos, o ambos, éstos deben realizarse de acuerdo con lo prescrito en A.2.10.

A.2.1.3 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DIFERENTES — Cuando se utilicen movimientos sísmicos de diseño obtenidos a partir de valores de A_a o A_v o A_e diferentes de los dados en este Reglamento, estos valores de A_a, o A_v, o ambos, o de A_e, deben ser aprobados por la oficina o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción, previo concepto de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

A.2.2 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

A.2.2.1 — Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a, y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro A_v, para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años. Los valores de estos coeficientes, para efectos de este Reglamento, deben determinarse de acuerdo con A.2.2.2 y A.2.2.3.

A.2.2.2 — Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando para A_a el mapa de la figura A.2.3-2 y el número de la región donde está localizada la edificación para A_v, en el mapa de la figura A.2.3-3.

A.2.2.3 — Los valores de A_a y A_v se obtienen de la tabla A.2.2-1, en función del número de la región determinado en A.2.2.2. Para las ciudades capitales de departamento del país los valores se presentan en la tabla A.2.3-2 y para todos los municipios del país en el Apéndice A-4 incluido al final del presente Título.

Tabla A.2.2-1
Valores de A_a y de A_v, según las regiones
De los mapas de las figuras A.2.3-2 Y A.2.3-3

Región Nº	Valor de A_a o de A_v
10	0.50
9	0.45
8	0.40
7	0.35
6	0.30
5	0.25
4	0.20
3	0.15
2	0.10
1	0.05

A.2.3 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en esta sección y que están presentadas en el Mapa de la figura A.2.3-1.

A.2.3.1 — ZONA DE AMENAZA SÍSMICA BAJA — Es el conjunto de lugares en donde tanto A_a como A_v son menores o iguales a 0.10. Véase la tabla A.2.3-1.

A.2.3.2 — ZONA DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA — Es el conjunto de lugares en donde A_a o A_v, o ambos, son mayores de 0.10 y ninguno de los dos excede 0.20. Véase la tabla A.2.3-1.

A.2.3.3 — ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ALTA — Es el conjunto de lugares en donde A_a o A_v, o ambos, son mayores que 0.20. Véase la tabla A.2.3-1.

Tabla A.2.3-1
Nivel de amenaza sísmica según valores de A_a y de A_v

Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región Nº	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

Tabla A.2.3-2
Valor de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

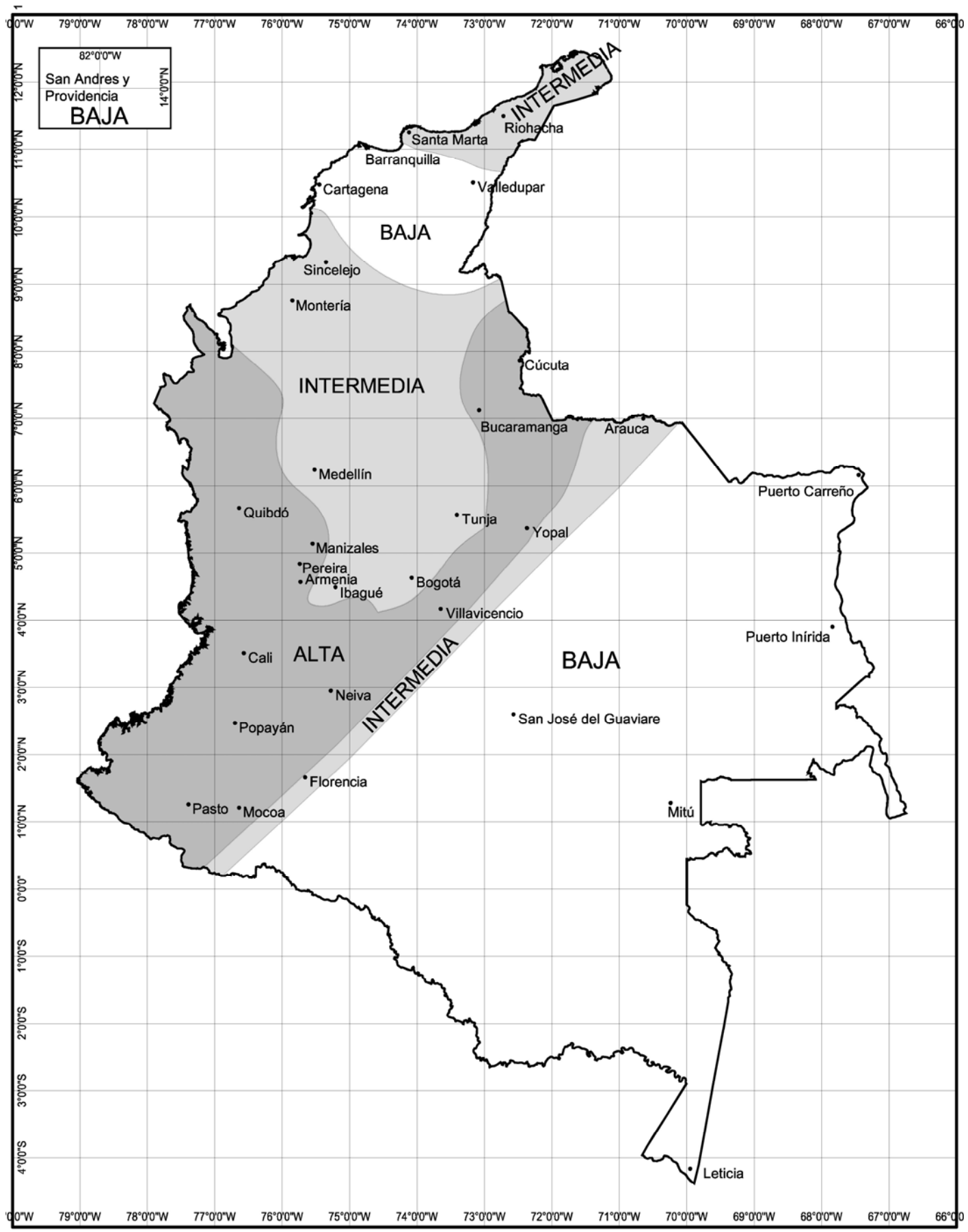


Figura A.2.3-1 — Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v

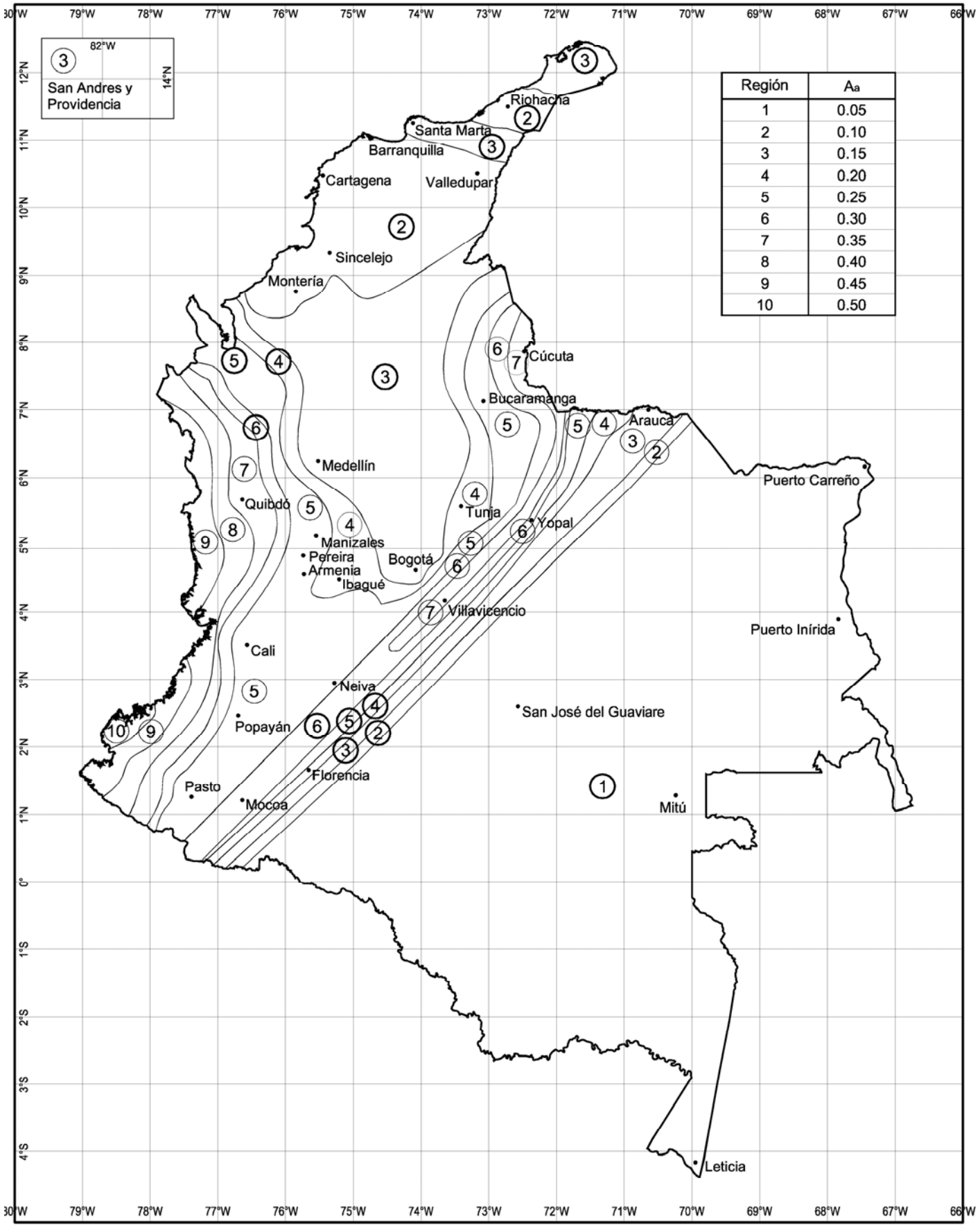


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

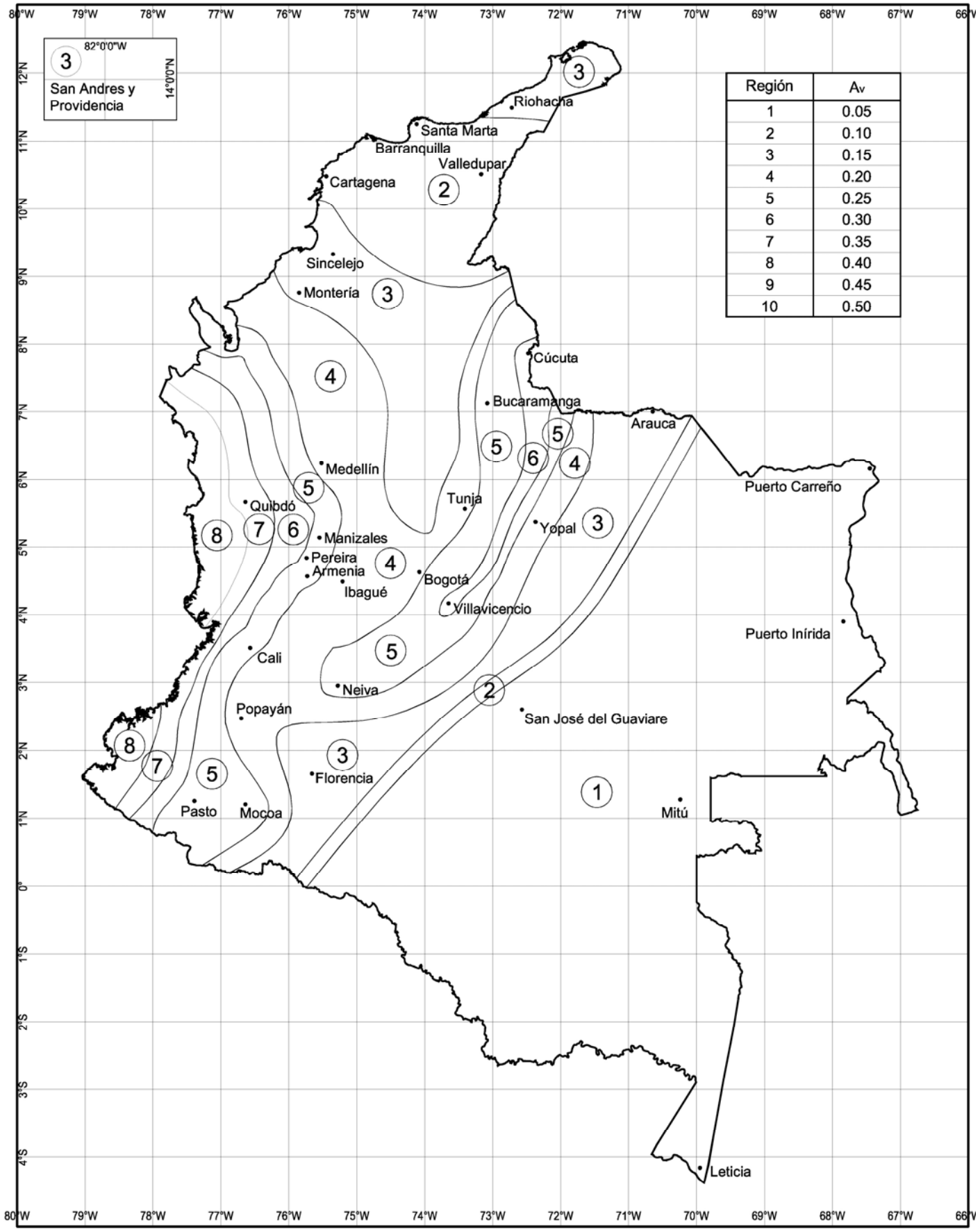


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_v

A.2.4 — EFECTOS LOCALES

En esta sección se dan los tipos de perfil de suelo y los valores de los coeficientes de sitio. El perfil de suelo debe ser determinado por el ingeniero geotecnista a partir de unos datos geotécnicos debidamente sustentados.

A.2.4.1 — GENERAL — Se prescriben dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, F_a y F_v, los cuales afectan la zona del espectro de períodos cortos y períodos intermedios, respectivamente. Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo dados a continuación, independientemente del tipo de cimentación empleado. La identificación del perfil de suelo se realiza a partir de la superficie del terreno. Cuando existan sótanos, o en edificio en ladera, el ingeniero geotecnista, de acuerdo con el tipo de cimentación propuesta, puede variar el punto a partir del cual se inicia la definición del perfil, por medio de un estudio acerca de la interacción que pueda existir entre la estructura de contención y el suelo circundante; pero en ningún caso este punto puede estar por debajo de la losa sobre el terreno del sótano inferior.

A.2.4.1.1 — *Estabilidad del depósito de suelo* — Los perfiles de suelo presentados en esta sección A.2.4 hacen referencia a depósitos estables de suelo. Cuando exista la posibilidad de que el depósito no sea estable, especialmente ante la ocurrencia de un sismo, como puede ser en sitios en ladera o en sitios con suelos potencialmente licuables, no deben utilizarse las definiciones dadas y hay necesidad de realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito, además de las medidas correctivas, si son posibles, que se deben tomar para poder adelantar una construcción en el lugar. El estudio geotécnico debe indicar claramente las medidas correctivas y los coeficientes de sitio que se debe utilizar en el diseño, dado que se lleven a cabo las medidas correctivas planteadas. La construcción de edificaciones en el sitio no puede adelantarse sin tomar medidas correctivas, cuando éstas sean necesarias.

A.2.4.1.2 — *Procedimientos alternos* — Cuando según A.2.1.2 se permitan procedimientos alternos para definir los efectos locales, se debe cumplir con lo requerido allí en vez de lo presentado en esta sección.

A.2.4.2 — TIPOS DE PERFIL DE SUELO — Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la tabla A.2.4-1. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A a E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

A.2.4.3 — PARÁMETROS EMPLEADOS EN LA DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO — A continuación se definen los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo y considerando ensayos realizados en muestras tomadas al menos cada 1.50 m de espesor del suelo. Estos parámetros son (a) la velocidad media de la onda de cortante, $\bar{v}_s$, en m/s, (b) el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, $\bar{N}$, en golpes/píe a lo largo de todo el perfil, o, (c) cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, $\bar{N}_{ch}$, en golpes/píe, y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, $\bar{s}_u$, en kPa. Además se emplean el Índice de Plasticidad (IP), y el contenido de agua en porcentaje, w.

A.2.4.3.1 — *Velocidad media de la onda de cortante* — La velocidad media de la onda de cortante se obtiene por medio de:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{v_{si}}} \qquad \text{(A.2.4-1)}$$

donde:

v_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s

d_i = espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

$\sum_{i=1}^{n} d_i$ = 30 m siempre

A.2.4.3.2 — *Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar* — El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar se obtiene por medio de los dos procedimientos dados a continuación:

(a) *Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo* — El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}} \qquad \text{(A.2.4-2)}$$

donde:

N_i = número de golpes por píe obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i. El valor de N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

(b) *Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos* — En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse, la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los m estratos de suelos no cohesivos:

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^{m} \frac{d_i}{N_i}} \qquad \text{(A.2.4-3)}$$

donde:

d_s = es la suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

A.2.4.3.3 — *Resistencia media al corte* — Para la resistencia al corte no drenada, $\bar{s}_u$, obtenida de ensayos en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los k estratos de suelos cohesivos:

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^{k} \frac{d_i}{s_{ui}}} \qquad \text{(A.2.4-4)}$$

donde:

d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

s_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato i, la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D 2850).

A.2.4.3.4 — *Índice de plasticidad* — En la clasificación de la los estratos de arcilla se emplea el Índice de Plasticidad (IP), el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.

A.2.4.3.5 — *Contenido de agua* — En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el contenido de agua en porcentaje, w, el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D 2166).

A.2.4.4 — DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO — El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio que se describieron en A.2.4.3. La clasificación se da en la tabla A.2.4-1.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u \geq$ 50 kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

A.2.4.5 — PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN — El procedimiento para definir el perfil es el siguiente:

A.2.4.5.1 — *Paso 1* — Debe primero verificarse si el suelo cae dentro de la clasificación de alguna de las categorías de perfil de suelo tipo F, en cuyo caso debe realizarse un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotecnista siguiendo los lineamientos de A.2.10.

A.2.4.5.2 — *Paso 2* — Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 kPa (0.50 kgf/cm²), un contenido de agua, w, mayor del 40%, y un índice de plasticidad, IP, mayor de 20. Si hay un espesor total, H, de 3 m o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones el perfil se clasifica como tipo E.

A.2.4.5.3 — *Paso 3* — El perfil se clasifica utilizando uno de los tres criterios: $\bar{v}_s$, $\bar{N}$, o la consideración conjunta de $\bar{N}_{ch}$ y $\bar{s}_u$, seleccionando el aplicable como se indica a continuación. En caso que se cuente $\bar{v}_s$ prevalecerá la clasificación basada en este criterio. En caso que no se cuente con $\bar{v}_s$ se podrá utilizar el criterio basado en $\bar{N}$ que involucra todos los estratos del perfil. Alternativamente se podrá utilizar el criterio basado conjuntamente en $\bar{s}_u$, para la fracción de suelos cohesivos y el criterio $\bar{N}_{ch}$, que toma en cuenta la fracción de los suelos no cohesivos del perfil. Para esta tercera consideración, en caso que las dos evaluaciones respectivas indiquen perfiles diferentes, se debe utilizar el perfil de suelos más blandos de los dos casos, por ejemplo asignando un perfil tipo E en vez de tipo D. En la tabla A.2.4-2 se resumen los tres

criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:

(a) $\bar{v}_s$ en los 30 m superiores del perfil,

(b) $\bar{N}$ en los 30 m superiores del perfil, o

(c) $\bar{N}_{ch}$ para los estratos de suelos existentes en los 30 m superiores que se clasifican como no cohesivos cuando $IP < 20$, o el promedio ponderado $\bar{s}_u$ en los estratos de suelos cohesivos existentes en los 30 m superiores del perfil, que tienen $IP > 20$, lo que indique un perfil más blando.

Tabla A.2.4-2
Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈0.5 kgf/cm²)

A.2.4.5.4 — ***Velocidad de la onda de cortante en roca*** — La roca competente del perfil tipo **A**, debe definirse por medio de mediciones de velocidad de la onda de cortante en el sitio, o en perfiles de la misma formación donde haya meteorización y fracturación similares. En aquellos casos en que sabe que las condiciones de la roca son continuas hasta una profundidad de al menos 30 m, la velocidad de onda de cortante superficial puede emplearse para definir $\bar{v}_s$.La velocidad de la onda de cortante en roca, para el perfil Tipo **B**, debe medirse en el sitio o estimarse, por parte del ingeniero geotecnista para roca competente con meteorización y fracturación moderada. Para las rocas más blandas, o muy meteorizadas o fracturadas, deben medirse en el sitio la velocidad de la onda de cortante, o bien clasificarse como perfil tipo **C**. Los perfiles donde existan más de 3 m de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la fundación, no pueden clasificarse como perfiles tipo **A** o **B**.

A.2.4.5.5 — En la tabla A.2.4-3 se dan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos del orden de T_0, como muestra la figura A.2.4-1. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a, para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \le 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \ge 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

A.2.4.5.6 — En la tabla A.2.4-4 se dan los valores del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos intermedios del orden de 1 **s**. Estos coeficientes se presentan también en la figura A.2.4-2. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v, para la zona de períodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

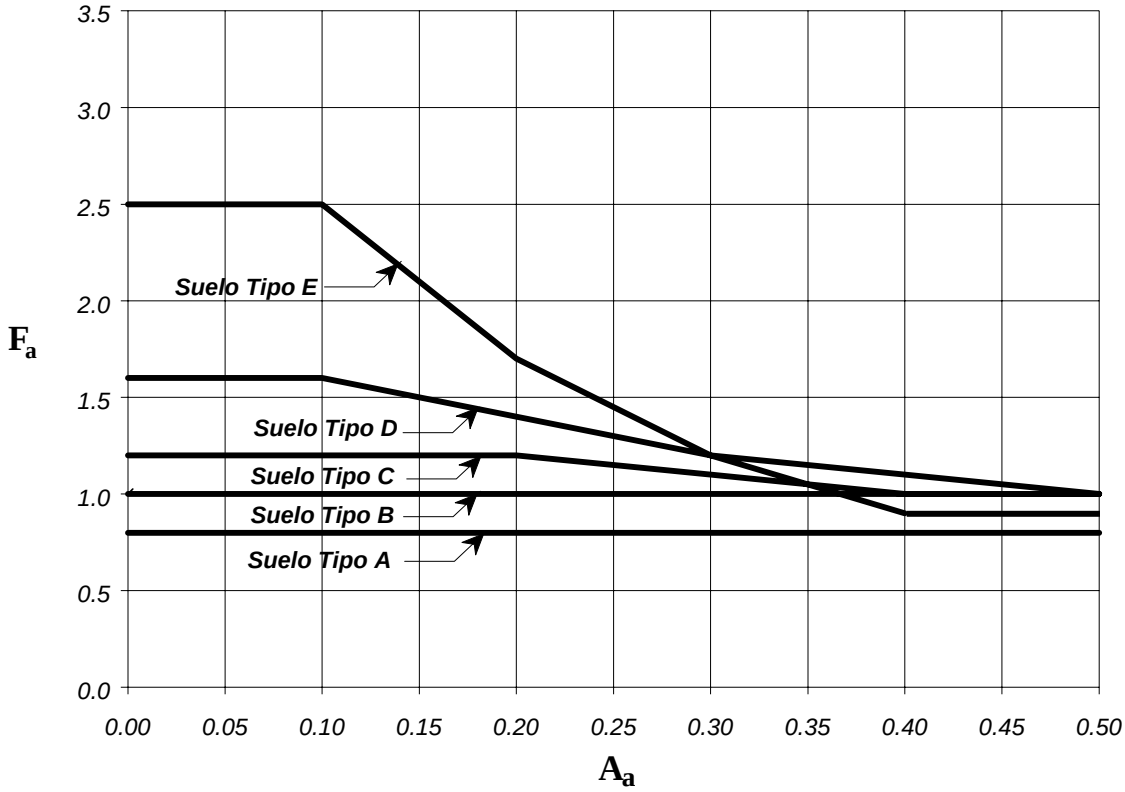


Figura A.2.4-1 - Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos del espectro

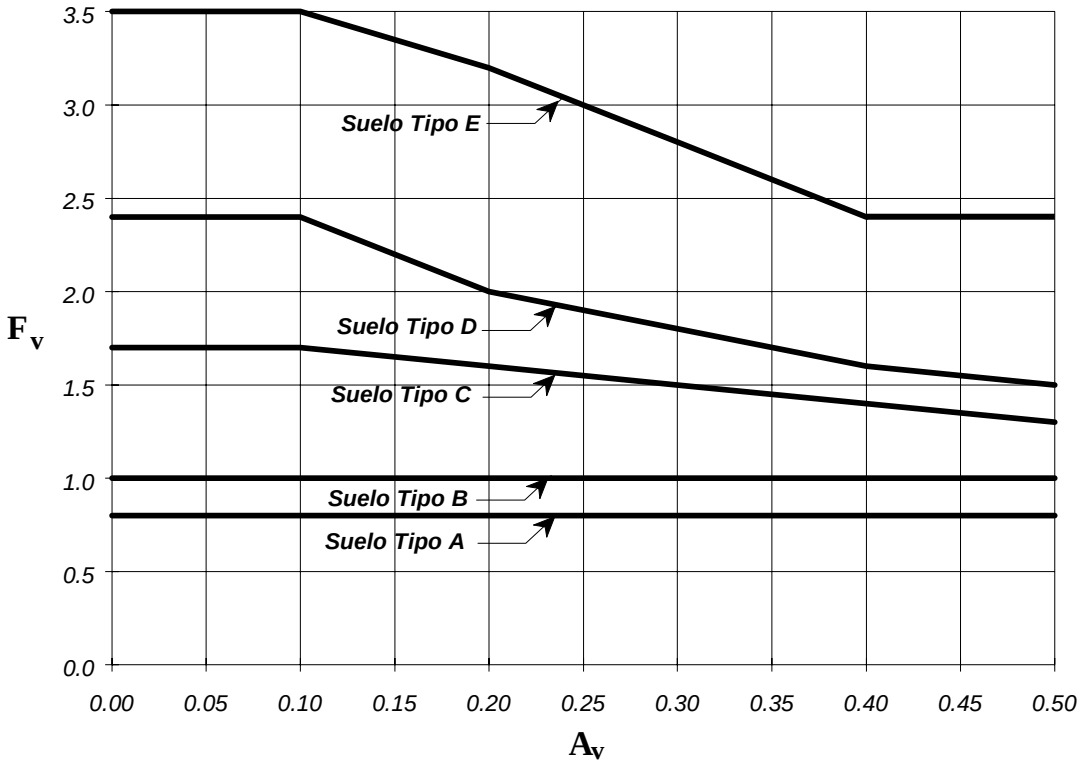


Figura A.2.4-2 — Coeficiente de amplificación F_v del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro

A.2.4.5.7 — Los valores de los coeficientes F_a y F_v no tienen en cuenta efectos de ladera. De haberlos, deberán considerarse complementariamente con base en una reglamentación expedida por la municipalidad o, en ausencia de dicha reglamentación, con base en estudios particulares, realizados por el ingeniero geotecnista de la edificación, debidamente sustentados.

A.2.5 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

En esta sección se definen los grupos de tipo de uso y los valores del coeficiente de importancia.

A.2.5.1 — GRUPOS DE USO — Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

A.2.5.1.1 — *Grupo* IV — *Edificaciones indispensables* — Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno. Este grupo debe incluir:

(a) Todas las edificaciones que componen hospitales clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias,
(b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
(c) Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia,
(d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos,
(e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y
(f) En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

A.2.5.1.2 — *Grupo* III — *Edificaciones de atención a la comunidad* — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo **IV**. Este grupo debe incluir:

(a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
(b) Garajes de vehículos de emergencia,
(c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
(d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,
(e) Aquellas del grupo **II** para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
(f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

A.2.5.1.3 — *Grupo* II — *Estructuras de ocupación especial* — Cubre las siguientes estructuras:

(a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,
(b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,
(c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,
(d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1.
(e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
(f) Edificios gubernamentales.

A.2.5.1.4 — *Grupo* I — *Estructuras de ocupación normal* — Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos **II**, **III** y **IV**.

A.2.5.2 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA — El Coeficiente de Importancia, $\mathbf{I}$, modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos **II**, **III** y **IV** deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1. Los valores de $\mathbf{I}$ se dan en la tabla A.2.5-1.

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, $\mathbf{I}$

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, $\mathbf{I}$
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

A.2.6 — ESPECTRO DE DISEÑO

A.2.6.1 — *Espectro de aceleraciones* — La forma del espectro elástico de aceleraciones, $\mathbf{S_a}$ expresada como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-1 y se define por medio de la ecuación A.2.6-1, con las limitaciones dadas en A.2.6.1.1 a A.2.6.1.3.

$$\mathbf{S_a = \frac{1.2\,A_v F_v I}{T}} \qquad \textbf{(A.2.6-1)}$$

A.2.6.1.1 — Para períodos de vibración menores de $\mathbf{T_C}$, calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de $\mathbf{S_a}$ puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-3.

$$\mathbf{T_C = 0.48\frac{A_v F_v}{A_a F_a}} \qquad \textbf{(A.2.6-2)}$$

y

$$S_a = 2.5A_aF_aI \qquad \textbf{(A.2.6-3)}$$

A.2.6.1.2 — Para períodos de vibración mayores que T_L, calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_a no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-5.

$$T_L = 2.4F_v \qquad \textbf{(A.2.6-4)}$$

y

$$S_a = \frac{1.2A_vF_vT_LI}{T^2} \qquad \textbf{(A.2.6-5)}$$

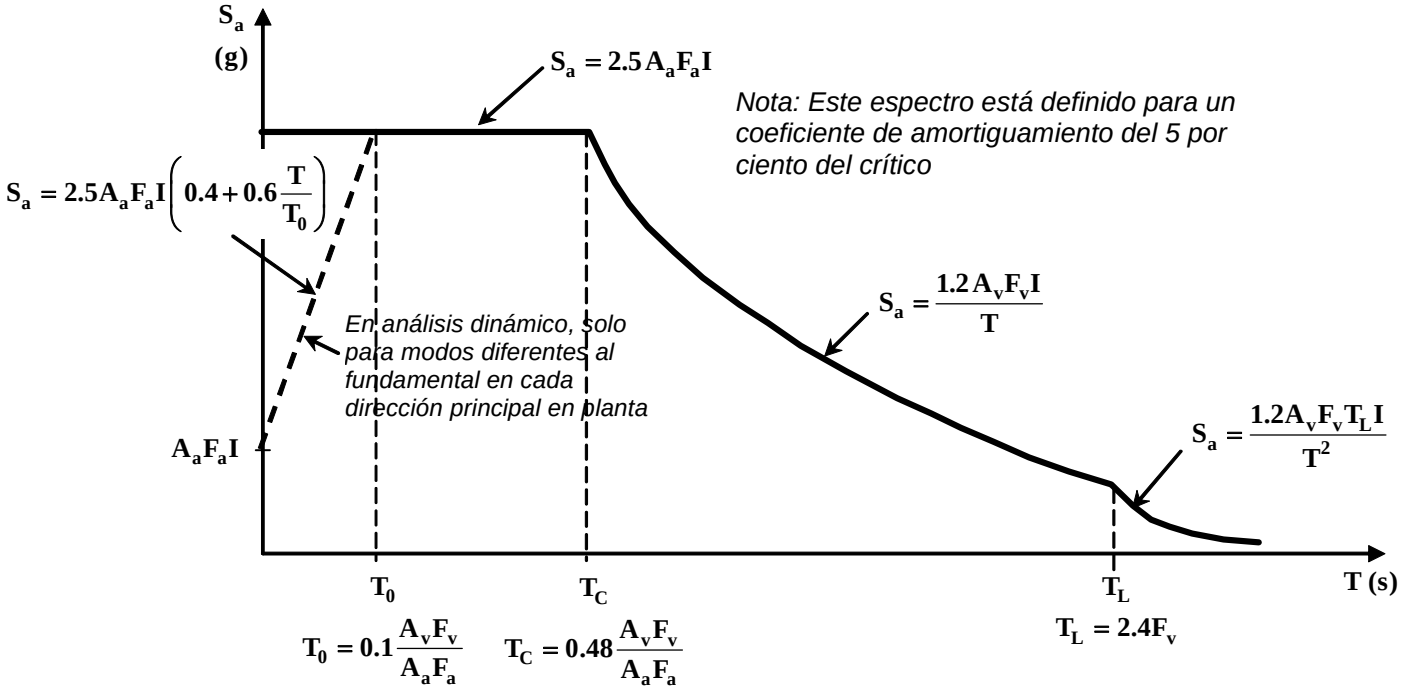


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

A.2.6.1.3 — Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación A.2.6-7.

$$T_0 = 0.1\frac{A_vF_v}{A_aF_a} \qquad \textbf{(A.2.6-6)}$$

y

$$S_a = 2.5A_aF_aI\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right) \qquad \textbf{(A.2.6-7)}$$

A.2.6.2 — ***Espectro de velocidades*** — La forma del espectro elástico de velocidades en m/s, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-2 y se define por medio de la ecuación A.2.6-8, con las limitaciones dadas en A.2.6.2.1 a A.2.6.2.3.

$$S_v = 1.87A_vF_vI \text{ (m/s)} \qquad \textbf{(A.2.6-8)}$$

A.2.6.2.1 — Para períodos de vibración menores de T_C, calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de S_v, en m/s, puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-9.

$$S_v = 3.9A_aF_aTI \text{ (m/s)} \qquad \textbf{(A.2.6-9)}$$

A.2.6.2.2 — Para períodos de vibración mayores que T_L, calculados de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_v, en m/s, no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-10.

$$S_v = \frac{1.87A_vF_vIT_L}{T} \text{ (m/s)} \qquad \textbf{(A.2.6-10)}$$

A.2.6.2.3 — Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de velocidades de diseño, en m/s, puede obtenerse de la ecuación A.2.6-11.

$$S_v = 3.9A_aF_aI\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right) \text{(m/s)} \qquad \textbf{(A.2.6-11)}$$

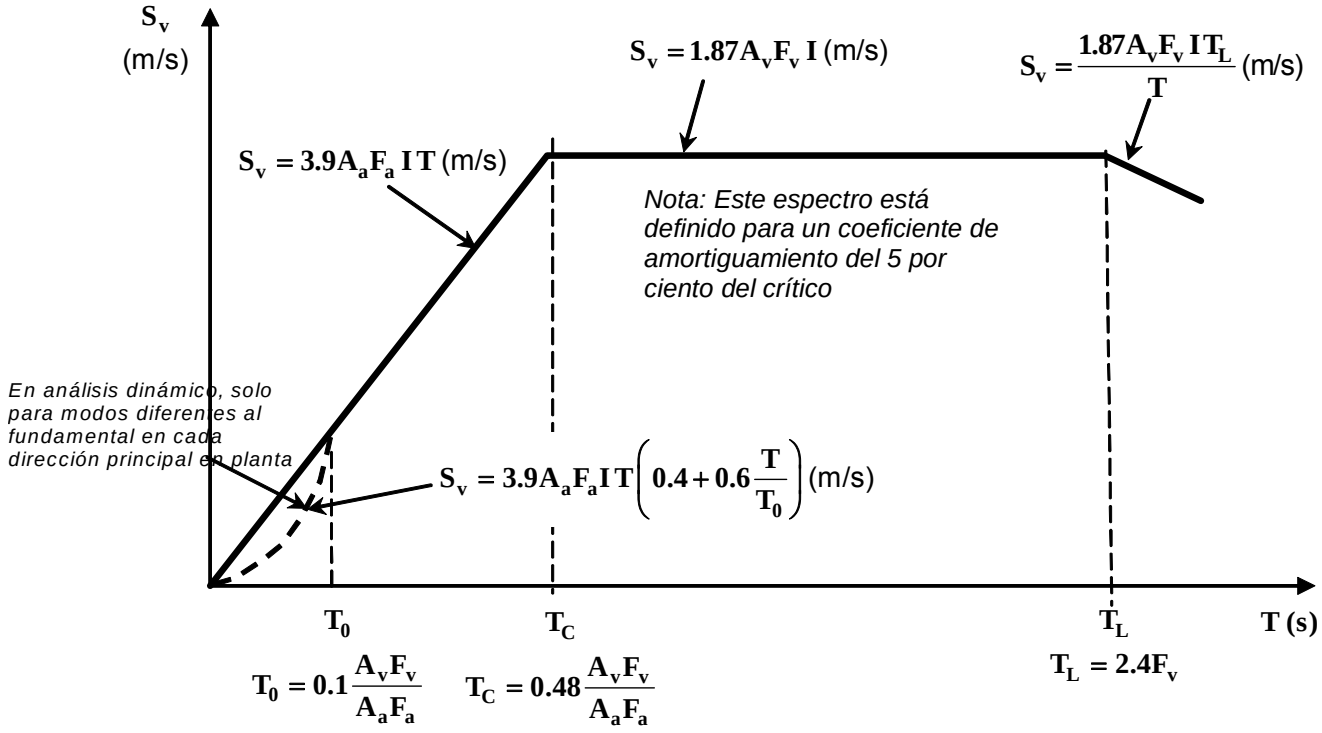


Figura A.2.6-2 — Espectro Elástico de Velocidades (m/s) de Diseño

A.2.6.3 — *Espectro de desplazamientos* — La forma del espectro elástico de desplazamientos en m, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-3 y se define por medio de la ecuación A.2.6-12, con las limitaciones dadas en A.2.6.3.1 a A.2.6.3.3.

$$S_d = 0.3A_vF_vIT \text{ (m)} \qquad \textbf{(A.2.6-12)}$$

A.2.6.3.1 — Para períodos de vibración menores de T_C, calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de S_d, en m, puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-13.

$$S_d = 0.62A_aF_aIT^2 \text{ (m)} \qquad \textbf{(A.2.6-13)}$$

A.2.6.3.2 — Para períodos de vibración mayores que T_L, calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_d, en m, no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-14.

$$S_d = 0.3A_vF_v\,I\,T_L \text{ (m)} \qquad \textbf{(A.2.6-14)}$$

A.2.6.3.3 — Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de desplazamientos de diseño, en m, puede obtenerse de la ecuación A.2.6-15.

$$S_d = 0.62A_aF_a\,I\,T^2\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_0}\right)\text{(m)} \qquad \textbf{(A.2.6-15)}$$

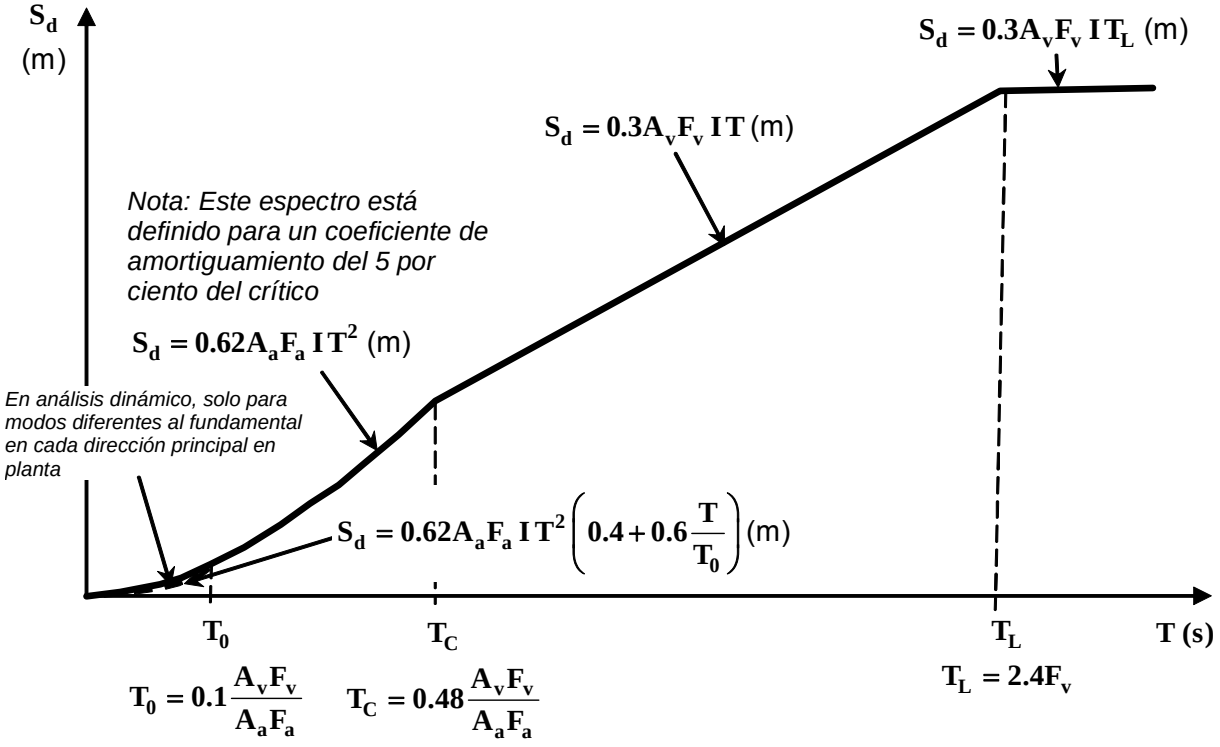


Figura A.2.6-3 - Espectro Elástico de Desplazamientos (m) de Diseño

A.2.7 — FAMILIAS DE ACELEROGRAMAS

A.2.7.1 — Cuando se empleen procedimientos de análisis dinámico consistentes en evaluaciones contra el tiempo, obtenidas integrando paso a paso la ecuación de movimiento, los acelerogramas que se utilicen deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) Debe utilizarse, para efectos de diseño, la respuesta ante la componente horizontal de un mínimo de tres (3) acelerogramas diferentes, (véase A.5.5), todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno teniendo en cuenta que deben provenir de registros tomados en eventos con magnitudes, distancias hipocentrales o a la falla causante, y mecanismos de ruptura similares a los de los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible. Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del mínimo de tres prescritos anteriormente, se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados en vez de considerar los valores máximos de los análisis individuales.

(b) Cuando se considere que no es posible contar con el número requerido de registros reales con las condiciones descritas en (a), se permite suplir la diferencia por medio de registros sintéticos simulados adecuados para representar los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar.

(c) Los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados, apropiadamente escalados en consistencia con la amenaza, no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier

período de vibración en el rango comprendido entre $0.8T$ y $1.2T$, donde T es el período de vibración fundamental inelástico esperado de la estructura en la dirección bajo estudio, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno definidas en A.2.6, y el promedio de las ordenadas espectrales de todos los registros utilizados, en el rango comprendido entre $0.2T$ y $1.5T$, no debe ser menor que las ordenadas espectrales en el mismo rango de períodos para el movimiento esperado del terreno definido en A.2.6.

(d) Cuando en el Capítulo A.5 estos registros se utilizan en análisis tridimensionales, deben utilizarse las dos componentes horizontales del mismo registro las cuales se deben escalar con el mismo factor de escala. En este caso, en vez del promedio mencionado en (c) se debe utilizar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores.

A.2.8 — COMPONENTE VERTICAL DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS

A.2.8.1 — Cuando se utilice la componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño, como mínimo debe tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales, ya sea en el espectro de diseño, o en las familias de acelerogramas, de contar en este caso con solo registros horizontales (Véase A.5.4.6). En caso de usar acelerogramas reales podrá emplearse la aceleración vertical registrada con el ajuste equivalente que se haya realizado a las componentes horizontales.

A.2.9 — ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

A.2.9.1 — Cuando se adelanten estudios de microzonificación sísmica que cumplan con el alcance dado en la sección A.2.9.3, las autoridades municipales o distritales, están facultadas para expedir una reglamentación substitutiva de carácter obligatorio, que reemplace lo indicado en las secciones A.2.4 y A.2.6 del presente Reglamento. Los estudios de microzonificación sísmica cubiertos por el alcance del presente Reglamento, tienen como fin último dar parámetros de diseño para edificaciones respecto a la amplificación de las ondas sísmicas por efecto de los suelos subyacentes bajo la ciudad objeto de la microzonificación sísmica y por lo tanto se deben restringir a este fin. Estudios análogos para el diseño de construcciones diferentes a edificaciones y que cubran aspectos de diseño de líneas vitales o de otras construcciones no cubiertas por el alcance de la Ley 400 de 1997, deben ser objeto de un alcance, que aunque análogo, podría no ser el indicado en la presente sección del Reglamento y su trámite debe ser independiente de lo cubierto en el presente Reglamento.

A.2.9.2 — Las capitales de departamento y las ciudades de más de 100 000 habitantes, localizadas en las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, con el fin de tener en cuenta el efecto que sobre las construcciones tenga la propagación de la onda sísmica a través de los estratos de suelo subyacentes, deberán armonizar los instrumentos de planificación para el ordenamiento territorial, con un estudio o estudios de microzonificación sísmica, que cumpla con el alcance dado en la sección A.2.9.3.

A.2.9.3 — ALCANCE — El alcance del estudio de microzonificación sísmica debe cubrir, como mínimo, los siguientes temas, los cuales deben consignarse en un informe detallado en el cual se describan las labores realizadas, los resultados de estas labores y las fuentes de información provenientes de terceros consideradas, si las hubo:

A.2.9.3.1 — ***Geología y neotectónica*** — Los estudios que deben realizarse corresponden a:

(a) Un estudio geológico y geomorfológico regional con énfasis especial en la identificación de la deformación tectónica sismogénica ocurrida durante el Cuaternario (Neotectónica) y en la determinación de la edad de tales deformaciones sismogénicas, orientado a la definición de tasas de recurrencia sísmica. El estudio neotectónico debe registrar todos los indicadores morfotectónicos y estratigráficos conducentes a identificar claramente la geometría y cinemática de las fallas sismogénicas que hallan tenido actividad sismogénica recurrente durante el Cuaternario, con lo cual, para efectos del presente Reglamento, dicha falla se considera activa. Además, dicho estudio geológico regional debe contener mapas de geología estructural regional que incluyan los tipos de roca, las estructuras geológicas de superficie y las fallas geológicas, incluyendo estimativos acerca de su longitud, continuidad y tipo de desplazamiento que han sufrido.

(b) Opcionalmente, cuando una falla geológica, que el estudio de neotectónica haya definido como activa, esté localizada a menos de veinte kilómetros alrededor del área que se está microzonificando, ésta puede investigarse por medio de estudios particulares de neotectónica y paleosismología, que entre otras técnicas pueden utilizar trincheras de exploración sismológica,

con el objetivo de establecer de la mejor manera posible la magnitud, la edad de los episodios sísmicos pre-históricos y los períodos de recurrencia de tales episodios. Estos datos deben incorporarse en la determinación del valor de la máxima aceleración horizontal efectiva.

(c) En el caso de fallas que estén localizadas inmediatamente debajo de la ciudad, deben llevarse a cabo exploraciones por estudios particulares de geotectónica, paleosismicidad y geofísica con el fin de determinar rupturas recientes de las fallas y otros lineamientos. Deben describirse los desplazamientos, asentamientos, doblamientos de estratos, licuación, inundaciones por crecientes o tsunamis (en zonas costeras), expansión lateral, deslizamientos y flujos de lodo en el lugar. Debe incluirse la verificación de niveles de agua freática con el fin de determinar si existen barreras dentro de la tabla de agua que puedan ser asociadas con fallas o afectar la respuesta del suelo durante un sismo.

A.2.9.3.2 — *Sismología regional* — Debe recopilarse la información histórica e instrumental sobre la sismicidad regional. Esta información debe incluir:

(a) Documentación detallada de la historia sísmica de la región. Se deben preparar catálogos sísmicos de los eventos que se han sentido en el sitio. Estos catálogos deben contener la fecha, la localización, la profundidad y la magnitud, entre otros datos, para cada sismo. Esta información debe ilustrarse por medio de mapas regionales.

(b) Elaboración, donde la información lo permita, de curvas de recurrencia de la frecuencia de sismos regionales, incluyendo magnitudes pequeñas. El estimativo de la frecuencia de ocurrencia de sismos dañinos se puede estimar de estas estadísticas.

(c) Estudio de los registros acelerográficos disponibles, de los reportes de daños y toda la información de intensidades locales existente sobre la región.

(d) Elaboración de estimativos de la máxima intensidad en terreno firme, cercano al sitio, que debe haberse sentido con los sismos importantes que han afectado el sitio.

(e) Se debe recopilar toda la información sismológica instrumental de la región. Ésta debe incluir la definición de la magnitud empleada, las ecuaciones de conversión cuando ésta haya sido convertida de otro tipo de magnitud, y la fuente (tipo de instrumento y su localización) de los sismogramas utilizados para determinar la magnitud original y localización original del evento.

A.2.9.3.3 — *Definición de fuentes sismogénicas* — Con base en la geología, neotectónica y sismicidad regionales determinadas en A.2.9.3.1 y A.2.9.3.2, debe determinarse lo siguiente:

(a) Deben identificarse las fallas y zonas sismogénicas activas conocidas para la región que puedan producir sismos fuertes que afecten la ciudad.

(b) En caso de considerarse conveniente, se conformarán fuentes sismogénicas con agrupaciones de fallas, en particular cuando no se puedan asignar razonablemente eventos a una sola de ellas.

(c) Deberá darse un tratamiento especial a aquellos eventos que no es posible asignarse a fallas.

(d) Deben determinarse estadísticamente las tasas esperadas de recurrencia para diferentes magnitudes y las magnitudes máximas esperadas para todas las fuentes sismogénicas.

A.2.9.3.4 — *Determinación de la aceleración y velocidad esperada para las ondas sísmicas de diseño en roca* — Deben realizarse y documentarse los siguientes estudios con base en la información obtenida en A.2.9.3.1, A.2.9.3.2, y A.2.9.3.3:

(a) ***Evaluación por procedimientos deterministas*** — Se debe determinar la máxima aceleración horizontal y la máxima velocidad horizontal en roca que pueda producir el sismo característico de cada una de las fuentes sismogénicas identificadas en A.2.9.3.3 en la ciudad, para la magnitud máxima esperada y la disposición geográfica de la fuente con respecto a la ciudad. Para esta evaluación deben utilizarse relaciones de atenuación apropiadas para el entorno tectónico en sus valores medios. Deben usarse, como mínimo, relaciones de atenuación apropiadas para ondas de período corto (en el rango aproximado de períodos de 0.1 a 0.5 segundos) para obtener valores de aceleración horizontal máxima en roca y de período moderado de aproximadamente 1 segundo para obtener valores de velocidad máxima horizontal en roca.

(b) ***Evaluación de los valores de*** $\mathbf{A_a}$ ***y*** $\mathbf{A_v}$ ***por procedimientos probabilistas*** — Deben evaluarse la máxima aceleración horizontal efectiva y la velocidad horizontal efectiva con una probabilidad de excedencia de 10 por ciento en un lapso de 50 años, teniendo en cuenta la incertidumbre en la determinación tanto de la máxima aceleración horizontal efectiva como de la máxima velocidad efectiva, de manera que se incluya al menos el 90 por ciento de su dispersión total. Esta parte del estudio debe incorporar interpretaciones científicas apropiadas, incluyendo las incertidumbres en los modelos y los valores de los parámetros para las fuentes sismogénicas y los movimientos sísmicos. El estudio debe documentarse en el reporte final. En caso que en

desarrollo de la evaluaciones (a) o (b) anteriores, se pueda contar tan solo con los valores de velocidad horizontal en roca sin contar con los de aceleración horizontal en roca, las velocidades horizontales pueden convertirse en aceleraciones horizontales efectivas equivalentes dividiéndolas por 0.75 m/s para expresarlas en fracción de $\mathbf{g}$, o en el caso de contar solo con la aceleración efectiva se podrá usar la relación contraria para obtener las velocidades efectivas en roca.

(c) ***Evaluación de aceleraciones espectrales para diseño en roca*** — Alternativamente al procedimiento señalado en (b), pueden evaluarse las tasas de excedencia de aceleraciones espectrales en roca para un número suficiente de períodos estructurales de tal manera que, haciendo uso de tasa de excedencia de aceleraciones espectrales estimadas, se puedan estimar espectros de amenaza uniforme a nivel de roca para varias probabilidades de excedencia, dentro de las que debe incluirse una probabilidad de excedencia de 10 por ciento en un lapso de 50 años. Para este espectro deben evaluarse los parámetros $\mathbf{A_a}$, $\mathbf{A_v}$, $\mathbf{T_0}$, $\mathbf{T_C}$ y $\mathbf{T_L}$ que mejor se ajusten a las formas espectrales propuestas por este reglamento en la sección A.2.6. Al igual que lo señalado en (b), para la metodología considerada en (c), esta parte del estudio debe incorporar interpretaciones científicas apropiadas, incluyendo las incertidumbres en los modelos y los valores de los parámetros para las fuentes sismogénicas y los movimientos sísmicos. El estudio debe documentarse en el reporte final.

(d) ***Comparación con los valores de*** $\mathbf{A_a}$ ***y*** $\mathbf{A_v}$ ***del Reglamento*** — Los valores de aceleración horizontal efectiva y velocidad horizontal efectiva convertida en aceleración, obtenidos en (a), (b) o (c) deben compararse con los valores de $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$ dados en el presente Reglamento en A.2.2. Para efectos del estudio de microzonificación sísmica y la reglamentación de la ciudad deben utilizarse los mayores valores de $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$ entre los obtenidos en (a), en (b) o en (c), y los dados en A.2.2 para la ciudad. Si se desea utilizar un menor valor que el dado en A.2.2 debe obtenerse una autorización especial de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, por medio de una solicitud al respecto debidamente sustentada. Igual autorización debe obtenerse de la Comisión Asesora si se desea utilizar un valor de $\mathbf{T_0}$ mayor o valores de $\mathbf{T_C}$ y $\mathbf{T_L}$ menores que los dados en A.2.6.1.3, A.2.6.1.1 y A.2.6.1.2 respectivamente.

(e) ***Definición de familias de acelerogramas*** — En consistencia con lo indicado en A.2.7, debe determinarse un número plural de acelerogramas que sean representativos de movimientos sísmicos, en roca, descriptivos de lo que se pueda presentar en terreno firme (roca) en la ciudad o en la roca subyacente bajo ella. El número de acelerogramas no debe ser menor de tres por cada tipo de fuente sísmica representativa de la amenaza y deben ser compatibles con las condiciones que afecten su contenido frecuencial, entorno tectónico, distancia epicentral, tipo de fuente sismogénica que los genera y niveles de aceleración y velocidad máxima horizontal que representan según lo estudiado para el caso en particular. Estos acelerogramas pueden ser escalados ya sea en aceleración o en velocidad con base en estudios de atenuación o amplificación cuando correspondan a registros tomados a distancias epicentrales sensiblemente diferentes.

A.2.9.3.5 — ***Estudios geotécnicos*** — Con base en información de estudios geotécnicos existentes y sondeos realizados especialmente para el estudio de microzonificación sísmica, debe determinarse lo siguiente:

(a) Identificación y estudio de aspectos geotécnicos y geológicos locales en diferentes lugares de la ciudad, referentes a la posición y espesores de la estratificación dominante, la profundidad de la roca de base, y la localización del nivel freático.

(b) Definición de las propiedades del suelo en la profundidad de los perfiles desde el punto de vista de ingeniería, tales como: peso específico, peso unitario, contenido de agua, límites de consistencia, resistencia al corte, comportamiento bajo cargas cíclicas a través del módulo dinámico de cortante, valores de la capacidad de amortiguamiento histerético. Estas propiedades deben establecerse utilizando mediciones en el sitio, o ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas obtenidas de los sondeos, según sea el caso. El estudio de clasificación y características de los suelos debe identificar la presencia de suelos granulares saturados y poco compactos, con el fin de establecer la susceptibilidad a la licuación.

(c) Determinación de las velocidades de las ondas P y S, utilizando procedimientos de medición en el sitio (métodos geofísicos de propagación de ondas tales como técnicas de cross-hole o down-hole, entre otros) o utilizando correlaciones con otros parámetros representativos para

complementar el perfil de velocidades.

(d) En zonas con contenido apreciable de cantos rodados deben obtenerse columnas estratigráficas completas que incluyan las porciones representadas por el suelo y las rocas. No es aceptable en estos casos limitarse a reportar únicamente la porción de suelo ni basar los estudios de amplificación de onda solo sobre esta porción de la columna estratigráfica desconociendo la existencia de los cantos rodados.

(e) Los sondeos de los estudios de microzonificación deben alcanzar, como mínimo, la profundidad de 30 m, o llegar a roca.

(f) Con base en lo anterior se debe establecer una primera aproximación a una zonificación geotécnica para evaluación de la respuesta sísmica, la cual incluya sectores de perfiles homogéneos por estratigrafía y espesores, los cuales son la base del mapa de zonificación de respuesta o microzonificación sísmica.

A.2.9.3.6 — ***Estudios de amplificación de onda, zonificación, y obtención de movimientos sísmicos de diseño en superficie*** — Con base en información obtenida y definida en los pasos anteriores, debe determinarse lo siguiente:

(a) Análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, empleando en principio la propagación ondulatoria unidimensional, bidimensional o tridimensional, pero soportada por los estudios geotécnicos anotados, en un numero plural de lugares dentro de la ciudad donde haya perfiles de suelo y propiedades mecánicas del mismo que se consideren representativas de la zona circundante.

(b) Definición de unas curvas promedio de transferencia de la señal sísmica por los estratos de suelo localizados entre roca y la superficie, las cuales permitan definir las variaciones, de amplificación o deamplificación, de las ondas sísmicas para los diferentes períodos de vibración de interés. El resultado de estas curvas promedio de transferencia debe corresponder a las amplificaciones obtenidas para los diferentes acelerogramas y aunque se utilice una gama de propiedades de los suelos, en este caso la amplificación también se evaluará en el promedio de la respuesta para los diferentes acelerogramas y las diferentes propiedades de los suelos.

(c) Estudio de los efectos de amplificación generados por accidentes topográficos como pueden ser las laderas y colinas aisladas.

(d) En zonas de ladera, debe establecerse la amenaza potencial de movimientos de masa iniciados por el sismo (debe consultarse A.2.4.1.1).

(e) De estos estudios de amplificación de onda se deben deducir los correspondientes espectros que incluyan la amplificación local para que, mediante un análisis cualitativo apropiado, se puedan establecer factores de amplificación dominantes del subsuelo para las estratigrafías identificadas.

(f) Cuando en una zona del espectro en superficie dominen las particularidades de los movimientos sísmicos provenientes de una fuente sismogénica y en otra zona del espectro los de otra fuente sismogénica, de considerarse conveniente para el análisis del comportamiento estructural multimodal y de ser posible su separación, los resultados pueden presentarse independientemente sin tratar de generar una envolvente que los cubra.

(g) Síntesis de los resultados mediante la agrupación en zonas cuyas características sean similares, a las cuales se les pueda aplicar los valores de amplificación promedio deducidos, estableciendo coeficientes de sitio $\mathbf{F_a}$ y $\mathbf{F_v}$, tal como se definen en A.2.4. En esta síntesis de los resultados, se presentará mediante el establecimiento de zonas menores, las cuales conforman la microzonificación sísmica, cuya respuesta dinámica sea sensiblemente similar. Debe ejercerse el mayor criterio en la selección de las dimensiones de las microzonas, incluyendo el estudio de los efectos de amplificación generados por accidentes topográficos como pueden ser las laderas y colinas aisladas. Alternativamente a definir microzonas sísmicas, se pueden definir los espectros de respuesta en una malla de puntos lo suficientemente densa que para efectos prácticos pueda considerarse como una definición continua del espectro de respuesta, dentro de la cual se interpolará el espectro correspondiente al sitio particular de una edificación bajo estudio. Alternativamente a la determinación explícita de coeficientes de sitio $\mathbf{F_a}$ y $\mathbf{F_v}$ los efectos de amplificación o deamplificación del sitio pueden quedar representados en espectros de amenaza uniforme en superficie. Este último caso puede utilizarse en sitios donde las condiciones locales generen espectros de amenaza en superficie que no puedan ajustarse a las formas de amplificación espectral según A.2.6 y asociadas a los factores $\mathbf{F_a}$ y $\mathbf{F_v}$.

(h) El estudio de microzonificación debe definir las formas espectrales del espectro de seguridad limitada a ser utilizado en el Capítulo A.10 de la NSR-10 y del espectro de umbral de daño del Capítulo A.12 de la NSR-10, los cuales se deben ajustar a los niveles de probabilidad de excedencia y período de retorno promedio indicados en estos capítulos respectivamente y su

amplificación en superficie debe ser consistente con los demás parámetros del espectro de diseño propuesto y tener en cuenta para el espectro de umbral de daño que éste último está definido para un coeficiente de amortiguamiento crítico de 2%.

(i) En lo posible, comprobación experimental local de los resultados mediante estudios de respuesta de vibración ambiental, con el fin de establecer la concordancia entre los resultados experimentales y los factores de amplificación obtenidos en (g) para en caso de intensidades muy bajas.

(j) En caso que sea aplicable, definición de los criterios a emplear en las zonas de transición entre un tipo de comportamiento del suelo y otro.

(k) Definición de los criterios a emplear cuando se realicen estudios sísmicos de sitio particulares, según A.2.10, para una edificación en particular, cuyos valores mínimos exigidos en el diseño de la edificación deben ser los que se obtendrían para un perfil tipo B según el numeral A.2.4 de la presente versión del Reglamento sin la existencia de la microzonificación sísmica.

A.2.9.3.7 — *Aprobación del estudio de microzonificación* — Para que el estudio de microzonificación sísmica pueda ser exigido en la obtención de licencias de construcción de edificaciones, tal como las definen las Leyes 388 y 400 de 1997, los resultados de los estudios cuyo alcance se define aquí deben cumplir las siguientes condiciones:

(a) Que se cumplan todos los requisitos exigidos por las Leyes 388 y 400 de 1997 al respecto.

(b) Que haya un concepto de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial por medio del cual la Comisión indique que el estudio se ajusta a los requisitos de la presente versión del Reglamento.

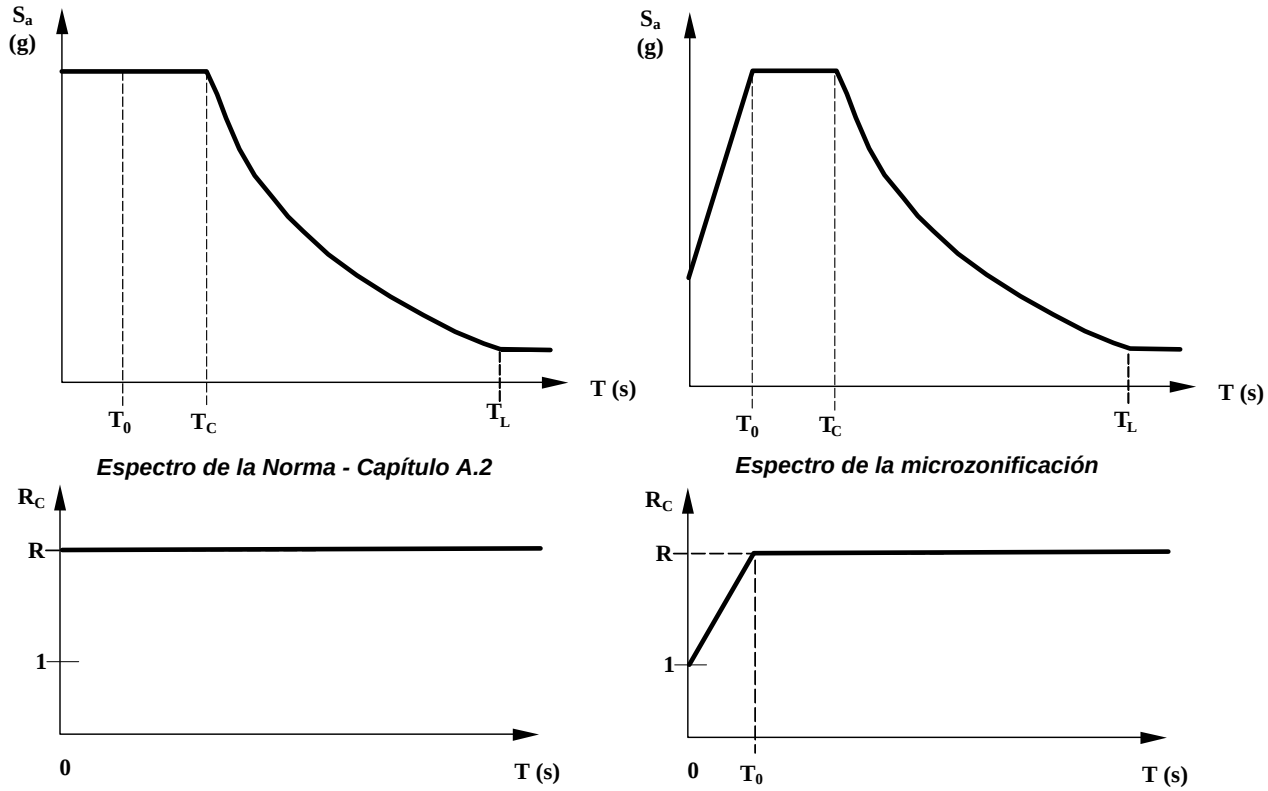
(c) Que se haya consultado a los ingenieros estructurales de la ciudad o distrito objeto del estudio facultados para presentar diseños estructurales, según la Ley 400 de 1997 y sus decretos reglamentarios, canalizando sus observaciones a través de las organizaciones gremiales que los representan en la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, a saber: la Sociedad Colombiana de Ingenieros (SCI), la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), la Asociación Colombiana de Ingeniería Estructural (ACIES) y la Cámara Colombiana de la Construcción (CAMACOL).

(d) Que la ciudad objeto de la microzonificación sísmica desarrolle un plan de instalación, operación y mantenimiento de una red de acelerógrafos de movimientos fuertes que cubra las zonas definidas en la microzonificación sísmica y manifieste su intención de mantener los equipos, hacer de dominio público los registros obtenidos, interpretar a la luz de la microzonificación sísmica los registros obtenidos y actualizar dentro de un plazo prudencial, los requisitos de la microzonificación sísmica con base en los registros obtenidos.

(e) Cuando para la elaboración del estudio de microzonificación se empleen fondos de entidades de la Nación, los resultados de estos estudios y su armonización con la reglamentación sismo resistente vigente, deben ser revisados por la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes creada por la Ley 400 de 1997, antes de que las autoridades distritales o municipales puedan expedir la reglamentación sustitutiva de que habla el ordinal A.2.9.1 de este Reglamento.

A.2.9.4 — EMPLEO DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R — Cuando en el estudio de microzonificación sísmica se propongan espectros que tiendan a la aceleración del terreno cuando el período de vibración tiende a cero, el coeficiente de disipación de energía, R_C, a emplear en el diseño de la estructura cuando se utiliza este tipo de espectros, tiene un valor variable en la zona de períodos cortos, iniciando en el valor prescrito en el Capítulo A.3, R $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$, para un período igual a T_0 y tendiendo a la unidad cuando el período tiende a cero, como muestra la Figura A.2.9-1. El valor de R_C está descrito por la ecuación A.2.9-1:

$$R_C = (R-1)\frac{T}{T_0} + 1 \le R \qquad \textbf{(A.2.9-1)}$$



Espectro de la Norma - Capítulo A.2

Espectro de la microzonificación

Variación de **R** *para el espectro de la Norma del Capítulo A.2*

Variación de **R** *para el espectro de la microzonificación*

Figura A.2.9-1 — Variación del coeficiente de disipación de energía R

A.2.9.5 — ARMONIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA CON LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO — Los estudios de microzonificación sísmica aprobados por la autoridad competente antes de la expedición de la presente versión del Reglamento, deben armonizarse con respecto a los requisitos contenidos en la presente versión del Reglamento. Para el efecto, estas autoridades deben solicitar un concepto de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, presentando una evaluación asociada con esta armonización indicando en que medida el estudio de microzonificación realizado en su oportunidad cubre el alcance descrito en A.2.9.3, e indicando, además, en que medida antes del estudio de amplificación de onda se tienen asociados espectros que cubran suficientemente lo requerido en el literal (d) del numeral A.2.9.3.4. En caso de no cumplirse con lo indicado en A.4.9.3.4(d) se deberá señalar cual es el efecto de las falencias que se tengan en el estudio disponible, así como un planteamiento de cómo superarlas en una segunda parte del proceso de armonización que en tal caso deberá realizarse.

Una vez validada la armonización, la Comisión expedirá un concepto indicando que los resultados de esta modificación están en todo de acuerdo con lo contenido en la presente versión del Reglamento. En tanto se obtiene este concepto por parte de la Comisión es deseable que las autoridades municipales o distritales expidan una reglamentación de transición que permita solicitar y tramitar licencias de construcción.

A.2.10 — ESTUDIOS SÍSMICOS PARTICULARES DE SITIO

A.2.10.1 — PROPÓSITO — Se prevén los siguientes casos de utilización de estudios sísmicos particulares de sitio cuyo alcance se define en A.2.10.2:

A.2.10.1.1 — En todos los casos de perfil de suelo tipo **F**, según A.2.4, el ingeniero geotecnista responsable del estudio geotécnico de la edificación debe definir los efectos locales particulares para el lugar donde se encuentra localizada la edificación (véase la tabla A.2.10-1).

A.2.10.1.2 — En edificaciones cuya altura, grupo de uso, tamaño, o características especiales lo ameriten a juicio del ingeniero geotecnista responsable, del diseñador estructural, o del propietario.

A.2.10.1.3 — Cuando se considere que lo efectos de sitio descritos a través de los requisitos de A.2.4 o de un

estudio de microzonificación sísmica vigente no son representativos de la situación en el lugar.

Tabla A.2.10-1
Casos en los cuales se requiere estudio sísmico particular de sitio

Perfil de suelo tipo	Subtipo de perfil	Descripción del perfil
F	**F_1**	Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, entre otros.
	F_2	Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)
	F_3	Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con Índice de Plasticidad **IP** > 75)
	F_4	Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)

A.2.10.2 — ALCANCE Y METODOLOGÍA — El alcance del estudio sísmico particular de sitio debe cubrir, como mínimo, los siguientes temas, los cuales deben consignarse en un informe detallado en el cual se describan las labores realizadas, los resultados de estas labores y las fuentes de información provenientes de terceros:

A.2.10.2.1 — ***Entorno geológico y tectónico, sismología regional, y fuentes sismogénicas*** — Cuando no se realice un estudio con alcance equivalente al que se exige en A.2.9.3.1, A.2.9.3.2 y A.2.9.3.3, se permite la utilización de estudios realizados por terceros, que hayan sido publicados y que sean de aceptación general dentro de los especialistas que conozcan sobre estos aspectos en la región. Cuando exista una microzonificación sísmica vigente deben utilizarse los resultados de las fases del estudio de microzonificación sísmica descritas en A.2.9.3.1, A.2.9.3.2 y A.2.9.3.3.

A.2.10.2.2 — ***Espectro de Aceleración de diseño en roca y familias de acelerogramas a utilizar*** — Para efectos de definir el espectro de aceleración a utilizar en roca puede utilizarse el indicado en A.2.6 con los valores indicados en A.2.2 para la ciudad, o puede realizarse un estudio con el alcance indicado en A.2.9.3.4 y teniendo en cuenta que la utilización de aceleraciones espectrales menores de las dadas en A.2.6 requiere una autorización especial de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, creada por medio de la Ley 400 de 1997 y adscrita al Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial por medio de una solicitud al respecto debidamente sustentada. Cuando exista una microzonificación sísmica vigente deben utilizarse los resultados de la fase del estudio de microzonificación sísmica descrita en A.2.9.3.4.

A.2.10.2.3 — ***Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación*** — Adicionalmente a la exploración geotécnica requerida por el Título H del Reglamento para la edificación en particular con el fin de determinar el tipo de cimentación y los parámetros de diseño de la misma, el alcance de la exploración geotécnica debe incluir los siguientes aspectos para efectos del estudio sísmico particular de sitio:

(a) Realización de al menos un sondeo hasta roca o hasta un material que presente una velocidad de la onda de cortante sensiblemente mayor que la de los materiales localizados sobre él y se presente un contraste de velocidad de onda de cortante que permita inferir que por encima de este estrato del perfil se presenta la amplificación de las ondas sísmicas. En caso que dicha profundidad hasta la roca o hasta un material que presente una velocidad de la onda de cortante sensiblemente mayor que la de los materiales localizados sobre él supere los 50 m, se podrá limitar la exploración hasta dicha profundidad en la medida que se pueda complementar la información del sondeo por métodos geofísicos y/o por estudios regionales que provean la información asociada a los estratos bajo dicho nivel.

(b) Definición de las propiedades del suelo en la profundidad del perfil desde el punto de vista de ingeniería, tales como: peso específico, peso unitario, contenido de agua, resistencia al corte, comportamiento bajo cargas cíclicas a través del módulo dinámico de cortante y valores de la capacidad de amortiguamiento histerético. Estas propiedades deben establecerse utilizando, según sea el caso aplicable, mediciones en el sitio, o ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas obtenidas del sondeo o los sondeos si se realizó más de uno. El estudio de clasificación y características de los suelos debe identificar la presencia de suelos granulares saturados y poco compactos, con el fin de establecer la susceptibilidad a la licuación. Para el

caso de las curvas de degradación de la rigidez o variación del amortiguamiento con la deformación, de no ser posible obtenerlas de manera confiable en laboratorio, se podrá acudir a relaciones reconocidas en la literatura técnica nacional y/o internacional en las que se tenga en cuenta, entre otros parámetros, el tipo de suelos y su estado de esfuerzos y deformaciones.

(c) Determinación de las velocidades de las ondas P y S, utilizando procedimientos de medición en el sitio (métodos geofísicos de propagación de ondas tales como técnicas de cross-hole o down-hole, entre otros) o utilizando correlaciones con otros parámetros representativos.

(d) Identificación del nivel freático y la posibilidad de existencia de acuíferos enmarcados dentro de suelos de menor permeabilidad. La medición del nivel freático debe realizarse de forma tal que se garantice que no corresponde a niveles falsos de la tabla de agua causados por las mismas operaciones de exploración. Debe estudiarse la posibilidad de colocar al menos un piezómetro en el lugar y establecer un programa de lecturas con una periodicidad adecuada.

(e) En zonas con contenido apreciable de cantos rodados debe obtenerse una columna estratigráfica completa que incluya las porciones representadas por el suelo y las rocas. No es aceptable en estos casos limitarse a reportar únicamente la porción de suelo ni basar los estudios de amplificación de onda solo sobre esta porción de la columna estratigráfica desconociendo la existencia de cantos rodados.

A.2.10.2.4 — ***Estudio de amplificación de onda y obtención de los movimientos sísmicos de diseño en superficie*** — Con base en información obtenida y definida en los pasos anteriores, debe determinarse lo siguiente:

(a) Análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, empleando en principio la propagación ondulatoria unidimensional, bidimensional o tridimensional, pero soportada por los estudios geotécnicos anotados.

(b) Definición de una curva promedio de transferencia de la señal sísmica por los estratos de suelo localizados entre roca y la superficie, la cual permita definir las variaciones, de amplificación o deamplificación, de las ondas sísmicas para los diferentes períodos de vibración de interés. El resultado de esta curva promedio de transferencia debe corresponder a las amplificaciones obtenidas para los diferentes acelerogramas, considerando, de ser el caso, las incertidumbres en las propiedades mecánicas de los depósitos de los suelos subyacentes a la edificación. Se utilizará la media de las respuestas calculadas para los diferentes acelerogramas y valores que representan la variación en las propiedades de los suelos. Dentro del estudio no se deben incluir aquellos estratos de suelo que se retiren debido a la construcción de sótanos en la edificación y debe incluir los estratos de suelo que realmente existan una vez construida la edificación.

(c) Determinación, con base en los valores de amplificación promedio deducidos del espectro en superficie para el lugar de interés según A.2.10.2.2, el cual se empleará en el diseño considerando el conjunto de sus ordenadas espectrales.

(d) La zona del espectro propuesto en superficie correspondiente a los valores del período fundamental de la edificación en las dos direcciones de análisis en planta tomada desde el menor valor del período fundamental de la edificación y 1.4 veces el mayor valor del período fundamental de la edificación debe estudiarse en mayor detalle.

(e) La superficie, para efectos de la definición de los movimientos sísmicos de diseño propuestos en el estudio sísmico particular de sitio debe corresponder a la base de la edificación tal como se define en el presente Título A del Reglamento.

(f) Los valores mínimos exigidos en el diseño de la edificación deben ser los que se obtendrían para un perfil tipo B según el numeral A.2.4 de la presente versión del Reglamento.

A.2.10.2.5 — Si estos efectos locales particulares se definen utilizando un espectro de diseño, éste debe calcularse para un coeficiente de amortiguamiento estructural igual a 5 por ciento del crítico. Si se definen por medio de familias de acelerogramas, deben cumplirse, además, los requisitos dados en A.2.7.

A.2.10.2.6 — Cuando se trate de edificaciones que serán objeto del procedimiento de seguridad limitada a ser utilizado en el Capítulo A.10 o de edificaciones cubiertas por los requisitos del Capítulo A.12, el estudio particular de sitio debe definir las formas espectrales del espectro de seguridad limitada para el Capítulo A.10 de la NSR-10 y del espectro de umbral de daño del Capítulo A.12 de la NSR-10, los cuales se deben ajustar a los niveles de probabilidad de excedencia y período de retorno promedio indicados en estos capítulos respectivamente y su amplificación en superficie debe ser consistente con los demás parámetros del espectro de diseño propuesto y tener en cuenta para el espectro de umbral de daño que éste último está definido para un coeficiente de amortiguamiento crítico de 2%.

A.2.10.3 — UTILIZACIÓN DE LOS RESULTADOS — Los estudios sísmicos particulares de sitio hacen parte de los estudios geotécnicos que deben presentarse para la obtención de la licencia de construcción de la edificación como se indica en A.1.3.2 y deben ser aprobados por los curadores urbanos o, en su defecto, las autoridades municipales encargadas de expedir las licencias de construcción, de acuerdo con lo establecido en la Ley 388 de 1997 y sus decretos reglamentarios para la presentación, revisión y aprobación de estudios geotécnicos cuando estos hacen parte de la documentación que se debe allegar para obtener la licencia de construcción.

A.2.11 — NORMAS TÉCNICAS MENCIONADAS EN ESTE CAPÍTULO

En este Capítulo se utilizan las siguientes normas técnicas NTC expedidas por Icontec y en su defecto las expedidas por la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales – ASTM, las cuales hacen parte del presente Reglamento:

NTC 1495 – Suelos. Ensayo para determinar el contenido de agua de suelos y rocas, con base en la masa (ASTM D 2166 – Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass)

NTC 1527 – Suelos. Método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión incofinada de suelos cohesivos (ASTM D 2166 – Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil)

NTC 2041 – Suelos. Determinación de la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada en suelos cohesivos. (ASTM D 2850 Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils)

ASTM D 1586 – Standard Test Method for Penetration Test and Split-barrel Sampling of Soils

ASTM D 4318 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils

CAPÍTULO A.3
REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

A.3.0 — NOMENCLATURA

A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.

A_v = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.

A_s = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véase ecuación A.3.6-3.

A_x = coeficiente de amplificación de la torsión accidental en el nivel x, definido en A.3.6.7.

a_i = aceleración en el nivel i, Véase ecuación A.3.6-3.

E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(E = F_s / R\right)$

F_i = parte del cortante sísmico en la base que se genera en el nivel i, véase A.3.6.6.

F_s = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1.

g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8$ m/s^2).

h_i = altura en metros, medida desde la base, del nivel i, véase ecuación A.3.6-3.

h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto de la edificación, véase ecuación A.3.6-3.

h_{eq} = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase ecuación A.3.6-3.

I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.

M = masa total de la edificación — M se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.

M_p = masa de un elemento o componente, en kg.

m_i = parte de M que está colocada en el nivel i, en kg. Véase ecuación A.4.3-3.

R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.

R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$. Véase el Capítulo A.3.

S_a = valor de la aceleración espectral de diseño para un período de vibración dado. Véase ecuación A.3.6-3

V_x = fuerza cortante sísmica en el nivel x. Véase A.3.6.6.

δ_{max} = desplazamiento horizontal máximo en el nivel x. Véase ecuación A.3.6-2.

δ_{prom} = promedio de los desplazamientos horizontales en puntos extremos de la estructura en el nivel x. Véase ecuación A.3.6-2.

ϕ_a = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.

ϕ_p = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.

ϕ_r = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica. Véase A.3.3.8.

Ω_0 = coeficiente de sobrerresistencia. Véase A.3.3.9.

A.3.1 — BASES GENERALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

A.3.1.1 — PROCEDIMIENTO DE DISEÑO — En A.1.3 se establecen los pasos que se deben seguir en el diseño sismo resistente de una edificación. En el Capítulo A.2 se establecen los movimientos sísmicos de diseño. En el presente Capítulo se establecen:

(a) Los tipos de sistemas estructurales de resistencia sísmica, y los diferentes métodos de análisis, los cuales dependen del grado de irregularidad del sistema estructural y, además, permiten determinar el cortante sísmico en la base y su distribución en la altura de la edificación.

(b) Determinadas las fuerzas sísmicas correspondientes a cada nivel, se aplican al sistema estructural de resistencia sísmica escogido.

(c) Por medio de un modelo matemático apropiado se determinan las deflexiones de la estructura y las fuerzas internas en cada elemento del sistema estructural producidas por las fuerzas sísmicas.

(d) La verificación de derivas se realiza para las deflexiones horizontales de la estructura obtenidas del análisis.

(e) Se efectúa el diseño de los elementos y sus conexiones utilizando todas las solicitaciones requeridas por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis $\mathbf{F_S}$, se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(\mathbf{E = F_S / R}\right)$ que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B.

(f) El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, $\mathbf{R_0}$, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(\mathbf{R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0}\right)$.

(g) Los elementos frágiles de conexión entre elementos y otros que de acuerdo con los requisitos de los materiales estructurales que los constituyen requieran el uso del coeficiente de sobrerresistencia $\mathbf{\Omega_0}$, se diseñan utilizando las fuerzas sísmicas de diseño $\mathbf{E}$ obtenidas de la ecuación A.3.3-2.

(h) El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material.

(i) Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Para elementos que se diseñan utilizando el método de esfuerzos de trabajo, debe consultarse A.3.1.8.

A.3.1.2 — CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURACIÓN — El sistema de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistema estructurales dados en A.3.2 y debe cumplir los requisitos indicados en el presente Título A del Reglamento y los propios del material estructural que se indiquen en el Título correspondiente y para el grado de disipación de energía en el rango inelástico apropiado. Los efectos sísmicos sobre los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben evaluarse siguiendo los requisitos del Capítulo A.8. Los efectos sísmicos sobre los elementos no estructurales deben evaluarse siguiendo los requisitos del Capítulo A.9.

A.3.1.3 — CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA MÍNIMA REQUERIDA — Dependiendo del tipo de material estructural y de las características del sistema de resistencia sísmica se establecen los grados de capacidad de disipación de energía mínimos (*DES*, *DMO*, o *DMI*) que debe cumplir el material estructural en las diferentes zonas de amenaza sísmica definidas en el Capítulo A.2. Véanse las tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.1.4 — RESISTENCIA SÍSMICA EN LAS DIFERENTES DIRECCIONES HORIZONTALES — Dado que los efectos sísmicos pueden ser preponderantes en cualquier dirección horizontal, la estructura debe tener resistencia sísmica en todas las direcciones y por lo tanto el sistema estructural de resistencia sísmica debe existir en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad, tanto de la estructura considerada como un todo, como de cada uno de sus elementos, ante movimientos sísmicos que puedan ocurrir en cualquier dirección horizontal.

A.3.1.5 — TRAYECTORIA DE LAS FUERZAS — Las fuerzas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar el adecuado traspaso de las fuerzas. La cimentación debe diseñarse para los efectos de las fuerzas y movimientos sísmicos.

A.3.1.6 — SISTEMAS DE RESISTENCIA SÍSMICA ISOSTÁTICOS — En lo posible el sistema estructural de resistencia sísmica debe ser hiperestático. En el diseño de edificaciones donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, debe tenerse en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los miembros o conexiones en la estabilidad de la edificación.

A.3.1.7 — **SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA PREFABRICADOS** — Pueden construirse edificaciones cuyo sistema de resistencia sísmica esté compuesto por elementos prefabricados. El sistema prefabricado debe diseñarse para las fuerzas sísmicas obtenidas de acuerdo con este Reglamento usando un coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, tal como lo define el Capítulo A.13 igual a uno y medio $\left(\mathbf{R_0 = 1.5}\right)$. Cuando se demuestre con evidencia experimental y de análisis, que el sistema propuesto tiene una resistencia, capacidad de disipación de energía y capacidad de trabajo en el rango inelástico igual o mayor a las obtenidas con la estructura construida utilizando uno de los materiales prescritos por este Reglamento, deben cumplirse los requisitos de los Artículos 10 y 12 de la Ley 400 de 1997, pero en ningún caso el valor de $\mathbf{R_0}$ podrá ser mayor que el fijado por el presente Reglamento para sistemas de resistencia sísmica construidos monolíticamente con el mismo material estructural. Al respecto debe consultarse A.1.4.2.

A.3.1.8 — **MATERIALES ESTRUCTURALES DISEÑADOS USANDO EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO** — Cuando el material estructural se diseña utilizando el método de esfuerzos de trabajo, tal como lo define B.2.3 de este Reglamento, para obtener los efectos de las fuerzas sísmicas reducidas de diseño al nivel de esfuerzos de trabajo que se emplean en el diseño de los elementos estructurales debe utilizarse un coeficiente de carga de **0.7** como lo presenta B.2.3.

A.3.2 — SISTEMAS ESTRUCTURALES

A.3.2.1 — TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES — Se reconocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se definen en esta sección. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Los sistemas estructurales de resistencia sísmica que reconoce este Reglamento son los siguientes:

A.3.2.1.1 — *Sistema de muros de carga* — Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la tabla A.3-1.

A.3.2.1.2 — *Sistema combinado* — Es un sistema estructural, (véase la tabla A.3-2), en el cual:

- **(a)** Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o
- **(b)** Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.

A.3.2.1.3 — *Sistema de pórtico* — Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Véase la tabla A.3-3.

A.3.2.1.4 — *Sistema dual* — Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la tabla A.3-4. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos:

- **(a)** El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
- **(b)** Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (*DES*), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.
- **(c)** Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con diagonales, puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

A.3.2.2 — CLASIFICACIÓN EN UNO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES — Toda edificación o cualquier parte de ella, debe quedar clasificada dentro de uno de los cuatro sistemas estructurales de resistencia sísmica descritos en las tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.2.3 — LÍMITES DE ALTURA PARA LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES — En las tablas A.3-1 a A.3-4 se dan las alturas máximas, medidas en metros a partir de la base o en número de pisos por encima de la misma, que puede tener cada uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica prescritos, para cada una de las zonas de amenaza sísmica.

A.3.2.4 — COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN LA ALTURA — Cuando se combinen en la altura diferentes sistemas estructurales dentro de una misma edificación, deben cumplirse los siguientes requisitos:

A.3.2.4.1 — *Máximo valor de* R *permitido* — Con la excepción de lo dispuesto en A.3.2.4.2 a A.3.2.4.4, la estructura que combine en la altura diferentes sistemas estructurales se clasifica como irregular del tipo 5aA o 5bA (tabla A.3-7), y el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, en cualquier dirección y en cualquier nivel, como máximo debe ser el menor valor de $\mathbf{R}$ de los sistemas estructurales que se estén combinando por encima de ese nivel y en la dirección considerada. Deben cumplirse los requisitos de diseño exigidos para cada sistema estructural y para cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural.

A.3.2.4.2 — *Pisos livianos* — No hay necesidad de aplicar los requisitos de A.3.2.4.1 cuando la masa de los pisos localizados por encima del nivel donde se inicia un sistema estructural sea menor del 10 por ciento de la masa total, $\mathbf{M}$, de la edificación.

A.3.2.4.3 — *Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez* — En estructuras que tengan una parte superior flexible apoyada en una con mayor rigidez y que cumplan los requisitos de la tabla A.3-5, puede utilizarse el procedimiento de diseño indicado allí.

A.3.2.4.4 — *Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez* — Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico, por lo que para este Reglamento no es un sistema estructural aceptable.

A.3.2.5 — COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES EN PLANTA — Pueden combinarse sistemas estructurales en planta, sin que ésto de pié a que la estructura se clasifique como irregular, con las siguientes limitaciones:

(a) Los dos sistemas deben coexistir en toda la altura de la edificación, a menos que se cumplan los requisitos de A.3.2.4,

(b) Cuando la estructura tiene un sistema de muros de carga únicamente en una dirección, el valor de $\mathbf{R}$ para diseñar la dirección ortogonal, no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de $\mathbf{R}$ del sistema estructural de muros de carga,

(c) Cuando la estructura tiene dos sistemas de muros de carga diferentes en la misma dirección, para el sistema que tiene el mayor valor de $\mathbf{R}$ el valor a emplear no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de $\mathbf{R}$ del sistema con el menor valor de $\mathbf{R}$, y

(d) Cuando la estructura tiene sistemas diferentes al de muros de carga en ambas direcciones, para el sistema que tiene un mayor valor de $\mathbf{R}$, el valor a emplear no puede ser mayor que 1.25 veces el valor de $\mathbf{R}$ del sistema con el menor valor de $\mathbf{R}$.

A.3.2.6 — ELEMENTOS COMUNES A VARIOS SISTEMAS ESTRUCTURALES — Los elementos estructurales comunes a diferentes sistemas estructurales deben diseñarse y detallarse siguiendo los requisitos más restrictivos dentro de los sistemas para los cuales son comunes.

A.3.3 — CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

A.3.3.1 — GENERAL — Para efectos de diseño sísmico la edificación debe clasificarse como regular o como irregular en planta y en altura o como redundante o con ausencia de redundancia de acuerdo con los requisitos de esta sección.

A.3.3.2 — DEFINICIÓN DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL — Se entiende por configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones y la localización

de los elementos estructurales, y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante las solicitaciones sísmicas.

A.3.3.3 — REDUCCIÓN DEL VALOR DE R PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES Y CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA — Cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo por ϕ_p, debido a irregularidades en planta, por ϕ_a debido a irregularidades en altura, y por ϕ_r debido a ausencia de redundancia, como indica la ecuación A.3.3-1.

$$R = \phi_a \, \phi_p \, \phi_r \, R_0 \qquad \text{(A.3.3-1)}$$

Cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_p. Análogamente, cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_a.

A.3.3.4 — CONFIGURACIÓN EN PLANTA — La edificación se considera irregular cuando ocurra, véase la figura A.3-1, uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-6, donde se definen los valores de ϕ_p.

A.3.3.5 — CONFIGURACIÓN EN LA ALTURA — Una edificación se clasifica como irregular en altura, véase la figura A.3-2, cuando ocurre uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-7, donde se definen los valores de ϕ_a.

> **A.3.3.5.1 —** ***Excepciones a las irregularidades en altura*** — Cuando para todos los pisos, la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades en altura de los tipos 1aA, 1bA, 2A, ó 3A, tal como se definen en la tabla A.3-7, y en este caso se aplica $\phi_a = 1$. No hay necesidad de considerar en esta evaluación las derivas de los dos pisos superiores de la edificación ni los sótanos que tengan muros de contención integrados a la estructura en toda su periferia. Las derivas utilizadas en la evaluación pueden calcularse sin incluir los efectos torsionales. Así mismo, no se considera irregular la estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez que cumpla los requisitos de A.3.2.4.3 y los correspondientes de la tabla A.3-5.

A.3.3.6 — EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA DE LOS GRUPOS DE USO I Y II — Para las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **I** y **II**, localizadas en zonas de amenaza sísmica baja, la evaluación para determinar si la edificación es irregular o no, puede limitarse a irregularidades en planta del tipo 1aP, 1bP (tabla A.3-6) y en altura del tipo 5aA y 5bA (tabla A.3-7).

A.3.3.7 — EDIFICACIONES EN ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA DEL GRUPO DE USO I — Para las edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia, la evaluación para determinar si la edificación es irregular o no, puede limitarse a irregularidades en planta de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P (tabla A.3-6) y en altura de los tipos 4A, 5aA y 5bA (tabla A.3-7).

A.3.3.8 — AUSENCIA DE REDUNDANCIA EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SÍSMICA — Debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, en las dos direcciones principales en planta de la siguiente manera:

> **A.3.3.8.1 —** ***En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía mínima (DMI)*** — Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía mínima (DMI) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, se le asigna un valor de la unidad $(\phi_r = 1.0)$.
>
> **A.3.3.8.2 —** ***En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)*** — Para edificaciones cuyo sistema estructural es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, se le puede asignar un valor de la unidad $(\phi_r = 1.0)$ cuando en todos los pisos que resistan más

del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica cumpla las siguientes condiciones de redundancia:

(a) ***En sistemas compuestos por pórticos con arriostramientos concéntricos*** — La falla de cualquiera de las diagonales o sus conexiones al pórtico no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

(b) ***En sistemas compuestos por pórticos con arriostramientos excéntricos*** — La pérdida de resistencia a momento (si se trata de vínculos a momento), o a cortante (para el caso de vínculos a corte), de los dos extremos de un vínculo no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

(c) ***En sistemas de pórtico resistente a momentos*** — La pérdida de la resistencia a momento en la conexión viga-columna de los dos extremos de una viga no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

(d) ***En sistemas con muros estructurales de concreto estructural*** — La falla de un muro estructural o de una porción de él que tengan una relación de la altura del piso a su longitud horizontal mayor de la unidad, o de los elementos colectores que lo conectan al diafragma, no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

(e) ***Para otros sistemas*** — No hay requisitos especiales.

En los sistemas estructurales que no cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, se le debe asignar un valor de $\phi_r = 0.75$. Aunque no se cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r, se le debe asignar un valor igual a la unidad $(\phi_r = 1.0)$ si todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica sean regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales. Cuando se trate de muros estructurales para efectos de contar el número de vanos equivalentes se calcula como la longitud horizontal del muro dividida por la altura del piso.

A.3.3.9 — USO DEL COEFICIENTE DE SOBRERRESISTENCIA Ω_0 — Cuando los requisitos para el material estructural y el grado de disipación de energía requieren que los elementos frágiles o las conexiones entre elementos se diseñen para fuerzas sísmicas, $\mathbf{E}$, amplificadas por el coeficiente de sobrerresistencia, Ω_0, éste debe emplearse de la siguiente manera para obtener las fuerzas de diseño que incluyen los efectos sísmicos:

$$\mathbf{E} = \frac{\Omega_0 \mathbf{F_s}}{\mathbf{R}} \pm 0.5 \mathbf{A_a F_a D} \qquad \textbf{(A.3.3-2)}$$

Donde $\mathbf{F_s}$ corresponde a las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis, $\mathbf{R}$ es el coeficiente de capacidad de disipación de energía correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica $\mathbf{R} = \phi_a \phi_p \phi_r \mathbf{R_0}$, y $\mathbf{D}$ corresponde a la carga muerta que actúa sobre el elemento tal como se define en el Título B del Reglamento y el signo de la parte derecha de la ecuación es el que conduce al mayor valor de $\mathbf{E}$, dependiendo del signo de $\mathbf{F_s}$.

A.3.4 — MÉTODOS DE ANÁLISIS

A.3.4.1 — MÉTODOS RECONOCIDOS — Se reconocen los siguientes métodos de análisis del sistema de resistencia sísmica para efectos de su diseño:

(a) Método de la fuerza horizontal equivalente**,** el cual está descrito en el Capítulo A.4,

(b) Métodos de análisis dinámico elástico**,** de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5,

(c) Métodos de análisis dinámico inelástico**,** de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5, y

(d) Métodos de análisis alternos, los cuales deben tener en cuenta las características dinámicas de la edificación, el comportamiento inelástico de los materiales, y deben ser de aceptación general en la

ingeniería. En la aplicación de cualquier método de análisis alterno no se pueden utilizar períodos fundamentales mayores de los permitidos en los Capítulos A.4 y A.5.

A.3.4.2 — MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR — Como mínimo deben emplearse los siguientes métodos de análisis:

A.3.4.2.1 — *Método de la fuerza horizontal equivalente* — Puede utilizarse el método de la fuerza horizontal equivalente en las siguientes edificaciones:

(a) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja,

(b) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso $\mathbf{I}$, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia,

(c) Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con periodos de vibración mayores de $2T_C$,

(d) Edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura medidos a partir de la base,

(e) Estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas que cumplan los requisitos de A.3.2.4.3.

A.3.4.2.2 — *Método del análisis dinámico elástico* — Debe utilizarse el método del análisis dinámico elástico en todas las edificaciones que no estén cubiertas por A.3.4.2.1, incluyendo las siguientes:

(a) Edificaciones de más de 20 niveles o de más de 60 m de altura, exceptuando las edificaciones mencionadas en A.3.4.2.1 (a) y (b),

(b) Edificaciones que tengan irregularidades verticales de los tipos 1aA, 1bA, 2A y 3A, tal como se definen en A.3.3.5,

(c) Edificaciones que tengan irregularidades que no estén descritas en A.3.3.4 y A.3.3.5, exceptuando el caso descrito en A.3.2.4.3,

(d) Edificaciones de más de 5 niveles o de más de 20 m de altura, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, que no tengan el mismo sistema estructural en toda su altura, con la excepción de los prescrito en A.3.2.4.3,

(e) Estructuras, regulares o irregulares, localizadas en sitios que tengan un perfil de suelo D, E o F y que tengan un período mayor de $2T_C$. En este caso el análisis debe incluir los efectos de interacción suelo-estructura, tal como los prescribe el Capítulo A.7, cuando se realice un análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base.

A.3.4.2.3 — *Método del análisis dinámico inelástico* — Puede utilizarse el método del análisis dinámico inelástico en aquellos casos que a juicio del ingeniero diseñador, se presenten variaciones en la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico que solo sea posible identificar por este procedimiento. Cuando se utilice este método de análisis deben cumplirse los requisitos dados en el Capítulo A.5. Los diseños realizados por esta metodología deben revisarse por dos profesionales, independientes del diseñador estructural, que cumplan los requisitos de idoneidad requeridos para revisores de diseños estructurales como lo prescribe la Ley 400 de 1997, quienes suscribirán un memorial en que se indique taxativamente que los procedimientos empleados consultan las mejores metodologías que se disponga sobre estos procedimientos y que la edificación así diseñada tiene resistencia y expectativas de comportamiento similares a los de una edificación diseñada por los otros métodos permitidos por el Reglamento, al verse sometida a movimientos sísmicos de intensidad similar a los movimientos sísmicos de diseño prescritos por este Reglamento. Este memorial se anexará a los documentos aportados para obtener la correspondiente licencia de construcción.

A.3.4.2.4 — *Método de análisis no lineal estático de plastificación progresiva* — Puede utilizarse el método del análisis no lineal estático, conocido como procedimiento “push-over” o de plastificación progresiva, en aquellos casos que a juicio del ingeniero diseñador se desee evaluar la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico por este procedimiento. Cuando se utilice este método de análisis deben cumplirse los requisitos dados en el Apéndice A-3 y además se deben confrontar con otro de los métodos de análisis permitidos por el Reglamento, utilizando en el diseño lo más exigente.

A.3.4.3 — RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS — Las rigideces que se empleen en el análisis estructural para el diseño sísmico deben ser definidas por el ingeniero diseñador de acuerdo con su criterio, teniendo en cuenta los preceptos dados para cada material estructural en el Título correspondiente de este Reglamento.

A.3.5 — REQUISITOS PARA LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

A.3.5.1 — Los requisitos especiales para el diseño y los detalles propios de cada material estructural se dan para el grado de capacidad de disipación de energía; mínima (*DMI*), moderada (*DMO*) o especial (*DES*), que se requiera del material y para cada uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en las tablas A.3-1 a A.3-4.

A.3.6 — EFECTOS SÍSMICOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A.3.6.1 — GENERALIDADES — Todos los elementos estructurales deben diseñarse para los efectos de los movimientos sísmicos de diseño que actúen sobre ellos, adicionalmente a todas las cargas que los puedan afectar, tal como lo prescribe el Título B de este Reglamento.

A.3.6.1.1 — ***Elementos del sistema de resistencia sísmica*** — Solamente los elementos que pertenezcan al sistema estructural de resistencia sísmica pueden contribuir a la resistencia sísmica de la edificación y deben diseñarse de acuerdo con los requisitos propios de su material estructural y para el grado de capacidad de disipación de energía requerido, además de los requisitos adicionales dados en la presente sección.

A.3.6.1.2 — ***Elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica*** — Los elementos estructurales que no formen parte del sistema estructural de resistencia sísmica, deben investigarse con el fin de determinar si pueden mantener su capacidad de resistir cargas verticales cuando se ven sometidos a los desplazamientos horizontales y a las derivas, causados por los movimientos sísmicos de diseño, pero sólo hay necesidad de que cumplan los requisitos del grado de capacidad de disipación de energía mínimo para su material estructural. Sus anclajes y amarres al sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos dados en la presente sección y en el Capítulo A.8.

A.3.6.2 — COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS DE CARGA — Los coeficientes de carga que deben emplearse en la combinación de cargas de gravedad y de fuerzas sísmicas se establecen en el Título B de este Reglamento. Debe tenerse en cuenta que las fuerzas sísmicas obtenidas siguiendo éste Reglamento, están definidas al nivel de resistencia, por lo tanto ya están mayoradas.

A.3.6.3 — DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — En zonas de amenaza sísmica intermedia o alta deben considerarse los efectos ortogonales, salvo que (1) la estructura tenga diafragmas flexibles o (2) se trate de edificios de un piso (naves industriales o similares) en los cuales no haya irregularidades en planta del tipo 5P. Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos ortogonales pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador. La fuerza sísmica debe combinarse con las cargas verticales de acuerdo con los requisitos del Título B de este Reglamento.

A.3.6.4 — AMARRES Y CONTINUIDAD — Todos los elementos estructurales deben interconectarse. La conexión y los elementos conectores deben ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas inducidas por las partes que conectan; además de los requisitos del Capítulo A.8, deben cumplirse los siguientes requisitos:

A.3.6.4.1 — ***Partes de la edificación*** — Cualquier parte o porción de la edificación que forme un conjunto indistintamente diferenciado del resto de la estructura, pero que esté estructuralmente vinculado a ésta, debe estar vinculada y amarrada al resto de la edificación por medio de elementos de conexión cuya resistencia se diseñe teniendo en cuenta las fuerzas axiales, de corte y de flexión transmitidas por la interacción entre las partes bajo las combinaciones de carga especificadas en el Título B. La fuerza sísmica involucrada, como mínimo, debe ser $\left(0.40A_a g\right)$ veces la masa de la parte o porción. Es particularmente importante que, en el caso de esta conexión, en el análisis no se utilice nudo maestro u otro método de igualación de grados de libertad para el análisis bajo cargas laterales.

A.3.6.4.2 — ***Vigas de amarre en la cimentación*** — Los elementos de cimentación, tales como zapatas,

dados de pilotes, pilas o "caissons", etc., deben amarrarse por medio de elementos capaces de resistir en tensión o compresión una fuerza no menor de $(0.25A_a)$ veces la carga vertical total del elemento que tenga la mayor carga entre los que interconecta, además de las fuerzas que le transmita la superestructura. Para efectos del diseño de la cimentación debe cumplirse lo prescrito en A.3.7.

A.3.6.5 — ELEMENTOS COLECTORES — Deben proveerse elementos colectores capaces de transferir las fuerzas sísmicas que se originan en otras partes de la edificación hasta el elemento vertical del sistema de resistencia sísmica que resiste esas fuerzas.

A.3.6.6 — DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN EL PISO — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente definido en el Capítulo A.4, la fuerza cortante, V_x, en el nivel x, debe determinarse de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$V_x = \sum_{i=x}^{n} F_i \qquad \textbf{(A.3.6-1)}$$

La fuerza cortante, V_x, y las torsiones asociadas deben distribuirse entre los diferentes pórticos y muros estructurales del sistema de resistencia sísmica de acuerdo con sus respectivas rigideces de desplazamiento y teniendo en cuenta la rigidez del diafragma, de acuerdo con la definición de la rigidez de los diafragmas dada en A.3.6.7.2.

A.3.6.7 — TORSIÓN EN EL PISO — En el diseño deben tenerse en cuenta los efectos de torsión en el piso, considerando que estos provienen de la incertidumbre en la localización de las masas dentro del piso, lo cual conduce a una torsión accidental, o debido a la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez cuando los diafragmas se consideran rígidos en su propio plano, o de la asimetría en la distribución de la masa y la rigidez de elementos verticales, cuando los diafragmas no pueden considerarse como rígidos en su propio plano. En caso de realizarse análisis dinámico, el análisis mismo reflejará los efectos de las torsiones que se tengan en la estructura, quedando a opción diseñador si en él involucra o no condiciones de torsión accidental. En el caso que se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, para la consideración de la torsión en el piso deben cumplirse los requisitos de A.3.6.7.1 a A.3.6.7.3, descritos a continuación.

A.3.6.7.1 — *Torsión accidental* — Debe suponerse que la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. El efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. Cuando existan irregularidades en planta del tipo 1aP o 1bP, tal como las define A.3.3.4.1 (tabla A.3-6), debe aumentarse la torsión accidental en cada nivel x, multiplicándola por un coeficiente de amplificación, A_x, determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2\,\delta_{prom}} \right]^2 \leq 3.0 \qquad \textbf{(A.3.6-2)}$$

A.3.6.7.2 — *Torsión debida a la no coincidencia del centro de masa y de rigidez* — Cuando el diafragma puede considerarse rígido en su propio plano, debe tenerse en cuenta el aumento en los cortantes sobre los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica debida a la distribución, en planta, de la rigidez de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

(a) *Diafragma flexible* — El diafragma puede suponerse flexible, para los efectos de las prescripciones de esta sección, cuando la máxima deflexión horizontal dentro del diafragma, al verse sometido a las fuerzas sísmicas, F_s, es más de 2 veces el promedio de sus deflexiones horizontales. Esta determinación de la flexibilidad del diafragma puede realizarse comparando la deflexión horizontal debida a las fuerzas sísmicas, obtenida en el punto medio del diafragma, con la de cada uno de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, al verse sometidos a una fuerza horizontal equivalente a la producida por la masa aferente al elemento.

(b) *Diafragma rígido en su propio plano* — El diafragma puede suponerse rígido en su propio plano cuando se dispone su rigidez y su resistencia de tal manera que éste actúe como una unidad y sus

propiedades de masa y de rigidez se puedan concentrar en el centro de masa y en el centro de rigidez respectivamente. En las edificaciones que tengan irregularidades de los tipos 2P y 3P la consideración de diafragma rígido debe evaluarse cuidadosamente, pues en la mayoría de los casos estas irregularidades inhiben el comportamiento como diafragma rígido de los entrepisos de la edificación.

A.3.6.7.3 — *Torsión de diseño* — El momento torsional de diseño en cualquier nivel de la estructura se obtiene como la suma de las torsiones de diseño de todos los niveles localizados por encima del nivel en estudio. La porción de la torsión aportada por cada nivel se obtiene como la torsión accidental del nivel, más el producto de la fuerza sísmica horizontal, correspondiente a ese nivel por una dimensión igual a la proyección, en la dirección perpendicular a la dirección de las fuerzas, de la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel.

A.3.6.8 — DIAFRAGMAS — En las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, en el diseño de los pisos y cubiertas que actúan como diafragmas debe tenerse en cuenta lo siguiente:

A.3.6.8.1 — La deflexión en el plano del diafragma no debe exceder la deflexión permisible de los elementos que estén adheridos a él. La deflexión permisible debe ser aquella que permita a los elementos adheridos mantener su integridad estructural bajo las fuerzas impuestas.

A.3.6.8.2 — Los diafragmas de piso o de cubierta deben diseñarse para que sean capaces de resistir las fuerzas causadas por la aceleración en cada nivel, expresada como una fracción de la gravedad, determinada por medio de la siguiente ecuación:

$$a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_i}{h_{eq}} \qquad h_i \le h_{eq}$$

$$a_i = S_a \frac{h_i}{h_{eq}} \qquad h_i \ge h_{eq} \qquad \textbf{(A.3.6-3)}$$

h_{eq} puede estimarse simplificadamente como $0.75h_n$

Alternativamente a la ecuación A.3.6-3 para calcular las fuerzas que deben resistir los diafragmas de piso o de cubierta, pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a que estarían sometidos estos diafragmas, resultado por ejemplo, de análisis dinámicos.

Cuando el diafragma debe transmitir fuerzas provenientes de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que se encuentren por encima del diafragma, a elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que se encuentren por debajo del diafragma, debido a desplazamientos en la localización de los elementos, o por cambios en la rigidez de los elementos verticales, las fuerzas correspondientes se deben adicionar a las obtenidas por medio de la ecuación A.3.6-3.

A.3.6.8.3 — Los diafragmas que den apoyo a muros de concreto reforzado o de mampostería, deben tener amarres continuos entre los diferentes elementos del diafragma con el fin de distribuir las fuerzas de anclaje especificadas en A.3.6.10.

A.3.6.8.4 — Las conexiones del diafragma a los elementos verticales o a los elementos colectores, o entre elementos colectores, en estructuras localizadas en zonas de amenaza sísmica alta que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP, 1bP, 2P, 3P ó 4P (tabla A.3-6), deben diseñarse para las fuerzas sísmicas correspondientes, multiplicadas por 1.25.

A.3.6.8.5 — En las edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica alta que tengan irregularidades en planta del tipo 2P (tabla A.3-6), los elementos del diafragma deben diseñarse considerando movimientos independientes de las alas que se proyectan hacia afuera de la estructura. Cada uno de los elementos del diafragma debe diseñarse para la condición más severa producida por el movimiento de las alas del diafragma en la misma dirección, o en direcciones opuestas.

A.3.6.9 — ELEMENTOS LOCALIZADOS DEBAJO DE LA BASE — La resistencia y rigidez de los elementos que formen parte del sistema de resistencia sísmica que se encuentren localizados entre la base y la cimentación no

deben ser menores que las de la superestructura. Los elementos localizados entre la base y la cimentación deben tener el mismo grado de capacidad de disipación de energía de los elementos del sistema de resistencia sísmica.

A.3.6.10 — MUROS ESTRUCTURALES — Los muros estructurales de concreto o mampostería, exteriores e interiores, deben amarrarse a los diafragmas o cubiertas que les provean apoyo lateral, por medio de anclajes diseñados para resistir una fuerza horizontal que actúa perpendicularmente al plano del muro. Dicha fuerza se puede calcular a partir de la fuerza causada por la aceleración en cada piso, calculada con la ecuación A.3.6-3, pero no menor que $0.10M_p g$, donde M_p es la masa del tramo de muro considerado. Alternativamente a la ecuación A.3.6-3 para calcular las fuerzas horizontales perpendiculares al plano del muro pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a las que estarían sometidos estos muros.

A.3.6.11 — ESTRUCTURAS DE TIPO PÉNDULO INVERTIDO — Estas son estructuras donde el sistema de resistencia sísmica actúa como uno o varios voladizos aislados y un porcentaje muy alto de la masa se encuentra concentrada en la parte superior de la estructura. Las columnas o pilares de apoyo de las estructuras de tipo péndulo invertido deben diseñarse para un diagrama de momentos flectores que inicia en la base con un valor determinado de acuerdo con los procedimientos establecidos en el Capítulo A.4 y varía uniformemente hasta llegar a la mitad de este valor en la parte superior. Véase la tabla A.3-3 para efectos de los sistemas estructurales permitidos.

A.3.6.12 — ELEMENTOS VERTICALES DISCONTINUOS — En las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, cuando se presenten discontinuidades en el alineamiento de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, tales como las descritas en las irregularidades en planta tipo 4P (tabla A.3-6) y en altura tipo 4A (tabla A.3-7), deben cumplirse los siguientes requisitos:

(a) Las fuerzas axiales mayoradas de los elementos verticales que sostengan los elementos que se suspenden se deben obtener utilizando las combinaciones de carga apropiadas de las dadas en B.2.4, utilizando un coeficiente de carga igual a $0.4R$, pero no menor de 1.0, en las combinaciones que incluyan fuerzas sísmicas reducidas de diseño E, en vez del coeficiente 1.0 prescrito allí,

(b) Debe garantizarse que los elementos, tales como vigas, que llevan estas fuerzas axiales hasta los elementos verticales las que las soportan sean capaces de resistirlas,

(c) Los elementos verticales deben diseñarse para las fuerzas axiales mayoradas como se indica en el literal (a), acompañadas de los momentos obtenidos del análisis, los cuales se mayoran utilizando las combinaciones de carga normales prescritas en B.2.4,

(d) Los elementos verticales deben diseñarse y detallarse siguiendo los requisitos del grado especial de capacidad de disipación de energía (*DES*) del material correspondiente.

Cuando el diseño de los elementos verticales soportan el elemento que se suspende se realiza utilizando el método de esfuerzos de trabajo prescrito en B.2.3, las fuerzas axiales de diseño al nivel de esfuerzos de trabajo se deben multiplicar por $0.3R$, pero no menos de 0.7, en vez del coeficiente 0.7 prescrito allí.

A.3.6.13 — EFECTO DE LAS ACELERACIONES VERTICALES — En las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, deben tenerse en cuenta los efectos de los movimientos sísmicos verticales en los siguientes elementos estructurales:

(a) En los voladizos, considerando una fuerza vertical, ascendente o descendente, en la punta del elemento con un valor igual al 30 por ciento de la carga muerta del voladizo en las zonas de amenaza sísmica alta, y del 15 por ciento en las zonas de amenaza sísmica intermedia, y

(b) En los elementos construidos con concreto preesforzado, deben utilizarse combinaciones de carga adicionales a todas aquellas que incluyan carga muerta, utilizando el 50 por ciento de la carga muerta.

A.3.7 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

A.3.7.1 — SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA — Los elementos del sistema estructural de resistencia sísmica, y sus conexiones, deben diseñarse utilizando todas las solicitaciones requerida por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_S, se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(E = F_S / R\right)$ que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por

ausencia de redundancia del sistema estructural de resistencia sísmica $\left(\mathbf{R} = \phi_a \phi_p \phi_r \mathbf{R_0}\right)$. El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material. Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga. Para elementos que se diseñan utilizando el método de esfuerzos de trabajo, debe consultarse A.3.1.8.

Los elementos frágiles de conexión entre elementos y otros que de acuerdo con los requisitos de los materiales estructurales que los constituyen requieran el uso del coeficiente de sobrerresistencia Ω_0, se diseñan utilizando las fuerzas sísmicas de diseño $\mathbf{E}$ obtenidas de la ecuación A.3.3-2.

A.3.7.2 — CIMENTACIÓN — Las fuerzas sísmicas que actúan sobre la cimentación y el suelo de soporte se obtienen así:

(a) Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la cimentación (incluidas las pantallas y los demás elementos a los que se conecte la estructura), se emplea el procedimiento indicado en A.3.7.1, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos, calificando el valor de $\mathbf{R}$ usado en la estructura para establecer las cargas a la cimentación. En caso que se requiera una evaluación particular, las acciones de la estructura sobre la cimentación deberán determinarse con uno de los siguientes métodos: (1) mediante procedimientos de análisis inelástico de la estructura. (2) Evaluando el desempeño de la estructura (curvas de demanda y capacidad) (3) calculando las acciones que la estructura aplicará a los elementos que componen la cimentación, cuando a la estructura se aplique la carga cortante necesaria para producir el mecanismo de plastificación.
En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Título H de este Reglamento.

(b) Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, a partir de las reacciones de la estructura y su cimentación sobre el suelo, se emplean las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo de la sección B.2.3, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$. Los efectos sobre el suelo así obtenidos están definidos al nivel de esfuerzos de trabajo y deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Título H de este Reglamento.

A.3.8 — ESTRUCTURAS AISLADAS SÍSMICAMENTE EN SU BASE

A.3.8.1 — Se permite el empleo de estructuras aisladas sísmicamente en su base, siempre y cuando se cumplan en su totalidad los requisitos al respecto de uno de los dos documentos siguientes:

(a) "*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings — Provisions and Commentary*", 2003 Edition, Federal Emergency Management Agency, FEMA 450, Building Seismic Safety Council, National Institute of Buildings Sciences, Washington, D.C., USA, 2004,
(b) "*Minimum Design Loads for Building and Other Structures*", ASCE/SEI 7-05, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006

A.3.8.2 — En el diseño y construcción de estructuras aisladas sísmicamente en su base, se deben cumplir los requisitos de los Artículos 10 y 11 de la Ley 400 de 1997, asumiendo el diseñador estructural y el constructor las responsabilidades que allí se indican.

A.3.8.3 — La construcción de una edificación que utilice sistemas de aislamiento sísmico en su base debe someterse a una supervisión técnica permanente, como la describe el Título I.

A.3.9 — USO DE ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA

A.3.9.1 — Se permite el empleo de elementos disipadores de energía, siempre y cuando se cumplan en su totalidad los requisitos al respecto de uno de los dos documentos siguientes:

(a) "*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings — Provisions and Commentary*", 2003 Edition, Federal Emergency Management Agency, FEMA 450, Building Seismic

Safety Council, National Institute of Buildings Sciences, Washington, D.C., USA, 2004

(b) "*Minimum Design Loads for Building and Other Structures*", ASCE/SEI 7-05, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006

A.3.9.2 — En el diseño y construcción de estructuras que tengan elementos disipadores de energía, se deben cumplir los requisitos de los Artículos 10 y 11 de la Ley 400 de 1997, asumiendo el diseñador estructural y el constructor las responsabilidades que allí se indican.

A.3.9.3 — La construcción de una edificación que utilice elementos disipadores de energía debe someterse a una supervisión técnica permanente, como la describe el Título I.

Tabla A.3-1
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	**Sistema resistencia para cargas verticales**			**uso permit**	**altura máx.**	**uso permit**	**altura máx.**	**uso permit**	**Altura máx.**
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	**3.0**	**2.5**	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	**5.0**	**2.5**	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	**4.0**	**2.5**	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	el mismo	**2.5**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	el mismo	**3.5**	**2.5**	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	el mismo	**2.5**	**2.5**	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	**2.0**	**2.5**	Grupo **I**	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	**2.0**	**2.5**	Grupo **I**	2 pisos	Grupo **I**	12 m	Grupo **I**	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	**4.0**	**2.5**	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	**1.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		Grupo **I** (Nota 3)	2 pisos
3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)									
a. Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (*DES*)	el mismo	**5.0**	**2.5**	si	24 m	si	30 m	si	Sin límite
b. Pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	**3.5**	**2.5**	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. Pórticos de madera con diagonales	el mismo	**2.0**	**2.5**	si	12 m	si	15 m	si	18 m

Notas:
1. El sistema de muros de carga es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo, en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a, ϕ_p y ϕ_r para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. La mampostería no reforzada sólo se permite en las regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde A_a sea menor o igual a 0.05 cuando se trata de edificaciones del grupo de uso **I**, de uno y dos pisos.
4. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.

Tabla A.3-2
Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**7.0**	**2.0**	si	45 m	si	60 m	si	Sin Límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**6.0**	**2.0**	si	45 m	si	60 m	si	sin Límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	**6.0**	**2.0**	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**5.0**	**2.0**	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**7.0**	**2.5**	si	72 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**5.0**	**2.5**	no se permite		si	72 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**3.5**	**2.5**	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.5**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	72 m
e. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	18 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**4.5**	**2.5**	si	30 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**3.5**	**2.5**	si	30 m	si	45 m	si	45 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**2.5**	**2.5**	no se permite		si	30 m	si	45 m
i. Muros de mampostería confinada (*DMO* — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**2.0**	**2.5**	no se permite		Grupo **I**	18 m	Grupo **I**	21 m
j. Muros de mampostería confinada (*DMO* — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		Grupo **I**	18 m
k. Muros de mampostería de cavidad reforzada (*DES* — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**4.0**	**2.5**	no se permite		si	30 m	si	45 m
l. Muros de mampostería de cavidad reforzada (*DES* — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	**2.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	45 m
m. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero resistente o no a momentos	**7.0**	**2.0**	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite

Tabla A.3-2 (continuación)
Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	**Sistema resistencia para cargas verticales**			**uso permit**	**altura máx.**	**uso permit**	**altura máx.**	**uso permit**	**altura máx.**
n. Muros de cortante compuestos con placa de acero y concreto	pórticos de acero resistente o no a momentos	**6.5**	**2.5**	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (*DES)* mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	**6.0**	**2.5**	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (*DMO)* mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	**5.5**	**2.5**	No se permite		No se permite		si	Sin límite
q. Muros de concreto reforzado (*DMI*) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistentes o no a momentos	**5.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	45 m
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero no resistentes a momentos	**5.0**	**2.5**	si	30 m	si	45 m	si	60 m
b. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (*DMI*)	pórticos de acero no resistentes a momentos	**4.0**	**2.5**	no se permite		si	10 m	si	60 m
c. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	**5.0**	**2.0**	si	50 m	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (*DMI*)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	**3.0**	**2.0**	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	**7.0**	**2.5**	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna no resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	**6.0**	**2.5**	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
g. Pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**3.5**	**2.5**	no se permite		si	24 m	si	30 m

Notas:

1. El sistema combinado es un sistema estructural en el cual: **(a)** las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o **(b)** las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. Los pórticos losa-columna incluyen el reticular celulado.
4. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
5. Se permite una altura de 20 m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV.

Tabla A.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	**7.0**	**3.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	**7.0** (Nota-3)	**3.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	**7.0**	**3.0**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (*DES*)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	**6.0**	**3.0**	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)									
a. De concreto (*DMO*)	el mismo	**5.0**	**3.0**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DMO*)	el mismo	**5.0** (Nota-3)	**3.0**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (*DMO*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	**5.0**	**3.0**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)									
a. De concreto (*DMI*)	el mismo	**2.5**	**3.0**	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (*DMI*)	el mismo	**3.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (*DMI*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	**3.0**	**3.0**	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	**6.0**	**3.0**	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	**1.5**	**1.5**	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	**1.5**	**1.5**	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	**2.5**	**3.0**	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	el mismo	**1.5**	**3.0**	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	**2.5** (Nota-3)	**2.0**	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	el mismo	**2.5**	**2.0**	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	el mismo	**1.5** (Nota-3)	**2.0**	no se permite		si	sin límite	Si	sin límite

Notas:

1. El sistema de pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a, ϕ_p y ϕ_r, para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.90.
4. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
5. Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de Uso IV.
6. Los perfiles de lámina doblada y los perfiles tubulares estructurales que cumplen con los requisitos de F.2.2.4 para miembros no esbeltos que se diseñen con conexiones dúctiles calificadas de acuerdo a F.3.1.8 se podrán diseñar como pórticos resistentes a momentos convencionales.

Tabla A.3-4
Sistema estructural dual (Nota 1)

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	**Sistema resistencia para cargas verticales**			**uso permit**	**altura máx.**	**uso permit**	**altura máx.**	**uso permit**	**altura máx.**
1. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**8.0**	**2.5**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**8.0**	**2.5**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**6.0**	**2.5**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**6.0**	**2.5**	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**5.5**	**3.0**	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DES*) con todas las celdas rellenas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**5.5**	**3.0**	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**4.5**	**2.5**	si	35 m	si	35 m	si	35 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**4.5**	**2.5**	si	35 m	si	35 m	si	35 m
i. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**3.5**	**2.5**	no se permite		si	30 m	si	30 m
j. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**3.5**	**2.5**	no se permite		si	30 m	si	30 m
k. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	**7.0**	**2.5**	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
m. Muros de cortante mixtos con placa de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	**6.5**	**2.5**	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
n. Muros de concreto reforzado (*DES)* mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	**6.0**	**2.5**	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (*DMI)* mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	**5.0**	**2.5**	no se permite		no se permite		si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (*DMI*) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DMO)	**4.0**	**3.0**	no se permite		no se permite		si	Sin límite
2. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**8.0**	**2.5**	si	sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**7.0**	**2.5**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Tabla A.3-4 (Continuación)
Sistema estructural dual

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	**Sistema resistencia para cargas verticales**			**uso permit**	**altura máx.**	**uso permit**	**altura máx.**	**uso permit**	**altura máx.**
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**6.0**	**2.5**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**5.0**	**2.5**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. De acero con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)	**6.0**	**2.5**	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**3.0**	**2.5**	no se permite		si	60 m	si	sin límite
c. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)	**4.0**	**2.5**	no se permite		si	24 m	si	30 m
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (*DES*)	**6.0**	**2.5**	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas al pandeo	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (*DES*)	**7.0**	**2.5**	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (*DMO*)	**6.0**	**2.5**	no se permite		si	10 m	si	Sin límite
g. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (*DES*)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (*DMO*)	**5.5**	**2.5**	si	50 m	si	30 m	si	Sin límite
h. Pórticos con diagonales concéntricas que resistan solo a tensión	El mismo	**3.0**	**2.5**	no se permite (nota 4)					

Notas:

1. El sistema dual es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos: **(a)** El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales. **(b)** Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (*DES*), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base. **(c)** Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales o los pórticos con diagonales puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a, ϕ_p y ϕ_r, para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
4. Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV.

Tabla A.3-5
Mezcla de sistemas estructurales en la altura

Descripción de la combinación	Requisitos
Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez	
Puede utilizarse los requisitos dados aquí si la estructura cumple las siguientes condiciones: **(a)** Ambas partes de la estructura, consideradas separadamente, puedan ser clasificadas como regulares de acuerdo con los requisitos de A.3.3, **(b)** El promedio de las rigideces de piso de la parte baja sea por lo menos 10 veces el promedio de las rigideces de piso de la parte alta y **(c)** El período de la estructura, considerada como un todo, no sea mayor de 1.1 veces el período de la parte superior, al ser considerada como una estructura independiente empotrada en la base. Si no se cumplen las condiciones anteriores la estructura se considera irregular y deben seguirse los requisitos de A.3.3.	Se permite que esta combinación de sistemas estructurales no se considere irregular $\left(\phi_p = \phi_a = 1.0\right)$, y el sistema puede diseñarse sísmicamente utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4, de la siguiente manera: **(1)** La parte superior flexible puede ser analizada y diseñada como una estructura separada, apoyada para efecto de las fuerzas horizontales por la parte más rígida inferior, usando el valor apropiado de R_0 para su sistema estructural **(2)** La parte rígida inferior debe ser analizada y diseñada como una estructura separada, usando el valor apropiado de R_0 para su sistema estructural, y las reacciones de la parte superior, obtenidas de su análisis, deben ser amplificadas por la relación entre el valor de R_0 para la parte superior y el valor de R_0 de la parte inferior.
Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez	
Corresponde a edificaciones en las cuales se suspende antes de llegar a la base de la estructura, parcial o totalmente, un sistema estructural más rígido que el que llega a la base de la estructura. Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico. No es aceptable como una solución estructural para el presente Reglamento.	**(1)** No es aceptable como solución estructural para el presente Reglamento.

Tabla A.3-6
Irregularidades en planta

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p	Referencias
1aP	***Irregularidad torsional*** — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	***Irregularidad torsional extrema —*** La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	***Retrocesos excesivos en las esquinas —*** La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1,
3P	***Discontinuidades en el diafragma —*** Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	***Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales —*** La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	***Sistemas no paralelos —*** Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.

Notas:
1. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P (Véase A.3.3.7).
2. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **I** y **II**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades tipo 1aP e 1bP (Véase A.3.3.6).

Tabla A.3-7
Irregularidades en la altura

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	***Piso flexible (Irregularidad en rigidez) —*** Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	***Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) —*** Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	***Irregularidad en la distribución de las masas*** — Cuando la masa, $\mathbf{m_i}$, de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	***Irregularidad geométrica*** — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	***Desplazamientos dentro del plano de acción —*** La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	***Piso débil — Discontinuidad en la resistencia*** — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	***Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia*** — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

Notas:
1. Cuando la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1aA, 1bA, 2A, ó 3A (Véase A.3.3.5.1).
2. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso **I**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 4A, 5aA y 5bA (Véase A.3.3.7).
3. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de usos **I** y **II**, la evaluación de irregularidad se puede limitar a la irregularidad tipo 5aA y 5bA (Véase A.3.3.6).

Tipo 1aP — Irregularidad torsional

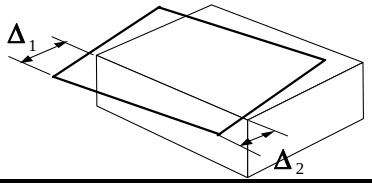
$\phi_p = 0.9$

$$1.4\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$$

Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema

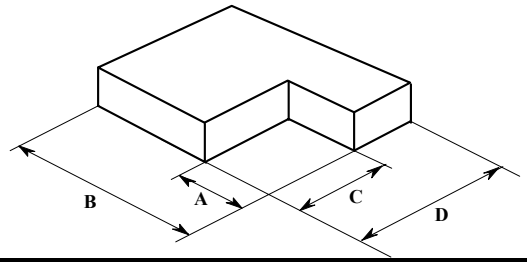
$\phi_p = 0.8$

$$\Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$$



Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$

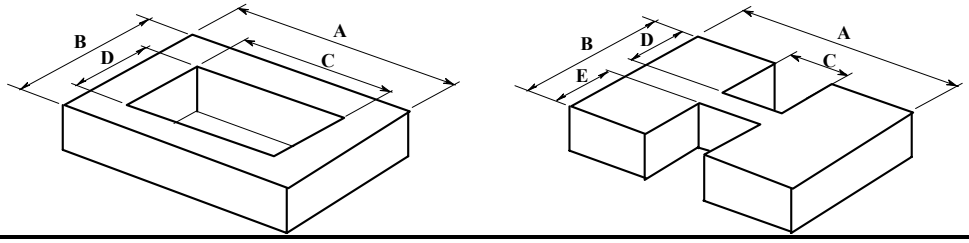
$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$



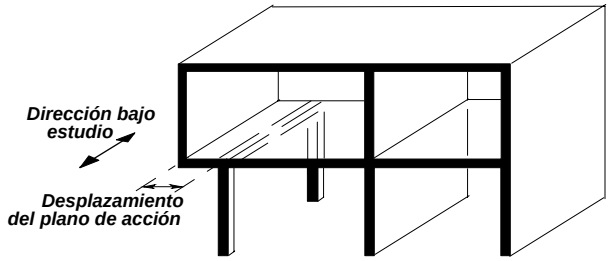
Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$

1) $C \times D > 0.5\,A \times B$

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$



Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$



Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$

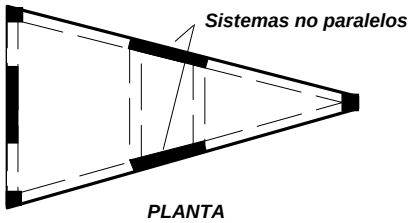


Figura A.3-1 — Irregularidades en planta

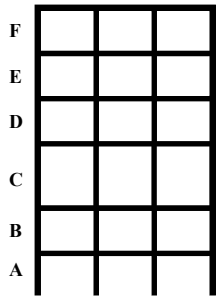
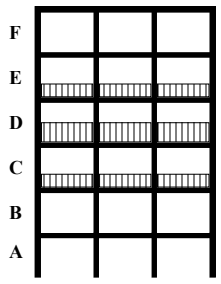
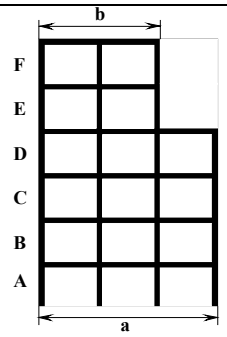
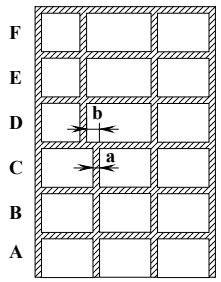
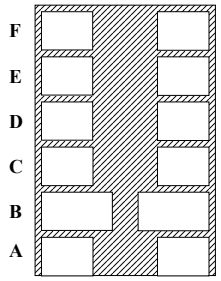
Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ 0.60 Rigidez $K_D \le$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D **o** $0.70 (K_D+K_E+K_F)/3 \le$ Rigidez $K_C < 0.80 (K_D+K_E+K_F)/3$	
Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ Rigidez $K_C < 0.60$ Rigidez K_D **o** Rigidez $K_C < 0.70 (K_D+K_E+K_F)/3$	
Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50\ m_E$ **o** $m_D > 1.50\ m_C$	
Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30\ b$	
Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ $b > a$	
Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ 0.65 Resist. Piso C $\le$ Resist. Piso B < 0.80 Resist. Piso C	
Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C	

Figura A.3-2 — Irregularidades en la altura

CAPÍTULO A.4
MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

A.4.0 — NOMENCLATURA

A_B = área de la edificación en su base, en m^2.

A_{wi} = área mínima de cortante de la sección de un muro estructural **i**, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio, en m². Véase A.4.2.

A_v = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.

C_t = coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura, definido en A.4.2.2.

C_u = coeficiente utilizado para calcular el período máximo permisible la estructura, definido en A.4.2.1.

C_{vx} = coeficiente definido en A.4.3.

ℓ_{wi} = longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural **i** en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio. Véase A.4.2.

F_i , F_x = fuerzas sísmicas horizontales en los niveles **i** o **x** respectivamente. Véase A.4.3.

F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.

f_i = fuerza sísmica horizontal en el nivel **i** para ser utilizada en la ecuación A.4.2-1.

g = aceleración debida a la gravedad (**9.8** m/s²).

h_i , h_x = altura en metros, medida desde la base, del nivel **i** o **x**. Véase A.4.3.2.

h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio. Véase A.4.2.2.

h_p = altura del piso medida desde la superficie del diafragma del piso hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior.

h_{wi} = altura del muro **i** medida desde la base, en m.

I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.

k = exponente relacionado con el período fundamental de la edificación dado en A.4.3.2.

M = masa total de la edificación — **M** debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).

m_i , m_x = parte de **M** que está colocada en el nivel **i** o **x** respectivamente

N = número de pisos de la edificación.

n_w = número de muros de la edificación efectivos para resistir las fuerzas sísmicas horizontales en la dirección bajo estudio.

S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración **T**. Está definido en A.2.6.

T = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.

T_a = período de vibración fundamental aproximado. Véase A.4.2.

V_s = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas. Véase A.4.3.

α = exponente para ser utilizado en el cálculo del período aproximado T_a. Véase A.4.2.2.

δ_i = desplazamiento horizontal del nivel **i** con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales f_i, para ser utilizado en la ecuación A.4.2-1.

A.4.1 — GENERAL

A.4.1.1 — Los requisitos de este Capítulo controlan la obtención de las fuerzas sísmicas horizontales de la edificación y el análisis sísmico de la misma, de acuerdo con los requisitos dados en el Capítulo A.3 para la utilización del método de la fuerza horizontal equivalente.

A.4.2 — PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN

A.4.2.1 — El valor del período fundamental de la edificación, T, debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \left(m_i \delta_i^2 \right)}{\sum_{i=1}^{n} \left(f_i \delta_i \right)}} \qquad \textbf{(A.4.2-1)}$$

Los valores de f_i representan unas fuerzas horizontales distribuidas aproximadamente de acuerdo con las ecuaciones A.4.3-2 y A.4.3-3, o utilizando cualquier otra distribución racional que se aproxime a la del modo fundamental de la estructura en la dirección en estudio. Las deflexiones horizontales, δ_i, deben calcularse utilizando las fuerzas horizontales f_i.

El valor de T no puede exceder $C_u T_a$, donde C_u se calcula por medio de la ecuación A.4.2-2 y T_a se calcula de acuerdo con A.4.2-3.

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v \qquad \textbf{(A.4.2-2)}$$

pero C_u no debe ser menor de 1.2.

A.4.2.2 — Alternativamente el valor de T puede ser igual al período fundamental aproximado, T_a, que se obtenga por medio de la ecuación A.4.2-3.

$$T_a = C_t h^{\alpha} \qquad \textbf{(A.4.2-3)}$$

donde C_t y α tienen los valores dados en la tabla A.4.2-1.

Tabla A.4.2-1
Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del período aproximado T_a

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α, donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

$$C_w = \frac{100}{A_B} \cdot \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{\ell_{wi}} \right)^2} \right] \qquad \textbf{(A.4.2-4)}$$

Alternativamente, para edificaciones de 12 pisos o menos con alturas de piso, h_p, no mayores de 3 m cuyo sistema estructural de resistencia sísmica está compuesto por pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado o acero estructural, el período de vibración aproximado, T_a, en s, puede determinarse por medio de la ecuación A.4.2-5.

$$T_a = 0.1N \qquad \textbf{(A.4.2-5)}$$

A.4.2.3 — El valor de T obtenido al utilizar las ecuaciones A.4.2-1, A.4.2-3 o A.4.2-5 es un estimativo inicial razonable del período estructural para predecir las fuerzas a aplicar sobre la estructura con el fin de dimensionar su sistema de resistencia sísmica. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, debe calcularse el valor ajustado de T mediante la aplicación de análisis modal o de la ecuación A.4.2-1 para compararlo con el estimado inicial; si el periodo de la estructura diseñada difiriera en más del 10% con el periodo estimado inicialmente, debe repetirse el proceso de análisis, utilizando el último periodo calculado como nuevo estimado, hasta que se converja en un resultado dentro de la tolerancia del 10% señalada.

A.4.3 — FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES

A.4.3.1 — El cortante sísmico en la base, V_s, equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a\, g\, M \qquad \textbf{(A.4.3-1)}$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, leída en el espectro definido en A.2.6 para el período T de la edificación.

A.4.3.2 — La fuerza sísmica horizontal, F_x, en cualquier nivel x, para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx}\, V_s \qquad \textbf{(A.4.3-2)}$$

y

$$C_{vx} = \frac{m_x\, h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} \left(m_i\, h_i^k \right)} \qquad \textbf{(A.4.3-3)}$$

donde k es un exponente relacionado con el período fundamental, T, de la edificación de la siguiente manera:

(a) Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$,
(b) Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5T$, y
(c) Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$.

A.4.4 — ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

A.4.4.1 — El efecto de las fuerzas sísmicas, obtenidas de acuerdo con los requisitos de A.4.3, correspondientes a cada nivel, debe evaluarse por medio de un análisis realizado utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura, que represente adecuadamente las características del sistema estructural. El análisis, realizado de acuerdo con los principios de la mecánica estructural, debe tenerse en cuenta, como mínimo:

(a) Las condiciones de apoyo de la estructura, especialmente cuando se combinen elementos verticales de resistencia sísmica con diferencias apreciables en su rigidez,
(b) El efecto de diafragma, rígido o flexible, de los entrepisos de la edificación, en la distribución del cortante sísmico del piso a los elementos verticales del sistema estructural de resistencia sísmica,
(c) Las variaciones en las fuerzas axiales de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica causadas por los momentos de vuelco que inducen las fuerzas sísmicas,
(d) Los efectos torsionales prescritos en A.3.6.7,
(e) Los efectos de la dirección de aplicación de la fuerza sísmica prescritos en A.3.6.3,
(f) En estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural, a juicio del ingeniero diseñador, consideraciones acerca del grado de fisuración de los elementos, compatibles con las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía prescrito para el material estructural, y
(g) Deben consultarse lo requisitos de A.3.4.3.

A.4.4.2 — Como resultados del análisis se deben obtener, como mínimo:

(a) Los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, que se emplean para evaluar si las derivas de la estructura cumplen los requisitos dados en el Capítulo A.6,
(b) La distribución del cortante de piso, incluyendo los efectos torsionales, a todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica,
(c) Los efectos de las fuerzas sísmicas en la cimentación de la edificación, y
(d) Las fuerzas internas (momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos de torsión) correspondientes a cada elemento que haga parte del sistema de resistencia sísmica.

A.4.5 — USO DEL SISTEMA INTERNACIONAL DE MEDIDAS (SI) EN EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE ACUERDO CON ESTE CAPÍTULO

En el Sistema Internacional de Medidas (SI) el kg (kilogramo) es una unidad de masa, por lo tanto la masa de la estructura se debe expresar en kg. Aplicando la 2ª Ley de Newton que dice que la fuerza inercial es igual a la masa del cuerpo multiplicada por su aceleración; si la masa está sometida a una aceleración en m/s^2, se obtiene una fuerza cuyas unidades son (kg · m/s^2). Por definición, en el sistema SI la unidad de fuerza es un newton (N) y corresponde a la fuerza inercial de una masa de 1 kg sometida a una aceleración de 1 m/s^2 (1 N = 1 kg · 1 m/s^2). Entonces, si la masa se expresa en kg y las aceleraciones en m/s^2, se obtiene fuerzas inerciales en newtons.

La ecuación A.4.3-1 es una aplicación de la 2ª Ley de Newton y se emplea para determinar las fuerzas inerciales horizontales que producen los movimientos del terreno causados por el sismo de diseño. El valor de la aceleración horizontal máxima que tiene el terreno donde se apoya la estructura, se lee del espectro de aceleraciones, $\mathbf{S_a}$, definido en el Capítulo A.2 para el período fundamental de vibración de la estructura $\mathbf{T}$. El espectro $\mathbf{S_a}$ es adimensional, y corresponde a la aceleración horizontal que impone el sismo en la base de la estructura, expresada como una fracción de la gravedad, por lo tanto para obtener la aceleración en m/s^2, debe multiplicarse por la aceleración de la gravedad, $\mathbf{g}$ ($\mathbf{g = 9.8}$ m/s^2). Al utilizar la ecuación A.4.3-1, si la masa total de la edificación, $\mathbf{M}$, se expresa en kg, entonces la totalidad de las fuerzas inerciales horizontales que actúan sobre la estructura cuando ésta se ve sometida al sismo de diseño, $\mathbf{V_s}$, se obtiene en newtons así:

$$\mathbf{V_s = S_a \cdot g}\ (\text{m/s}^2)\cdot \mathbf{M}\ (\text{kg}) = \mathbf{S_a \cdot g \cdot M}\ (\text{kg}\cdot\text{m/s}^2) = \mathbf{S_a \cdot g \cdot M}\ (\text{N})$$

Pero en el diseño práctico de edificaciones, tanto el kg como el N, son unidades muy pequeñas; por esta razón es conveniente expresar la masa en Mg (Megagramos, 1 Mg = 1 000 kg = 10^6 g). En este caso la aplicación de la ecuación A.4.3-1 conduce a una fuerza, $\mathbf{V_s}$, en kN (kilonewtons):

$$\mathbf{V_s = S_a \cdot g}\ (\text{m/s}^2)\cdot \mathbf{M}\ (\text{Mg}) = \mathbf{S_a \cdot g \cdot M}\ (\text{Mg}\cdot\text{m/s}^2) = \mathbf{S_a \cdot g \cdot M}\ (1000\cdot\text{kg}\cdot\text{m/s}^2) = \mathbf{S_a \cdot g \cdot M}\ (1000\cdot\text{N}) = \mathbf{S_a \cdot g \cdot M}\ (\text{kN})$$

A modo de referencia, en el antiguo sistema mks (m-kgf-s, metro-kilogramo fuerza-segundo) 1 kgf = 9.8 N ≅ 10 N, y análogamente 1 000 kgf = 1 ton = 9 806.65 N ≅ 10 000 N = 10 kN. Entonces un kN es aproximadamente un décimo de tonelada.

CAPÍTULO A.5
MÉTODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO

A.5.0 — NOMENCLATURA

$\mathbf{E}$ = fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(\mathbf{E = F_s / R}\right)$

$\mathbf{F_s}$ = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1.

$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{9.8}$ m/s²).

$\mathbf{M}$ = masa total de la edificación — $\mathbf{M}$ debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).

$\bar{\mathbf{M}}_\mathbf{j}$ = masa actuante total de la edificación en la dirección $\mathbf{j}$. Ecuación A.5.4-1.

$\bar{\mathbf{M}}_\mathbf{m}$ = masa efectiva modal del modo $\mathbf{m}$, determinada de acuerdo con la ecuación A.5.4-2.

$\mathbf{m_i}$, $\mathbf{m_x}$ = parte de $\mathbf{M}$ que está colocada en el nivel $\mathbf{i}$ o $\mathbf{x}$, respectivamente.

$\mathbf{p}$ = número total de modos utilizado en el análisis modal de la estructura.

$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Capítulo A.3.

$\mathbf{R}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, $\mathbf{R_0}$, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(\mathbf{R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0}\right)$.

$\mathbf{S_{am}}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño para el período de vibración $\mathbf{T_m}$, correspondiente al modo de vibración $\mathbf{m}$.

$\mathbf{T_a}$ = período de vibración fundamental aproximado, en segundos, calculado de acuerdo con A.4.2.

$\mathbf{T_m}$ = período de vibración correspondiente al modo de vibración $\mathbf{m}$, en s.

$\mathbf{V_{mj}}$ = cortante sísmico en la base correspondiente al modo $\mathbf{m}$ en la dirección horizontal $\mathbf{j}$.

$\mathbf{V_s}$ = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.

$\mathbf{V_{tj}}$ = cortante sísmico en la base total en la dirección horizontal $\mathbf{j}$.

$\boldsymbol{\phi}_{\mathbf{ij}}^{\mathbf{m}}$ = amplitud de desplazamiento del nivel $\mathbf{i}$, en la dirección $\mathbf{j}$, cuando está vibrando en el modo $\mathbf{m}$.

A.5.1 — GENERAL

A.5.1.1 — Los métodos de análisis dinámico deben cumplir los requisitos de este Capítulo y los demás del presente título del Reglamento.

A.5.1.2 — Los métodos de análisis dinámico pueden utilizarse en el diseño sísmico de todas las edificaciones cubiertas por este Reglamento y deben utilizarse en el diseño de las edificaciones indicadas en A.3.4.2.2.

A.5.1.3 — Los resultados obtenidos utilizando los métodos de análisis dinámico deben ajustarse a los valores mínimos prescritos en este Capítulo para cada uno de ellos. Los valores mínimos a los cuales deben ajustarse están referidos a los valores que se obtienen utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente presentado en el Capítulo A.4. (Véase A.5.4.5).

A.5.1.4 — Todas las metodologías de análisis dinámico que se utilicen deben estar basadas en principios establecidos de la mecánica estructural, que estén adecuadamente sustentados analítica o experimentalmente.

A.5.1.5 — El ingeniero diseñador debe asegurarse que los procedimientos de análisis dinámico, manuales o

electrónicos, que utilice, cumplen los principios de la mecánica estructural y en especial los requisitos del presente Capítulo. El Reglamento no exige un procedimiento determinado y deja en manos del diseñador su selección y por ende la responsabilidad de que se cumplan los principios enunciados aquí. Es responsabilidad del diseñador garantizar que los procedimientos electrónicos, si son utilizados, describan adecuadamente la respuesta dinámica de la estructura tal como la prescriben los requisitos del presente Capítulo.

A.5.2 — MODELO MATEMÁTICO

A.5.2.1 — MODELO MATEMÁTICO A EMPLEAR — El modelo matemático de la estructura debe describir la distribución espacial de la masa y la rigidez de toda la estructura, de tal manera que sea adecuado para calcular las características relevantes de la respuesta dinámica de la misma. Como mínimo debe utilizarse uno de los siguientes procedimientos:

A.5.2.1.1 — ***Modelo tridimensional con diafragma rígido*** — En este tipo de modelo los entrepisos se consideran diafragmas infinitamente rígidos en su propio plano. La masa de cada diafragma se considera concentrada en su centro de masa. Los efectos direccionales pueden ser tomados en cuenta a través de las componentes apropiadas de los desplazamientos de los grados de libertad horizontales ortogonales del diafragma. Este procedimiento debe utilizarse cuando se presentan irregularidades en planta del tipo 1aP, 1bP, 4P o 5P, tal como las define A.3.3.4 (tabla A.3-6), y en aquellos casos en los cuales, a juicio del ingeniero diseñador, este es el procedimiento más adecuado.

A.5.2.1.2 — ***Modelo tridimensional con diafragma flexible*** — En este tipo de modelo se considera que las masas aferentes a cada nudo de la estructura pueden desplazarse y girar en cualquier dirección horizontal o vertical. La rigidez de los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica se describe tridimensionalmente. El diafragma se representa por medio de elementos que describan adecuadamente su flexibilidad. Este procedimiento debe utilizarse cuando no existe un diafragma propiamente dicho, cuando el diafragma es flexible en comparación con los elementos estructurales verticales del sistema estructural de resistencia sísmica, o cuando se presentan irregularidades en planta del tipo 2P o 3P, tal como las define A.3.3.4 (tabla A.3-6), y en aquellos casos en los cuales, a juicio del ingeniero diseñador, éste es el procedimiento más adecuado.

A.5.2.1.3 — ***Modelos limitados a un plano vertical*** — En este tipo de modelo la respuesta de la estructura se limita a movimientos horizontales en una sola dirección. Este modelo se permite en todos los casos que no están cubiertos por A.5.2.1.1. y A.5.2.1.2. Los efectos torsionales de los pisos deben evaluarse independientemente y adicionarse a los valores obtenidos del análisis en un plano cuando el diafragma es rígido y pueden despreciarse cuando el diafragma es flexible. De igual manera los efectos producidos por la dirección de incidencia de los movimientos sísmicos del terreno deben evaluarse por separado y adicionarse a los valores obtenidos del análisis dinámico.

A.5.2.1.4 — ***Otros modelos*** — Si a juicio del ingeniero diseñador las características de rigidez o de masa de la estructura lo requieren, se permite el uso de modelos de análisis inelástico dinámico o de métodos alternos, tal como lo indica A.3.4.1.

A.5.2.2 — MASA DE LA EDIFICACIÓN — Las masas de la edificación que se utilicen en el análisis dinámico deben ser representativas de las masas que existirán en la edificación cuando ésta se vea sometida a los movimientos sísmicos de diseño. Para efectos de los requisitos de este Reglamento, la masa total de la edificación se puede tomar como $\mathbf{M}$**.** La distribución de la masa de la edificación debe representar la distribución real de las distintas masas de la edificación.

A.5.2.3 — RIGIDEZ EN LOS MÉTODOS DINÁMICOS ELÁSTICOS — La rigidez que se utilice en los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica cuando se empleen métodos dinámicos elásticos, debe seleccionarse cuidadosamente y debe ser representativa de la rigidez cuando éstos se vean sometidos a los movimientos sísmicos de diseño. En las estructuras de concreto y mampostería, la rigidez que se asigne debe ser consistente con el grado de fisuración que puedan tener los diferentes elementos al verse sometidos a las deformaciones que imponen los movimientos sísmicos de diseño. Cuando haya variaciones apreciables en la rigidez de los diferentes elementos verticales del sistema de resistencia sísmica que contribuyen a la resistencia de las mismas componentes del movimiento, la rigidez que se le asigne a cada uno de ellos debe ser consistente con los niveles de deformación.

A.5.2.4 — RIGIDEZ EN LOS MÉTODOS DINÁMICOS INELÁSTICOS — Los modelos matemáticos utilizados para describir la rigidez de los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica, cuando se empleen métodos dinámicos inelásticos, deben ser consistentes con el grado de capacidad de disipación de energía del material, con los niveles esperados de deformación y con las secuencias de esfuerzos y deformaciones que se presenten durante la respuesta, a través de modelos histeréticos que describan la degradación de rigidez y resistencia, los efectos de estrangulamiento de las formas histeréticas, y los efectos del endurecimiento por deformación del acero. Los modelos de rigidez utilizados deben estar adecuadamente sustentados analítica o experimentalmente.

A.5.3 — REPRESENTACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS

A.5.3.1 — GENERALIDADES — De acuerdo con la representación de los movimientos sísmicos de diseño empleada en el análisis dinámico, los procedimientos se dividen en:

(a) Procedimientos espectrales, y
(b) Procedimientos de análisis cronológico.

A.5.3.2 — PROCEDIMIENTOS ESPECTRALES — En los procedimientos espectrales debe utilizarse el espectro de diseño definido en A.2.6.

A.5.3.3 — PROCEDIMIENTOS CRONOLÓGICOS — En los procedimientos cronológicos deben utilizarse familias de acelerogramas, tal como las define A.2.7.

A.5.4 — ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO ESPECTRAL

A.5.4.1 — METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS — Deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos, cuando se utilice el método de análisis dinámico elástico espectral:

(a) ***Obtención de los modos de vibración*** — Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural. Deben utilizarse todos los modos de vibración de la estructura que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la misma, cumpliendo los requisitos de A.5.4.2.
(b) ***Respuesta espectral modal*** — La respuesta máxima de cada modo se obtiene utilizando las ordenadas del espectro de diseño definido en A.5.3.2, para el período de vibración propio del modo.
(c) ***Respuesta total*** — Las respuestas máximas modales, incluyendo las de deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, se combinan de una manera estadística para obtener la respuesta total de la estructura a los movimientos sísmicos de diseño. Deben cumplirse los requisitos de A.5.4.4 en la combinación estadística de las respuestas modales máximas.
(d) ***Ajuste de los resultados*** — Si los resultados de la respuesta total son menores que los valores mínimos prescritos en A.5.4.5, los resultados totales del análisis dinámico deben ser ajustados como se indica allí. El ajuste debe cubrir todos los resultados del análisis dinámico, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.
(e) ***Evaluación de las derivas*** — Se debe verificar que las derivas totales obtenidas, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.4.5, no excedan los límites establecidos en el Capítulo A.6.
(f) ***Fuerzas de diseño en los elementos*** — Las fuerzas sísmicas internas totales de los elementos, $\mathbf{F_S}$, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.4.5, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y la ausencia de redundancia según los requisitos de A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con el Título B.
(g) ***Diseño de los elementos estructurales*** — Los elementos estructurales se diseñan y detallan siguiendo los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía correspondiente del material, de acuerdo con los requisitos del Capitulo A.3.

A.5.4.2 — NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN — Deben incluirse en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Se considera que se ha cumplido este requisito cuando se demuestra que, con el número de modos empleados, $\mathbf{p}$, se ha incluido en el cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales de análisis, $\mathbf{j}$, por lo menos el 90 por ciento de la

masa participante de la estructura. La masa participante, $\bar{M}_j$, en cada una de las direcciones de análisis, j, para el número de modos empleados, p, se determina por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\bar{M}_j = \sum_{m=1}^{p} \bar{M}_{mj} \geq 0.90\ M \qquad \text{(A.5.4-1)}$$

$$\bar{M}_{mj} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_{ij}^m \right)^2}{\sum_{i=1}^{n} m_i \left(\phi_{ij}^m \right)^2} \qquad \text{(A.5.4-2)}$$

A.5.4.3 — CÁLCULO DEL CORTANTE MODAL EN LA BASE — La parte del cortante en la base contribuida por el modo m en la dirección horizontal j, V_{mj}, debe determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_{mj} = S_{am}\, g\, \bar{M}_{mj} \qquad \text{(A.5.4-3)}$$

donde $\bar{M}_{mj}$ está dado por la ecuación A.5.4-2, y S_{am} es el valor leído del espectro elástico de aceleraciones, S_a, para el período de vibración T_m correspondiente al modo de vibración m. El cortante modal total en la base, V_{tj}, en la dirección j se obtiene combinando los cortantes contribuidos por cada modo, V_{mj}, en la misma dirección de acuerdo con el procedimiento de A.5.4.4.

A.5.4.4 — COMBINACIÓN DE LOS MODOS — Las respuestas máximas obtenidas para cada modo, m, de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, deben combinarse utilizando métodos apropiados y debidamente sustentados, tales como el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados u otros. Debe tenerse especial cuidado cuando se calculen las combinaciones de las derivas, calculando la respuesta máxima de la deriva causada por cada modo independientemente y combinándolas posteriormente. No es permitido obtener las derivas totales a partir de deflexiones horizontales que ya han sido combinadas. Cuando se utilicen modelos matemáticos de análisis tridimensional deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal, tales como la combinación cuadrática total.

A.5.4.5 — AJUSTE DE LOS RESULTADOS — El valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j, no puede ser menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4. Además, se deben cumplir las siguientes condiciones:

(a) Para efectos de calcular este valor de V_s el período fundamental de la estructura obtenido en el análisis dinámico, T en segundos no debe exceder $C_u T_a$, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4, y cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura se permite utilizar el valor de V_s reducido por esta razón.

(b) Cuando el valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j, sea menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructura irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s, calculado como se indicó en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección j deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:

$$0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{para estructuras regulares} \qquad \text{(A.5.4-4)}$$

$0.90\dfrac{V_s}{V_{tj}}$ para estructuras irregulares **(A.5.4-5)**

(c) Cuando el cortante sísmico en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, excede los valores prescritos en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica total, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, pueden reducirse proporcionalmente, a juicio del diseñador.

A.5.4.6 — EFECTOS DIRECCIONALES — Los efectos direccionales de los movimientos sísmicos de diseño deben tenerse en cuenta de acuerdo con los requisitos de A.3.6.3. Los efectos de la aceleración vertical de los movimientos sísmicos en los voladizos y elementos preesforzados debe tenerse en cuenta siguiendo los requisitos de A.3.6.13 o alternativamente por medio de un procedimiento de análisis dinámico, pero en ningún caso los resultados obtenidos por medio de este procedimiento alternativo puede conducir a resultados menores que los obtenidos por medio de A.3.6.13.

A.5.4.7 — TORSIÓN — El análisis dinámico debe tener en cuenta los efectos torsionales de toda la estructura según lo indicado en A.3.6.7.

A.5.4.8 — SISTEMAS DUALES — Cuando el sistema de resistencia sísmica corresponda a un sistema dual, tal como lo define A.3.2.1.4, el sistema debe ser capaz, en conjunto, de resistir el cortante total en la base que se obtiene por medio del análisis dinámico. El análisis del pórtico espacial resistente a momentos, actuando independientemente como lo prescribe A.3.2.1.4 (b), puede llevarse a cabo por medio de un análisis dinámico apropiado, o por medio de un análisis de fuerza horizontal equivalente de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4.

A.5.5 — MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO CRONOLÓGICO

A.5.5.1 — GENERALIDADES — La metodología de análisis dinámico cronológico puede ser utilizada cuando a juicio del ingeniero diseñador ella describe adecuadamente las propiedades dinámicas de la estructura y conduce a resultados representativos de los movimientos sísmicos de diseño. El modelo matemático empleado puede ser linealmente elástico o inelástico. Si se utilizan métodos de análisis dinámico inelástico, debe tenerse especial cuidado en cumplir lo requerido en A.3.4.2.3.

A.5.5.2 — RESPUESTA MÁXIMA — Deben determinarse las respuestas máximas de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, para el conjunto de registros de la familia de acelerogramas requerida por A.2.7.1, los cuales, en este caso, no deben ser menos de tres registros.

A.5.5.3 — AJUSTE DE LOS RESULTADOS — El valor del máximo cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido para cualquiera de las direcciones principales, j, no puede ser menor que el cortante sísmico en la base, V_s, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4 y cumpliendo lo indicado en A.5.4.5(a). Debe notarse que en caso de utilizar modelo matemático inelástico, los resultados ya tienen involucrado el efecto asociado al R, lo que debe tomarse en cuenta para el ajuste requerido.

Cuando el valor máximo del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido para cualquiera de las direcciones principales, j, sea menor que el cortante sísmico en la base, V_s, calculado como se indicó anteriormente, todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección j deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:

$$\frac{V_s}{V_{tj}} \qquad \textbf{(A.5.5-1)}$$

Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del valor máximo del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido para cualquiera de las direcciones principales, j, se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados, para efectos de cumplir los requisitos de esta sección.

A.5.5.4 — FUERZAS DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS — Para obtener las fuerzas de diseño de los elementos, se utilizan las fuerzas sísmicas internas máximas en los elementos, $\mathbf{F_S}$, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.5.3, así:

(a) Cuando se trate de un análisis dinámico elástico, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$, del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y ausencia de redundancia según los requisitos de A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con los requisitos del Título B, y

(b) En los casos de análisis dinámico inelástico, las fuerzas al nivel en que ocurre la plastificación corresponde a las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, y no deben ser divididas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía. En este caso al aplicar el ajuste de los resultados indicado en A.5.5.3, se permite dividir el valor de $\mathbf{V_S}$ por $\mathbf{R}$ para efectos de hacer las comparaciones indicadas allí. Debe verificarse que las combinaciones de carga prescritas por este Reglamento, de acuerdo con los requisitos del Título B, exceptuando aquellas que incluyen sismo, en ningún caso conducen a esfuerzos mayores que los de plastificación.

A.5.5.5 — FUERZAS DE DISEÑO EN LA CIMENTACIÓN — Para obtener las fuerzas de diseño de la cimentación, se debe cumplir lo prescrito en A.3.7.2 cuando se trate de un análisis dinámico elástico. En el caso de un análisis dinámico inelástico no hay necesidad de dividir por $\mathbf{R}$ para encontrar las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, de los elementos estructurales de la cimentación ni los esfuerzos sobre el suelo, los cuales solo deben multiplicarse por el coeficiente de carga igual a **0.7**.

CAPÍTULO A.6
REQUISITOS DE LA DERIVA

A.6.0 — NOMENCLATURA

$\mathbf{h_i}$ = altura en metros, medida desde la base, del nivel $\mathbf{i}$.

$\mathbf{h_n}$ = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio.

$\mathbf{h_p^i}$ = altura del piso $\mathbf{i}$, medida desde la superficie del diafragma del piso $\mathbf{i}$ hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, $\mathbf{i-1}$.

$\mathbf{j}$ = índice de una de las direcciones ortogonales principales en planta, puede ser $\mathbf{x}$ o $\mathbf{y}$.

$\mathbf{P_i}$ = suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso $\mathbf{i}$, y todos los pisos localizados por encima. Para el cálculo de los efectos P-Delta, no hay necesidad que los coeficientes de carga de sean mayores que la unidad.

$\mathbf{Q_i}$ = índice de estabilidad, del piso $\mathbf{i}$, utilizado en la evaluación de los efectos P-Delta. Véase A.6.2.3.

$\mathbf{r_j}$ = proyección, sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, $\mathbf{j}$, de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés

$\mathbf{T}$ = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.

$\mathbf{T_a}$ = período de vibración fundamental aproximado. Véase A.4.2.

$\mathbf{V_i}$ = fuerza cortante del piso $\mathbf{i}$, en la dirección bajo estudio, sin dividir por $\mathbf{R}$. Se determina por medio de las ecuaciones del numeral A.4.3. Corresponde a la suma de las fuerzas horizontales sísmicas que se aplican al nivel $\mathbf{i}$, y todos los niveles localizados por encima de él.

$\mathbf{\Delta_{cm,j}^i}$ = deriva del piso $\mathbf{i}$, en la dirección bajo estudio, $\mathbf{j}$, medida en el centro de masa del piso, como la diferencia entre el desplazamiento horizontal del piso $\mathbf{i}$ menos el del piso $\mathbf{i-1}$ en la misma dirección $\mathbf{j}$.

$\mathbf{\Delta_j^i}$ = deriva del piso $\mathbf{i}$ en la dirección principal en planta $\mathbf{j}$.

$\mathbf{\Delta_{max}^i}$ = deriva máxima para cualquier punto del piso $\mathbf{i}$.

$\mathbf{\delta_{cm,j}^i}$ = desplazamiento horizontal, del centro de masa del piso $\mathbf{i}$, en la dirección $\mathbf{j}$.

$\mathbf{\delta_{pd,j}^i}$ = desplazamiento horizontal adicional, del centro de masa del piso $\mathbf{i}$, causado por efectos P-Delta, en la dirección $\mathbf{j}$.

$\mathbf{\delta_{t,j}^i}$ = desplazamiento horizontal adicional causado por efectos de torsión de cualquier punto del diafragma del piso $\mathbf{i}$ en la dirección $\mathbf{j}$.

$\mathbf{\delta_{tot,j}^i}$ = desplazamiento total horizontal, de cualquier punto del diafragma del piso $\mathbf{i}$ en la dirección $\mathbf{j}$

$\mathbf{\theta_i}$ = rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa del piso $\mathbf{i}$, causada por los efectos torsionales, en radianes.

A.6.1 — GENERAL

A.6.1.1 — ALCANCE — En el presente Capítulo se dan los procedimientos para calcular la deriva así como sus límites permisibles.

A.6.1.2 — DEFINICIÓN DE DERIVA — Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación.

A.6.1.3 — NECESIDAD DE CONTROLAR LA DERIVA — La deriva está asociada con los siguientes efectos durante un temblor:

(a) Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
(b) Estabilidad global de la estructura.
(c) Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los

elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.

(d) Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación.

Por las razones anteriores es fundamental llevar a cabo durante el diseño un estricto cumplimiento de los requisitos de deriva dados en el presente Capítulo, con el fin de garantizar el cumplimiento del propósito del Reglamento y un adecuado comportamiento de la estructura y su contenido.

A.6.2 — CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL

A.6.2.1 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN EL CENTRO DE MASA DEL PISO, $\delta_{cm,j}$ — Corresponden a los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tiene el centro de masa del piso. En caso de cálculo de desplazamientos haciendo uso del método de análisis dinámico deberá tomarse en cuenta lo indicado en A.5.4.4 para la combinación de los modos.

A.6.2.1.1 — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, las fuerzas horizontales que se empleen para determinar los desplazamientos horizontales y torsionales en el centro de masa pueden calcularse utilizando el período, T, que se obtiene por medio de la ecuación A.4.2-1, aplicando el límite de $C_u T_a$ indicado allí, o alternativamente el período T obtenido por alguna de las ecuaciones A.4.2-3 o A.4.2-5.

A.6.2.1.2 — En las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **II**, **III** y **IV**, para la determinación de las fuerzas horizontales que se empleen para calcular los desplazamientos horizontales en el centro de masa, se permite que el coeficiente de importancia I, tenga un valor igual a la unidad $(I = 1.0)$, y las fuerzas de diseño a emplear para obtener la resistencia de la estructura deben utilizar el valor del coeficiente de importancia I correspondiente al grupo de uso de la edificación, tal como se define en A.2.5.2.

A.6.2.2 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS TORSIONALES. $\delta_{t,j}$ — Corresponden a los desplazamientos horizontales adicionales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, causados por la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical y debida a los efectos torsionales definidos en A.3.6.7. Este efecto solo debe evaluarse cuando los diafragmas son rígidos. Cuando los diafragmas son rígidos el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en cualquiera de las dos direcciones principales en planta, se obtiene de:

$$\delta_{t,j} = r_j \theta_i \qquad \text{(A.6.2-1)}$$

donde $\delta_{t,j}$ es el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en un punto dentro del nivel i, en una de las direcciones principales en planta, r_j es la proyección sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, j, de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés, y θ_i es la rotación alrededor de una eje vertical que pasa por el centro de masa del nivel i, causada por los efectos torsionales.

A.6.2.3 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CAUSADOS POR EFECTOS P-DELTA, $\delta_{pd,j}$ — Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) de la estructura. Los efectos P-Delta producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura. Estos efectos deben tenerse en cuenta cuando el índice de estabilidad, Q_i, es mayor de 0.10. El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}} \qquad \text{(A.6.2-2)}$$

El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i, no debe exceder el valor de 0.30. Cuando el valor de Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se cumplan, en estructuras de concreto reforzado, la totalidad de los requisitos enumerados en C.10.11.6.2(b).

La deflexión adicional causada por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio y para el piso $\mathbf{i}$, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\delta_{pd} = \delta_{cm}\left(\frac{Q_i}{1-Q_i}\right) \qquad \textbf{(A.6.2-3)}$$

A.6.2.3.1 — Alternativamente, los efectos P-Delta pueden evaluarse siguiendo los requisitos de C.10.11 en estructuras de concreto reforzado.

A.6.2.3.2 — Cuando el índice de estabilidad es mayor de 0.10, los efectos P-Delta en las fuerzas internas de la estructura causadas por las cargas laterales deben aumentarse, multiplicándolas en cada piso por el factor $1/(1-Q_i)$.

A.6.2.4 — DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES TOTALES — Los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, que tienen todos los grados de libertad de la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos de diseño definidos en A.2.2, se determinan por medio del análisis estructural realizado utilizando el método de análisis definido en A.3.4 y con las rigideces indicadas en A.3.4.3. Los desplazamientos totales horizontales, $\delta_{t0t,j}$,en cualquiera de las direcciones principales en planta, $\mathbf{j}$, y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen de la siguiente suma de valores absolutos:

$$\delta_{t0t,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}| \qquad \textbf{(A.6.2-4)}$$

donde $\delta_{cm,j}$ corresponde al desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección bajo estudio, $\mathbf{j}$; $\delta_{t,j}$ el desplazamiento adicional causado por los efectos torsionales en la dirección bajo estudio cuando el diafragma sea rígido, $\mathbf{j}$, y $\delta_{pd,j}$ al desplazamiento adicional causado por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio, $\mathbf{j}$. Cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura, o cuando A.3.4.2 así lo requiera porque se realizó el análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base, deben incluirse dentro de los desplazamientos totales, los desplazamientos adicionales obtenidos de acuerdo con el procedimiento del Capítulo A.7.

A.6.3 — EVALUACIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA

A.6.3.1 — DERIVA MÁXIMA — La deriva máxima para cualquier piso debe obtenerse así:

A.6.3.1.1 — En edificaciones regulares e irregulares que no tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la tabla A.3-6), o edificaciones con diafragma flexible, la deriva máxima para el piso $\mathbf{i}$, Δ^{i}_{max}, corresponde a la mayor deriva de las dos direcciones principales en planta, $\mathbf{j}$, calculada como el valor absoluto de la diferencia algebraica de los desplazamientos horizontales del centro de masa del diafragma del piso $\mathbf{i}$, $\delta_{cm,j}$, en la dirección principal en planta bajo estudio con respecto a los del diafragma del piso inmediatamente inferior $(i-1)$ en la misma dirección, incluyendo los efectos P-Delta.

A.6.3.1.2 — En edificaciones que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la tabla A.3-6) la deriva máxima en cualquier punto del piso $\mathbf{i}$, se puede obtener como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos, de acuerdo con A.6.2.4, del punto en el piso $\mathbf{i}$ y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso inmediatamente inferior $(i-1)$, por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta^{i}_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{2}\left(\delta^{i}_{tot,j} - \delta^{i-1}_{tot,j}\right)^2} \qquad \textbf{(A.6.3-1)}$$

Alternativamente se pueden usar procedimientos para estimar respuestas máximas de cantidades vectoriales. El cumplimiento del cálculo de la deriva para cualquier punto del piso se puede realizar verificándola solamente en todos los ejes verticales de columna y en los puntos localizados en los bordes de los muros

estructurales. La máxima deriva del piso $\mathbf{i}$, $\Delta^{\mathbf{i}}_{\mathbf{max}}$, corresponde a la máxima deriva que se obtenga de todos los puntos así estudiados dentro del mismo piso $\mathbf{i}$.

A.6.3.1.3 — En los pisos superiores de edificaciones que cumplen las condiciones (a) a (e) presentadas a continuación, se permite calcular la deriva máxima del piso de la forma alternativa que se obtiene con la expresión A.6.3-2 indicada en esta sección.

(a) La edificación tiene diez o más pisos de altura sobre su base.
(b) El procedimiento alternativo solo es aplicable en los pisos superiores localizados por encima de dos tercios de la altura de la edificación medida desde su base.
(c) El sistema estructural de resistencia sísmica es diferente a pórtico resistente a momento.
(d) La edificación se clasifica como regular tanto en planta como en altura de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3.
(e) El índice de estabilidad, $\mathbf{Q_i}$, es menor de 0.10 en todos los pisos donde sería aplicable este procedimiento alternativo.

La máxima deriva del piso $\mathbf{i}$, $\Delta^{\mathbf{i}}_{\mathbf{max}}$, en el procedimiento alternativo corresponde a la máxima deriva de las dos direcciones principales en planta, $\mathbf{j}$, calculada por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta^{\mathbf{i}}_{\mathbf{j}} = \delta^{\mathbf{i}}_{\mathbf{cm,j}} - \mathbf{0.5}\left(\frac{\left(\delta^{\mathbf{i-1}}_{\mathbf{cm,j}} - \delta^{\mathbf{i-2}}_{\mathbf{cm,j}}\right)\left(\mathbf{h}^{\mathbf{i}}_{\mathbf{p}} + \mathbf{h}^{\mathbf{i-1}}_{\mathbf{p}}\right)}{\mathbf{h}^{\mathbf{i-1}}_{\mathbf{p}}} + \delta^{\mathbf{i-2}}_{\mathbf{cm,j}} \right) - \mathbf{0.5}\delta^{\mathbf{i-1}}_{\mathbf{cm,j}} \qquad \textbf{(A.6.3-2)}$$

A.6.4 — LÍMITES DE LA DERIVA

A.6.4.1 — La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento de A.6.3.1, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso $\mathbf{h_{pi}}$:

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de $\mathbf{h_{pi}}$

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$\mathbf{1.0\%}\ \left(\Delta^{\mathbf{i}}_{\mathbf{max}} \le \mathbf{0.010}\ \mathbf{h_{pi}}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$\mathbf{0.5\%}\ \left(\Delta^{\mathbf{i}}_{\mathbf{max}} \le \mathbf{0.005}\ \mathbf{h_{pi}}\right)$

A.6.4.1.1 — Cuando se utilicen secciones fisuradas, tanto en concreto reforzado, como en mampostería y en el caso de estructuras mixtas con acero, las derivas pueden multiplicarse por **0.7** antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla A.6.4-1.

A.6.4.1.2 — Cuando se haya efectuado un análisis inelástico verificando el desempeño de la totalidad de los elementos estructurales en un rango de desempeño no mayor a "Protección de la Vida" (LS según los requerimientos del ASCE 31 y ASCE 41), las derivas pueden multiplicarse por **0.7** antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla A.6.4-1.

A.6.4.1.3 — Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $\mathbf{0.010h_{pi}}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación, y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

A.6.4.1.4 — Cuando se trate de muros de mampostería estructural poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $\mathbf{0.005h_{pi}}$.

A.6.4.1.5 — No hay límites de deriva en edificaciones de un piso, siempre que los muros y las particiones interiores y exteriores así como los cielorrasos se diseñen para acomodar las derivas del piso.

A.6.5 — SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES POR CONSIDERACIONES SÍSMICAS

A.6.5.1 — DENTRO DE LA MISMA CONSTRUCCIÓN — Todas las partes de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como una unidad integral para efectos de resistir las fuerzas sísmicas, a menos que se separen una distancia suficiente para evitar la colisión nociva entre las partes. Para determinar la distancia mínima de separación debe sumarse el valor absoluto de los desplazamientos horizontales totales obtenidos en A.6.2.1 para cada una de las porciones de la edificación en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se presente daño a la estructura al utilizar una distancia menor.

A.6.5.2 — ENTRE EDIFICACIONES VECINAS QUE NO HAGAN PARTE DE LA MISMA CONSTRUCCIÓN — La separación entre edificaciones vecinas, para evitar efectos nocivos ante la ocurrencia de un sismo, debe cumplir los siguientes requisitos:

A.6.5.2.1 — *Alcance* — La presente reglamentación es aplicable en los siguientes casos:

(a) En municipios localizados en Zonas de Amenaza Sísmica Baja según lo dispone el presente Reglamento en su Capítulo A.2 no se requieren consideraciones de separación sísmica entre edificaciones vecinas.

(b) Solo aplica para la obtención de licencias de construcción de edificaciones nuevas que se soliciten por primera vez con posterioridad a la adopción del presente Reglamento.

(c) No aplica para el caso de edificaciones que sean objeto del trámite de Reconocimiento.

(d) Para el caso de rehabilitaciones sísmicas de edificaciones existentes aplican los requisitos especiales que se indican en A.10.7.

(e) Los requisitos de esta sección del Reglamento pueden ser modificados por la administración municipal o distrital, siempre y cuando los requisitos de la separación sísmica que resulten de la aplicación de la reglamentación municipal o distrital no sean menores que los dados aquí.

A.6.5.2.2 — *Definiciones* — En el Capítulo A.13 deben consultarse las siguientes definiciones: altura del piso, altura de la edificación en la colindancia, cerramiento, coincidencia de las losas de entrepiso en la colindancia, nivel (medido desde la base) de un piso en la colindancia, número de pisos aéreos de la edificación, número de pisos aéreos en la colindancia, y separación sísmica en la colindancia. Además debe tenerse en cuenta cuando el terreno es inclinado en la colindancia, o haya diferentes alturas de piso en la colindancia, o exista un número diferente de pisos aéreos en la colindancia, que debe utilizarse la altura de piso, o el número de pisos aéreos que conduzca a la mayor separación sísmica.

A.6.5.2.3 — *Requisitos de separación sísmica con respecto al paramento del lote para edificaciones nuevas* — Deben cumplirse los siguientes requisitos para efectos de determinar la separación sísmica con respecto al paramento del lote en edificaciones nuevas cubiertas por el alcance dado en A.6.5.2.1:

(a) Cuando el paramento del lote sea colindante con vía pública o zona verde pública no requiere separación sísmica con respecto al paramento en ese costado o costados. Ello no exime cumplir los requisitos urbanísticos de las normas municipales para la edificación en lo referente a retrocesos.

(b) Cuando en la colindancia haya un cerramiento, y la edificación nueva esté separada de este cerramiento en una distancia que supera la señalada para el piso crítico en la Tabla A.6.5-1 no se

requiere separación sísmica del cerramiento de la edificación nueva con respecto al paramento del lote.

(c) Las edificaciones con uno o dos pisos aéreos en la colindancia no requieren separación sísmica (véase también la Tabla A.6.5-1).

(d) Las edificaciones de más de dos pisos aéreos en la colindancia deben separarse del paramento en la colindancia así (véase también la Tabla A.6.5-1 y la Figura A.6.5-1):

(i) ***Edificaciones hasta de tres pisos aéreos en la colindancia*** — No se requiere separación sísmica de la edificación nueva con respecto al paramento cuando no haya edificación vecina existente, o cuando las losas de la edificación nueva coinciden en la colindancia (véanse las definiciones) con las de la edificación vecina existente en la misma colindancia. Si las losas de entrepiso de la edificación nueva no coinciden con las de la edificación existente se requiere una separación sísmica de la edificación nueva con respecto al paramento igual al 1% (uno por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia.

(ii) ***Edificaciones de más de tres pisos aéreos en la colindancia*** — Cuando las losas de la edificación nueva coinciden en la colindancia (véanse las definiciones) con las de la edificación vecina existente en la misma colindancia la edificación nueva debe retirarse del paramento en la colindancia una distancia de separación sísmica igual al 2% (dos por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia. Cuando las losas de entrepiso de la edificación nueva no coincidan con las de la edificación existente en la colindancia, esta separación sísmica debe ser del 3% (tres por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia. Si no existe edificación vecina en la colindancia (cubre además el caso de que sea solo un cerramiento), esta separación sísmica debe ser del 1% (uno por ciento) de la altura de la edificación nueva en la colindancia.

(e) Cuando se requiera separación sísmica, la separación en cualquier piso en particular corresponde a la distancia horizontal en dirección perpendicular al plano vertical levantado sobre el lindero entre los dos lotes de terreno, medida desde la losa de entrepiso de la edificación hasta este plano, calculada utilizando la altura sobre el nivel del terreno del piso en particular multiplicada por el coeficiente que indique la Tabla A.6.5-1 para ese caso. Véase también la Figura A.6.5-1.

(f) Deben tomarse precauciones para que no se depositen materiales extraños dentro de la separación sísmica entre edificaciones. Así mismo debe colocarse un protección de humedad apropiada para que el agua lluvia no entre dentro de la abertura de la separación sísmica.

(g) Para el caso de edificaciones objeto de reforzamiento y rehabilitación sísmica el ingeniero diseñador de la rehabilitación debe dejar constancia de que estudió el potencial efecto nocivo de la interacción con las edificaciones vecinas colindantes y que tomó las medidas apropiadas según su mejor criterio dentro de lo requerido en A.10.1.7.

(h) El paramento del lote y la separación sísmica requerida deben quedar claramente indicados en los planos arquitectónicos que se presentan a la autoridad competente o curaduría para la obtención de la licencia de construcción.

Tabla A.6.5-1
Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción

Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de $\mathbf{h_n}$)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de $\mathbf{h_n}$)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de $\mathbf{h_n}$)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de $\mathbf{h_n}$)

Notas:
1. Para obtener la separación sísmica en pisos diferentes a la cubierta se aplicará el coeficiente indicado en la Tabla multiplicado por la altura sobre el terreno del piso en particular.
2. Cuando el terreno en la colindancia sea inclinado en el sentido del paramento, o haya diferentes alturas de piso o diferentes números de pisos aéreos en la colindancia, se tomará en la edificación nueva la altura de piso, o el número de pisos aéreos que conduzca a la mayor separación sísmica.

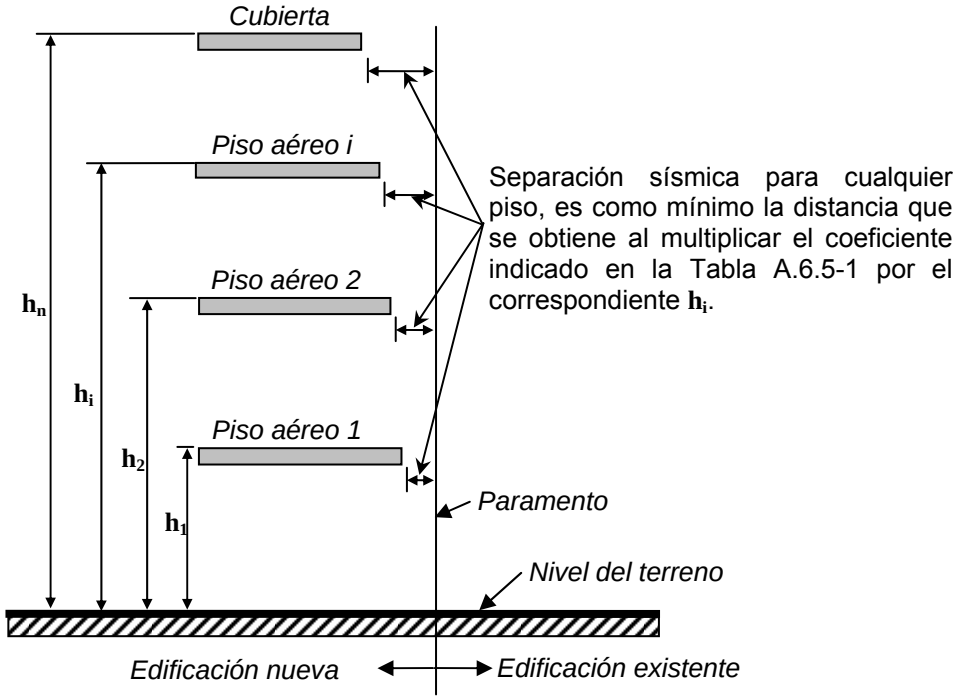


Figura A.6.5-1 — Medición de la separación sísmica (vista en elevación)

Notas:

CAPÍTULO A.7
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

A.7.1 — GENERAL

A.7.1.1 — DEFINICIÓN — La respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente, la rigidez y disposición de la cimentación y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho de que no se tome en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la edificación puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura. Por las razones anotadas es conveniente incluir los efectos de la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de la edificación.

A.7.1.2 — EFECTOS ASOCIADOS CON LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA — Dependiendo de las características de la estructura, de su cimentación y del suelo subyacente, la respuesta de la estructura ante solicitaciones estáticas verticales y dinámicas (sismo) puede variar con respecto al estimativo que se realiza sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura, en los siguientes aspectos:

(a) La presencia de suelos blandos y compresibles en las distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación, tanto ante solicitaciones de cargas verticales como de fuerzas horizontales,

(b) Aumento en el periodo del sistema suelo-estructura que considera la flexibilidad del suelo, respecto a la evaluación de los períodos de vibración de la edificación considerando un modelo de base empotrada,

(c) Generalmente aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo respecto al considerado para solo la estructura, al involucrar la disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material y geométrico del suelo,

(d) Aumento de los desplazamientos laterales de la estructura ante solicitaciones sísmicas, debidos en parte significativa a la rotación de la base por efecto de cabeceo, con cambios en las derivas (desplazamientos horizontales relativos) en función de la altura a la que se encuentren los niveles en consideración,

(e) Variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, entre los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica, especialmente cuando se combinan elementos con rigideces y sistemas de apoyo en la cimentación diferentes, como puede ser el caso de combinación de pórticos y muros estructurales,

(f) y otros.

A.7.1.2.1 — Los efectos de interacción suelo-estructura no deben confundirse con los efectos de sitio, causados por la amplificación de la onda sísmica al viajar desde la roca hasta la superficie, los cuales se describen en el Capítulo A.2.

A.7.1.3 — PROCEDIMIENTO RECOMENDADO — El presente Capítulo define los criterios generales que deben ser tenidos en cuenta, tanto por el ingeniero estructural como por el ingeniero geotecnista, cuando se deban utilizar procedimientos de interacción suelo-estructura, de acuerdo con los requisitos de A.3.4.2. Si a juicio del ingeniero estructural y el ingeniero geotecnista se dispone de la información necesaria, obtenida con el mayor rigor posible, acerca de los parámetros geotécnicos y estructurales involucrados, se pueden utilizar los requisitos presentados en el Apéndice A-2 del presente Título del Reglamento.

A.7.2 — INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

A continuación se describe el alcance mínimo de la exploración, interpretación y recomendaciones que debe contener el estudio geotécnico, en un todo de acuerdo con lo señalado en el Título H del presente Reglamento:

A.7.2.1 — **EXPLORACIÓN** — Los procedimientos de exploración deben ser consistentes con el tipo de propiedades que deban estudiarse, ya sea por procedimientos de campo o de laboratorio. Debe tenerse especial cuidado respecto a los niveles de deformación a que se expresen las propiedades del suelo, los cuales deben ser compatibles con los niveles de deformación que le imponen los movimientos sísmicos.

A.7.2.2 — **LABORATORIO** — Los procedimientos de laboratorio deben cuantificar, directa o indirectamente, las características del material bajo condiciones dinámicas y a los niveles de deformación esperados durante los movimientos sísmicos.

A.7.2.3 — **INTERPRETACIÓN** — La información de campo y de laboratorio debe combinarse en un conjunto de recomendaciones que describan y sustenten las características que debe emplear el ingeniero estructural en los modelos matemáticos del fenómeno. Las recomendaciones deben fijar limitaciones y rangos de aplicabilidad, fáciles de identificar, con el fin de evitar el peligro que entraña la utilización de los parámetros recomendados, fuera del contexto bajo el cual se expresaron.

A.7.2.4 — **REVISIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS** — El ingeniero geotecnista debe revisar y avalar los resultados obtenidos por el ingeniero estructural, en lo concerniente a las recomendaciones para interacción suelo-estructura del estudio geotécnico y a la validez de los resultados de interacción suelo-estructura obtenidos con base en sus propias recomendaciones.

A.7.3 — ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

A continuación se describe el alcance mínimo de los aspectos que debe tener en cuenta el ingeniero estructural para describir los efectos de interacción suelo-estructura:

A.7.3.1 — **TIPO DE MODELO** — Los modelos matemáticos pueden ser estáticos o dinámicos y deben describir las características de rigidez de la estructura, la cimentación y el suelo, a niveles compatibles con las deformaciones esperadas. En los modelos estructurales utilizados en el análisis de la estructura deben introducirse condiciones de apoyo elástico de los muros, columnas y elementos del sistema de resistencia sísmica al nivel de la cimentación, consistentes con las rigideces supuestas para obtener la respuesta de la estructura teniendo en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura.

A.7.3.2 — **FUERZAS DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES** — El modelo matemático empleado debe utilizarse en la evaluación de las características propias de la respuesta de la estructura ante las diferentes solicitaciones. La distribución de las fuerzas internas de la estructura que se utilice en el diseño de la misma debe ser la que se obtiene a través del análisis que incluye los efectos de interacción suelo-estructura.

A.7.3.3 — **DERIVAS** — Las derivas obtenidas al utilizar los procedimientos de interacción suelo-estructura deben cumplir con los límites establecidos en el Capítulo A.6. Como se indicó en A.7.1.2 (d) hay casos en que deben esperarse derivas mayores que las que se obtendrían al suponer la estructura empotrada en su base.

A.7.3.4 — **CORTANTE SÍSMICO EN LA BASE** — En aquellos casos en los cuales se presente un aumento en el cortante sísmico en la base, el diseño debe realizarse para el cortante obtenido utilizando la interacción suelo-estructura. Cuando debido a un aumento en el periodo estructural equivalente y/o en el amortiguamiento efectivo se presente una disminución del cortante sísmico de diseño en la base, el valor del cortante sísmico de diseño en la base no puede ser menor que el que se obtendría utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4, empleando un período de vibración igual a $C_u T_a$ según A.4.2.1 y los espectros del Capítulo A.2.

A.7.3.5 — **VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA** — Debido a la incertidumbre que presenta la determinación de los parámetros del suelo utilizados en el análisis de interacción suelo-estructura, deben considerarse los valores máximos y mínimos esperados de tales parámetros y utilizarse aquellos que produzcan los efectos más desfavorables, tanto en la determinación de los cortantes sísmicos, como para el cálculo de las derivas de piso y las fuerzas de diseño de los elementos de la estructura y la cimentación.

CAPÍTULO A.8
EFECTOS SÍSMICOS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA

A.8.0 — NOMENCLATURA

A_s = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véase A.8.2.1.1.

a_i = aceleración en el nivel I i, Véase A.8.2.1.1.

a_x = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso x

F_p = fuerza horizontal sobre un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, aplicada en su centro de masa.

g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8$ m/s^2).

h_i = altura en metros, medida desde la base, del nivel i, véase A.8.2.1.1.

h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto de la edificación, véase A.8.2.1.1.

h_{eq} = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase A.8.2.1.1.

M_p = masa de un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica.

R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.

S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.

A.8.1 — GENERAL

A.8.1.1 — ALCANCE — El presente Capítulo cubre las previsiones sísmicas que deben tenerse en el diseño de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, tal como se define en el Capítulo A.3, y de sus anclajes a él. Dentro de estos elementos se incluyen, pero no están limitados a:

(a) Escaleras, rampas, etc.,
(b) Tanques, piscinas, etc.,
(c) Elementos de cubiertas, tales como cerchas, correas, etc.,
(d) Elementos secundarios de los sistemas de entrepiso, tales como viguetas, etc.,
(e) Columnas, columnetas, machones, y otros elementos que dan soporte a cubiertas y otras partes menores de la edificación,
(f) Apoyos de equipos tales como ascensores, escaleras mecánicas, etc., y
(g) En general todos aquellos elementos estructurales que se incluyen dentro de los planos estructurales y que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

A.8.1.2 — RESPONSABILIDAD DEL DISEÑO — El diseño, ante las solicitaciones establecidas por el presente Reglamento en el Titulo A o en el Titulo B, de todo elemento estructural que figure dentro de los planos estructurales, es responsabilidad del diseñador estructural. Dentro de estos elementos se incluyen los elementos mencionados en A.8.1.1.

A.8.1.3 — CRITERIO DE DISEÑO — El diseño ante efectos sísmicos de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, constituido por los elementos estructurales en sí, y de los anclajes, uniones o amarres de estos elementos al sistema de resistencia sísmica, debe realizarse para la situación que controle:

(a) El efecto de las fuerzas sobre el elemento en sí,

(b) La capacidad de resistir las deformaciones, que al elemento le impone el sistema de resistencia sísmica al responder a los movimientos sísmicos de diseño, y la influencia que pueda tener el elemento en la respuesta sísmica de la estructura, como puede ser el caso de las escaleras y rampas, las cuales pueden actuar como arriostramientos (o diagonales) de un piso con otro.

A.8.2 — FUERZAS HORIZONTALES DE DISEÑO

A.8.2.1 — ACELERACIÓN HORIZONTAL SOBRE EL ELEMENTO — El elemento se ve sometido, ante la ocurrencia de los movimientos sísmicos de diseño, a las mismas aceleraciones horizontales que se ve sometido el sistema de resistencia sísmica en la misma altura sobre la base de la edificación en que se encuentre el elemento.

Las fuerzas inerciales a que se ve sometido el elemento o cualquier porción de él, corresponden a la masa del elemento multiplicada por la aceleración que le imponen los movimientos causados por el sismo. Esta aceleración se determina por medio de uno de los procedimientos siguientes:

A.8.2.1.1 — *Método de la fuerza horizontal equivalente* — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4, la aceleración horizontal, $\mathbf{a_i}$, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso $\mathbf{i}$, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\mathbf{a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_i}{h_{eq}} \qquad h_i \le h_{eq}}$$

$$\mathbf{a_i = S_a \frac{h_i}{h_{eq}} \qquad h_i \ge h_{eq}} \qquad \textbf{(A.8.2-1)}$$

$\mathbf{h_{eq}}$ puede estimarse simplificadamente como $\mathbf{0.75h_n}$

Alternativamente a la ecuación A.8.2-1 para calcular las fuerzas que deben resistir los diafragmas de piso o de cubierta, pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a que estarían sometidos estos diafragmas, resultado por ejemplo, de análisis dinámicos.

A.8.2.1.2 — *Método del análisis dinámico* — Cuando se utilice el método del análisis dinámico, la aceleración horizontal, $\mathbf{a_x}$, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, localizado en el piso $\mathbf{x}$, es igual a la aceleración a que se ve sometido el piso después de realizar el ajuste de resultados prescrito en A.5.4.5. El valor de la aceleración obtenida por medio del método del análisis dinámico no puede ser menor que el que se obtiene por medio de la ecuación A.8.2-1.

A.8.2.2 — FUERZAS HORIZONTALES SOBRE EL ELEMENTO — La fuerza sísmica horizontal reducida de diseño, que puede actuar en cualquier dirección, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica en su centro de masa, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\mathbf{F_p = \frac{a_x g}{R_0} M_p} \qquad \textbf{(A.8.2-2)}$$

donde $\mathbf{R_0}$ es el coeficiente de capacidad de disipación de energía correspondiente a los requisitos de diseño del elemento estructural, como se indica en A.8.4. La anterior ecuación puede aplicarse a elementos que tienen un solo apoyo, o cuando no hay desplazamientos relativos entre sus apoyos.

A.8.2.2.1 — Cuando el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, tiene características dinámicas que amplifiquen su respuesta ante la aceleración $\mathbf{a_x}$, estas características deben tenerse en cuenta en la evaluación de las fuerzas horizontales que lo puedan afectar. Esto ocurre especialmente en apéndices de la edificación.

A.8.2.2.2 — Cuando el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, tiene apoyos que pueden desplazarse relativamente durante el sismo, como es el caso de elementos que están conectados a dos pisos diferentes de la edificación, deben tenerse en cuenta en el diseño, además de las fuerzas calculadas por medio de la ecuación A.8.2-2, las fuerzas que inducen los desplazamientos relativos entre sus apoyos.

A.8.2.3 — FUERZAS SOBRE LAS UNIONES AL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA — Además de los requisitos de A.3.6.4, las uniones, empalmes y amarres, de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica, deben ser capaces de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas reducidas de diseño sobre el elemento tal como las define A.8.2.2.

A.8.3 — DEFORMACIONES DE DISEÑO

A.8.3.1 — Los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben ser capaces de resistir, sin deterioro, las deformaciones que les impone la respuesta sísmica de la estructura. Como mínimo deben ser capaces de resistir las deformaciones que se obtienen de las derivas máximas de diseño determinadas como se indica en el Capítulo A.6.

A.8.4 — REQUISITOS DE DISEÑO

A.8.4.1 — Los requisitos que deben seguirse en el diseño de los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica para cada uno de los materiales cubiertos por el Reglamento, deben ser los que se indiquen en cada uno de los Títulos correspondientes dentro del Reglamento, y en su defecto, los del nivel de capacidad de disipación de energía menor de los dados para cada material.

Notas:

CAPÍTULO A.9
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

A.9.0 — NOMENCLATURA

$\mathbf{A_a}$ = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.

$\mathbf{A_s}$ = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véase A.9.4.2.1.

$\mathbf{a_p}$ = coeficiente de amplificación dinámica del elemento no estructural. Se da en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1.

$\mathbf{a_x}$ = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento no estructural, localizado en el piso $\mathbf{x}$

$\mathbf{E}$ = fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(\mathbf{E = F_p / R_p}\right)$

$\mathbf{F_p}$ = fuerza sísmica horizontal sobre el elemento no estructural, aplicada en su centro de masa.

$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{g = 9.8}$ m/s^2).

$\mathbf{h_{eq}}$ = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase A.9.4.2.1.

$\mathbf{h_x}$ = altura en metros, medida desde la base, del nivel de apoyo del elemento no estructural.

$\mathbf{h_n}$ = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto de la edificación, véase A.8.2.1.1.

$\mathbf{I}$ = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.

$\mathbf{M_p}$ = masa del elemento no estructural.

$\mathbf{R_p}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía del elemento no estructural y sus sistema de soporte. Se da en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1.

$\mathbf{S_a}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración $\mathbf{T}$. Está definido en A.2.6.

A.9.1 — GENERAL

A.9.1.1 — PROPÓSITO — Los requisitos del presente Capítulo tienen como objetivo establecer los criterios de diseño de elementos que no hacen parte de la estructura de la construcción, con el fin de que se cumpla el propósito del Reglamento.

A.9.1.2 — ALCANCE — El presente Capítulo cubre las previsiones sísmicas que deben tenerse en el diseño de los elementos no estructurales y de sus anclajes a la estructura, con la excepción de lo indicado en A.9.1.3. Dentro de los elementos no estructurales que deben ser diseñados sísmicamente se incluyen:

(a) Acabados y elementos arquitectónicos y decorativos,

(b) Instalaciones hidráulicas y sanitarias,

(c) Instalaciones eléctricas,

(d) Instalaciones de gas,

(e) Equipos mecánicos,

(f) Estanterías e

(g) Instalaciones especiales.

A.9.1.3 — EXENCIONES — Están exentas de los requisitos del presente Capítulo todas las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **I** y **II** localizadas en zonas de amenaza sísmica baja.

A.9.2 — GRADO DE DESEMPEÑO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

A.9.2.1 — DEFINICIÓN DEL DESEMPEÑO — Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia del sismo de diseño que la afecte. El desempeño se clasifica en los siguientes grados:

(a) *Superior* — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

(b) *Bueno* — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo de diseño.

(c) *Bajo* — Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables, pero sin desprendimiento o colapso, debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

A.9.2.2 — CLASIFICACIÓN EN UNO DE LOS GRADOS DE DESEMPEÑO — La edificación debe clasificarse dentro de uno de los tres grados de desempeño de los elementos no estructurales definidos en A.9.2.1. Este grado de desempeño no puede ser inferior al mínimo permisible fijado en A.9.2.3. El propietario de la edificación, de manera voluntaria, puede exigir que los diseños se realicen para un grado de desempeño mejor que el mínimo exigido, comunicándolo por escrito a los diseñadores. En ausencia de esta comunicación, los diseñadores solo están obligados a cumplir con el grado mínimo permisible fijado en A.9.2.3.

A.9.2.3 — GRADO DE DESEMPEÑO MÍNIMO — Como mínimo debe cumplirse el grado de desempeño indicado en la tabla A.9.2-1, para cada uno de los grupos de uso definidos en A.2.5.1.

Tabla A.9.2-1
Grado de desempeño mínimo requerido

Grupo de Uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

A.9.3 — RESPONSABILIDADES

A.9.3.1 — DEL DISEÑADOR RESPONSABLE — La responsabilidad del diseño sísmico de los elementos no estructurales recae en los profesionales bajo cuya dirección se elaboran los diferentes diseños particulares. Se presume que el hecho de que un elemento no estructural figure en un plano o memoria de diseño, es porque se han tomado todas las medidas necesarias para cumplir el grado de desempeño apropiado y por lo tanto el profesional que firma o rotula el plano se hace responsable de que el diseño se realizó para el grado de desempeño apropiado. El constructor quien suscribe la licencia de construcción debe cumplir lo indicado en A.1.3.6.5 y es el responsable final de que los diseños de los elementos estructurales se haya realizado adecuadamente y que su construcción se realice apropiadamente.

A.9.3.1.1 — En aquellos casos en los cuales en los diseños se especifican elementos no estructurales cuyo suministro e instalación se realiza por parte de su fabricante, el diseñador se debe limitar a especificar en sus planos, memorias o especificaciones, el grado de desempeño que deben cumplir los elementos. El constructor que suscribe la licencia de construcción debe cumplir también en estos casos lo indicado en A.1.3.6.5.

A.9.3.2 — DEL SUPERVISOR TÉCNICO — El supervisor técnico debe verificar que la construcción e instalación de los elementos no estructurales se realice siguiendo los planos y especificaciones correspondientes. En aquellos casos en los cuales en los documentos de diseño (planos, memorias y especificaciones) sólo se indica el grado de desempeño requerido, es responsabilidad del supervisor técnico el verificar que los elementos no estructurales que se instalen en la edificación, efectivamente estén en capacidad de cumplir el grado de desempeño especificado por el diseñador.

A.9.3.3 — COORDINACIÓN ENTRE DISEÑOS DE ELEMENTOS QUE HACEN PARTE DE DIFERENTES SISTEMAS — La responsabilidad de la coordinación entre los diferentes diseños recae en el profesional que figura como diseñador arquitectónico en la solicitud de licencia de construcción. El profesional que realice la coordinación debe tomar todas las precauciones necesarias para que el diseño resultante de cada uno de los elementos no estructurales, realizado por profesionales diferentes a él, no afecte el desempeño de elementos diseñados por otros profesionales.

A.9.4 — CRITERIO DE DISEÑO

A.9.4.1 — GENERAL — El diseñador de los elementos no estructurales puede adoptar una de dos estrategias en el diseño:

(a) ***Separarlos de la estructura*** — En este tipo de diseño los elementos no estructurales se aíslan lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente. Los elementos no estructurales se apoyan en su parte inferior sobre la estructura, o se cuelgan de ella; por lo tanto deben ser capaces de resistir por si mismos las fuerzas inerciales que les impone el sismo, y sus anclajes a la estructura deben ser capaces de resistir y transferir a la estructura estas fuerzas inducidas por el sismo. Además la separación a la estructura de la edificación debe ser lo suficientemente amplia para garantizar que no entren en contacto, para los desplazamientos impuestos por el sismo de diseño. En el espacio resultante deberá evitarse colocar elementos que rigidicen la unión eliminando la flexibilidad requerida por el diseño.

(b) ***Disponer elementos que admitan las deformaciones de la estructura*** — En este tipo de diseño se disponen elementos no estructurales que tocan la estructura y que por lo tanto deben ser lo suficientemente flexibles para poder resistir las deformaciones que la estructura les impone sin sufrir daño mayor que el que admite el grado de desempeño prefijado para los elementos no estructurales de la edificación. En este tipo de diseño debe haber una coordinación con el ingeniero estructural, con el fin de que éste tome en cuenta el potencial efecto nocivo sobre la estructura que pueda tener la interacción entre elementos estructurales y no estructurales.

A.9.4.2 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO — Las fuerzas sísmicas horizontales reducidas de diseño que actúan sobre cualquier elemento no estructural deben calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p \geq \frac{A_a I}{2} g M_p \qquad \textbf{(A.9.4-1)}$$

Los parámetros que intervienen en esta ecuación, diferentes a la masa del elemento, M_p, se definen de la siguiente manera:

A.9.4.2.1 — ***Aceleración en el punto de soporte del elemento,*** a_x — Corresponde a la aceleración horizontal que ocurre en el punto donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación, cuando ésta se ve afectada por los movimientos sísmicos de diseño. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema de resistencia sísmica de la edificación y de la localización del elemento dentro de ella. Debe evaluarse por medio de un análisis dinámico de la estructura que tenga en cuenta su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, o bien por medio de la siguiente ecuación compatible con las fuerzas sísmicas que se obtienen por medio del método de fuerza horizontal equivalente tal como se presenta en el Capítulo A.4 del Reglamento:

$$a_x = A_s + \frac{(S_a - A_s) h_x}{h_{eq}} \qquad h_x \leq h_{eq}$$

$$a_x = S_a \frac{h_x}{h_{eq}} \qquad h_x \geq h_{eq} \qquad \textbf{(A.9.4-2)}$$

h_{eq} puede estimarse simplificadamente como $0.75 h_n$.

El valor de S_a se debe calcular para las dos direcciones de análisis en planta de la estructura, y se debe emplear el valor que conduzca al mayor valor de S_a.

A.9.4.2.2 — *Amplificación dinámica del elemento no estructural,* a_p — Dependiendo de la rigidez, distribución de su masa y características de apoyo sobre la estructura, el elemento no estructural amplifica las aceleraciones que se presentan en su punto de soporte debido a efectos de resonancia. Estos efectos de resonancia dependen de la relación que exista entre el período fundamental de la estructura y el del elemento no estructural, incluyendo la acción de sus soportes. Cuando el elemento no estructural es rígido, su masa se encuentra localizada cerca del punto de apoyo y está firmemente anclado a la estructura, su amplificación dinámica es menor, esto se presenta en elementos no estructurales con períodos de vibración del orden de $0.06s$ o menos. Cuando el elemento no estructural es flexible, o su masa se encuentra distribuida en la altura, o concentrada lejos del punto de soporte, o sus apoyos permiten desplazamientos apreciables, las aceleraciones a que se ve sometido se amplifican apreciablemente con respecto a las aceleraciones que se presentan en su punto de soporte. Esta amplificación, a_p, debe determinarse por medio de análisis dinámicos detallados o ensayos dinámicos experimentales. En ausencia de éstos, pueden emplearse los valores aproximados dados en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1, donde los valores de a_p varían entre 1.0 y 2.5.

A.9.4.2.3 — *Capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del elemento no estructural,* R_p — Este coeficiente representa, en conjunto, la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de respuesta del elemento en sí y de su sistema de anclaje o amarre a la estructura de la edificación. Un valor de R_p bajo, cercano a la unidad, indica fragilidad, poca capacidad de disipación de energía, y anclajes o amarres a la estructura con poca capacidad de deformarse inelásticamente. En la medida que se atienden estos grados potenciales de comportamiento deficiente es posible incrementar los valores de R_p. En las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1, se dan las condiciones para los valores de R_p, mínimos permitidos para cada grado de desempeño, los cuales varían entre 0.5 y 6.0, según A.9.4.9.

A.9.4.3 — CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN — Los elementos no estructurales al verse sometidos a los movimientos sísmicos de diseño sufren desplazamientos con respecto a la estructura de la edificación que no deben exceder las holguras de separación que se dejen, o deformaciones del mismo elemento que pongan en peligro su integridad. Los desplazamientos de verificación de los elementos no estructurales y sus anclajes o amarres se fijan en función de las derivan máximas aceptables para la estructura que se prescriben en el Capítulo A.6 del Reglamento. Por lo tanto, debe tenerse en cuenta en el diseño que el elemento debe ser capaz de resistir, sin sufrir un nivel de daño mayor que el admisible para su grado de desempeño, las deformaciones que le impone la respuesta sísmica de la estructura.

A.9.4.4 — APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — Las fuerzas sísmicas sobre cualquier elemento no estructural actúan de acuerdo con la distribución de la masa y la rigidez del elemento. Se permite suponer que se aplican en el centro de gravedad del elemento, teniendo en cuenta que éstas pueden obrar en cualquier dirección horizontal. Para efectos del diseño de los elementos mecánicos y eléctricos, debe tenerse en cuenta en el diseño una fuerza vertical que actúa hacia arriba o hacia abajo, adicional a su peso, igual a un tercio de él, la cual no debe amplificarse por los coeficientes a_x ni a_p, ni dividirse por el coeficiente R_p.

A.9.4.5 — TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — Los elementos no estructurales que requieran ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas, deben amarrarse o anclarse de tal manera que éstas fuerzas sean finalmente transferidas a la estructura de la edificación. El amarre debe ser una conexión o anclaje que permita resistir tensiones y compresiones, sin contar con efectos de fricción, ni de resistencia a la tensión de morteros de pega.

A.9.4.6 — OTRAS SOLICITACIONES — El diseñador de los elementos no estructurales debe tener en cuenta en sus diseños las demás solicitaciones que puedan afectar el comportamiento de los elementos no estructurales, de las mencionadas en el Título B del Reglamento.

A.9.4.7 — DISEÑO UTILIZANDO EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO — Cuando el material del elemento no estructural se diseña utilizando el método de esfuerzos de trabajo, tal como lo define B.2.3, las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, que se determinan de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo, debe multiplicarse por un coeficiente de carga de 0.7, tal como lo indican las combinaciones de carga de B.2.3 para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, al nivel de esfuerzos de trabajo, que se utilizan en el diseño de los elementos y sus anclajes.

A.9.4.8 — ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES LOCALIZADOS EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA Y POR DEBAJO DE ELLA, O FUERA DE ELLA — Los elementos no estructurales, localizados a la altura, o por debajo, de la base de la estructura, o por fuera de ella, deben diseñarse para unas fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas de acuerdo con la ecuación A.9.4-1, para una aceleración $\mathbf{a_x}$ igual a $\mathbf{A_a I}$.

A.9.4.9 — TIPOS DE ANCLAJE SEGÚN EL VALOR DE $\mathbf{R_p}$ PERMITIDO PARA EL ELEMENTO NO ESTRUCTURAL — Los sistemas de anclaje de los elementos no estructurales deben tener capacidad de disipación de energía en el rango inelástico y ductilidad compatible con el nivel mínimo de $\mathbf{R_p}$ requerido para el elemento no estructural. A continuación se indican algunos de los tipos de anclaje empleados en el medio y su grado de aceptabilidad para los diferentes valores de $\mathbf{R_p}$:

A.9.4.9.1 — *Especiales* $\left(\mathbf{R_p = 6}\right)$ — Se trata de anclajes diseñados siguiendo los requisitos del Título F para estructuras acero estructural para capacidad de disipación especial (DES). Deben cumplirse todos los requisitos dados allí para permitir este valor de $\mathbf{R_p}$.

A.9.4.9.2 — *Dúctiles* $\left(\mathbf{R_p = 6}\right)$ — Cuando el anclaje se realiza por medio de anclajes profundos que emplean químicos (epóxicos), anclajes profundos vaciados en el sitio, o anclajes vaciados en el sitio que cumplen los requisitos del Capítulo C.21. No se permiten los pernos de expansión ni anclajes colocados por medios explosivos (tiros). Anclajes profundos son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es mayor de 8. Este tipo de anclajes debe emplearse cuando el elemento no estructural es dúctil.

A.9.4.9.3 — *No dúctiles* $\left(\mathbf{R_p = 1.5}\right)$ — Cuando el anclaje se realiza por medio de pernos de expansión, anclajes superficiales que emplean químicos (epóxicos), anclajes superficiales vaciados en el sitio, o anclajes colocados por medio explosivos (tiros). Anclajes superficiales son aquellos en los cuales la relación entre la porción embebida al diámetro del perno es menor de 8. Dentro de este tipo de anclajes se encuentran las barras de acero de refuerzo con ganchos en los extremos que se embeben dentro del mortero de pega de la mampostería. Este tipo de anclajes se permiten cuando el elemento no estructural no es dúctil. Si se utilizan en elementos no estructurales dúctiles, éstos deben diseñarse para el mismo valor de $\mathbf{R_p = 1.5}$ **.**

A.9.4.9.4 — *Húmedos* $\left(\mathbf{R_p = 0.5}\right)$ — Cuando se utiliza mortero, o adhesivos que pegan directamente al mortero o al concreto, sin ningún tipo de anclaje mecánico resistente a tracción.

A.9.4.10 — ELEMENTOS DE CONEXIÓN PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES — El elemento de conexión es el aditamento que conecta el elemento no estructural con los anclajes a la estructura. En algunos casos es el mismo elemento de anclaje. Las conexiones que permiten movimiento deben disponerse de tal manera que pueda haber movimiento relativo entre la estructura y el elemento no estructural, por medio de agujeros alargados, agujeros de un tamaño mayor que los espigos o tornillos, por medio de elemento de acero que se flexionan, u otros procedimientos, pero debe ser capaz de resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño prescritas en las direcciones en las cuales no se permite el movimiento. En fachadas el elemento de conexión en sí, debe diseñarse para resistir una fuerza sísmica reducida de diseño igual a $\mathbf{1.33F_p}$ y todos los pernos, tornillos, soldaduras, y espigos que pertenezcan al sistema de conexión, deben diseñarse para $\mathbf{3.0F_p}$.

A.9.5 — ACABADOS Y ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS

A.9.5.1 — GENERAL — Los acabados y elementos arquitectónicos enumerados en la tabla A.9.5-1 y sus anclajes a la estructura deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de esta sección. Los cálculos y diseños de los elementos arquitectónicos y acabados deben incluirse como parte de las memorias de diseño de acabados.

A.9.5.2 — ELEMENTOS QUE REQUIEREN ESPECIAL CUIDADO EN SU DISEÑO — El comportamiento sísmico de algunos elementos no estructurales representan un peligro especialmente grave para la vida y en otros casos pueden

llevar a la falla de elementos estructurales críticos, como pueden ser las columnas. Dentro de estos elementos se encuentran, entre otros, los siguientes:

(a) ***Muros de fachada*** — las fachadas deben diseñarse y construirse para que sus componentes no se disgreguen como consecuencia del sismo, y además el conjunto debe amarrarse adecuadamente a la estructura con el fin de que no exista posibilidad de que caiga poniendo en peligro a los transeúntes al nivel de calzada. Para sistemas vidriados de fachadas véase el Capítulo K4.

(b) ***Muros interiores*** — deben tenerse precauciones para evitar el vuelco de los muros interiores y particiones. Para sistemas vidriados de fachadas véase el Capítulo K4.

(c) ***Cielos rasos*** — el desprendimiento y caída de los cielos rasos representa un peligro grave para las personas.

(d) ***Enchapes de fachada*** — el desprendimiento y caída de los enchapes de fachada representa un peligro grave para los transeúntes. Los enchapes deben ser considerados para su diseño como un sistema que involucra todos sus componentes (soporte, morteros de relleno o revoque, adhesivos y enchape). Especial consideración deberá prestarse en el diseño de los movimientos del sistema de fachada por efectos de temperatura, cambios de humedad, integridad por meteorización, o deformación del soporte.

(e) ***Áticos, parapetos y antepechos*** — existe el mismo peligro potencial que presentan los muros de fachada. Cuando la cubierta de la edificación esté compuesta por tejas o elementos frágiles debe considerarse en el diseño la posibilidad de que el parapeto falle hacia adentro, cayendo sobre la cubierta, produciendo su falla y poniendo en peligro a los habitantes del último piso.

(f) ***Vidrios*** — la rotura de vidrios generada por la deformación del marco de la ventana representa un peligro para las personas que estén dentro o fuera de la edificación. Deben tenerse precauciones para dejar holguras suficientes dentro del montaje del vidrio o de la ventanería para evitar su rotura o garantizar que la rotura se produzca de forma segura. La colocación de películas protectoras, vidrios templados y vidrios tripliados son otras alternativas para evitar el peligro asociado con la rotura del vidrio. La utilización de vidrios de seguridad es una alternativa para disminuir el riesgo asociado a la rotura del vidrio. Para especificaciones de vidrio, productos de vidrio y sistemas vidriados, véase el Capítulo K4.

(g) ***Paneles prefabricados de fachada*** — cuando se utilicen paneles prefabricados de fachada, deben dejarse holguras suficientes que permitan la deformación de la estructura sin afectar el panel. Además el panel debe estar adecuadamente adherido al sistema estructural de resistencia sísmica, para evitar su desprendimiento. En caso que ellos sean de vidrio, véase Capítulo K4.

(h) ***Columnas cortas o columnas cautivas*** — ciertos tipos de interacción entre los elementos no estructurales y la estructura de la edificación deben evitarse a toda costa. Dentro de este tipo de interacción se encuentra el caso de las "columnas cortas" o "columnas cautivas" en las cuales la columna está restringida en su desplazamiento lateral por un muro no estructural que no llega hasta la losa de entrepiso en su parte superior. En este caso el muro debe separarse de la columna, o ser llevado hasta la losa de entrepiso en su parte superior, si se deja adherido a la columna.

A.9.5.3 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO — Los elementos arquitectónicos y acabados y sus anclajes a la estructura deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas por medio de la ecuación A.9.4-1, empleando los coeficientes dados en la tabla A.9.5-1.

A.9.5.4 — FUERZAS DE VIENTO — Cuando las fuerzas de viento, positivas o negativas, sobrepasen $\mathbf{0.7F_p}$ para muros no estructurales de fachada, estas fuerzas deben ser las empleadas en diseño del elemento no estructural, y sus anclajes deben diseñarse para resistir 1.4 veces las fuerzas de viento.

A.9.5.5 — ANCLAJE DE LAS FACHADAS — Los anclajes y amarres de los muros no estructurales de fachada, a la estructura de la edificación y a los muros interiores, deben ser capaces de resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño obtenidas por medio de la ecuación A.9.4-1 y además deben tener la suficiente ductilidad y capacidad de rotación para aceptar desplazamientos, en cada piso, entre su base y la parte superior, iguales a la deriva de diseño, calculada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6. El muro debe ser capaz de resistir la flexión que le imponen las fuerzas sísmicas reducidas de diseño actuando en una dirección perpendicular al plano del muro.

A.9.5.6 — CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN — Los acabados y elementos arquitectónicos deben ser capaces de resistir, con el nivel de daño aceptable para el grado de desempeño correspondiente, las deformaciones dictadas por la deriva, calculada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6. En los elementos no estructurales y acabados colocados sobre elementos estructurales en voladizo debe tenerse en cuenta la deflexión vertical causada por la rotación en el apoyo del voladizo.

A.9.5.7 — FUERZAS SÍSMICAS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO NO ESTRUCTURAL — En el diseño de los muros no estructurales ante fuerzas sísmicas perpendiculares al plano del muro debe verificarse que las deflexiones del muro causadas por estas fuerzas no excedan la capacidad de deformación del muro.

A.9.5.8 — CIELOS RASOS — Deben tenerse en cuenta en el diseño de los sistemas de cielo raso la interacción de los elementos arquitectónicos, hidráulicos, mecánicos y eléctricos que se incorporen dentro de él.

TABLA A.9.5-1

Coeficiente de amplificación dinámica, a_p , y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , para elementos arquitectónicos y acabados

Elemento no estructural	a_p	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Fachadas				
• paneles prefabricados apoyados arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• en vidrio apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• lámina en yeso, con costillas de acero	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[1]
• mampostería no reforzada, separada lateralmente de la estructura ,apoyadas solo abajo	2.5	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[1]
• mampostería no reforzada, confinada por la estructura	1.0	No se permite este tipo de elemento no estructural		No dúctiles[2]
Muros que encierran puntos fijos y ductos de escaleras, ascensores, y otros	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
Muros divisorios y particiones				
• corredores en áreas públicas	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
• muros divisorios de altura total	1.0	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
• muros divisorios de altura parcial	2.5	No dúctiles	No dúctiles	Húmedos[1]
Elementos en voladizo vertical				
• áticos, parapetos y chimeneas	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Anclaje de enchapes de fachada	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Altillos	1.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Cielos rasos	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]
Anaqueles, estanterías y bibliotecas de más de 2.50 m de altura, incluyendo el contenido				
• Diseñadas de acuerdo al Título F	2.5	Especiales	Dúctiles	No requerido[3]
• Otras	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]
Tejas	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[3]

Notas:

1. Debe verificarse que el muro no pierde su integridad al ser sometido a las derivas máximas calculadas para la estructura.
2. Además de (1) debe verificarse que no interactúa adversamente con la estructura.
3. El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.
4. En el diseño, fabricación y supervisión del montaje de sistemas de estanterías deberán seguirse los lineamientos aplicables establecidos en la sección A.1.3.4 para su diseño estructural, y las demás condiciones que se estipulan al respecto en el Título F.

A.9.6 — INSTALACIONES HIDRÁULICAS, SANITARIAS, MECÁNICAS Y ELÉCTRICAS

A.9.6.1 — GENERAL — Los elementos no estructurales enumerados en la tabla A.9.6-1 y sus anclajes a la estructura deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos de esta sección. Los cálculos y diseños de los elementos de instalaciones hidráulicas, sanitarias, mecánicas y eléctricas deben incluirse como parte de las memorias de diseño de cada uno de los sistemas. Puede hacerse un análisis del mecanismo de soporte de sus componentes, de acuerdo con principios establecidos de dinámica estructural, para justificar una reducción de las fuerzas determinadas en A.9.6.2. Deben investigarse los estados de esfuerzos combinados tales como tensión y cortante en los pernos de anclaje, de acuerdo con principios establecidos de mecánica estructural.

A.9.6.2 — FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO — Los componentes hidráulicos, mecánicos y eléctricos y sus anclajes deben diseñarse para fuerzas sísmicas reducidas de diseño determinadas por medio de la ecuación A.9.4-1, empleando los coeficientes dados en la tabla A.9.6-1.

A.9.6.3 — SOPORTES — Los sistemas de soporte deben diseñarse para las fuerzas sísmicas reducidas de diseño definidas en A.9.6.2 y de acuerdo con los requisitos correspondientes del material estructural del soporte, de acuerdo con lo establecido en el Título correspondiente al material estructural. Los soportes deben ser capaces de resistir los desplazamientos de la estructura inducidos por los movimientos sísmicos, calculados de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6.

A.9.6.4 — EMPATES CON LAS REDES DE SERVICIOS PÚBLICOS — Deben disponerse conexiones flexibles en los empates con las redes de servicios públicos en todos los casos en los cuales el empate está localizado en un lugar donde la estructura se puede desplazar con respecto al terreno como consecuencia de los movimientos sísmicos. El empate flexible debe ser capaz de resistir, sin daño, unos desplazamientos calculados como lo indica el Capítulo A.6.

A.9.6.5 — INTERRUPTORES AUTOMÁTICOS — En los empates con las redes de servicios públicos de electricidad y de gas, en edificaciones que pertenezcan al grupo de uso **IV**, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, debe colocarse, del lado de la edificación, un interruptor automático. El interruptor automático debe activarse cuando se presente una aceleración horizontal del terreno mayor que $\mathbf{0.5A_a}$.

A.9.6.6 — ASCENSORES EN EDIFICACIONES DEL GRUPO DE USO IV — En las edificaciones del grupo de uso **IV** localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, el diseño, construcción y montaje de los ascensores debe realizarse cumpliendo los requisitos de la norma ANSI/ASME A.17.1 "American National Standard Safety Code for Elevators and Escalators", incluyendo el Apéndice F.

TABLA A.9.6-1

Coeficiente de amplificación dinámica, a_p , y tipo de anclajes o amarres requeridos, usado para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , para elementos hidráulicos, mecánicos o eléctricos[a]

Elemento no estructural	a_p [b]	Tipo de anclajes o amarres para determinar el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_p , mínimo requerido en A.9.4.9		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Sistemas de protección contra el fuego	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
Plantas eléctricas de emergencia	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Maquinaria de ascensores, guías y rieles del ascensor y el contrapeso	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Equipo en general • Calderas, hornos, incineradores, calentadores de agua y otros equipos que utilicen combustibles, y sus chimeneas y escapes. • Sistemas de comunicación • Ductos eléctricos, cárcamos y bandejas de cables[c] • Equipo eléctrico, transformadores, subestaciones, motores, etc. • Bombas hidráulicas • Tanques, condensadores, intercambiadores de calor, equipos de presión • Empates con las redes de servicios públicos	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Maquinaria de producción industrial	1.0	Dúctiles	No dúctiles	Húmedos
Sistemas de tuberías				
• Tuberías de gases y combustibles	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• Tuberías del sistema contra incendio	2.5	Dúctiles	No dúctiles	No dúctiles
• Otros sistemas de tuberías[d]	2.5	No dúctiles	No requerido[g]	No requerido[g]
Sistemas de aire acondicionado, calefacción y ventilación, y sus ductos[e]	1.0	Dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Paneles de control y gabinetes eléctricos		No dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]
Luminarias y sistemas de iluminación[f]	1.0	No dúctiles	No dúctiles	No requerido[g]

Notas:

(a) Véase las exenciones en A.9.1.3.

(b) Los valores de a_p dados son para la componente horizontal. Para la componente vertical deben incrementarse en un 33%.

(c) No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para las bandejas de cables eléctricos en las siguientes situaciones: (1) Ductos y bandejas de cables colgados de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) En espacios para equipos mecánicos y calderas, donde el ducto tiene menos de 30 mm de diámetro interior. (3) Cualquier ducto eléctrico de menos de 65 mm de diámetro interior, localizado en otros espacios.

(d) No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para las tuberías en las siguientes situaciones: (1) Tuberías colgadas de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) En espacios para equipos mecánicos y calderas, donde la tubería tiene menos de 30 mm de diámetro interior. (3) Cualquier tubería de menos de 65 mm de diámetro interior, localizado en otros espacios.

(e) No hay necesidad de disponer soportes sísmicos para los ductos de calefacción, ventilación y aire acondicionado en las siguientes situaciones: (1) Ductos colgados de soportes individuales que tienen 300 mm o menos de longitud. (2) Ductos que tienen una sección con un área menor de 0.60 m².

(f) Las luminarias dispuestas como péndulos deben diseñarse utilizando un valor de a_p igual a 1.5. El soporte vertical debe diseñarse con un factor de seguridad igual a 4.0.

(g) El elemento no estructural no requiere diseño y verificación sísmica.

Notas:

CAPÍTULO A.10
EVALUACIÓN E INTERVENCIÓN DE EDIFICACIONES CONSTRUIDAS ANTES DE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE VERSIÓN DEL REGLAMENTO

A.10.0 — NOMENCLATURA

$\mathbf{A_a}$ = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño, de acuerdo con A.2.2.

$\mathbf{A_e}$ = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada, dado en A.10.3.

$\mathbf{A_v}$ = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño, de acuerdo con A.2.2.

$\mathbf{E}$ = fuerzas sísmicas reducidas para revisión de la estructura existente y diseño de la ampliación $\left(\mathbf{E = F_s / R'}\right)$.

$\mathbf{F_s}$ = fuerzas sísmicas equivalentes, véase A.10.4.2.5.

$\mathbf{N_{ef}}$ = resistencia efectiva.

$\mathbf{N_{ex}}$ = resistencia existente.

$\mathbf{R}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, $\mathbf{R_0}$, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(\mathbf{R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0}\right)$. Véase el Capítulo A.3.

$\mathbf{R'}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía que se le asigna a la edificación existente de acuerdo con lo prescrito en el Capítulo A.10.

$\boldsymbol{\phi_a}$ = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.

$\boldsymbol{\phi_c}$ = coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura. Véase A.10.4.3.4.

$\boldsymbol{\phi_e}$ = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura. Véase A.10.4.3.4.

$\boldsymbol{\phi_p}$ = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.

$\boldsymbol{\phi_r}$ = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica. Véase A.3.3.8.

A.10.1 — PROPÓSITO Y ALCANCE

A.10.1.1 — GENERAL — El presente Capítulo establece los criterios y procedimientos que se deben seguir para evaluar la vulnerabilidad sísmica y adicionar, modificar o remodelar el sistema estructural de edificaciones existentes diseñadas y construidas con anterioridad a la vigencia de la presente versión del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes.

A.10.1.2 — PROPÓSITO — Una edificación que se intervenga siguiendo los requisitos aquí presentados debe ser capaz de resistir temblores pequeños sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales, y temblores fuertes sin colapso.

A.10.1.3 — ALCANCE — Los requisitos dados en este Capítulo deben ser utilizados para llevar a cabo la evaluación del comportamiento sísmico y el diseño de la intervención, reparación o refuerzo de la estructura de edificaciones existentes antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes que se modifiquen o rehabiliten en el territorio nacional.

A.10.1.3.1 — *Reparaciones y cambios menores* — Se considera que el sistema estructural de la edificación no sufre modificación cuando se hacen reparaciones y cambios menores que no afecten el sistema de resistencia sísmica ni la integridad estructural de la edificación. En este caso no hay necesidad de llevar a cabo los estudios a que hace referencia el presente Capítulo, con la excepción anotada en A.10.1.3.2.

A.10.1.3.2 — *Cambio de uso* — Cuando se modifique el uso de una edificación, aun en los casos que menciona A.10.1.3.1, entendido el cambio de uso como una modificación de acuerdo a normas urbanísticas (de residencial a multifamiliar, de alguno de ellos a comercial, entre otros), así como cambio de uno de los Grupos de Uso descritos en A.2.5.1 a otro superior dentro de ese numeral, deben evaluarse las implicaciones causadas por este cambio de uso, ante cargas verticales, fuerzas horizontales y especialmente ante efectos sísmicos.

A.10.1.3.3 — *Vulnerabilidad sísmica* — Los criterios presentados en este Capítulo se pueden utilizar en el diagnóstico o evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento.

A.10.1.3.4 — *Modificaciones* — Los criterios presentados en este Capítulo deben ser empleados para el diseño y construcción de ampliaciones adosadas o ampliaciones en altura, actualizaciones al reglamento y/o alteraciones, entendidas como cualquier construcción o renovación de una construcción distinta de una ampliación.

A.10.1.3.5 — *Reforzamiento estructural* — Los requisitos del Capítulo A.10 y en especial los de A.10.9 deben ser empleados en actualización y rehabilitación sísmica de edificaciones existentes.

A.10.1.3.6 — *Reparación de edificaciones dañadas por sismos* — Los requisitos del Capítulo A.10 y en especial los de A.10.10 deben ser empleados en la reparación de edificaciones que hayan sufrido daños moderados a severos en su estructura, o daños moderados a severos en sus elementos no estructurales, o ambos, y que no hayan sido designadas como de obligatoria demolición total por la autoridad competente o por el censo que se realice para ese efecto con posterioridad a la ocurrencia del sismo, según sea el caso.

A.10.1.4 — PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN DE LA INTERVENCIÓN — En la aplicación del presente Capítulo deben seguirse las siguientes etapas:

INFORMACIÓN PRELIMINAR

Etapa 1 — Debe verificarse que la intervención esté cubierta por el alcance dado en A.10.1.3.

Etapa 2 — Debe recopilarse y estudiarse la información existente acerca del diseño geotécnico y estructural así como del proceso de construcción de la edificación original y sus posteriores modificaciones y deben hacerse exploraciones en la edificación, todo esto de acuerdo con A.10.2.

Etapa 3 — El estado del sistema estructural debe calificarse con respecto a: **(a)** la calidad del diseño de la estructura original y su sistema de cimentación y de la construcción de la misma y **(b)** el estado de mantenimiento y conservación. Esta calificación debe hacerse de acuerdo con los requisitos de A.10.2.

EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

Etapa 4 — Deben determinarse unas solicitaciones equivalentes de acuerdo con los requisitos de A.10.4.2.

Etapa 5 — Debe llevarse a cabo un análisis elástico de la estructura y de su sistema de cimentación para las solicitaciones equivalentes definidas en la Etapa 4.

Etapa 6 — La resistencia existente de la estructura debe determinarse utilizando los requisitos de A.10.4.3.3.

Etapa 7 — Se debe obtener una resistencia efectiva de la estructura, a partir de la resistencia existente, afectándola por dos coeficientes de reducción de resistencia obtenidos de los resultados de la calificación llevada a cabo en la Etapa 3.

Etapa 8 — Debe determinarse un índice de sobreesfuerzo como el máximo cociente obtenido para cualquier elemento o sección de éste, entre las fuerzas internas solicitadas obtenidas del análisis estructural realizado

en la Etapa 5 para las solicitaciones equivalentes definidas en la Etapa 4 y la resistencia efectiva obtenida en la Etapa 7.

Etapa 9 — Utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis de la Etapa 5 deben obtenerse las derivas de la estructura.

Etapa 10 — Debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos horizontales como el máximo cociente entre las derivas obtenidas en la Etapa 9 y las derivas permitidas por el Reglamento en el Capítulo A.6. Igualmente debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos verticales como el máximo cociente entre las deflexiones verticales medidas en la edificación y las deflexiones permitidas por el presente Reglamento.

INTERVENCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Etapa 11 — La intervención estructural debe definirse de acuerdo con el tipo de modificación establecida en A.10.6 dentro de una de tres categorías: **(a)** Ampliaciones adosadas, **(b)** Ampliaciones en altura y **(c)** Actualización al Reglamento.

Etapa 12 — El conjunto debe analizarse nuevamente incluyendo la intervención propuesta, la cual debe diseñarse para las fuerzas y esfuerzos obtenidos de este nuevo análisis. El diseño geotécnico y estructural y la construcción deben llevarse a cabo de acuerdo con los requisitos que para cada tipo de modificación establece el presente Capítulo.

A.10.1.5 — CÁLCULOS, MEMORIAS Y PLANOS — Debe elaborarse una memoria justificativa de cálculos en la cual deben quedar claramente consignados los siguientes aspectos:

(a) Una relación de los documentos de diseño y construcción de la edificación original que fueron utilizados en la evaluación y diseño de las modificaciones, tales como: planos arquitectónicos y estructurales, memorias de cálculo, estudios de suelos y diseño de las cimentaciones, registros de la interventoría, libros de obra, consultas personales a profesionales que participaron en el diseño o construcción, etc.
(b) Una descripción de la evaluación del estado actual de la edificación y de su sistema de cimentación llevada a cabo como lo exige A.10.2.
(c) Una descripción muy clara justificando la definición de los parámetros de evaluación y diseño que provienen del estudio de la situación actual de la edificación.
(d) Memoria de cálculos del diseño de la modificación a la estructura con la correspondiente justificación de que la estructura final tendrá la resistencia y comportamiento esperados, cuando actúa en conjunto con la estructura original.
(e) Los otros documentos apropiados, a juicio del diseñador, de aquellos que exige el presente Reglamento para edificaciones nuevas.

A.10.1.5.1 — Esta memoria debe ir firmada por un Ingeniero Civil debidamente matriculado, que cumpla las condiciones establecidas en los Artículos 26 y 27 de la Ley 400 de 1997.

A.10.1.6 — SUPERVISIÓN TÉCNICA — La construcción de la intervención del sistema estructural existente debe someterse, en todos los casos, a una supervisión técnica dentro del alcance que se da en el Título I del presente Reglamento.

A.10.1.6.1 — El Supervisor Técnico debe dejar constancia en los registros de la supervisión de que las hipótesis en que se basó el diseñador fueron confirmadas en la obra. En caso de presentarse discrepancias debe quedar constancia escrita de que el diseñador fue informado de ellas y de las acciones correctivas que él fijó.

A.10.1.7 — CRITERIO Y RESPONSABILIDAD DEL INGENIERO — El tipo de diseño a que hace referencia en su alcance este documento exige el mejor criterio y experiencia por parte del ingeniero que lo lleva a cabo, dado que el diseñador se hace responsable, dentro del mismo alcance que tiene esa responsabilidad en el presente Reglamento, de la correcta aplicación de los requisitos del Reglamento y del comportamiento de la edificación en el futuro.

A.10.2 — ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS

A.10.2.1 — INFORMACIÓN PREVIA — Deben realizarse investigaciones sobre la construcción existente, tendientes a determinar los siguientes aspectos acerca de ella:

(a) Cuando se disponga de documentos descriptivos del diseño de la estructura y su sistema de cimentación original, debe constatarse en el sitio su concordancia con la construcción tal como se encuentra en el momento. Deben hacerse exploraciones en lugares representativos y dejar constancia del alcance de estas exploraciones.
(b) La calidad de la construcción de la estructura original debe determinarse de una manera cualitativa.
(c) El estado de conservación de la estructura debe evaluarse de una manera cualitativa.
(d) Debe investigarse la estructura con el fin de determinar su estado a través de evidencia de fallas locales, deflexiones excesivas, corrosión de las armaduras y otros indicios de su comportamiento.
(e) Debe investigarse la ocurrencia de asentamientos de la cimentación y su efecto en la estructura.
(f) Debe determinarse la posible ocurrencia en el pasado de eventos extraordinarios que hayan podido afectar la integridad de la estructura, debidos a explosión, incendio, sismo, remodelaciones previas, colocación de acabados que hayan aumentado las cargas, y otras modificaciones.

A.10.2.2 — ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL — Debe calificarse el estado del sistema estructural de la edificación de una manera totalmente cualitativa con base en la calidad del diseño y construcción de la estructura original y en su estado actual. Esta calificación se debe realizar de la manera prescrita a continuación:

A.10.2.2.1 — ***Calidad del diseño y la construcción de la estructura original*** — Esta calificación se define en términos de la mejor tecnología existente en la época en que se construyó la edificación. Al respecto se puede utilizar información tal como: registros de interventoría la construcción y ensayos realizados especialmente para ello. Dentro de la calificación debe tenerse en cuenta el potencial de mal comportamiento de la edificación debido a distribución irregular de la masa o la rigidez, ausencia de diafragmas, anclajes, amarres y otros elementos necesarios para garantizar su buen comportamiento de ella ante las distintas solicitaciones. La calidad del diseño y la construcción de la estructura original deben calificarse como buena, regular o mala.

A.10.2.2.2 — ***Estado de la estructura*** — Debe hacerse una calificación del estado actual de la estructura de la edificación, basada en aspectos tales como: sismos que la puedan haber afectado, fisuración por cambios de temperatura, corrosión de las armaduras, asentamientos diferenciales, reformas, deflexiones excesivas, estado de elementos de unión y otros aspectos que permitan determinar su estado actual. El estado de la estructura existente debe calificarse como bueno, regular o malo.

A.10.3 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO CON SEGURIDAD LIMITADA

A.10.3.1 — Para las situaciones cuando según A.10.9 este Reglamento lo permite para efectos de evaluación e intervención de edificaciones existentes, los movimientos sísmicos de diseño con seguridad limitada se definen para una probabilidad del veinte por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva reducida, representada por el parámetro $\mathbf{A_e}$ El valor de este coeficiente, para efectos del presente Reglamento, debe determinarse de acuerdo con A.10.3.2 y A.10.3.3. Los movimientos sísmicos de diseño de seguridad limitada no son aplicables a edificaciones nuevas y no se pueden utilizar en el diseño de edificaciones nuevas baja ninguna circunstancia.

A.10.3.2 — Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando el mapa de la figura A.10.3-1. El valor de $\mathbf{A_e}$ se obtiene de la tabla A.10.3-1, en función del número de la región, o para las ciudades capitales de departamento utilizando la tabla A.10.3-2 y para los municipios del país en el Apéndice A-4, incluido al final del presente Título.

Tabla A.10.3-1
Valor de A_e según las regiones de los mapas de la figura A.10-3-1

Región Nº	A_e
7	0.25 – 0.28
6	0.21 – 0.24
5	0.17 – 0.20
4	0.13 – 0.16
3	0.09 – 0.12
2	0.05 – 0.08
1	0.00 – 0.04

Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_e en cada municipio.

Tabla A.10.3-2
Valor de A_e para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_e	Ciudad	A_e
Arauca	0.10	Neiva	0.20
Armenia	0.15	Pasto	0.15
Barranquilla	0.05	Pereira	0.20
Bogotá	0.13	Popayán	0.15
Bucaramanga	0.15	Puerto Carreño	0.04
Cali	0.15	Puerto Inírida	0.04
Cartagena	0.05	Quibdó	0.25
Cúcuta	0.25	Riohacha	0.07
Florencia	0.10	San Andrés, Isla	0.05
Ibagué	0.15	San José del Guaviare	0.04
Leticia	0.04	Santa Marta	0.10
Manizales	0.20	Sincelejo	0.07
Medellín	0.13	Tunja	0.15
Mitú	0.04	Valledupar	0.05
Mocoa	0.20	Villavicencio	0.20
Montería	0.07	Yopal	0.15

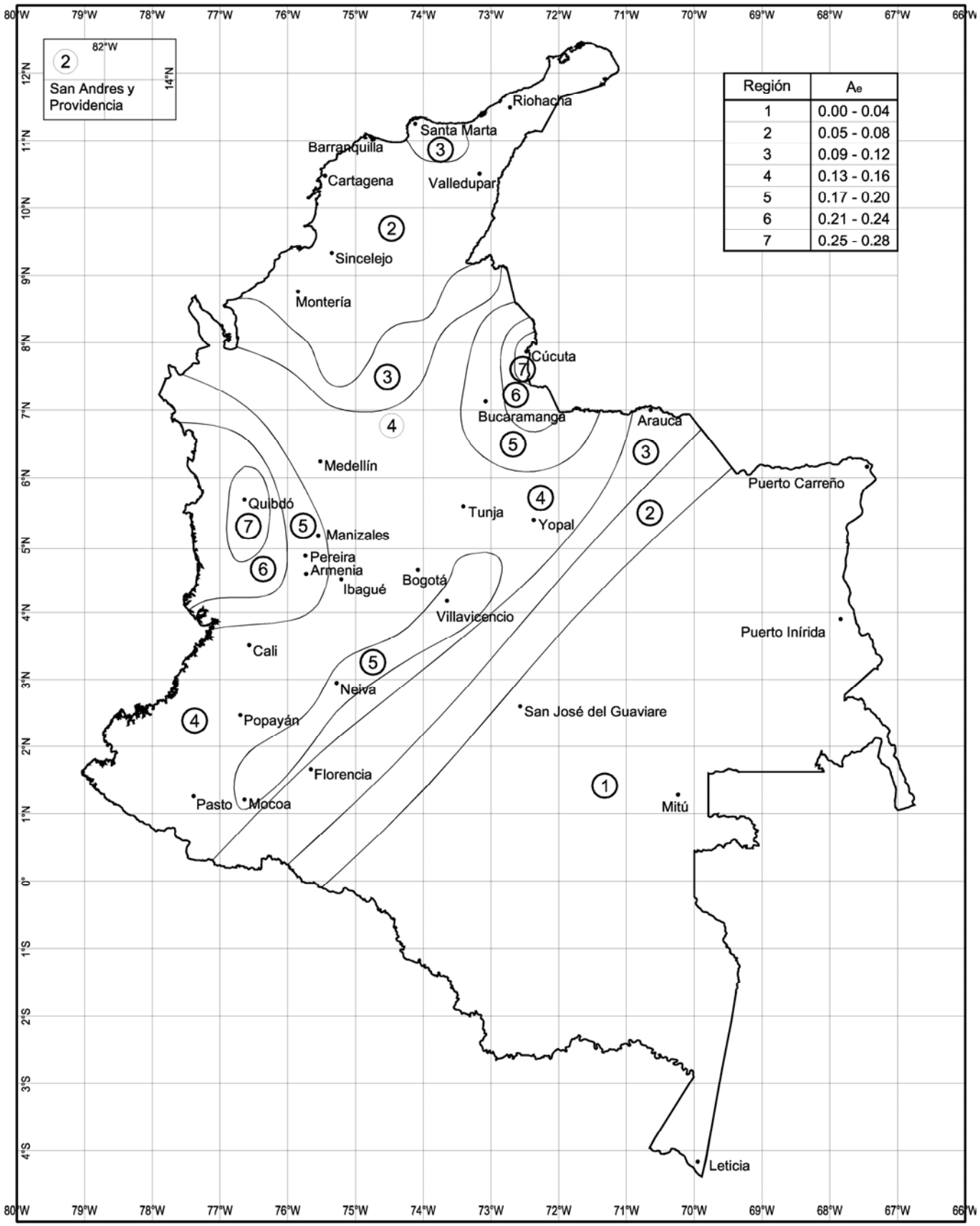


Figura A.10.3-1 — Mapa de valores de A_e

Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_e en cada municipio.

A.10.3.3 — Alternativamente cuando el municipio o distrito, realice un estudio de microzonificación sísmica, o disponga de una red acelerográfica local, con base en el estudio de microzonificación o en los registros obtenidos, es posible modificar, por medio de un acuerdo municipal, el valor de $\mathbf{A_e}$, con respecto a los valores dados aquí, pero en ningún caso este valor podrá ser menor al dado en el presente Reglamento. Véase A.2.9.3.6.

A.10.3.4 — La forma de los espectros de diseño para la evaluación y la intervención de edificaciones existentes con seguridad limitada se obtiene de la sección A.2.6, sustituyendo allí los valores de $\mathbf{A_a}$ y $\mathbf{A_v}$ por el valor de $\mathbf{A_e}$ dado en A.10.3.2 y A.10.3.3.

A.10.3.5 — Cuando se realice un estudio particular de sitio y se utilice el procedimiento de diseño con seguridad limitada, se deben cumplir los requisitos de A.2.10.2.6.

A.10.4 — CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

A.10.4.1 — GENERAL — Debe determinarse si la edificación en su estado actual está en capacidad de resistir adecuadamente las cargas prescritas por el presente Reglamento.

A.10.4.2 — SOLICITACIONES EQUIVALENTES — Debe establecerse una equivalencia entre las solicitaciones que prescribe este Reglamento y las que la estructura está en capacidad de resistir en su estado actual. Al respecto se deben utilizar los siguientes criterios:

A.10.4.2.1 — ***Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva*** — Se deben utilizar los movimientos sísmicos de diseño que prescribe el Capítulo A.2 para el lugar en que se encuentre la edificación, para el Grupo de Uso que va a tener una vez se lleve a cabo la modificación, con el fin de analizar la estructura como si fuera una edificación nueva.

A.10.4.2.2 — ***Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada*** — Se deben utilizar los movimientos sísmicos de diseño que prescribe A.10.3 para el lugar en que se encuentre la edificación, para el Grupo de Uso que va a tener una vez se lleve a cabo la modificación, cuando de acuerdo al A.10.9 este Reglamento explícitamente permita que el análisis de la estructura se realice para un nivel de seguridad limitada.

A.10.4.2.3 — ***Clasificación del sistema estructural*** — El sistema estructural debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales que define el Capítulo A.3.

A.10.4.2.4 — ***Coeficiente de capacidad de disipación de energía,*** $\mathbf{R'}$ — De acuerdo con el sistema estructural a que corresponda la edificación y a los requisitos constructivos y de diseño que se hayan seguido en la ejecución de la estructura original debe asignarse un valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$ $\left(\mathbf{R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0}\right)$, el cual se denominará $\mathbf{R'}$ dentro del presente Capítulo. La asignación debe hacerse de acuerdo con la información disponible sobre la estructura.

(a) Cuando se disponga de buena información sobre el diseño original, tal como planos y memorias, se permite, de acuerdo con el mejor criterio del ingeniero que lleva a cabo la evaluación, determinar un valor de coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R'}$, por comparación con los requisitos que para el material y el sistema estructural fija el Reglamento. La selección del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R'}$, cuando haya cumplimiento parcial de los requisitos puede aproximarse interpolando entre los valores de $\mathbf{R}$ que da el Capítulo A.3.

(b) Cuando no se disponga de buena información sobre el diseño original, o ésta sea incompleta o fragmentaria, el ingeniero que lleve a cabo la evaluación debe definir un valor de $\mathbf{R'}$ de acuerdo con su mejor criterio. Este valor no puede ser mayor que el valor que el Capítulo A.3 establezca para mismo sistema estructural y el mismo material.

(c) Cuando no exista ningún tipo de información, se permite utilizar un valor de $\mathbf{R'}$ correspondiente a tres cuartos del valor que fija el Capítulo A.3 para el mismo sistema estructural y el mismo material. El valor así obtenido no hay necesidad de que sea menor que la unidad.

(d) Cuando se trate de edificaciones de mampostería no reforzada, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R'}$, debe ser igual a la unidad.

A.10.4.2.5 — *Fuerzas sísmicas* — Las fuerzas sísmicas, $\mathbf{F_s}$, que el sismo de diseño impone a la edificación se deben determinar por medio del método de la fuerza horizontal equivalente, tal como lo prescribe el Capítulo A.4. Estas fuerzas sísmicas deben distribuirse en la altura de acuerdo con el mismo método de la fuerza horizontal equivalente. Se permite utilizar el método del análisis dinámico dado en el Capítulo A.5, si a juicio del diseñador hay suficiente información para permitir su uso.

A.10.4.2.6 — *Cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas* — Las otras solicitaciones diferentes a las solicitaciones sísmicas deben determinase siguiendo los requisitos del Título B, con excepción de las cargas muertas, las cuales deben evaluarse con base en observaciones y mediciones de campo. Las cargas muertas en ningún caso, para efectos de determinar las solicitaciones equivalentes, pueden ser menores a las prescritas en el Título B.

A.10.4.2.7 — *Análisis estructural* — Con el fin de determinar las fuerzas y esfuerzos internos de la estructura debe llevarse a cabo un análisis estructural por medio de uno de los modelos matemáticos permitidos por este Reglamento.

A.10.4.2.8 — *Obtención de las solicitaciones equivalentes* — Las diferentes solicitaciones que se deben tener en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas equivalentes que se emplean en la evaluación de la estructura existente. Esta combinación debe realizarse de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de revisión, $\mathbf{E}$, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas $\mathbf{F_S}$, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R'}$ $\left(\mathbf{E = F_S / R'}\right)$.

A.10.4.3 — RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD — Deben determinarse unos índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad, que permitan definir la capacidad de la estructura existente de soportar y responder adecuadamente ante las solicitaciones equivalentes definidas en A.10.4.2.

A.10.4.3.1 — *Definición del índice de sobreesfuerzo* — El índice de sobreesfuerzo se expresa como el cociente entre las solicitaciones equivalentes, calculadas de acuerdo con A.10.4.2 y la resistencia efectiva. Tiene dos acepciones:

(a) ***Índice de sobreesfuerzo de los elementos —*** el cual se refiere al índice de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos estructurales individuales, y

(b) ***Índice de sobreesfuerzo de la estructura —*** cuando se determina para toda la estructura, evaluando los elementos con un mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como un conjunto.

A.10.4.3.2 — *Determinación del índice de sobreesfuerzo* — Para todos los elementos de la estructura y para todos los efectos tales como cortante, flexión, torsión, etc., debe dividirse la fuerza o esfuerzo que se le exige al aplicarle las solicitaciones equivalentes, mayoradas de acuerdo con el procedimiento dado en el Título B del Reglamento y para las combinaciones de carga dadas allí, por la resistencia efectiva del elemento. El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura corresponderá al mayor valor obtenido de estos cocientes, entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad general de la edificación.

A.10.4.3.3 — *Resistencia existente de los elementos* — La resistencia existente de los elementos de la estructura, $\mathbf{N_{ex}}$, debe ser determinada por el ingeniero que hace la evaluación con base en la información disponible y utilizando su mejor criterio y experiencia. Por resistencia se define el nivel de fuerza o esfuerzo al cual el elemento deja de responder en el rango elástico o el nivel al cual los materiales frágiles llegan a su resistencia máxima o el nivel al cual los materiales dúctiles inician su fluencia. En general la resistencia existente corresponde a los valores que se obtienen para cada material estructural al aplicar los modelos de resistencia que prescribe el Reglamento en los títulos correspondientes.

A.10.4.3.4 — *Resistencia efectiva* — La resistencia efectiva N_{ef} de los elementos, o de la estructura en general, debe evaluarse como el producto de la resistencia existente N_{ex}, multiplicada por los coeficientes de reducción de resistencia ϕ_c y ϕ_e, así:

$$N_{ef} = \phi_c \phi_e N_{ex} \qquad \textbf{(A.10-1)}$$

donde a ϕ_c y ϕ_e se les asigna el valor dado en la Tabla A.10.4-1, dependiendo de la calificación de la calidad y estado de la estructura definidas en A.10.2.2.1 y A.10.2.2.2.

Tabla A.10.4-1
Valores de ϕ_c y ϕ_e

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	**Regular**	**Mala**
ϕ_c o ϕ_e	1.0	0.8	0.6

A.10.4.3.5 — *Definición del índice de flexibilidad* — Debe determinarse un índice de flexibilidad, el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el Reglamento. Tiene dos acepciones:

(a) ***Índice de flexibilidad del piso —*** el cual se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación, y
(b) ***Índice de flexibilidad de la estructura —*** definido como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. Se debe evaluar para las deflexiones verticales y para las derivas.

A.10.4.4 — METODOLOGÍAS ALTERNAS — Para la evaluación de edificaciones existentes, en reemplazo en lo prescrito en A.10.4, siempre y cuando se garanticen los criterios de resistencia y capacidad de funcionamiento establecidos en A.10.9, se permite alternativamente el uso de las recomendaciones que se presentan en los siguientes documentos:

(a) *"Seismic Evaluation of Existing Buildings",* ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2003.
(b) *"Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings",* ATC-40, Vol 1, Appendices, Vol 2*,* Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA, 1996.
(c) "NEHRP Handbook for Seismic Evaluation of Existing Buildings", FEMA 178, Federal Emergency Management Agency / Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1992

A.10.5 — ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD

A.10.5.1 — GENERAL — El análisis de vulnerabilidad sísmica de una edificación existente consiste en los siguientes aspectos:

(a) Determinación de los índices de sobreesfuerzo individual de todos los elementos estructurales de la edificación, considerando las relaciones entre la demanda sísmica de esfuerzos y la capacidad de resistirlos,
(b) Formulación de una hipótesis de secuencia de falla de la edificación con base en la línea de menor resistencia, identificando la incidencia de la falla progresiva de los elementos, iniciando con aquellos con un mayor índice de sobreesfuerzo,
(c) Definición de un índice de sobreesfuerzo general de la edificación, definido con base en los resultados de (b). El inverso del índice de sobreesfuerzo general expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente versión del Reglamento, y

(d) Obtención de un índice de flexibilidad general de la edificación, definido con base en el procedimiento definido en A.10.4.3.5. El inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la presente versión del Reglamento.

A.10.5.2 — EDIFICACIONES INDISPENSABLES — En la verificación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones indispensables existentes se debe incluir, además de lo indicado en A.10.5.1, al menos los siguientes aspectos:

(a) Identificar la influencia de los movimientos sísmicos de diseño de Capítulo A.2, y de los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño del Capítulo A.12,

(b) Determinar el cortante basal resistente de la edificación en su totalidad, ya sea por flexión o por esfuerzos cortantes, teniendo en cuenta los diferentes mecanismos de colapso posibles. Esta evaluación puede realizarse utilizando el procedimiento definido en el Apéndice A-3. Esta verificación puede realizarse para la distribución, en la altura de la edificación, de las fuerzas sísmicas horizontales que prescribe el método de la fuerza horizontal equivalente, Capítulo A.4, o el método del análisis dinámico, Capítulo A.5, y

(c) Debe, por medio de metodologías inelásticas adecuadamente sustentadas como la presentada en el Apéndice A-3, llevar a cabo la identificación del modo de falla prevaleciente, ya sea por flexión o por cortante. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía $\mathbf{R'}$ a emplear, debe ser concordante con la sustentación indicada, con la secuencia de degradación de rigidez y resistencia esperadas, y con su influencia en la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

A.10.6 — TIPOS DE MODIFICACIÓN

Se consideran los siguientes tipos de modificación a la estructura existente:

A.10.6.1 — AMPLIACIONES — Cubre aquellas edificaciones donde se amplía su área con o sin modificación en su altura. Se dividen en:

(a) ***Ampliación adosada*** — Es aquella en que se amplía el área sin modificar su altura. La ampliación debe diseñarse y construirse siguiendo los requisitos de A.10.7.

(b) ***Ampliación en altura*** — Es aquella en que se modifica la altura de la edificación con o sin aumento en planta del área construida. El diseño y la construcción de este tipo de ampliación debe llevarse a cabo siguiendo los requisitos de A.10.8.

A.10.6.2 — ACTUALIZACIÓN AL REGLAMENTO — Cubre aquellas edificaciones donde no hay ampliación ni en el área ni en su altura y donde voluntariamente el propietario desea modificar la capacidad del sistema estructural para que sea capaz de resistir las solicitaciones que exige la presente versión del Reglamento y así obtener un mejor comportamiento sísmico de la edificación. La actualización debe hacerse siguiendo los requisitos que se dan en A.10.9.

A.10.6.3 — MODIFICACIONES — Cubre aquellas construcciones o renovaciones en una edificación distintas de una ampliación adosada o en su altura. Las modificaciones se permiten en una construcción sin requerir validar la capacidad resultante de la estructura, en la medida que la modificación en sí cumpla con el presente reglamento y la modificación no incremente la solicitación sísmica en cualquier elemento de la estructura existente en más de un 10% ni reduzca la capacidad estructural de cualquier elemento en más de un 10%. En caso que alguna de estas condiciones sea superada, deberá revisarse la capacidad estructural ante cargas sísmicas de la totalidad de la construcción incluyendo la modificación propuesta según los requerimientos del presente Reglamento.

A.10.7 — AMPLIACIÓN ADOSADA

A continuación se dan los requisitos que se deben cumplir en el diseño y construcción de una ampliación adosada:

A.10.7.1 — NECESIDAD DE INTERVENCIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE — Cuando los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad de la estructura existente son menores que la unidad no hay necesidad de intervenir el sistema estructural existente, siempre y cuando la porción nueva de la edificación se separe de la antigua con una junta apropiada de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.6 del Reglamento. En este caso la porción nueva debe

diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos del Reglamento para edificaciones nuevas.

A.10.7.1.1 — En aquellos casos en que para la edificación existente el índice de sobreesfuerzo o el índice de flexibilidad sea mayor que la unidad, hay necesidad de intervenir el sistema estructural de la porción existente hasta el punto en que el índice de sobreesfuerzo y el de flexibilidad sean menores que la unidad, aún en aquellos casos en que se separe la porción antigua de la nueva por medio de una junta.

A.10.7.2 — RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS — La edificación resultante de la modificación, incluyendo la parte nueva y la antigua, debe ser analizada nuevamente y los elementos estructurales nuevos deben diseñarse de tal manera que la edificación quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad.

A.10.7.2.1 — Cuando la porción nueva se separe de la porción existente por medio de una junta apropiada, la porción nueva debe diseñarse en su totalidad siguiendo los requisitos del Reglamento. La porción existente debe modificarse de tal manera que su índice de sobreesfuerzo y su índice de flexibilidad sean menores o iguales a la unidad. Sólo en aquellos casos en que la licencia de construcción de la ampliación no cubra la porción antigua puede dejarse esta porción sin intervención y se debe marcar claramente en los planos y documentos el hecho de que esta porción no fue intervenida, y que por lo tanto su comportamiento esperado puede ser diferente al de la porción nueva.

A.10.7.2.2 — Cuando las dos edificaciones, antigua y nueva, trabajen en conjunto ante las solicitaciones requeridas, la fuerzas horizontales deben distribuirse en proporción a las rigideces relativas de las dos porciones teniendo especial cuidado en evitar efectos torsionales nocivos al unir las porciones antigua y nueva de la edificación. El diseñador debe demostrar que el efecto torsional fue tomado en cuenta. Cuando la porción antigua se intervenga adecuadamente, se permite modificar el valor de $\mathbf{R'}$ así como la clasificación del estado de la edificación y utilizar el nuevo valor del coeficiente de reducción de resistencia por estado de la edificación, $\boldsymbol{\phi_e}$ en el cálculo del índice de sobreesfuerzo.

A.10.7.3 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS — La porción nueva debe diseñarse y construirse siguiendo los requisitos propios para el material y el sistema estructural que el Reglamento fije para la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación.

A.10.7.4 — EFECTOS EN LA CIMENTACIÓN — Debe demostrarse que la cimentación de la porción nueva no afecta la cimentación de la parte antigua y que el conjunto se comportará adecuadamente desde el punto de vista de asentamientos y capacidad portante del suelo. En aquellos casos en que la cimentación antigua deba soportar cargas de la porción nueva, debe hacerse una exploración de la cimentación antigua, supervisada por un ingeniero geotecnista, que demuestre que existe la capacidad adecuada para resistir las nuevas cargas que se le imponen sin efectos nocivos.

A.10.8 — AMPLIACIÓN EN ALTURA

A continuación se dan los requisitos que deben cumplirse en el diseño y construcción de ampliaciones en la altura:

A.10.8.1 — TRABAJO EN CONJUNTO — En este tipo de modificaciones las dos porciones de la edificación trabajan en conjunto tanto para fuerzas horizontales como para cargas verticales, por lo tanto todo análisis y diseño debe tener en cuenta de una manera integrada la porción antigua y la porción nueva; y se deben tomar todas las precauciones necesarias para que la acción en conjunto ocurra, disponiendo elementos de amarre adecuados.

A.10.8.2 — RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS — La edificación en conjunto debe analizarse nuevamente y utilizando las fuerzas y esfuerzos obtenidos de este nuevo análisis debe demostrarse que es capaz de resistir las solicitaciones que exige el Reglamento tanto para cargas verticales como para fuerzas horizontales. Además debe demostrarse que la cimentación, incluyendo las modificaciones que se le hagan, es capaz de resistir las cargas que fija el Reglamento. La resistencia se debe evaluar de acuerdo con lo siguiente:

A.10.8.2.1 — ***Cargas verticales*** — La estructura en su totalidad debe ser capaz de resistir las cargas verticales que fija el Reglamento. La resistencia que se utilice en la evaluación de los elementos de la porción antigua no puede tenerse en un valor mayor que la resistencia efectiva calculada de acuerdo con A.10.4.3.4. Para efectos de esta evaluación el coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura, $\boldsymbol{\phi_e}$,

puede actualizarse al nivel del estado que se obtiene después de la intervención.

A.10.8.2.2 — *Fuerzas horizontales* — Las solicitaciones sísmicas deben determinarse utilizando el mismo coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R'}$, utilizado en la determinación del índice de sobreesfuerzo, calculado de acuerdo con A.10.4.3.4. Estas solicitaciones deben calcularse para toda la edificación, incluyendo la parte nueva y la antigua. La resistencia de los elementos de la porción antigua no puede sobrepasar la resistencia efectiva evaluada de acuerdo con las prescripciones de A.10.4.3.3. Para efectos de esta evaluación el coeficiente de reducción de resistencia por el estado de la estructura, ϕ_e, puede actualizarse al nivel del estado que se obtiene después de la intervención.

A.10.8.3 — ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES EN LA PORCIÓN ANTIGUA — En caso de que al calcular, para el conjunto, el índice de sobreesfuerzo o de flexibilidad, se encuentre que la porción antigua no tiene suficiente resistencia o rigidez para garantizar un buen comportamiento, deben proveerse elementos adicionales que den suficiente resistencia y rigidez para obtener un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menor que la unidad.

A.10.8.4 — EMPALME DE ELEMENTOS NUEVOS CON ELEMENTOS ANTIGUOS — Debe demostrase por análisis o ensayo que los empalmes entre elementos nuevos y antiguos son capaces de transferir las fuerzas resultado de las solicitaciones.

A.10.8.5 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS — Todos los elementos estructurales nuevos, colocados en la porción nueva o antigua, deben cumplir los requisitos que para el material estructural exija el Reglamento, para el grado de capacidad de disipación de energía apropiado.

A.10.8.6 — EFECTOS EN LA CIMENTACIÓN — El efecto de las fuerzas horizontales y verticales en la cimentación de la estructura, tomada en conjunto, debe ser investigado bajo la supervisión de un ingeniero geotecnista. Debe demostrarse que la cimentación es capaz de comportarse adecuadamente desde el punto de vista de capacidad portante, asentamientos y especialmente para el efecto de vuelco producido por la fuerzas horizontales trabajando con una nueva altura mayor de la edificación.

A.10.9 — REHABILITACIÓN SÍSMICA

A continuación se establecen los requisitos que se deben cumplir en la intervención de estructuras de edificaciones que deben ser reforzadas o actualizadas a la presente versión del Reglamento.

A.10.9.1 — ALCANCE — Los requisitos de la presente sección aplican para las siguientes edificaciones:

(a) Las designadas por la Ley 400 de 1997 y sus decretos reglamentarios, como de obligatoria actualización.
(b) Las que deben ser reforzadas por cambio de uso o modificaciones que exigen intervención estructural.
(c) Las que hayan sido dañadas por sismos, y
(d) Las que su propietario desee actualizar voluntariamente, conforme al presente reglamento.

A.10.9.2 — RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE FUNCIONAMIENTO REQUERIDAS SEGÚN EL USO Y LA EDAD DE LA EDIFICACIÓN — A continuación se definen los requisitos mínimos que se deben cumplir para el refuerzo y rehabilitación sísmica, según el uso y la edad de las edificaciones:

A.10.9.2.1 — *Intervención de edificaciones indispensables y de atención a la comunidad*— El diseño de las edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **III** y **IV**, tal como los define A.2.5, independientemente de la época de construcción de la edificación, debe cumplir los requisitos establecidos en A.10.4.2.1, con el fin de lograr un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva, y de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. La intervención de los elementos no estructurales puede limitarse a elementos de fachada y columnas cortas o cautivas y a aquellos que se encuentren en mal estado y representen un peligro para la vida ante la ocurrencia de un sismo en el futuro. Al respecto debe consultarse A.9.5.2. Si la edificación perteneciente a los grupos de uso **III** o **IV** ya fue intervenida durante la vigencia del Reglamento NSR-98 para cumplir con él y si se mantiene el mismo grupo de uso, no requiere obligatoriamente ser intervenida de nuevo para los requerimientos del presente Reglamento.

A.10.9.2.2 — *Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Reglamento NSR-98 de la Ley 400 de 1997* — Las estructuras según A.10.9.1, diseñadas y construidas con posterioridad al 19 de febrero de 1998, dentro de la vigencia de la Ley 400 de 1997, deben intervenirse cumpliendo los requisitos establecidos en A.10.4.2.1 con el fin de lograr un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva y tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad.

A.10.9.2.3 — *Intervención de edificaciones diseñadas y construidas dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984* — En la intervención de edificaciones según A.10.9.1 diseñadas y construidas después del 1° de diciembre de 1984 y antes del 19 de febrero de 1998, dentro de la vigencia del Decreto 1400 de 1984, se permite cumplir con los siguientes requisitos, sustitutivos de los requisitos correspondientes contenidos en el presente Reglamento:

(a) En el caso de diseñarse la intervención cumpliendo los requisitos establecidos en A.10.4.2.1, con el fin de lograr un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva, se permite que el índice de flexibilidad evaluado para la edificación reparada alcance, sin exceder, valores hasta de 1.5. El índice de sobreesfuerzos no puede exceder la unidad.

(b) Alternativamente, el diseño de la intervención se podrá hacer cumpliendo los requisitos para el nivel de seguridad limitada, establecidos en A.10.4.2.2, y tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. Se permitirá este nivel de seguridad limitada siempre y cuando se acepte por parte del propietario y se incluya, dentro de los documentos que se presentan para obtener las licencias y permisos correspondientes, un memorial firmado por el diseñador estructural y el propietario en el cual se declare que se utilizó el nivel de seguridad limitada. Este memorial se debe protocolizar mediante escritura pública en Notaría.

(c) La intervención de los elementos no estructurales puede limitarse a elementos de fachada y columnas cortas o cautivas y a aquellos que se encuentren en mal estado y representen un peligro para la vida ante la ocurrencia de un sismo en el futuro. Al respecto debe consultarse A.9.5.2.

A.10.9.2.4 — *Intervención de edificaciones diseñadas y construidas antes de la vigencia del Decreto 1400 de 1984* — Las estructuras según A.10.9.1, diseñadas y construidas antes del 1° de diciembre de 1984, fecha en que entró en vigencia el Decreto 1400 de 1984, deben obtener, como mínimo, al ser intervenidas, el nivel de seguridad limitada prescrito en A.10.4.2.2 y tratarse de acuerdo con los criterios y requisitos del presente Reglamento, de tal manera que la edificación una vez intervenida quede con un índice de sobreesfuerzo y un índice de flexibilidad menores que la unidad. Se permitirá este nivel de seguridad limitada siempre y cuando se acepte por parte del propietario y se incluya, dentro de los documentos que se presentan para obtener las licencias y permisos correspondientes, un memorial firmado por el diseñador estructural y el propietario en el cual se declare que se utilizó el nivel de seguridad limitada**.** Este memorial se debe protocolizar mediante escritura pública en Notaría.

A.10.9.2.5 — ***Edificaciones declaradas como patrimonio histórico*** — Cuando se trate de intervenciones estructurales de edificaciones declaradas como patrimonio histórico, donde existan restricciones severas para lograr un nivel de seguridad equivalente al que el Reglamento exigiría a una edificación nueva o al prescrito en A.10.4.2.2, excepto que se trate de edificaciones pertenecientes a los grupos de uso **III** y **IV**, tal como lo define A.2.5, se permitirá un nivel menor de seguridad sísmica siempre y cuando este menor nivel se justifique por parte del ingeniero diseñador y se acepte por parte del propietario, incluyendo dentro de los documentos que se presentan para solicitar la respectiva licencia de construcción, un memorial firmado en conjunto en el cual se incluyan las razones que motivan la reducción, el nivel de seguridad sísmica propuesto, y las medidas que se adoptarán para restringir el acceso al público en general o los procedimientos colaterales que se adoptarán para proveer seguridad apropiada a los ocupantes**.** Este memorial se debe protocolizar mediante escritura pública en Notaría.

A.10.9.3 — REQUISITOS CONSTRUCTIVOS — La modificación debe llevarse a cabo cumpliendo los requisitos, para el material y sistema estructural de la edificación, exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía utilizado en la determinación de índice de sobreesfuerzo de la edificación existente.

A.10.9.4 — METODOLOGÍAS ALTERNAS — Exclusivamente en la evaluación de vulnerabilidad de edificaciones

existentes, en reemplazo de lo prescrito en A.10.4, siempre y cuando se garanticen los criterios de resistencia y capacidad de funcionamiento establecidos en A.10.9, alternativamente se permite el empleo de las secciones correspondientes a rehabilitación de edificios existentes de los siguientes documentos:

(a) *"Seismic Rehabilitation of Existing Buildings",* ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006.
(b) *"Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings"*, American Society of Civil Engineers for Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, Washington, D.C., USA, 2000
(c) *'Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings",* ATC-40, Vol 1, Appendices, Vol 2*,* Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA, 1996.

A.10.10 — REPARACIÓN DE EDIFICACIONES DAÑADAS POR SISMOS

A.10.10.1 — GENERAL — Con posterioridad a la ocurrencia de un sismo, las edificaciones que hayan sufrido daños moderados a severos en su estructura, o daños moderados a severos en sus elementos no estructurales, o ambos, deberán ser evaluadas con base en los estudios e investigaciones como las estipuladas en la sección A.10.10.2, lo que permitirá establecer si es técnicamente factible adelantar su reparación. Ello proveerá criterios básicos para orientar la decisión del dueño o de la autoridad competente para, de ser el caso, designar la estructura para demolición total, o para apelar la decisión de demolición si ella ha sido tomada por la autoridad competente o el censo que se hay realizado para el efecto, antes de contar con el estudio referido. La reparación de aquellas edificaciones que finalmente no hayan sido designadas como de obligatoria demolición total, debe ser adelantada de acuerdo con las exigencias y criterios que a continuación se establecen:

A.10.10.1.1 — *Objeto* — Una edificación reparada de acuerdo con los requisitos establecidos aquí, debe cumplir el propósito mismo de las normas sismo resistentes como se indica en el artículo 1° de la Ley 400 de 1997 y en A.1.2.2 del presente Reglamento.

A.10.10.1.2 — *Alcance de la reparación* — De acuerdo con el tipo de daños presentados, con excepción de las edificaciones de los grupos de uso **III** y **IV** las cuales deben cumplir con lo establecido en A.10.9.2.1, el alcance de la reparación se podrá enfocar de una de las siguientes maneras:

1. *Daños en los elementos no estructurales, sin daño en los elementos estructurales —* *La* reparación se limitará a intervenir los elementos no estructurales afectados, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.9 del Reglamento.

2. *Daños estructurales imputables a interacción adversa con elementos no estructurales —* El alcance de la reparación se puede limitar a reparar los elementos estructurales afectados, eliminando la interacción adversa de los elementos no estructurales, siguiendo los requisitos del Capítulo A.9.

3. *Otro tipo de daños —* El alcance de la reparación estará dictado por la capacidad de cumplir los objetivos estructurales primordiales del diseño sismo resistente de proveer resistencia adecuada ante las solicitaciones impuestas por el sismo sin que la estructura tenga deflexiones horizontales (derivas) excesivas al verse afectada por ellas. Para garantizar el cumplimiento de estos objetivos debe realizarse una evaluación de la estructura en general y de acuerdo con los resultados de esta evaluación determinar los elementos de la edificación que deben intervenirse, los cuales en muchos casos comprenden más de los que simplemente hay que reparar. El alcance de la intervención debe cubrir como mínimo:

(a) Los elementos estructurales que sufrieron daño,
(b) Los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica necesarios para dar la resistencia sísmica mínima requerida,
(c) Los elementos estructurales del sistema de resistencia sísmica necesarios para cumplir los requisitos de deriva, y
(d) Los elementos no estructurales que sufrieron daño.

A.10.10.1.3 — *Ocupación de la edificación durante su reparación* — La edificación puede ser .ocupada durante la ejecución de la reparación, si los profesionales encargados de su diseño y dirección emiten un concepto positivo al respecto, con base en que no haya peligro para la vida de los ocupantes.

A.10.10.2 — ESTUDIOS E INVESTIGACIONES REQUERIDAS — Para efectos de establecer si la reparación es viable o no, deben realizarse, como mínimo, los estudios e investigaciones que se describen a continuación:

A.10.10.2.1 — *Procedimiento de evaluación de los daños y del diseño de la reparación* — Debe seguirse el procedimiento indicado en A.10.1.4, y en las etapas 11 y 12 se deben seguir los requisitos de la presente sección A.10.10.

A.10.10.2.2 — *Información sobre la estructura y su estado* — Deben seguirse los requisitos de A.10.2.

A.10.10.2.3 — *Criterios para diseñar la reparación* — Los criterios que se deben emplear para identificar la causa de los daños y su reparación, son los establecidos en A.10.4, modificados de acuerdo con lo indicado en A.10.9.2 según la edad de la edificación. Para edificaciones de concreto estructural y mampostería, en la parte metodológica para la evaluación y el diseño de la reparación se permite el empleo de las recomendaciones contenidas en los documentos:

(a) *"Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings — Basic Procedures Manual",* FEMA 306, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999.
(b) *"Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings — Technical Resources",* FEMA 307, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999.
(c) *"Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings.* FEMA 308, Federal Emergency Management Agency, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1999
(d) *"Seismic Rehabilitation of Existing Buildings",* ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston Virginia, USA, 2006.

A.10.10.2.2 — *Cálculos memorias y planos de la reparación* — Los cálculos, memorias y planos de la reparación deben ajustarse a lo requerido en A.10.1.5.

A.10.10.2.3 — *Supervisión técnica* — La reparación debe someterse a una supervisión técnica cuando la Ley 400 de 1997 y sus reglamentos la requieran.

Notas:

CAPÍTULO A.11
INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA

A.11.1 — GENERAL

A.11.1.1 — INSTRUMENTACIÓN — En el presente Capítulo se indica cuándo deben colocarse instrumentos sísmicos en las edificaciones, en dónde deben localizarse y quién corre con los costos de los instrumentos, del espacio que éstos ocupen y del mantenimiento y vigilancia de los mismos.

A.11.1.2 — ACELERÓGRAFOS — En la instrumentación sísmica de edificaciones deben emplearse acelerógrafos digitales de movimiento fuerte.

(a) ***Objetivos de la instrumentación*** — Dentro de los objetivos de este tipo de instrumentación se encuentra la recolección de registros que permitan, entre otros: la medición de los períodos de vibración de la edificación al verse sometida a movimientos sísmicos, la determinación del nivel de daño que ocurrió a la edificación debido a la ocurrencia de un sismo que la afecte, la identificación de efectos de sitio causados por la amplificación de las ondas sísmicas debida a los estratos de suelo subyacentes, el grado de atenuación que sufren las ondas sísmicas al viajar desde el lugar donde ocurre la liberación de energía hasta el sitio donde se encuentre localizada la edificación, y en general el mejoramiento sobre el conocimiento que se tiene a nivel nacional de los fenómenos sísmicos y sus efectos sobre las construcciones y los materiales de construcción nacionales. La valiosa información que se recolecta por medio de la instrumentación permitirá realizar ajustes a los requisitos del presente Reglamento en sus ediciones futuras; llevando, a una reducción de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones colombianas, y, muy seguramente, a una reducción de los costos de proveer seguridad sísmica a ellas.

(b) ***Aprobación del tipo de instrumento*** — INGEOMINAS es la entidad gubernamental que opera la Red Nacional de Acelerógrafos y es la encargada de aprobar los tipos de instrumentos que se coloquen en las edificaciones que los requieran de acuerdo con los requisitos del presente Capítulo. El INGEOMINAS mantendrá una lista de los tipos de instrumentos posibles de ser utilizados y las especificaciones mínimas de los mismos para ser colocados en edificaciones, tal como requiere el presente Capítulo. La Red Nacional de Acelerógrafos del INGEOMINAS y quien designe la autoridad municipal o distrital donde esté ubicada la edificación, deben recibir, sin costo alguno y por lo menos una vez al año, copia de los registros obtenidos, independientemente de quien sea el propietario del instrumento. Cuando el municipio o distrito donde se encuentra localizada la edificación haya, de acuerdo con A.2.9.3.7(d), desarrollado un plan de instalación, operación y mantenimiento de una red de acelerógrafos de movimientos fuertes, la entidad municipal o distrital que administre esta red podrá, si así lo desea, asumir las funciones que en esta misma sección se asignan al INGEOMINAS, a quien deberá informar sobre esta decisión.

A.11.1.3 — LOCALIZACIÓN — La definición de la localización de los instrumentos sísmicos acelerográficos dentro de las edificaciones es responsabilidad del Ingeniero que realice el diseño estructural del proyecto, atendiendo las recomendaciones dadas en la presente sección y en A.11.1.4. La localización de los instrumentos debe estar comprendida dentro uno de los siguientes tipos:

(a) ***Instrumentación en la altura*** — Se dispone un mínimo de tres instrumentos en la altura de la edificación, de tal manera que exista al menos uno en su base, uno aproximadamente a media altura de la edificación y uno en el nivel superior. En este caso el instrumento colocado en la base debe tener tres sensores triaxiales con dos componentes horizontales ortogonales y una componente vertical, y los otros dos instrumentos pueden tener solo dos sensores horizontales ortogonales.

(b) ***Instrumento único en la edificación*** — Cuando se coloca un solo instrumento en la edificación, éste debe localizarse en la base de la misma.

(c) ***Instrumento de campo abierto*** — Se coloca un instrumento sobre el terreno, alejado de las edificaciones, por lo menos una distancia igual a su altura.

(d) ***Arreglo de instrumentos*** — Se dispone un conjunto de instrumentos que cubren las localizaciones anteriores. En este caso los instrumentos deben tener un dispositivo que inicie el registro de aceleraciones en todos ellos simultáneamente.

A.11.1.3.1 — En todas las edificaciones donde se coloquen instrumentos sísmicos, se debe realizar un estudio geotécnico cuyo alcance permita definir las propiedades dinámicas del suelo en el sitio.

A.11.1.3.2 — Las Curadurías o las entidades encargadas de expedir las licencias de construcción de acuerdo con lo requerido en la Ley 388 de 1997 y sus decretos reglamentarios se abstendrán de expedir la correspondiente licencia de construcción, incluyendo las de remodelaciones y reforzamientos futuros, cuando en los casos que se requiera instrumentación sísmica según el presente Reglamento no se hayan dispuesto en el proyecto arquitectónico los espacios a que hace referencia este Capítulo y no se haya consignado en el reglamento de propiedad horizontal de la edificación, cuando se trate de copropiedades, las obligaciones de la copropiedad respecto a la ubicación, suministro, mantenimiento y vigilancia del instrumento. La autoridad competente se abstendrá de expedir el certificado de permiso de ocupación al que se refiere el Artículo 46 del Decreto 564 de 2006 cuando no se haya instalado el instrumento o instrumentos que se requieren de acuerdo con lo dispuesto en el presente Capítulo del Reglamento.

A.11.1.4 — CARACTERÍSTICAS DEL ESPACIO DONDE SE COLOCA EL INSTRUMENTO — El espacio físico donde se coloca el instrumento debe tener al menos un área de dos metros cuadrados con una dimensión mínima en planta de un metro y una altura libre mínima de dos metros, debe estar alejado de las zonas alta circulación, de maquinarias y equipos que induzcan vibraciones. El espacio debe ser cerrado, pero con ventilación adecuada, y ser de un material adecuado para garantizar la seguridad del instrumento. Además se debe colocar dentro de él una toma eléctrica doble, un breaker de 15 amperios y una salida de iluminación eléctrica con interruptor. El piso debe ser de concreto y de un espesor suficiente para permitir el anclaje del instrumento (mínimo 15 cm). El espacio no puede ser utilizado para ningún otro fin diferente al de albergar el instrumento. Cuando se utilice un arreglo de instrumentos, los espacios que alberguen los diferentes instrumentos, deben disponer de una conexión entre ellos por medio de un tubo de PVC de diámetro mínimo de una pulgada (1”) para poder realizar las conexiones eléctricas entre instrumentos.

A.11.1.5 — COSTOS — Los diferentes costos en que se incurre en la instrumentación de una edificación se distribuyen de la siguiente manera:

(a) ***Costo de los instrumentos*** — Los instrumentos serán adquiridos por la persona, natural o jurídica, a cuyo nombre se expida la licencia de construcción de la edificación, quien además debe costear su instalación. El INGEOMINAS se reserva el derecho de colocar instrumentos adicionales, a su costo, dentro de los espacios que se destinen para la instrumentación sísmica. La propiedad de los instrumentos será de quienes los adquieran. Independientemente de quien sea el propietario del instrumento, la Red Sismológica Nacional y quien designe la autoridad municipal o distrital donde esté ubicada la edificación, deben recibir copia, sin costo alguno, de los registros obtenidos por medio de los instrumentos.

(b) ***Costo de los espacios donde se colocan los instrumentos*** — El costo del espacio o espacios donde se colocan los instrumentos será de cargo de los propietarios de la edificación. El propietario, o propietarios, de la edificación darán libre acceso a estos espacios a los funcionarios del INGEOMINAS, o a quienes ellos deleguen, para efectos de instalación, mantenimiento y retiro de los registros del instrumento. Cuando se trate de una copropiedad, en el reglamento de copropiedad deben incluirse cláusulas al respecto.

(c) ***Costo del mantenimiento de los instrumentos*** — El costo de mantenimiento de los instrumentos correrá por cuenta del propietario o propietarios de la edificación. Esta obligación debe quedar incluida en el reglamento de copropiedad. Quien preste el mantenimiento debe ser aprobado por el INGEOMINAS. El mantenimiento debe realizarse con la frecuencia que requiera el fabricante del instrumento; no obstante, ésta debe realizarse con una periodicidad no mayor de un año.

(d) ***Costo de la vigilancia del instrumento*** — Los costos de vigilancia de los instrumentos correrán por cuenta de los propietarios de la edificación donde se encuentren localizados, sean éstos de su propiedad o no. Los propietarios son responsables del instrumento para efectos de su seguridad, y deben adquirir y mantener una póliza de seguros, la cual debe cubrir el costo de reposición del instrumento en caso de hurto, substracción u otra eventualidad.

A.11.2 — COLOCACIÓN DE INSTRUMENTOS SÍSMICOS

Dentro de las construcciones que se adelanten en el territorio nacional, cubiertas por el alcance del presente Reglamento, deben colocarse instrumentos sísmicos en los siguientes casos:

A.11.2.1 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA ALTA — En las siguientes edificaciones, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta deben colocarse instrumentos sísmicos:

- **(a)** En toda edificación con un área construida de más de **20 000** m² y que tenga entre **3** y **10** pisos debe colocarse un instrumento sísmico como mínimo. El espacio para su colocación será colindante con el sistema estructural y debe localizarse en el nivel inferior de la edificación.
- **(b)** En toda edificación con un área construida de más de **20 000** m² que tenga entre **11** y **20** pisos, deben colocarse al menos **2** instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural, localizados, uno en el nivel inferior y otro cerca a la cubierta. En este caso el instrumento localizado cerca de la cubierta puede tener solo dos sensores horizontales ortogonales.
- **(c)** En toda edificación de **21** o más pisos, independientemente del área construida, deben colocarse **3** instrumentos, en espacios colindantes con el sistema estructural. Uno en el nivel inferior, uno aproximadamente a mitad de la altura y otro en inmediaciones de la cubierta. Los instrumentos deben conformar un arreglo. Alternativamente al arreglo de tres instrumentos, se puede realizar la instalación de tres sensores de aceleración, uno triaxial y dos biaxiales como indica A.11.1.3(a), conectados a un sistema central de captura de datos.
- **(d)** En todo conjunto habitacional que tenga más de **200** unidades de vivienda, que no sean de interés social, se debe colocar un instrumento de campo abierto.

A.11.2.2 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA INTERMEDIA — En las siguientes edificaciones, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia deben colocarse instrumentos sísmicos:

- **(a)** En toda edificación con un área construida de más de **30 000** m² y que tenga entre **5** y **15** pisos debe colocarse un instrumento como mínimo. El espacio donde se coloque el instrumento será colindante con el sistema estructural y debe localizarse en el nivel inferior de la edificación.
- **(b)** En toda edificación con un área construida de más de **30 000** m² que tenga entre **16** y **25** pisos, deben colocarse al menos **2** instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural, localizados, uno en el nivel inferior y otro cerca a la cubierta.
- **(c)** En toda edificación de más de **25** pisos, independientemente del área construida, deben colocarse **3** instrumentos sísmicos, en espacios colindantes con el sistema estructural. Uno en el nivel inferior, uno aproximadamente a mitad de la altura y otro en inmediaciones de la cubierta. Los instrumentos deben conformar un arreglo. Alternativamente al arreglo de tres instrumentos, se puede realizar la instalación de tres sensores triaxiales de aceleración, conectados a un sistema central de captura de datos.
- **(d)** Todo conjunto habitacional que tenga más de **300** unidades de vivienda, que no sean de interés social, debe colocarse un instrumento sísmico de campo abierto.

A.11.2.3 — ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA BAJA — En las edificaciones localizadas en zonas de amenaza sísmica baja no hay obligación de colocar instrumentos sísmicos.

Notas:

CAPÍTULO A.12
REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DE LOS GRUPOS DE USO III Y IV

A.12.0 — NOMENCLATURA

$\mathbf{A_d}$ = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño, dado en A.12.2.

$\mathbf{E_d}$ = fuerzas sísmicas del umbral de daño.

$\mathbf{F_v}$ = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional, dado en A.2.4.5.

$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{g = 9.8}$ m/s^2).

$\mathbf{h_{pi}}$ = altura del piso $\mathbf{i}$, medida desde la superficie del diafragma del piso $\mathbf{i}$ hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, $\mathbf{i-1}$.

$\mathbf{I}$ = coeficiente de importancia definido en A.2.5.2

$\mathbf{M}$ = masa total de la edificación - $\mathbf{M}$ se expresa en kg. Debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5.

$\mathbf{S}$ = coeficiente de sitio dado en A.12.3.

$\mathbf{\overline{S}}$ = coeficiente de sitio para ser empleado en el espectro sísmico del umbral de daño $\left(\mathbf{\overline{S} = 1.25S}\right)$.

$\mathbf{S_{ad}}$ = valor del espectro sísmico del umbral de daño, para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal para el umbral de daño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración $\mathbf{T}$. Está definido en A.12.3.

$\mathbf{T}$ = período de vibración del sistema elástico, en segundos.

$\mathbf{T_{Cd}}$ = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro sísmico del umbral de daño, para períodos cortos y la parte descendiente del mismo. Véase A.12.

$\mathbf{T_{Ld}}$ = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de desplazamiento constante del espectro sísmico del umbral de daño, para períodos largos. Véase A.12.3

$\mathbf{V_s}$ = cortante sísmico en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.

$\mathbf{V_{sd}}$ = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase A.12.4.

A.12.1 — GENERAL

A.12.1.1 — PROPÓSITO — El presente Capítulo contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso **IV**, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso **III,** tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor. En relación con las edificaciones incluidas en los literales (e) y (f) del Grupo **III**, como lo define A.2.5.1.2, queda a decisión del propietario en el primer caso o de la autoridad competente en el segundo definir si se requiere adelantar el diseño de ellas según los requisitos especiales del Capítulo A.12.

A.12.1.2 — ALCANCE — Los requisitos del presente Capítulo deben emplearse en el diseño de las edificaciones indispensables enumeradas en A.2.5.1.1, las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de Uso **III,** tal como lo define A.2.5.1.2 y de las demás que la comunidad designe como tales.

A.12.1.3 — METODOLOGÍA — La determinación de la operatividad de la edificación con posterioridad a la ocurrencia de un sismo se realiza verificando que la edificación se mantiene dentro del rango elástico de respuesta al verse sometida a unas solicitaciones sísmicas correspondientes al inicio del daño, o umbral de daño.

A.12.1.4 — PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIÓN — Además de los pasos que deben cumplirse en el diseño de la edificación presentados en A.1.3.4, deben realizarse los siguientes pasos adicionales, con el fin de verificar que la estructura y los elementos no estructurales se mantienen dentro del rango elástico de respuesta cuando se presenten los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño:

Paso A — Movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño — Determinación de los movimientos sísmicos del umbral de daño para el lugar, de acuerdo con lo establecido en A.12.2.

Paso B — Fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — Obtención de las fuerzas sísmicas del umbral de daño bajo las cuales debe verificarse el comportamiento de la estructura de la edificación como de los elementos no estructurales.

Paso C — Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño — El análisis de la estructura por medio de un modelo matemático apropiado. El análisis se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, tal como se define en A.12.4. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos.

Paso D — Verificación para el umbral de daño — Comprobación de que las deflexiones para el umbral de daño no exceden los límites establecidos por este Reglamento. Si se exceden los límites de las derivas máximas para el umbral de daño, establecidas en A.12.5, la estructura debe ser rigidizada hasta cuando cumpla la comprobación.

A.12.2 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL UMBRAL DE DAÑO

A.12.2.1 — Los movimientos sísmicos del umbral de daño, se definen para una probabilidad del ochenta por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva al nivel del umbral de daño, representada por el parámetro $\mathbf{A_d}$. El valor de este coeficiente, para efectos del presente Reglamento, debe determinarse de acuerdo con A.12.2.2 y A.12.2.3.

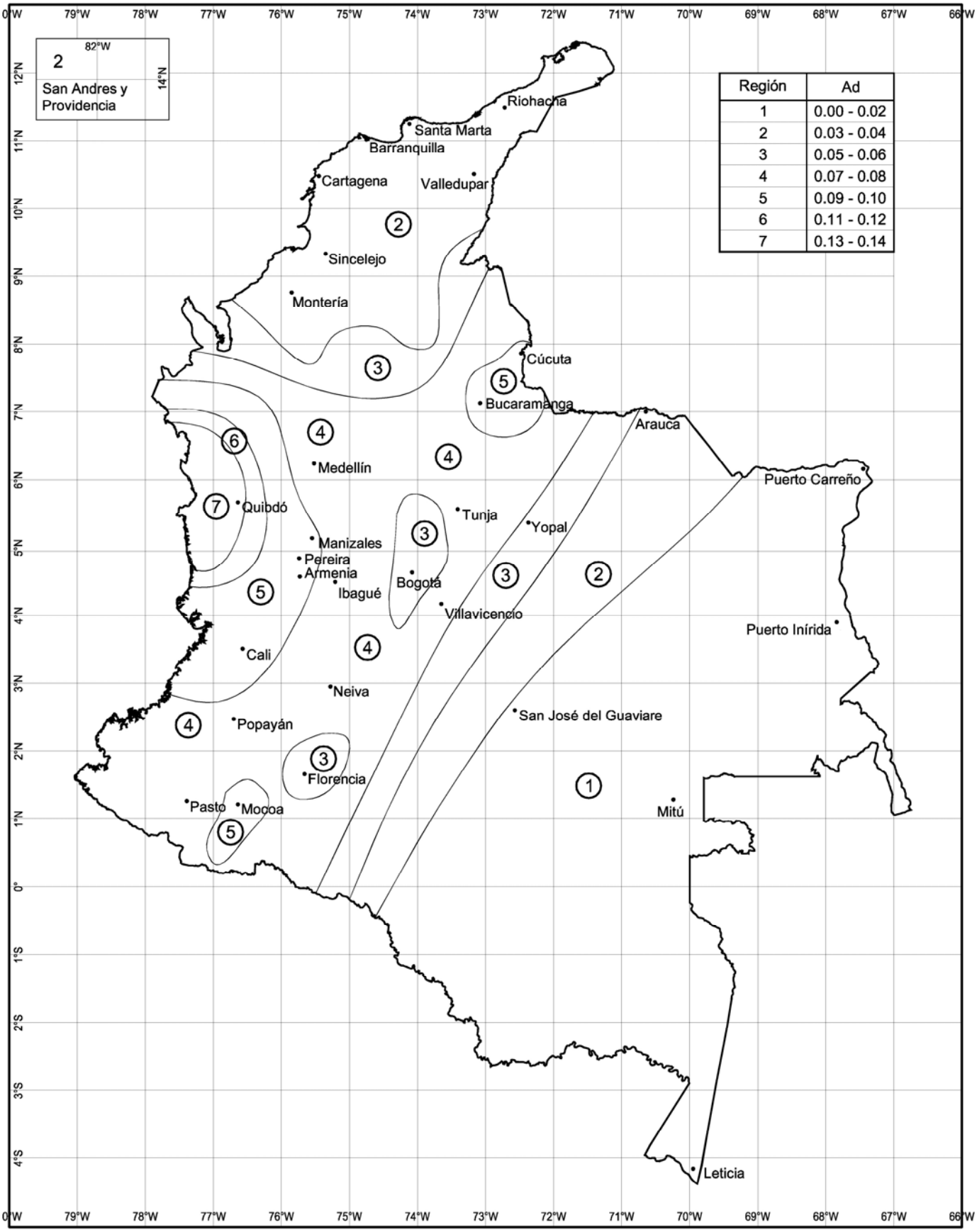
A.12.2.2 — Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando el Mapa de la figura A.12.2-1. El valor de $\mathbf{A_d}$ se obtiene de la tabla A.12.2-1, en función del número de la región, o para las ciudades capitales de departamento utilizando la tabla A.12.2-2 y para los municipios del país en el Apéndice A-4, incluido al final del presente Título.

A.12.2.3 — Alternativamente cuando el municipio o distrito, realice un estudio de microzonificación sísmica, o disponga de una red acelerográfica local; con base en el estudio de microzonificación o en los registros obtenidos, es posible variar, por medio de una ordenanza municipal, el valor de $\mathbf{A_d}$, con respecto a los valores dados aquí, pero en ningún caso este valor podrá se menor al dado en el presente Reglamento.

Tabla A.12.2-1
Valores de $\mathbf{A_d}$ según la región del mapa de la figura A.12.2-1

Región Nº	$\mathbf{A_d}$
7	0.13 – 0.14
6	0.11 – 0.12
5	0.09 – 0.10
4	0.07 – 0.08
3	0.05 – 0.06
2	0.03 – 0.04
1	0.00 – 0.02

Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de $\mathbf{A_d}$ en cada municipio.



Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_d en cada municipio.

Figura A.12.2-1 — Mapa de valores de A_d

Tabla A.12.2-2
Valores de A_d para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_d	Ciudad	A_d
Arauca	0.04	Neiva	0.08
Armenia	0.10	Pasto	0.08
Barranquilla	0.03	Pereira	0.10
Bogotá	0.06	Popayán	0.08
Bucaramanga	0.09	Puerto Carreño	0.02
Cali	0.09	Puerto Inírida	0.02
Cartagena	0.03	Quibdó	0.13
Cúcuta	0.10	Riohacha	0.04
Florencia	0.05	San Andrés, Isla	0.03
Ibagué	0.06	San José del Guaviare	0.02
Leticia	0.02	Santa Marta	0.04
Manizales	0.10	Sincelejo	0.04
Medellín	0.07	Tunja	0.07
Mitú	0.02	Valledupar	0.03
Mocoa	0.10	Villavicencio	0.07
Montería	0.04	Yopal	0.06

A.12.3 — ESPECTRO SÍSMICO PARA EL UMBRAL DE DAÑO

A.12.3.1 — Los parámetros para determinar el espectro de aceleraciones horizontales para el umbral de daño en el campo elástico, para un amortiguamiento crítico de dos por ciento (2%), que se debe utilizar en las verificaciones del umbral de daño, se dan en la figura A.12.3-1. El espectro del umbral de daño se define por medio de la ecuación A.12.3-1, en la cual el valor T es el mismo que se utilizó para obtener el espectro sísmico de diseño de la edificación en el Capítulo A.2 y el valor de $\overline{S}$ es igual a $1.25F_v$, siendo F_v el valor del coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios debida a los efectos de sitio que se obtiene de acuerdo con la sección A.2.4, empleando allí para A_v el valor de A_d según A.12.2. Además deben cumplirse las limitaciones dadas en A.12.3.2 a A.12.3.4.

$$S_{ad} = \frac{1.5A_d\overline{S}}{T} \qquad \textbf{(A.12.3-1)}$$

A.12.3.2 — Para períodos de vibración menores de 0.25 segundos, el espectro sísmico del umbral de daño puede obtenerse de la ecuación A.12.3-2.

$$S_{ad} = A_d\left(1.0 + 8T\right) \qquad \textbf{(A.12.3-2)}$$

A.12.3.3 — Para períodos de vibración mayores de 0.25 segundos y menores de T_{Cd}, calculado de acuerdo con la ecuación A.12.3-3, el valor de S_{ad} puede limitarse al obtenido de la ecuación A.12.3-4.

$$T_{Cd} = 0.5\overline{S} \qquad \textbf{(A.12.3-3)}$$

y

$$S_{ad} = 3.0A_d \qquad \textbf{(A.12.3-4)}$$

A.12.3.4 – Para períodos de vibración mayores de T_{Ld}, calculado de acuerdo con la ecuación A.12.3-5, el valor de S_{ad} puede limitarse al obtenido de la ecuación A.12.3-6.

$$T_{Ld} = 2.4\bar{S} \qquad \textbf{(A.12.3-5)}$$

y

$$S_{ad} = \frac{1.5A_d\bar{S}T_{Ld}}{T^2} \qquad \textbf{(A.12.3-6)}$$

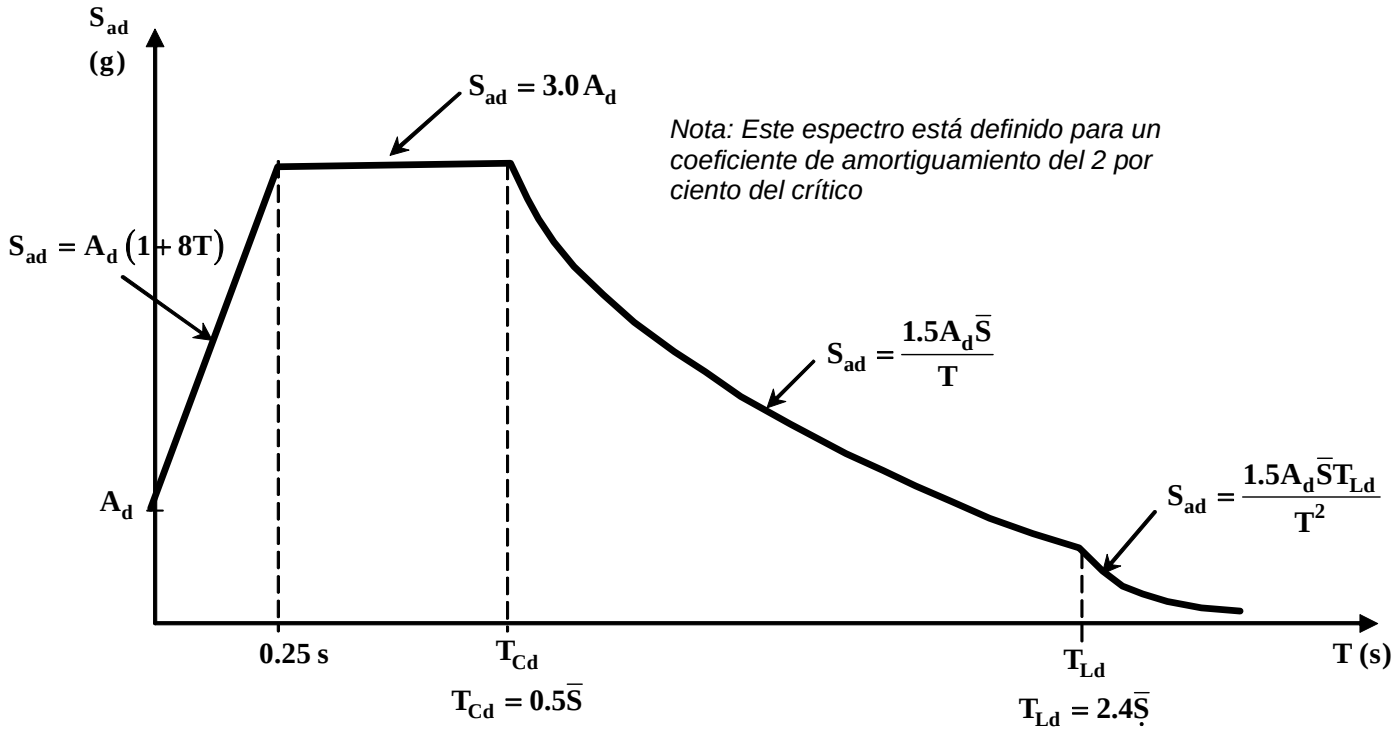


Figura A.12.3-1 — Espectro de aceleraciones horizontales elástico del umbral de daño

A.12.3.5 – Cuando la ciudad donde se encuentre localizada la edificación disponga de una reglamentación de microzonificación sísmica, debe utilizarse el espectro de umbral de daño definido allí. En su defecto, deben seguirse las prescripciones contenidas en la presente sección A.12.3.

A.12.4 — METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

A.12.4.1 — MÉTODO DE ANÁLISIS A UTILIZAR — En la verificación de la respuesta de la estructura a los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño, como mínimo debe emplearse el método de la fuerza horizontal equivalente dado en el Capítulo A.4, aunque se permite el uso del método del análisis dinámico, prescrito en el Capítulo A.5.

A.12.4.2 — RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA Y SUS ELEMENTOS — Las rigideces que se empleen en el análisis estructural para verificación del umbral de daño deben ser compatibles con las fuerzas y deformaciones que le imponen los movimientos sísmicos correspondientes a la estructura. Al nivel de deformaciones del umbral de daño se considera que la estructura responde en el rango lineal y elástico de comportamiento y que los elementos no estructurales pueden contribuir a la rigidez de la estructura, si no están aislados de ella. Cuando los elementos no estructurales interactúan con la estructura al nivel de deformaciones del umbral de daño, debe tenerse en cuenta esta interacción, tanto en la estructura como en los elementos no estructurales.

A.12.4.3 — USO DEL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE EN LA EVALUACIÓN DEL UMBRAL DE DAÑO — Cuando se utilice el método de la fuerza horizontal equivalente en el análisis de la estructura para los movimientos sísmicos del umbral de daño deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

A.12.4.3.1 — *Período fundamental de la edificación* — Puede utilizarse el período de vibración fundamental determinado de acuerdo con los requisitos de A.4.2.

A.12.4.3.2 — F*uerzas sísmicas horizontales del umbral de daño* — Las fuerzas sísmicas correspondientes a los movimientos sísmicos del umbral de daño corresponden a la distribución en la altura de la edificación del cortante sísmico en la base, $\mathbf{V_{sd}}$. Este cortante sísmico en la base es equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos del umbral de daño, en la dirección en estudio, y se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\mathbf{V_{sd} = S_{ad}\, g\ M} \qquad \textbf{(A.12.4-1)}$$

El valor de $\mathbf{S_{ad}}$ en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración leída del espectro sísmico definido en A.12.3 para el período $\mathbf{T}$ de la edificación. La fuerza sísmica horizontal del umbral de daño en cualquier nivel puede obtenerse de las ecuaciones A.4.3-1 y A.4.3-2, utilizando $\mathbf{V_{sd}}$ en vez de $\mathbf{V_s}$.

A.12.4.3.3 — *Análisis de la estructura para las fuerzas sísmicas horizontales del umbral de daño* — Por medio de un análisis estructural realizado empleando las fuerzas sísmicas correspondientes al umbral de daño obtenidas como se indica en A.12.4.3.2, se obtienen las fuerzas internas del umbral de daño, $\mathbf{E_d}$. Deben utilizarse los requisitos de A.4.4.1 con la excepción del literal (f). En las estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural, el grado de fisuración debe ser compatible con las fuerzas sísmicas del umbral de daño, tomando en cuenta que la estructura actúa dentro del rango lineal de respuesta. Como resultados del análisis se deben obtener los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, los cuales se emplean para evaluar el cumplimiento de los requisitos de deriva para el umbral de daño. Si los elementos no estructurales fueron incluidos en el análisis deben determinarse sus deformaciones y esfuerzos.

A.12.4.4 — USO DEL MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO EN LA EVALUACIÓN DEL UMBRAL DE DAÑO — Cuando se utilice el método del análisis dinámico deben emplearse los requisitos del Capítulo A.5, empleando los movimientos sísmicos correspondientes al umbral de daño en vez de los movimientos sísmicos de diseño. El ajuste de los resultados indicado en A.5.4.5 debe hacerse con respecto al valor de $\mathbf{V_{sd}}$, obtenido por medio de la ecuación A.12.4-1, en vez de $\mathbf{V_s}$.

A.12.5 — REQUISITOS DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO

A.12.5.1 — DESPLAZAMIENTOS TOTALES HORIZONTALES PARA EL UMBRAL DE DAÑO — Los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tienen todos los grados de libertad de la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos para el umbral de daño, definidos en A.12.2, se determinan por medio del análisis estructural realizado utilizando el método de análisis definido en A.12.4 y con las rigideces indicadas en A.12.4.2. Los desplazamientos horizontales para el umbral de daño, en cualquiera de las direcciones principales en planta y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen por medio de la ecuación A.6.2-1, con la excepción de que no hay necesidad de incluir los desplazamientos causados por los efectos P-Delta.

A.12.5.2 — DERIVA MÁXIMA PARA EL UMBRAL DE DAÑO — La deriva máxima, para el umbral de daño, en cualquier punto del piso bajo estudio se obtiene por medio de la ecuación A.6.3-1.

A.12.5.3 — LÍMITES DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO — La deriva máxima, para el umbral de daño, evaluada en cualquier punto de la estructura, determinada de acuerdo con el procedimiento de A.12.5.2, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.12.5-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso $\mathbf{h_{pi}}$:

Tabla A.12.5-1
Derivas máximas para el umbral de daño como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.1	$0.40\% \left(\Delta^{i}_{max} \le 0.0040\, h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.2	$0.20\% \left(\Delta^{i}_{max} \le 0.0020\, h_{pi}\right)$

A.12.5.3.1 — Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $0.0040 h_{pi}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

A.12.5.3.2 — Cuando se trate de muros de mampostería poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $0.0020 h_{pi}$.

A.12.6 — VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

A.12.6.1 — ELEMENTOS ESTRUCTURALES — No hay necesidad de verificar los elementos estructurales para los esfuerzos generados por el sismo del umbral de daño.

A.12.6.2 — MUROS NO ESTRUCTURALES — No hay necesidad de verificar los elementos no estructurales para los esfuerzos generados por el sismo del umbral de daño.

Notas:

CAPÍTULO A.13
DEFINICIONES Y NOMENCLATURA DEL TÍTULO A

A.13.1 — DEFINICIONES

Las definiciones siguientes corresponden al Título A de este Reglamento:

Acabados — Partes y componentes de una edificación que no hacen parte de la estructura o de su cimentación. Véase elementos no estructurales

Aceleración pico efectiva, $\mathbf{A_a}$ — Es un parámetro utilizado para determinar el espectro de diseño y se da en A.2.2.

Acelerograma — Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que estuvo sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.

Acelerógrafo — Instrumento que permite registrar las aceleraciones a que se ve sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo. Este registro queda consignado en un acelerograma.

Altura de la edificación en la colindancia — Es la suma de las alturas de piso en la colindancia.

Altura del piso — Es la distancia vertical medida entre el terminado de la losa de piso o de nivel de terreno y el terminado de la losa del nivel inmediatamente superior. En el caso que el nivel inmediatamente superior corresponda a la cubierta de la edificación esta medida se llevará hasta el nivel de enrace de la cubierta cuando esta sea inclinada o hasta al nivel de la impermeabilización o elemento de protección contra la intemperie cuando la cubierta sea plana. En los casos en los cuales la altura de piso medida como se indica anteriormente exceda 6 m, se considerará para efectos de calcular el número de pisos como dos pisos. Se permite que para el primer piso aéreo la altura del piso se mida desde la corona del muro de contención de la edificación nueva contra el paramento que está en la colindancia, cuando éste exista.

Amenaza sísmica — Es el valor esperado de futuras acciones sísmicas en el sitio de interés y se cuantifica en términos de una aceleración horizontal del terreno esperada, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso de tiempo predeterminado.

Amortiguamiento — Pérdida de energía en un movimiento ondulatorio.

Amplificación de la onda sísmica — Aumento en la amplitud de las ondas sísmicas, producido por su paso desde la roca hasta la superficie del terreno a través de los estratos de suelo.

Análisis dinámico — Procedimiento matemático por medio del cual se resuelven las ecuaciones de equilibrio dinámico, con el fin de obtener las deformaciones y esfuerzos de la estructura al ser sometida a una excitación que varía en el tiempo.

Análisis dinámico elástico — Tipo de análisis dinámico en el cual las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal.

Análisis dinámico inelástico — Tipo de análisis dinámico en el cual se tiene en cuenta que las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura pueden salirse del rango de respuesta lineal y entrar en el rango de respuesta inelástica.

Análisis espectral — Tipo de análisis dinámico modal en el cual la respuesta dinámica máxima de cada modo se obtiene utilizando la ordenada del espectro, correspondiente al período de vibración del modo.

Análisis modal — Procedimiento de análisis dinámico por medio del cual la respuesta dinámica de la estructura se obtiene como la superposición de las respuestas de los diferentes modos, o formas de vibración.

Apéndice — Es un elemento no estructural que sobresale del volumen general de la edificación.

Armadura — Véase cercha.

Base — Es el nivel en el que los movimientos sísmicos son transmitidos a la estructura o el nivel en el que la estructura, considerada como un oscilador, está apoyada.

Capacidad de disipación de energía — Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico $\mathbf{R_0}$, el cual después se afecta debido a irregularidades de la estructura y a ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica, para obtener el coeficiente de disipación de energía $\mathbf{R\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)}$. El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (*DES*), moderado (*DMO*) y mínimo (*DMI*).

Capacidad de rotación de la sección — Es la capacidad que tiene una sección de un elemento estructural de admitir rotaciones en el rango inelástico sin perder su capacidad de resistir momentos flectores y fuerzas cortantes. Se mide en términos de su capacidad de disipación de energía a la rotación.

Carga muerta — Es la carga vertical debida a los efectos gravitacionales de la masa, o peso, de todos los elementos permanentes ya sean estructurales o no estructurales. Debe consultarse el Título B de este Reglamento.

Carga gravitacional o peso, $\mathbf{(M.g)}$ — Es el efecto vertical de la aceleración debida a la gravedad sobre la masa, $\mathbf{M}$, de la edificación. $\mathbf{M}$ debe ser igual a la masa de la estructura más la masa de los elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos y bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa que produce la carga viva.

Carga viva — Es la carga debida al uso de la estructura, sin incluir la carga muerta, fuerza de viento o sismo. Debe consultarse el Título B de este Reglamento.

Casa — Edificación unifamiliar destinada a vivienda. Esta definición se incluye únicamente para efectos de la aplicación del Título E del Reglamento.

Centro de masa del piso — Es el lugar geométrico donde estaría localizada, en planta, toda la masa del piso al suponer el diafragma del piso como un cuerpo infinitamente rígido en su propio plano.

Centro de rigidez del piso — Es el lugar geométrico, localizado en planta y determinado bajo el supuesto de que el diafragma del piso es infinitamente rígido en su propio plano, donde al aplicar una fuerza horizontal, en cualquier dirección, no se presenta rotación del diafragma alrededor de un eje vertical.

Cercha — Es un conjunto de elementos estructurales unidos entre si, los cuales resisten primordialmente fuerzas axiales.

Cerramiento — Muro localizado en el paramento del lote de terreno y que se encuentra separado de la edificación en la dirección perpendicular al paramento del lote de terreno, que no hace parte del sistema estructural de soporte de la edificación, y cuya altura no excede 4 metros.

Coeficiente de amortiguamiento crítico — Es, para un sistema elástico, de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, el cociente entre la cantidad de amortiguamiento del sistema y el amortiguamiento mínimo que inhibe toda oscilación.

Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, $\mathbf{R_0}$ — Coeficiente que se prescribe para cada sistema estructural de resistencia sísmica, cuyo valor depende del tipo de sistema estructural y de las características de capacidad de disipación de energía propias del material estructural que se utiliza en el sistema. Es una medida de la capacidad de disipación de energía general del sistema de resistencia sísmica cuando los movimientos sísmicos hacen que responda inelásticamente.

Coeficiente de capacidad de disipación de energía, $\mathbf{R}$ — Coeficiente que corresponde al coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, $\mathbf{R_0}$, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación debido a irregularidades en alzado, ϕ_a, irregularidad en planta, ϕ_p, y a ausencia de redundancia del sistema estructural de

resistencia sísmica, ϕ_r . $\left(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0\right)$.

Coincidencia de las losas de entrepiso en la colindancia — Se considera que las losas de entrepiso de dos estructuras colindantes coinciden o están en contacto cuando al menos la mitad de la altura de la losa de entrepiso de la edificación cuya licencia de construcción se solicita, coincida en nivel con la losa de entrepiso de la edificación colindante existente.

Construcción sismo resistente — Es el tipo de construcción que cumple el objetivo expresado en A.1.2.2, a través de un diseño y una construcción que cumplan los requisitos de la Ley 400 de 1997 y del presente Reglamento.

Constructor — Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, bajo cuya responsabilidad se adelante la construcción de la edificación.

***Cortante de piso*, V_x** — Es la suma algebraica de las fuerzas sísmicas horizontales que actúan por encima del piso en consideración.

***Cortante en la base*, V_s** — Es la suma algebraica, tomada en la base, de todas las fuerzas sísmicas horizontales del edificio.

Cuerda — Es el elemento de borde de un diafragma, el cual resiste principalmente esfuerzos axiales, en una forma análoga a las aletas de una viga.

Deriva de piso — Es la diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles entre los cuales está comprendido el piso.

Desempeño de los elementos no estructurales — Se denomina desempeño el comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación ante la ocurrencia de un sismo que la afecte. El desempeño se clasifica en grado superior, bueno y bajo.

(a) Grado de desempeño superior — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación en ningún aspecto.

(b) Grado de desempeño bueno — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo.

(c) Grado de desempeño bajo — Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables.

DES — Capacidad especial de disipación de energía.

Diafragma — Conjunto de elementos estructurales, tal como una losa de entrepiso, que transmite las fuerzas inerciales horizontales a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. El término diafragma incluye conjuntos arriostrados horizontales. Véase sistema de arriostramiento horizontal.

Diagonal — Es un elemento estructural que hace parte de un pórtico con diagonales. La diagonal puede ser concéntrica, en pórticos con diagonales de concreto reforzado o de acero estructural, o excéntrica en pórticos de acero estructural.

Diagonal concéntrica — Es una diagonal cuyos dos extremos llegan a conexiones entre viga y columna.

Diagonal excéntrica — Es una diagonal en la cual uno de sus extremos llega a la viga en un punto alejado de la conexión entre viga y columna. Solo se utiliza en pórticos de acero estructural con diagonales.

Diseñador arquitectónico — Es el arquitecto bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos arquitectónicos de la edificación, y quien los firma o rotula.

Diseñador de los elementos no estructurales — Es el profesional facultado para este fin, bajo cuya responsabilidad se realizan el diseño y los planos de los elementos no estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

Diseñador estructural — Es el ingeniero civil, facultado para ese fin, bajo cuya responsabilidad se realiza el diseño y los planos estructurales de la edificación, y quien los firma o rotula.

DMO — Capacidad moderada de disipación de energía.

DMI — Capacidad mínima de disipación de energía.

Ductilidad — Capacidad que tiene un material estructural de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material estructural más allá del límite elástico, o límite donde las deformaciones son linealmente proporcionales al esfuerzo o fuerza aplicada. (Véase capacidad de disipación de energía, pues muchas veces estos términos son confundidos.) Dependiendo del parámetro que describe las deformaciones, la ductilidad puede hacer referencia, entre otras, a:

(a) ***Ductilidad de curvatura*** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la curvatura de la sección del elemento estructural. La curvatura se define como el cociente entre el momento flector aplicado y la rigidez de la sección,

(b) ***Ductilidad de rotación*** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la rotación que tiene un sector longitudinal del elemento estructural. La rotación se define como la pendiente de la línea elástica del elemento medida con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento,

(c) ***Ductilidad de desplazamiento*** — cuando la ductilidad se mide con respecto al desplazamiento o deflexión que tiene el elemento estructural. El desplazamiento se mide con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento, y

(d) ***Ductilidad de deformación*** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro de la sección.

Edificación — Es una construcción cuyo uso primordial es la habitación u ocupación por seres humanos.

Edificación de atención a la comunidad — Son los equipamentos urbanos necesarios para atender emergencias, preservar la salud y la seguridad de las personas, tales como estaciones de bomberos, cuarteles de policía y fuerzas militares, instalaciones de salud, sedes de organismos operativos de emergencias, entre otros.

Edificaciones indispensables — Son aquellos equipamentos urbanos de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno, tales como hospitales y centrales de operación y control de líneas vitales.

Efectos gravitacionales — Véase peso.

Elemento o miembro estructural — Componente del sistema estructural de la edificación. En las estructuras metálicas los dos términos no son sinónimos pues un miembro está compuesto por elementos. Por ejemplo en una viga con sección en I, la viga en sí es el miembro estructural, y su alma y alas son elementos del miembro.

Elemento colector — Es un elemento que sirve para transmitir las fuerzas inerciales generadas dentro del diafragma, hasta los elementos del sistema de resistencia sísmica.

Elemento de borde — Es un elemento que se coloca en los bordes de las aberturas, en el perímetro de los muros de cortante o en el perímetro de los diafragmas.

Elementos flexibles (o sistemas flexibles) — Son aquellos cuya deformación, al ser solicitados por una fuerza horizontal, es significativamente mayor que la de los elementos adyacentes del sistema.

Elementos no estructurales — Elementos o componentes de la edificación que no hacen parte de la estructura o su cimentación. Véase acabados.

Efectos ortogonales — Son los que se producen en los elementos estructurales que pertenecen, simultáneamente, a sistemas resistentes situados en dos ejes ortogonales, cuando las fuerzas sísmicas actúan en una dirección distinta a la de estos dos ejes.

Efectos P-Delta — Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente.

Espectro — Es la colección de valores máximos, ya sea de aceleración, velocidad o desplazamiento, que tienen los sistemas de un grado de libertad durante un sismo.

Espectro de diseño — Es el espectro correspondiente a los movimientos sísmicos de diseño.

Espectro del umbral de daño — Es el espectro correspondiente a los movimientos sísmicos al nivel del umbral de daño.

Estructura — Es un ensamblaje de elementos, diseñado para soportar las cargas gravitacionales y resistir las fuerzas horizontales. Las estructuras pueden ser catalogadas como estructuras de edificaciones o estructuras diferentes a las de las edificaciones.

Falla geológica — Ruptura, o zona de ruptura, en la roca de la corteza terrestre cuyos lados han tenido movimientos paralelos al plano de ruptura.

Falla geológica activa — Falla geológica que se considera que es capaz de producir movimientos sísmicos. Para efectos del presente Reglamento una falla activa es aquella que haya tenido actividad sismogénica recurrente durante el Cuaternario (véase A.2.9.3.1).

Fuerzas mayoradas — Son las fuerzas que han sido multiplicadas por sus respectivos coeficientes de carga, tal como los define B.2.1 de este Reglamento.

Fuerzas sísmicas — Son los efectos inerciales causados por la aceleración del sismo, expresados como fuerzas para ser utilizadas en el análisis y diseño de la estructura.

Grupo de uso — Clasificación de las edificaciones según su importancia para la atención y recuperación de las personas que habitan en una región que puede ser afectada por un sismo, o cualquier tipo de desastre.

Histéresis — Fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis.

Índice de deriva — Es la deriva del piso dividida por la altura del mismo.

Ingeniero geotecnista — Es el ingeniero civil, quien firma el estudio geotécnico, bajo cuya responsabilidad se realizan los estudios geotécnicos o de suelos, por medio de los cuales se fijan los parámetros de diseño de la cimentación, los efectos de amplificación de la onda sísmica causados por el tipo y estratificación del suelo subyacente a la edificación, y la definición de los parámetros del suelo que se deben utilizar en la evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura.

Instalaciones indispensables — Véase edificaciones indispensables.

Interacción suelo-estructura — Es el efecto que tienen en la respuesta estática y dinámica de la estructura las propiedades de rigidez del suelo que da apoyo a la edificación, en conjunto con las propiedades de rigidez de la cimentación y de la estructura.

Interventor — Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, que representa al propietario durante la construcción de la edificación y bajo cuya responsabilidad se verifica que ésta se adelante de acuerdo con todas las reglamentaciones correspondientes y siguiendo los planos, diseños y especificaciones realizados por los diseñadores. Véase supervisión técnica. La Interventoría incluye igualmente actividades de cuantificación de obra y puede extenderse a tareas administrativas.

Licencia de construcción — Acto por medio del cual se autoriza, a solicitud del interesado, la realización de obras en un predio con construcciones, cualquiera que ellas sean, acordes con el plan de ordenamiento territorial y las normas urbanísticas del distrito o municipio.

Licuación — Respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual éstos se comportan como un fluido denso y no como una masa de suelo húmeda.

Líneas vitales — Infraestructura básica de redes, tuberías o elementos conectados o continuos, que permite la movilización de energía eléctrica, aguas, combustibles, información y el transporte de personas o productos, esencial para realizar con eficiencia y calidad las actividades de la sociedad.

Mampostería estructural — Véanse las Definiciones en el Título D de éste Reglamento.

Masa — Cantidad de materia que posee un cuerpo. En el Sistema Internacional de Medidas (SI) se expresa en kilogramos, kg.

Método de la fuerza horizontal equivalente — Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de unas fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

Método del análisis dinámico elástico — Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal o elástica.

Método del análisis dinámico inelástico — Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura se salen del rango de respuesta lineal o elástica.

Microzonificación sísmica — División de una región o de un área urbana, en zonas más pequeñas que presentan un cierto grado de similitud en la forma como se ven afectados los movimientos sísmicos, dadas las características de los estratos de suelo subyacente.

Modos de vibración — Son las diferentes formas de vibración propias de la estructura. A cada modo de vibración corresponde una frecuencia de vibración propia. La respuesta dinámica de la estructura, en el rango elástico, se puede expresar como la superposición de los efectos de los diferentes modos. Una estructura tiene tantos modos de vibración, como grados de libertad tenga.

Modo fundamental — Es el modo de vibración correspondiente al período fundamental de la estructura en la dirección horizontal de interés.

Movimientos sísmicos de diseño — Es una caracterización de los movimientos del terreno, en el sitio donde se encuentra localizada la edificación, que se producirían como consecuencia de la ocurrencia del sismo de diseño.

Movimientos sísmicos para el umbral de daño — Es una caracterización de los movimientos del terreno, en el sitio donde se encuentra localizada la edificación, que se producirían como consecuencia de la ocurrencia del sismo correspondiente al umbral de daño.

Movimiento telúrico — Movimiento de la corteza terrestre. Véase sismo.

Muro de carga — Es un muro estructural, continuo hasta la cimentación, que soporta principalmente cargas verticales.

Muro de cortante — Véase muro estructural.

Muro divisorio o partición — Es un muro que no cumple una función estructural y que se utiliza para dividir espacios.

Muro estructural — Es un muro, de carga o no, que se diseña para resistir fuerzas horizontales, de sismo o de viento, paralelas al plano del muro.

Muro no estructural — Véase muro divisorio.

Nivel (medido desde la base) de un piso en la colindancia — Es la suma de las alturas de piso en la colindancia medidas desde la base hasta la parte superior del piso bajo estudio.

Número de pisos aéreos de la edificación — Para efectos de la aplicación de la reglamentación de separación entre edificaciones de A.6.5.2, el máximo número de pisos aéreos de una edificación corresponde al número de losas de entrepiso aéreas, contando dentro de ellas la cubierta como una losa de entrepiso, y sin contar los sótanos. Una losa de entrepiso aérea es aquella que no esta en contacto con el terreno en ningún punto. Cuando un piso tenga más de 6 m de altura, se contará como dos pisos para efectos de calcular el número de pisos aéreos de la edificación.

Número de pisos aéreos en la colindancia — Corresponde al número de pisos aéreos de la edificación, que se extienden hasta el paramento del lote de terreno en la zona de colindancia bajo estudio. Cuando un piso en la colindancia tenga más de 6 m de altura, se contará como dos pisos para efectos de calcular el número de pisos

aéreos de la edificación en la colindancia.

Perfil de suelo — Son los diferentes estratos de suelo existentes debajo del sitio de la edificación.

Período de vibración, $\mathbf{T}$ — Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que éste se repita.

Período de vibración fundamental — Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

Peso — Efecto gravitacional sobre la masa. Se obtiene de multiplicar la masa en kg, por la aceleración debida a la gravedad, $\mathbf{g}$ ($\mathbf{g = 9.8}$ m/s^2). Se expresa en newtons, N (1 N = 1 kg · 1 m/s^2).

Piso — Es el espacio comprendido entre dos niveles de una edificación. Piso $\mathbf{x}$ es el que está debajo del nivel $\mathbf{x}$.

Piso flexible — Es aquel en el cual la rigidez ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, es menor que el 70% de la rigidez ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso inmediatamente superior.

Piso débil — Es aquel en el cual la resistencia ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso es menor que el 70% de la resistencia ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso inmediatamente superior.

Plastificación progresiva, método de — Método de análisis no lineal estático conocido en inglés con el nombre de "push-over" (Véase Apéndice A-3).

Pórtico — Es un conjunto de vigas, columnas y, en algunos casos, diagonales, todos ellos interconectados entre si por medio de conexiones o nudos que pueden ser, o no, capaces de transmitir momentos flectores de un elemento a otro. Dependiendo de sus características tiene las siguientes denominaciones:

Pórtico arriostrado — Véase la definición de pórtico con diagonales.

Pórtico-cercha de acero resistente a momentos — Pórtico en el que las vigas son cerchas cuyo tramo central, denominado segmento especial, se diseña para que actúe como elemento disipador de energía, de modo que todos los elementos diferentes al segmento especial permanezcan en el rango elástico.

Pórtico con diagonales — Pórtico compuesto por vigas, columnas y diagonales excéntricas, o concéntricas, que se utiliza primordialmente para resistir fuerzas horizontales. Sus elementos trabajan principalmente deformándose axialmente, como en una cercha. Sus nudos pueden, o no, ser capaces de transmitir momentos flectores, dependiendo del material estructural que se emplee.

Pórtico con diagonales concéntricas — Es un pórtico con diagonales en el cual éstas llegan a los nudos conformados por las conexiones entre vigas y columnas.

Pórtico con diagonales excéntricas — Es un pórtico, de acero estructural, con diagonales que cumple los requisitos presentados en el Capítulo F.3.

Pórtico de acero con diagonales restringidas a pandeo — Es un pórtico con diagonales cuyo pandeo se restringe mediante el empleo de camisas rellenas de concreto.

Pórtico espacial — Es un sistema estructural tridimensional, que no tiene muros de carga, compuesto por elementos interconectados de tal manera que el conjunto actúe como una unidad, con o sin la ayuda de diafragmas horizontales o sistemas de arriostramiento horizontal. (Véase pórtico plano).

Pórtico losa-columna — Es un sistema estructural tridimensional aporticado en el cual las losas cumplen la función de las vigas. Este sistema tiene numerosas restricciones impuestas por el Reglamento en su uso. Véase reticular cedulado.

Pórtico no arriostrado — Es un pórtico resistente a momentos que soporta las fuerzas horizontales por medio de momentos flectores en sus elementos, y que no tiene diagonales ni muros estructurales.

Pórtico no resistente a momentos — Es un pórtico cuyas conexiones no son resistentes a momentos y que por lo tanto es inestable ante una solicitación de fuerzas horizontales, a menos que la responsabilidad de la resistencia ante estas fuerzas sea atendida por diagonales dentro del mismo pórtico o por conjuntos de elemento estructurales, tales como muros estructurales o pórticos con diagonales.

Pórtico para carga verticales — Es un pórtico espacial diseñado para resistir únicamente cargas verticales.

Pórtico plano — Es un pórtico en el cual todos sus elementos están contenidos dentro de un plano vertical. Este tipo de pórticos no puede utilizarse a menos que existan elementos estructurales que restrinjan los desplazamientos en la dirección perpendicular al plano del pórtico, tales como otros pórticos o muros estructurales y que exista un diafragma que amarre horizontalmente el conjunto. (Véase A.3.1.5) Los enlaces entre pórticos planos a través de la viguetería del sistema de entrepiso no se consideran adecuados para efectos de restringir los desplazamientos en la dirección perpendicular al plano de pórtico, caso en el cual deben disponerse vigas paralelas a la viguetería que enlacen las columnas y conformen un pórtico espacial.

Pórtico resistente a momentos — Es un pórtico espacial en el cual sus miembros y nudos son capaces de resistir las fuerzas, principalmente, por flexión.

Pórtico resistente a momentos, sin capacidad de disipación de energía — Es un pórtico de concreto reforzado que no cumple con los requisitos especiales de detallado del refuerzo para lograr un comportamiento dúctil, o que no está dispuesto espacialmente y no tiene resistencia ante fuerzas horizontales en la dirección perpendicular a su propio plano.

Pórtico resistente a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES) — Es un pórtico espacial diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado o del Capítulo F.3 cuando es de acero estructural.

Pórtico resistente a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) — Es un pórtico espacial diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado o de los Capítulos F.1 y F.2 cuando es de acero estructural.

Pórtico resistente a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) — Es un pórtico espacial, diseñado de acuerdo con las disposiciones correspondientes del Capítulo C.21 cuando es de concreto reforzado, o del Capítulo F.3 cuando es de acero estructural.

Probabilidad — Es el cociente del número de casos que realmente ocurren, dividido por el número total de casos posibles.

Propietario — Para efectos de este Reglamento, es la persona, natural o jurídica, titular de derechos reales principales, poseedor, propietario del derecho de dominio a título de fiducia y los fideicomitentes de las mismas fiducias, a nombre de la cual se expide la licencia de construcción.

Resistencia — Es la capacidad útil de una estructura, o de sus miembros, para resistir cargas, dentro de los límites de deformación establecidos en este Reglamento.

Reticular celulado — Es un tipo de pórtico losa-columna, en el cual la losa trabaja en dos direcciones y es aligerada en las zonas lejanas de las columnas y maciza, o con capiteles, en las zonas aledañas a las columnas. Este sistema tiene numerosas restricciones impuestas por el Reglamento en su uso.

Revisor de los diseños — Es el ingeniero civil, diferente del diseñador e independiente laboralmente de él, que tiene la responsabilidad de revisar los diseños estructurales y estudios geotécnicos, o el arquitecto, ingeniero civil o mecánico, que revisa los diseños de elementos no estructurales; dentro del trámite de expedición de una licencia de construcción, para constatar que la edificación propuesta cumple con los requisitos exigidos por la Ley 400 de 1997 y el presente Reglamento.

Riesgo sísmico — Corresponde a la determinación de las consecuencias económicas y sociales, expresada en términos monetarios, o de víctimas, respectivamente, para el sitio de interés en función de su probabilidad de excedencia para un tiempo de exposición dado.

Rigidez de piso — Para un piso x, es el cociente entre el cortante de piso, V_x, y la deriva que éste cortante produce en el piso.

Riostra — Véase diagonal.

Riostra del diafragma (riostra transmisora, amarre, elemento colector) — Es el elemento de un diafragma, paralelo a la fuerza aplicada, que recoge y transmite el cortante del diafragma a los elementos resistentes verticales o el que distribuye las fuerzas dentro del diafragma. Estos miembros pueden estar sometidos a efectos axiales de tensión o de compresión. Véase sistemas de arriostramiento horizontal.

Sello seco registrado — Marca realzada que queda colocada sobre un plano de construcción y que reemplaza la firma del diseñador responsable de los diseños expresados en él. La marca que produce debe contener el nombre del profesional, su profesión (ingeniero civil, arquitecto, etc.) y el número de la matricula profesional.

Separación sísmica en la colindancia — Es la distancia horizontal en dirección perpendicular al plano vertical levantado sobre el lindero entre los dos lotes de terreno, medida desde la losa de entrepiso de la edificación hasta este plano.

Sismo, temblor o terremoto — Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre.

Sismo característico — Es un sismo definido para una falla activa que tiene una magnitud igual al mejor estimativo que pueda hacerse sobre la máxima magnitud que pueda ocurrir en la falla, pero no menor que la mayor magnitud que haya ocurrido históricamente en la falla.

Sismo de diseño — Es la caracterización de los movimientos sísmicos mínimos que deben utilizarse en la realización del diseño sismo resistente. Para efectos del presente Reglamento, es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad de sólo diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual conduce a un período promedio de retorno de 475 años. El diseño sismo resistente tiene dentro de sus objetivos la protección de la vida ante la ocurrencia del sismo de diseño.

Sismo de seguridad limitada - Es la caracterización de los movimientos sísmicos que pueden utilizarse alternativamente en la evaluación e intervención de ciertas estructuras existentes. Para efectos del presente Reglamento, es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad del veinte por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual corresponde a un período promedio de retorno de 225 años. Su uso está sometido a las limitaciones dadas en A.10.3.

Sismo del umbral de daño — Es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad del ochenta por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual conduce a un período promedio de retorno de 31 años. Corresponde a un sismo de intensidad relativamente baja, ante cuya ocurrencia no deben producirse daños a los elementos estructurales y no estructurales, que en caso de que ocurran, éstos deben ser reparables y no deben interferir con el funcionamiento de la edificación.

Sistema combinado — Es un sistema estructural en el cual las cargas verticales son resistidas por un pórtico, resistente a momentos o no, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. (Véase A.3.2.1.2).

Sistema de muros de carga — Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son llevadas hasta la cimentación por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. (Véase A.3.2.1.1).

Sistema de pórtico — Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, no arriostrado, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales. (Véase A.3.2.1.3).

Sistema dual — Es el sistema estructural resultante de la combinación de un pórtico espacial resistente a momentos (de capacidad moderada o alta de disipación de energía) con muros estructurales o pórticos con diagonales, diseñado de acuerdo con A.3.2.1.4.

Sistema de arriostramiento horizontal — Es un sistema de cercha, o armadura, horizontal que cumple las mismas

funciones de un diafragma.

Sistema de resistencia sísmica — Es aquella parte de la estructura que según el diseño aporta la resistencia requerida para soportar los movimientos sísmicos de diseño.

Sistema Internacional de Medidas (SI) — El sistema SI se estableció en la Decimoprimera Conferencia Mundial de Pesos y Medidas, que tuvo lugar en Sevres, Francia, en 1960. Por medio del Decreto 1731 de 18 de Septiembre de 1967, el único sistema de medidas permitido en el país es el Sistema Internacional de Medidas SI. El sistema está basado en siete unidades básicas, que son para longitud el metro (m), para masa el kilogramo (kg), para tiempo el segundo (s), para corriente eléctrica el amperio (A), para temperatura el kelvin (K), para intensidad luminosa el candela (cd) y para cantidad de substancia el mol (mol).
Para efectos del presente Reglamento se utilizan las siguientes unidades:

Unidades básicas — para distancia el metro (m), para masa el kilogramo (kg), y para tiempo el segundo (s).

Unidades suplementarias — para ángulo plano el radian (rad)

Unidades derivadas — para frecuencia el hertz (Hz) [1 Hz = 1 s^{-1}], para fuerza el newton (N) [1 N = 1 kg · m/s^2], para esfuerzo, o fuerza por unidad de área, el pascal (Pa) [1 Pa = 1 N/m²], y para energía o trabajo el joule (J) [1 J = N · m]

El sistema SI utiliza los siguientes prefijos:

exa	E	10^{18}	1 000 000 000 000 000 000.
peta	P	10^{15}	1 000 000 000 000 000.
tera	T	10^{12}	1 000 000 000 000.
giga	G	10^{9}	1 000 000 000.
mega	M	10^{6}	1 000 000.
kilo	k	10^{3}	1 000.
mili	m	10^{-3}	0.001
micro	μ	10^{-6}	0.000 001
nano	n	10^{-9}	0.000 000 001
pico	p	10^{-12}	0.000 000 000 001
femto	f	10^{-15}	0.000 000 000 000 001
atto	a	10^{-18}	0.000 000 000 000 000 001

Con el fin de evitar confusión en el uso del sistema SI, existen las siguientes reglas aceptadas internacionalmente respecto a la sintaxis que debe emplearse:

(a) Nunca se intercambian minúsculas y mayúsculas: mm y no MM, o kg y no KG.
(b) Los símbolos no se alteran en el plural: kg, y no kgs.
(c) No se deja espacio entre el prefijo y el símbolo: MPa y no M Pa.
(d) No se agrega punto al final del símbolo, a menos que sea el punto final de una oración.
(e) Los símbolos no son abreviaturas, por lo tanto: Pa y no Pasc, m y no mts.
(f) En los productos de símbolos se utiliza un punto levantado: kN · m.
(g) En los cocientes se utiliza un solo símbolo de división, o pueden utilizarse potencias negativas: kg/(m · s), o kg · m^{-1} · s^{-1}, pero no kg/m/s.
(h) Puede utilizarse punto, o coma, para indicar los decimales, dependiendo de la costumbre local. Esto significa que ninguno de los dos se debe utilizar para separar grupos de dígitos, para esto se utiliza un blanco. Ejemplo: **g** = 9.806 650 m/s^2.
(i) Para números menores que la unidad, nunca se omite el cero inicial: 0.123 y no .123.
(j) Debe haber siempre un espacio entre el número y las unidades: 12.3 m/s, excepto cuando se trata de grados Celsius: 12°C.
(k) La unidades cuyo nombre es el apellido de un científico, se emplean con mayúscula: N, Pa, etc., pero cuando se refiere a ellas no se utiliza la mayúscula: pascales, etc.

Solicitaciones — Son las fuerzas u otras acciones que afectan la estructura, dentro de las cuales se cuentan: los efectos gravitacionales sobre su propia masa, o peso propio, las cargas generadas por los elementos no estructurales, por sus ocupantes y sus posesiones, los efectos ambientales tales como el viento o el sismo, los asentamientos diferenciales, y los cambios dimensionales causados por variaciones en la temperatura o efectos reológicos de los materiales. En general corresponden a todo lo que puede afectar la estructura.

Supervisión técnica — Es la verificación de que la construcción de la estructura de la edificación se adelante de acuerdo con los diseños, planos y especificaciones realizadas por el diseñador estructural. Así mismo, que los elementos no estructurales se construyan siguiendo los diseños, planos, y especificaciones realizadas por el diseñador de elementos no estructurales, de acuerdo con el grado de desempeño requerido.

Supervisor técnico — Es el profesional, ingeniero civil, arquitecto o constructor en arquitectura e ingeniería, bajo cuya responsabilidad se realiza la supervisión técnica. El alcance de la supervisión técnica está definido en el Título I de este Reglamento. La supervisión técnica puede ser realizada por el mismo profesional que realiza la interventoría. Véase interventor.

Temblor, terremoto — Véase sismo.

Umbral de daño — Corresponde al nivel de movimiento sísmico a partir del cual se pueden presentar daños a los elementos estructurales y no estructurales.

Velocidad de la onda de cortante — Es la velocidad con que se desplaza la onda sísmica de cortante dentro de un suelo.

Vulnerabilidad — Es la cuantificación del potencial de mal comportamiento de una edificación con respecto a alguna solicitación.

Zona de amenaza sísmica (baja, intermedia o alta) — Son regiones del país donde la amenaza sísmica se considera baja, intermedia o alta, tal como se define en A.2.3. Los requisitos de análisis y diseño estructural varían de una zona a otra.

A.13.2 — NOMENCLATURA

La nomenclatura siguiente corresponde a las variables utilizadas en el Título A de este Reglamento:

$\mathbf{a_p}$ = coeficiente de amplificación dinámica del elemento no estructural. Véase el Capítulo A.9.

$\mathbf{a_x}$ = aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la aceleración de la gravedad, sobre el elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, o sobre el elemento no estructural, localizado en el piso $\mathbf{x}$. Véanse los Capítulos A.8 y A.9.

$\mathbf{A_a}$ = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.

$\mathbf{A_B}$ = área de la edificación en su base, en m^2.

$\mathbf{A_d}$ = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para el umbral de daño, dado en A.12.2.

$\mathbf{A_e}$ = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada, dado en A.10.3.

$\mathbf{A_s}$ = aceleración máxima en la superficie del suelo estimada como la aceleración espectral correspondiente a un período de vibración igual a cero, Véanse ecuaciones A.3.6-3, A.8.2-1 o A.9.4-2.

$\mathbf{A_v}$ = coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.

$\mathbf{A_{wi}}$ = área mínima de cortante de la sección de un muro estructural $\mathbf{i}$, medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio, en m². Véase A.4.2.

$\mathbf{A_x}$ = coeficiente de amplificación de la torsión accidental en el nivel $\mathbf{x}$, definido en A.3.6.7.

$\mathbf{a_i}$ = aceleración en el nivel $\mathbf{i}$, Véanse ecuaciones A.3.6-3 y A.8.2-1.

$\mathbf{C_t}$ = coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura, definido en A.4.2.2

$\mathbf{C_u}$ = coeficiente utilizado para calcular el período máximo permisible la estructura, definido en A.4.2.1

$\mathbf{C_{vx}}$ = coeficiente definido en A.4.3.

$\mathbf{d_c}$ = es la suma de los espesores de los $\mathbf{k}$ estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

$\mathbf{d_i}$ = espesor del estrato $\mathbf{i}$, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

$\mathbf{d_s}$ = es la suma de los espesores de los $\mathbf{m}$ estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

$\mathbf{E}$ = fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(\mathbf{E = F_S / R}\right)$, o $\left(\mathbf{E = F_p / R_p}\right)$, o fuerzas sísmicas reducidas para revisión de la estructura existente y diseño de la ampliación $\left(\mathbf{E = F_S / R'}\right)$.

$\mathbf{E_d}$ = fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase el Capítulo A.12.

$\mathbf{f_i}$ = fuerza sísmica horizontal en el nivel $\mathbf{i}$ para ser utilizada en la ecuación A.4.2-1.

F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.

F_i = parte del cortante sísmico en la base que se genera en el nivel i, véase A.3.6.6.

F_i, F_x = fuerzas sísmicas horizontales en los niveles i o x respectivamente. Véase A.4.3.

F_p = fuerza horizontal sobre un elemento estructural que no hace parte del sistema de resistencia sísmica, o elemento no estructural, componente o equipo de una edificación, aplicada en su centro de masa. Véanse los Capítulos A.8 y A.9

F_s = fuerzas sísmicas, véase A.3.1.1, o fuerzas sísmicas equivalentes, véase

F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional, dado en A.2.4.5.

F_{xm} = parte del cortante sísmico modal V_m que se genera en el nivel x, de acuerdo con A.5.4.

g = aceleración debida a la gravedad ($g = 9.8$ m/s²).

h_{eq} = altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación, véase A.3.6.8.2, A.8.2.1.1 y A.9.4.2.1.

h_i = altura en metros, medida desde la base, del nivel i, véase A.3.6.8.2, A.8.2.1.1 y A.9.4.2.1.

h_i, h_x = altura en metros, medida desde la base, del nivel i o x. Véase A.4.3.2.

h_n = altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio, véase A.3.6.8.2, A.4.2.2, A.8.2.1.1 y A.9.4.2.1.

h_p^i = altura del piso i, medida desde la superficie del diafragma del piso i hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior, $i-1$. Véanse los Capítulos A.4, A.6 y A.12.

h_{wi} = altura del muro i medida desde la base, en m.

H = espesor total en m de los estratos de suelos cohesivos.

I = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.

IP = índice de plasticidad, el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.

j = índice de una de las direcciones ortogonales principales en planta, puede ser x o y. Véase el Capítulo A.6.

k = exponente relacionado con el período fundamental de la edificación dado en A.4.3.2.

ℓ_{wi} = longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección en estudio. Véase A.4.2.

m_i = parte de M que está colocada en el nivel i, en kg. Véase A.4.3.2.

m_i, m_x = parte de M que está colocada en el nivel i o x respectivamente. Véanse los Capítulos A.3 y A.4.

M = masa total de la edificación — M debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso. Capítulos A.4 y A.5 (en kg).

M_p = masa de un elemento o componente, en kg. Véanse los Capítulos A.3, A.8, y A.9.

$\bar{M}_j$ = masa actuante total de la edificación en la dirección j. Ecuación A.5.4-1.

$\bar{M}_m$ = masa efectiva modal del modo m, determinada de acuerdo con la ecuación A.5.4-2.

n_w = número de muros de la edificación efectivos para resistir las fuerzas sísmicas horizontales en la dirección bajo estudio.

N = número de pisos de la edificación.

N_{ef} = resistencia efectiva. Véase el Capítulo A.10.

N_{ex} = resistencia existente. Véase el Capítulo A.10.

N_i = número de golpes por pie obtenido en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, sin hacerle corrección por energía N60. El valor de N_i usado para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

p = número total de modos utilizado en el análisis modal de la estructura. Véase el Capítulo A.5.

P_i = suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva, que existe en el piso i, y todos los pisos localizados por encima. Para el cálculo de los efectos P-Delta de diseño, no hay necesidad que los coeficientes de carga de sean mayores que la unidad. Véase el Capítulo A.6.

$\mathbf{Q_i}$ = índice de estabilidad del piso $\mathbf{i}$ utilizado en la evaluación de los efectos P-Delta. Véase A.6.2.3.

$\mathbf{r_j}$ = proyección, sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección en estudio, $\mathbf{j}$, de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés. Véase el Capítulo A.6.

$\mathbf{R}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, $\mathbf{R_0}$, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(\mathbf{R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0}\right)$. Véase el Capítulo A.3.

$\mathbf{R'}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía que se le asigna a la edificación existente de acuerdo con lo prescrito en el Capítulo A.10.

$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.

$\mathbf{R_C}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía definido para la zona de períodos cortos menores de $\mathbf{T_C}$ en función del valor de $\mathbf{R}$, cuando se exige así en los estudios de microzonificación. Definido en la ecuación A.2.9-1

$\mathbf{R_p}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía del elemento no estructural y sus sistema de soporte. Se da en las tablas A.9.5-1 y A.9.6-1.

$\mathbf{s_{ui}}$ = es la resistencia al corte no drenado en kPa (kgf/cm²) del estrato $\mathbf{i}$, la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kgf/cm²) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma NTC 1527 (ASTM D 2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D 2850).

$\mathbf{S}$ = coeficiente de sitio considerado en A.12.3

$\mathbf{\overline{S}}$ = coeficiente de sitio para ser empleado en el espectro sísmico del umbral de daño $\left(\mathbf{\overline{S} = 1.25S}\right)$.

$\mathbf{S_a}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración $\mathbf{T}$. Está definido en A.2.6.

$\mathbf{S_{ad}}$ = valor del espectro sísmico del umbral de daño, para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal para el umbral de daño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración $\mathbf{T}$. Está definido en A.12.3.

$\mathbf{S_{am}}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño para el período de vibración $\mathbf{T_m}$, correspondiente al modo de vibración $\mathbf{m}$. Véase el Capítulo A.5.

$\mathbf{S_d}$ = valor del espectro de desplazamientos de diseño para un período de vibración dado. Máximo desplazamiento horizontal de diseño, expresado en m, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración $\mathbf{T}$. Está definido en A.2.6.3.

$\mathbf{S_v}$ = valor del espectro de velocidades de diseño para un período de vibración dado. Máxima velocidad horizontal de diseño, expresada en m/s, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración $\mathbf{T}$. Está definido en A.2.6.2.

$\mathbf{T}$ = período fundamental del edificio como se determina en A.4.2.

$\mathbf{T_0}$ = período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en $\mathbf{s}$.

$\mathbf{T_a}$ = período de vibración fundamental aproximado, en segundos, calculado de acuerdo con A.4.2.

$\mathbf{T_C}$ = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. Véase A.2.6.

$\mathbf{T_{Cd}}$ = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro sísmico del umbral de daño para períodos cortos y la parte descendiente del mismo. Véase el Capítulo A.12.

$\mathbf{T_L}$ = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos. (Véase A.2.6).

$\mathbf{T_{Ld}}$ = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de umbral de daño, para períodos largos. (Véase A.12.3.4).

$\mathbf{T_m}$ = período de vibración correspondiente al modo de vibración $\mathbf{m}$, en seg. Véase el Capítulo A.5.

$\mathbf{T_s}$ = período de vibración fundamental, en segundos, del depósito de suelo subyacente en el sitio. Véase A.2.4.

$\mathbf{v_{si}}$ = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato $\mathbf{i}$, medida en campo, en m/s.

V_{mj} = cortante sísmico en la base correspondiente al modo m en la dirección horizontal j. Véase el Capítulo A.5.

V_i, V_x = fuerza cortante del piso i o x, respectivamente, en la dirección en estudio, sin dividir por R. Se determina por medio de las ecuaciones del numeral A.4.3. Corresponde a la suma de las fuerzas horizontales sísmicas de diseño que se aplican al nivel i o x, y todos los niveles localizados por encima de él.

V_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.

V_{sd} = cortante sísmico en la base, para las fuerzas sísmicas del umbral de daño. Véase A.12.4.

V_{tj} = cortante sísmico total en la base en la dirección horizontal j. Véase el Capítulo A.5.

V_x = fuerza cortante sísmica en el nivel x. Véase A.3.6.6.

w = contenido de agua en porcentaje, el cual se determina por medio de la norma NTC 1495 (ASTM D 2166).

α = exponente para ser utilizado en el cálculo del período aproximado T_a. Véase A.4.2.2.

$\delta^i_{cm,j}$ = desplazamiento horizontal, del centro de masa del piso i, en la dirección j. Véase el Capítulo A.6.

δ_i = desplazamiento horizontal del nivel i con respecto a la base de la estructura, debido a las fuerzas horizontales f_i, para ser utilizado en la ecuación A.4.2-1, o desplazamiento horizontal del centro de masas del nivel i de la estructura, en metros, utilizado en el Capítulo A.6.

δ_{max} = desplazamiento horizontal máximo en el nivel x. Véase ecuación A.3.6-2.

$\delta^i_{pd,j}$ = desplazamiento horizontal adicional, del centro de masa del piso i, causado por efectos P-Delta, en la dirección j. Véase el Capítulo A.6.

δ_{prom} = promedio de los desplazamientos horizontales en puntos extremos de la estructura en el nivel x. Véase ecuación A.3.6-2.

$\delta^i_{t,j}$ = desplazamiento horizontal adicional causado por efectos de torsión, de cualquier punto del diafragma del piso i, en la dirección j. Véase el Capítulo A.6.

$\delta^i_{tot,j}$ = desplazamiento total horizontal, de cualquier punto del diafragma del piso i en la dirección j Véase el Capítulo A.6.

$\Delta^i_{cm,j}$ = deriva del piso i, en la dirección bajo estudio, j, medida en el centro de masa del piso, como la diferencia entre el desplazamiento horizontal del piso i menos el del piso $i-1$ en la misma dirección j. Véase el Capítulo A.6.

Δ^i_j = deriva del piso i en la dirección principal en planta j.

Δ^i_{max} = deriva máxima de diseño para cualquier punto del piso i. Véase el Capítulo A.6.

ϕ_a = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación. Véase A.3.3.3.

ϕ_e = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura. Véase A.10.4.3.4.

ϕ_c = coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura. Véase A.10.4.3.4.

ϕ^m_{ij} = amplitud de desplazamiento del nivel i de la edificación, en la dirección j, cuando está vibrando en el modo m. Véase el Capítulo A.5.

ϕ_p = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación. Véase A.3.3.3.

ϕ_r = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica. Véase A.3.3.8.

Ω_0 = coeficiente de sobreresistencia. Véase A.3.3.9.

θ_i = rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa del piso i, causada por los efectos torsionales, en radianes. Véase el Capítulo A.6.

APÉNDICE A-1
RECOMENDACIONES SÍSMICAS PARA ALGUNAS ESTRUCTURAS QUE SE SALEN DEL ALCANCE DEL REGLAMENTO

A-1.0 — NOMENCLATURA

$\mathbf{g}$ = aceleración debida a la gravedad ($\mathbf{g = 9.8}$ m/s^2).

$\mathbf{I}$ = coeficiente de importancia dado en A.2.5.2.

$\mathbf{M}$ = masa total de la edificación; $\mathbf{M}$ debe ser igual a la masa total de la estructura más su contenido. En estructuras tales como tanques, silos y otras estructuras de almacenamiento debe incluir la masa correspondiente al contenido operacional normal de la estructura.

$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.

$\mathbf{R}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, $\mathbf{R_0}$, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(\mathbf{R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0}\right)$. Véase el Capítulo A.3.

$\mathbf{T}$ = período fundamental de la estructura.

$\mathbf{W}$ = peso total de la edificación; $\mathbf{W = Mg}$.

A-1.1 — GENERAL

A-1.1.1 — PROPÓSITO — En el presente Apéndice se dan recomendaciones que permiten determinar las fuerzas sísmicas de diseño de algunas estructuras especiales no cubiertas por el alcance de las Normas Sismo Resistentes Colombianas y su Reglamento. Complementariamente, se puede consultar el documento "*Norma AIS-180 — Requisitos de diseño sismo resistente para algunas estructuras diferentes a edificaciones*", 2010, de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS, el que corresponde a la traducción y adaptación del Capítulo 14 del documento NEHRP 2003 y el cual analiza en detalle el comportamiento de tanques, recipientes y silos principalmente. El presente Apéndice y el documento de AIS señalado, contienen recomendaciones de diseño que no tienen carácter obligatorio, y se incluyen únicamente por razones ilustrativas.

A-1.1.2 — ALCANCE — Los requisitos del presente Apéndice pueden emplearse en el diseño sismo resistente de construcciones que se salen del alcance de la Ley 400 de 1997 y sus reglamentos. Se dan los parámetros de diseño sismo resistente de una forma compatible con lo que se requiere para edificaciones en el presente Reglamento.

A-1.1.3 — REQUISITOS APLICABLES — En general se recomienda seguir los requisitos del Reglamento con las excepciones anotadas en el presente Capítulo. Debe tenerse especial cuidado con las fuerzas de viento sobre estas estructuras especiales, pues en muchos casos son mayores que las fuerzas sísmicas.

A-1.2 — PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

A-1.2.1 — El valor del período fundamental de la estructura, $\mathbf{T}$, debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la ecuación A.4.2-1.

A-1.3 — CALCULO DE LAS FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO

A-1.3.1 — MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO — Debe utilizarse la definición de los movimientos sísmicos de diseño dada en el Capítulo A.2 del Reglamento.

A-1.3.2 — MASA TOTAL, M — La masa total, M, debe incluir la masa correspondiente a todas las cargas muertas y las masas correspondientes al contenido operacional normal de la estructura, especialmente en tanques, silos y otras estructuras de almacenamiento.

A-1.3.3 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA, I — Debe tomarse un coeficiente de importancia, I, igual a la unidad, a menos que la estructura sea parte o pueda afectar edificaciones de los grupos de usos **II, III** o **IV**. En el caso de estructuras que sean parte de sistemas de líneas vitales, la definición del coeficiente de importancia a emplear se debe basar en consideraciones que incluyan el nivel de redundancia del sistema y el potencial de que una eventual falla de la estructura pueda afectar la operación o estabilidad de edificaciones indispensables.

A-1.3.4 — DISTRIBUCIÓN EN LA ALTURA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — La distribución en la altura de las fuerzas sísmicas horizontales puede realizarse por cualquiera de los procedimientos presentados en los Capítulos A.4 o A.5 del Reglamento.

A-1.3.5 — COEFICIENTE BÁSICO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA, R_0 — Se recomienda utilizar los valores del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_0, dados en la tabla A-1.3-1 del presente Apéndice.

Tabla A-1.3-1
Coeficiente de capacidad de disipación de energía, R_0,
para algunas estructuras especiales

Tipo de estructura	Valor de R_0
Tanques, contenedores de líquidos y gases a presión, apoyados sobre columnas arriostradas, con diagonales, o no	**2.0**
Silos y chimeneas de concreto reforzado vaciado en sitio, cuyas paredes son continuas hasta la fundación	**3.5**
Estructuras en forma de torre cuya masa está distribuida en la altura, tales como chimeneas, silos y tanques, cuyos apoyos consisten en faldones.	**3.0**
Torres en celosía, autoportantes o con templetes, chimeneas y torres con templetes.	**3.0**
Estructuras de tipo péndulo invertido	**2.0**
Tolvas sobre columnas, con o sin contravientos.	**3.0**
Torres de enfriamiento	**3.5**
Torres o anaqueles de almacenamiento	**3.0**
Avisos y vallas publicitarias	**3.5**
Monumentos y estructuras de parques de diversión	**2.0**
Otras estructuras autoportantes, no incluidas anteriormente	**3.0**

A-1.4 — REQUISITOS DE DERIVA

A-1.4.1 — Los requisitos para la deriva presentados en el Capítulo A.6, no son aplicables directamente a estructuras especiales diferentes de las cubiertas por el Reglamento en su alcance. Los límites de la deriva deben ser establecidos por el diseñador tomando en cuenta el peligro que represente para la vida la falla de elementos estructurales y no estructurales, como consecuencia de los desplazamientos que sufre la estructura al verse afectada por los movimientos sísmicos de diseño

APÉNDICE A-2
RECOMENDACIONES PARA EL CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

A-2.0 — NOMENCLATURA

A_a = coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño, dado en A.2.2.

A_o = área de la cimentación.

D_s = profundidad del estrato blando. Véase A-2.2.1.2.

G_o = γv_{s0}^2 = módulo de cortante promedio para los suelos localizados bajo la cimentación para deformaciones unitarias pequeñas.

g = aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)

h_x = altura medida desde la base del nivel en estudio.

$\bar{h}$ = altura efectiva de la edificación, la cual debe tomarse igual a 0.7 veces la altura total, h_n. En edificios en los cuales toda la masa M de la edificación está concentrada en un solo piso, debe tomarse igual a la altura del piso, medida desde la base.

I_o = momento de inercia de la cimentación con respecto a un eje horizontal, perpendicular a la dirección en estudio.

$\bar{k}$ = rigidez de la estructura considerándola como empotrada en la base. Se calcula por medio de la ecuación A-2-4.

K_y = rigidez lateral de la cimentación de la edificación, la cual se define como la fuerza estática horizontal aplicada en la cimentación, que produce una deflexión horizontal unitaria. Tanto la fuerza estática como la deflexión horizontal se toman en la dirección en estudio.

K_θ = rigidez rotacional, o de balanceo, de la cimentación de la edificación, definida como el momento estático necesario para producir una rotación unitaria, en promedio, de la cimentación con respecto a un eje horizontal perpendicular a la dirección en estudio.

L_o = longitud total de la cimentación en la dirección en estudio.

M_o = momento de vuelco en la base de la edificación calculado utilizando las fuerzas horizontales de diseño sin incluir la reducción por efectos de interacción suelo-estructura.

M_{lo} = momento de vuelco en la base de la edificación calculado utilizando las fuerzas horizontales correspondientes al primer modo sin incluir la reducción por efectos de interacción suelo-estructura.

$\bar{M}$ = masa participante de la edificación, el cual puede tomarse igual a $0.7M$, excepto en aquellos casos en los cuales toda la masa M de la edificación está concentrado en un solo piso, caso en el cual debe tomarse igual a M.

$\bar{M}_{lj}$ = masa participante de la edificación, para el modo fundamental de la edificación en la dirección j, calculado utilizando la ecuación A.5.4-2.

r = longitud característica de la cimentación. Se determina por medio de las ecuaciones A-2-7 o A-2-8.

r_a = longitud característica de la cimentación. Definida por medio de la ecuación A-2-7.

r_m = longitud característica de la cimentación. Definida por medio de la ecuación A-2-8.

S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, T o T_a, considerada empotrada en su base, calculado de acuerdo con lo prescrito en A.4.2.

S_{al} = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período del modo fundamental de la estructura, T_l, considerada empotrada en su base.

$\bar{S}_a$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2, correspondiente al período fundamental de la estructura, $\bar{T}$, cuando éste se calcula considerando los efectos de la interacción suelo-estructura, tal como se define en A-2.2.1.1.

$\bar{S}_{al}$ = valor del espectro de aceleraciones de diseño, determinado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2,

correspondiente al período fundamental de la estructura, $\bar{T}_l$, cuando éste se calcula considerando los efectos de la interacción suelo-estructura.

T = valor del período fundamental del edificio, calculado de acuerdo con lo prescrito en A.4.2.

T_l = valor del período fundamental del edificio, correspondiente al primer modo de vibración.

$\bar{T}$ = valor del período fundamental del edificio tomando en cuenta la interacción suelo-estructura. Se determina de acuerdo con los requisitos de A-2.2.1.1.

$\bar{T}_l$ = valor del período fundamental del edificio, correspondiente al primer modo de vibración, tomando en cuenta la interacción suelo-estructura.

V_s = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4.

V_s' = cortante sísmico en la base de la estructura, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente del Capítulo A.4, utilizando un período de vibración igual a $C_u T_a$.

V_{lj} = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j, contribuido por el modo fundamental en esa dirección, calculado de acuerdo con la ecuación A.5.4-3 y sin ser afectado por efectos de interacción suelo-estructura.

$\bar{V}_s$ = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, calculado tomando en cuenta la interacción suelo-estructura.

$\bar{V}_{lj}$ = cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j, contribuido por el modo fundamental en esa dirección, y afectado por la interacción suelo-estructura.

ΔV_s = reducción en el cortante sísmico de diseño en la base de la estructura, debido a los efectos de la interacción suelo-estructura. Ecuación A-2-2.

ΔV_{lj} = reducción en el cortante sísmico de diseño en la base de la estructura en la dirección j, contribuido por el modo fundamental en esa dirección, debida a los efectos de la interacción suelo-estructura.

v_{so} = velocidad promedio de la onda de cortante, de los suelos localizados debajo de la cimentación, para niveles bajos de deformación unitaria, menores de 0.00001 (0.001%).

α = parámetro que describe la densidad relativa de la estructura y el suelo bajo ella. Definida en la ecuación A-2-6.

α_θ = modificador de la rigidez dinámica de la cimentación para tener en cuenta el balanceo.

$\bar{\beta}$ = coeficiente de amortiguamiento crítico del sistema estructural, considerando la interacción suelo-estructura, calculado de acuerdo con lo prescrito en A-2.2-1.

β_o = coeficiente de amortiguamiento crítico de la cimentación. Se determina por medio de la figura A-2.2-1.

δ_x = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, calculada siguiendo el método de la fuerza horizontal equivalente y utilizando las fuerzas sísmicas de diseño sin ser modificadas por los efectos de la interacción suelo-estructura.

δ_{lx} = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, calculada para el primer modo de vibración sin incluir los efectos de la interacción suelo-estructura.

$\bar{\delta}_x$ = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, modificada por los efectos de la interacción suelo-estructura. Ecuación A-2-11.

$\bar{\delta}_{lx}$ = deflexión horizontal en el nivel x de la estructura, para el primer modo de vibración, modificada por los efectos de la interacción suelo-estructura.

γ = masa unitaria promedio del suelo.

A-2.1 — GENERAL

A-2.1.1 — Los requisitos presentados en este Apéndice pueden utilizarse para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño y las deformaciones que éstas imponen a la estructura. Su uso se permite dentro de las limitaciones que da el Capítulo A.7 cuando el modelo matemático utilizado para determinar la respuesta de la estructura no incorpora directamente la flexibilidad de la cimentación (uso de modelos empotrados en la base). En general el uso de estos requisitos disminuye los valores de diseño del cortante sísmico en la base, las fuerzas horizontales y los momentos de vuelco, pero aumenta las deflexiones horizontales de la estructura, y por ende las derivas, en sitios particulares de la estructura, además de los

desplazamientos y fuerzas secundarias asociadas con los efectos P-Delta. Los requisitos para ser utilizados con el método de la fuerza horizontal equivalente se presentan en A-2.2 y para el método del análisis dinámico modal elástico en A-2.3. Estos requisitos no deben ser usados si se empleó un modelo de base flexible donde la cimentación se modela directamente en el análisis de la estructura, y no un modelo de base empotrada.

A-2.2 — MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

Los requisitos que se presentan a continuación, complementan en lo concerniente a interacción suelo-estructura los dados en el Capítulo A.7.

A-2.2.1 — CORTANTE EN LA BASE — Para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, el cortante sísmico de diseño en la base, $\mathbf{V_S}$, determinado por medio de la ecuación A.4-5, puede modificarse a:

$$\bar{V}_S = V_S - \Delta V_S \qquad \textbf{(A-2-1)}$$

y el valor de la reducción en el cortante sísmico en la base, para diseño, debe calcularse por medio de:

$$\Delta V_S = \left[S_a - \bar{S}_a \left(\frac{0.05}{\bar{\beta}} \right)^{0.4} \right] g \bar{M} \qquad \textbf{(A-2-2)}$$

El valor del cortante sísmico en la base modificado, $\bar{V}_S$, no puede ser menor que $0.7V_S'$.

A-2.2.1.1 — *Período efectivo de la edificación* — El período efectivo, $\bar{T}$, debe determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta} \right)} \qquad \textbf{(A-2-3)}$$

y

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left(\frac{\bar{M}}{T^2} \right) \qquad \textbf{(A-2-4)}$$

Las rigideces de la cimentación, K_y y K_θ, deben determinarse por medio de principios establecidos de mecánica de suelos, utilizando propiedades del suelo que sean representativas de su comportamiento a niveles de deformación unitaria, conmensurables con los que producen los movimientos sísmicos de diseño. En aquellos casos en los cuales el estudio geotécnico no lo indique, el módulo promedio de cortante, **G**, para los suelos localizados debajo de la cimentación, en condiciones de deformaciones unitarias apreciables, y la velocidad de la onda de cortante, v_s, asociada con estas deformaciones unitarias, pueden determinarse utilizando la tabla A.-2.1-1.

Tabla A-2.1-1
Valores de G/G_o y v_s/v_{so}

	Valor de A_a			
	≤ 0.10	**≤ 0.15**	**≤ 0.20**	**≥ 0.30**
Valor de G/G_o	0.81	0.64	0.49	0.42
Valor de v_s/v_{so}	0.90	0.80	0.70	0.65

Alternativamente, para edificaciones cuya cimentación sea una losa de fundación superficial o aproximadamente superficial, que se construye de una manera tal que se pueda considerar que el contacto entre los muros de contención y el suelo no restringe el libre movimiento de la estructura, el período de

vibración efectivo, tomando en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, se puede determinar por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{T} = T\sqrt{1+\frac{25\alpha r_a \bar{h}}{v_s^2 T^2}\left(1+\frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha_\theta r_m^3}\right)} \qquad \textbf{(A-2-5)}$$

en donde:

$$\alpha = \frac{\bar{M}}{\gamma A_o \bar{h}} \qquad \textbf{(A-2-6)}$$

$$r_a = \sqrt{\frac{A_o}{\pi}} \qquad \textbf{(A-2-7)}$$

y

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4 I_o}{\pi}} \qquad \textbf{(A-2-8)}$$

A-2.2.1.2 — ***Amortiguamiento efectivo*** — El coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema estructura-cimentación, debe calcularse por medio de:

$$\bar{\beta} = \beta_o + \frac{0.05}{\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^3} \qquad \textbf{(A-2-9)}$$

Los valores de β_o se obtienen de la figura A-2.2-1. El parámetro r en la figura A-2.2-1 es una longitud característica de la cimentación, la cual se puede determinar así:

Para $\frac{\bar{h}}{L_o} \le 0.5$, r es igual a r_a, de la ecuación A-2-7 y para $\frac{\bar{h}}{L_o} \ge 1.0$, r es igual a r_m, de la ecuación A-2-8.

Para valores intermedios se puede interpolar. L_o es la longitud de la cimentación en la dirección en estudio, y en la aplicación de las ecuaciones A-2-7 y A-2-8, A_o e I_o se determinan para el área de la cimentación que efectivamente está en contacto con el suelo, pues le transmite el peso de la edificación.

Para edificios cimentados sobre pilotes que trabajan en punta, y para todos los otros casos en los cuales el suelo de fundación consiste en un estrato de suelos blandos relativamente uniforme, colocado sobre un depósito de suelos más duros, o roca, presentándose un cambio abrupto de rigidez, el coeficiente de amortiguamiento efectivo, β_o, que se utiliza en la ecuación A-2-9 puede ser substituido por el valor dado en la siguiente ecuación:

$$\beta_o' = \beta_o\left(\frac{4 D_s}{v_s \bar{T}}\right)^2 \qquad \textbf{(A-2-10)}$$

la cual es aplicable sólo en aquellos casos en los cuales la expresión entre paréntesis es menor que la unidad. En esta ecuación D_s es la profundidad total del estrato blando.

El valor de $\bar{\beta}$, calculado de acuerdo con la ecuación A-2-9, con o sin el ajuste representado en la ecuación A-2-10, en ningún caso puede ser menor de 0.05, ni mayor que 0.20.

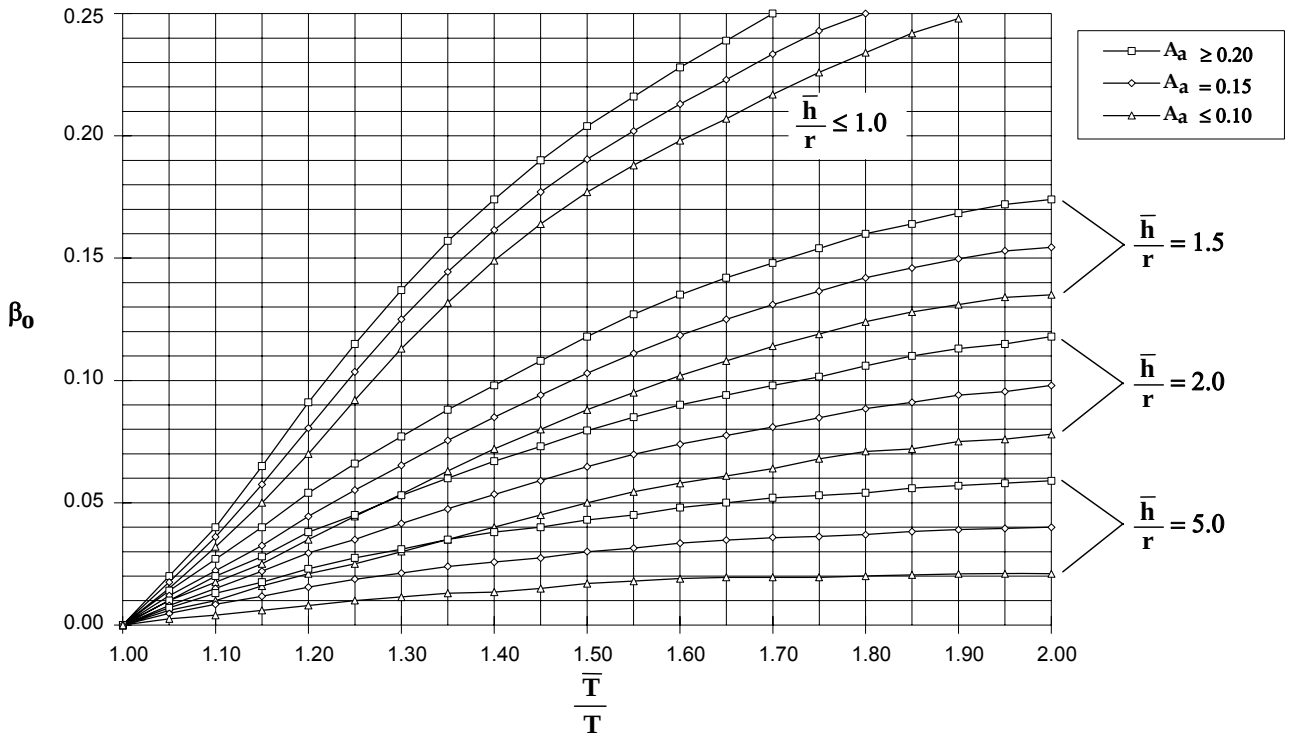


Figura A-2.2-1 — Coeficiente de amortiguamiento crítico de la cimentación, β_o

A-2.2.2 — DISTRIBUCIÓN EN LA ALTURA DE LAS FUERZAS SÍSMICAS — La distribución en la altura del cortante en la base corregido por efectos de interacción suelo-estructura se debe tomar igual a la de la estructura sin interacción.

A-2.2.3 — OTROS EFECTOS — Los cortantes de piso, los momentos de vuelco y los efectos torsionales deben determinarse de la misma manera que para edificaciones en las cuales no se ha tomado en cuenta la interacción suelo-estructura, pero utilizando las fuerzas horizontales reducidas por efectos de interacción. Las deflexiones modificadas deben determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{\delta}_x = \frac{\bar{V}_s}{V_s}\left(\delta_x + \frac{M_o\, h_x}{K_\theta}\right) \qquad \textbf{(A-2-11)}$$

A-2.3 — MÉTODO DEL ANÁLISIS MODAL

Los siguientes requisitos complementan, en lo concerniente a interacción suelo-estructura, lo presentado en el Capítulo A.5.

A-2.3.1 — CORTANTES MODALES EN LA BASE — Para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, el cortante sísmico de diseño en la base, correspondiente al modo fundamental, V_{1j}, en la dirección j, determinado por medio de la ecuación A.5.4-3, puede modificarse a:

$$\bar{V}_{1j} = V_{1j} - \Delta V_{1j} \qquad \textbf{(A-2-12)}$$

y el valor de la reducción en el cortante sísmico en la base correspondiente al modo fundamental, debe calcularse utilizando la ecuación A-2-13:

$$\Delta V_{1j} = \left[S_{a1} - \bar{S}_{a1}\left(\frac{0.05}{\bar{\beta}}\right)^{0.4}\right] g\, \bar{M}_{1j} \qquad \textbf{(A-2-13)}$$

El período $\bar{T}_1$ se calcula utilizando la ecuación A-2-3 o A-2-5, según corresponda, utilizando T_1 en vez de T, determinando $\bar{k}$ por medio de la ecuación A-2-4, utilizando $\bar{M}_{1j}$ en vez de $\bar{M}$, y calculando $\bar{h}$ por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_i^1 h_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_i^1} \qquad \textbf{(A-2-14)}$$

Los valores mencionados de $\bar{T}_1$, T_1, $\bar{M}_{1j}$, y $\bar{h}$ se utilizan para calcular α en la ecuación A-2-6 y el coeficiente β_o de la figura A-2.2-1. No debe realizarse ninguna reducción en las contribuciones de los modos de vibración diferentes al fundamental por efectos de interacción suelo-estructura. El cortante en la base de diseño, en ningún caso puede ser menor que $0.7V_S'$.

A-2.3.2 — OTROS EFECTOS MODALES — Los cortantes de piso, y los momentos de vuelco deben determinarse de la misma manera que para edificaciones en las cuales no se ha tomado en cuenta la interacción suelo-estructura, tal como lo prescribe el Capítulo A.5, pero utilizando el valor de $\bar{V}_{1j}$ en vez de V_{1j}. Las deflexiones modificadas del primer modo deben determinarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{\delta}_{1x} = \frac{\bar{V}_1}{V_1}\left(\delta_{1x} + \frac{M_{1o}\, h_x}{K_\theta}\right) \qquad \textbf{(A-2-15)}$$

A-2.3.3 — VALORES DE DISEÑO — Se determinan utilizando los procedimientos indicados en el Capítulo A.5, pero utilizando los valores modificados del los efectos del primer modo en cada una de las direcciones principales, en planta, de la edificación.

APÉNDICE A-3
PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO DE PLASTIFICACIÓN PROGRESIVA "PUSH-OVER"

PREFACIO — Este apéndice trata del análisis no lineal estático, un procedimiento de análisis sísmico también conocido algunas veces como análisis "push-over", o método de capacidad, o método de la curva de capacidad.

Este apéndice no es de carácter obligatorio y se ha incluido con el fin de que se estudie preliminarmente con el fin de adoptarlo en ediciones futuras del Reglamento si se considera conveniente.

Aunque el análisis estático no lineal se ha incluido solo recientemente en las disposiciones de diseño y construcción de edificaciones, el procedimiento en sí mismo no es nuevo y ha sido utilizado durante muchos años tanto en investigación como en aplicaciones de diseño. Por ejemplo, el análisis no lineal estático ha sido utilizado durante muchos años como metodología estándar en el diseño de estructuras para plataformas marinas para efectos hidrodinámicos, y ha sido adoptado recientemente en varias metodologías estándar para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones, incluyendo los *Criterios Recomendados de Diseño Sísmico para Edificios con Estructura de Acero Resistente a Momentos* (FEMA-350, 2000a), *Pre-estándar y Comentarios para la Rehabilitación Sísmica de Edificios* (FEMA 356, 2000b) y *Evaluación Sísmica y Mejoramiento de Edificios* (ATC 40, 1996). El análisis no lineal estático constituye el fundamento para los procedimientos de estimación de pérdidas por sismos contenida en HAZUS (NIBS, 1999), que es el modelo de estimación de pérdidas sísmicas de la oficina de atención de desastres norteamericana (FEMA). Aunque no aparece explícitamente en el Reglamento, la metodología del análisis no lineal estático también constituye la base para los procedimientos de la fuerza lateral equivalente contenidos en las disposiciones para estructuras aisladas en la base y estructuras con disipadores de energía.

Una de las objeciones a la introducción de una metodología de esta naturaleza en el Reglamento se relaciona con la determinación de la deformación límite (llamada algunas veces desplazamiento de desempeño). Se han propuesto diferentes metodologías para determinar el desplazamiento inducido a la estructura por los movimientos del terreno producidos por un sismo y algunas de ellas han sido adoptadas como procedimiento normativo en diferentes países. El tratamiento presentado en este apéndice se basa en correlaciones estadísticas de los desplazamientos cuya predicción se ha realizado utilizando metodologías de análisis lineal y no lineal de la estructura, las cuales son similares a las contenidas en FEMA 356. Un segundo motivo de discusión tiene que ver con la falta de uniformidad de criterio respecto a la bondad del diseño una vez se han estimado las fuerzas y deformaciones producidas por el sismo de diseño. Se debe tener en cuenta que esta limitación aplica igualmente al tratamiento contra el tiempo de la respuesta no lineal, la cual ya ha sido adoptada en el Reglamento.

El análisis no lineal estático corresponde a un método simplificado para evaluar directamente la respuesta no lineal de estructuras a movimientos fuertes del terreno causados por un sismo. Esta es una alternativa atractiva en comparación a los procedimientos más complejos del análisis de respuesta no lineal contra el tiempo. Se espera que la consideración de esta metodología a través de su inclusión en este apéndice permitirá el desarrollo del consenso necesario para permitir una posterior integración en el Reglamento como tal.

A-3.1 — GENERAL

A-3.1.1 — *Propósito* — En el presente Apéndice se dan recomendaciones para realizar un análisis no lineal estático, también conocido como procedimiento "push-over". Este apéndice no tiene carácter obligatorio dentro del reglamento.

A-3.1.2 — *Alcance* — Los requisitos del presente Apéndice pueden emplearse en el análisis y diseño sismo resistente de edificaciones existentes y nuevas. Se dan los parámetros de análisis y diseño sismo resistente de una forma compatible con lo que se requiere en el Título A del Reglamento.

A-3.1.3 — *Definiciones*

***Base (Base)* —** Véase Capítulo A.13

***Carga Muerta (Dead load)* —**Véase Capítulo A.13

***Carga Viva (Live load)* —** Véase Capítulo A.13

Componente (Component) — Una parte o elemento de un sistema arquitectónico, eléctrico, mecánico o estructural.

Corte Basal (Base shear) — Véase Capítulo A.13

Curva de Capacidad (Capacity curve) — Un gráfico de la fuerza lateral total V_f confrontada contra el desplazamiento lateral del punto de control, tal como se determina en un análisis no lineal estático.

Desplazamiento de fluencia efectivo (Effective yield displacement) — El desplazamiento del punto de control en la intersección de la primera y segunda ramas de una curva bilineal que se ajusta a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3

Desplazamiento Objetivo — Un estimado del desplazamiento máximo esperado del punto de control calculado para el sismo de diseño de acuerdo con la sección A-3.2.5

Diafragma (Diaphragm) — Véase Capítulo A.13

Diseñador Estructural (Structural engineer of record) — Véase Capítulo A.13

Edificación (Building) — Véase Capítulo A.13

Estructura (Structure) — Véase Capítulo A.13

Movimientos sísmicos de diseño (Design earthquake ground motion) —Véase Capítulo A.13

Piso (Story) — Véase Capítulo A.13

Punto de Control (Control point) — Un punto utilizado para indexar el desplazamiento lateral de la estructura en un análisis no lineal estático, determinado de acuerdo con la Sección A-3.2.1

Resistencia efectiva a fluencia (Effective yield strength) — Es la fuerza lateral total aplicada en la intersección de la primera y segunda ramas de una curva bilineal que se ajusta a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3

Sistema de Resistencia Sísmica (Seismic-force-resisting system) — Véase Capítulo A.13

A-3.1.4 — Nomenclatura

- C_S = coeficiente de respuesta sísmica, resultado de dividir S_a por R .
- C_0 = un factor de modificación para relacionar el desplazamiento del punto de control con el desplazamiento de un sistema representativo de un grado simple de libertad, como lo determina la Ecuación A-3.2-3
- C_1 = un factor de modificación para tener en cuenta la influencia del comportamiento inelástico sobre la respuesta del sistema como lo determina la ecuación A-3.2-4
- g = aceleración de gravedad (9.8 m/s^2)
- j = el incremento de la carga lateral
- M = masa total de la edificación
- m_i = la porción de la masa total de la edificación M, al Nivel i
- R = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$).
- R_d = el factor de ductilidad del sistema analizado por "push-over" como lo determina la ecuación A-3.2-5
- S_a = valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado. Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T. Está definido en A.2.6.
- T_l = el periodo fundamental de la estructura en la dirección que está bajo consideración determinado en la primera iteración del análisis de "push-over".
- T_c = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante

del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo. Véase A.2.6.

T_e = el periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección que se está considerando, como se determina en la Sección A-3.2.3

V_j = la fuerza lateral total aplicada al incremento de carga j

V_l = la fuerza lateral total aplicada al primer incremento de la carga lateral

V_y = resistencia efectiva a la fluencia determinada de una curva bilineal ajustada a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3

Δ = deriva del piso como se determina la Sección A-3.2.6

γ_i = las deformaciones del miembro i

δ_j = el desplazamiento del punto de control a un incremento de carga j

δ_T = el desplazamiento objetivo del punto de control determinado de acuerdo con la Sección A-3.2.5

δ_l = el desplazamiento del punto de control al primer incremento de la carga lateral

δ_y = el desplazamiento efectivo de fluencia del punto de control determinado de una curva bilineal ajustada a la curva de capacidad de acuerdo con la Sección A-3.2.3.

ϕ_i = la amplitud del vector característico de forma al Nivel i, determinada de acuerdo con la Sección A-3.2.4

Ω_o = coeficiente de sobreresistencia. Véase A.3.3.9.

A-3.2 - PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO

Se deben utilizar los requisitos de esta sección cuando se use el procedimiento no lineal estático para diseñar estructuras.

A-3.2.1 — *Modelación* — Se debe definir un modelo matemático de la estructura que represente adecuadamente la distribución espacial de la masa y de la rigidez del sistema estructural considerando los efectos de la no linealidad de los componentes para los niveles de deformación que excedan el límite proporcional. Se deben incluir los efectos P-Delta en el análisis.

Para estructuras regulares con sistemas de resistencia sísmica ortogonales, se permite usar modelos independientes bi-dimensionales para representar cada sistema. Para estructuras que tienen irregularidades en planta Tipos 4P y 5P, como se define en la Tabla A.3-6 o estructuras sin sistemas ortogonales independientes se debe usar un modelo tridimensional que incorpore un mínimo de tres grados de libertad para cada nivel de la estructura, consistentes en la translación en dos direcciones ortogonales y la rotación torsional respecto al eje vertical. Cuando los diafragmas no son rígidos comparados con los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, el modelo debe incluir la representación de la flexibilidad del diafragma.

A menos que el análisis indique que el componente permanece en el rango elástico, se debe usar un modelo fuerza-deformación no lineal para representar la rigidez de los componentes antes de llegar a la fluencia, la resistencia a la fluencia y las propiedades de rigidez de los componentes a diferentes niveles de deformación después de la fluencia. Las propiedades de los componentes de los modelos no lineales deben ser consistentes con los principios de la mecánica o con datos experimentales. Las propiedades que representan el comportamiento de los componentes antes de la fluencia deben ser consistentes con lo indicado en el Capítulo A.5. La resistencia de los elementos no debe exceder los valores esperados teniendo en cuenta la sobre resistencia del material y el endurecimiento por deformación. Las propiedades de los elementos y componentes más allá de fluencia deben tener en cuenta la degradación de la resistencia y la rigidez de acuerdo con los principios de la mecánica estructural o los resultados de ensayos experimentales. El modelo para las columnas debe tener en cuenta la influencia de la carga axial cuando se excede el 15% de la resistencia a la compresión. Igualmente se deben considerar los efectos de fisuración de la sección en el caso de las propiedades de rigidez de elementos de concreto y mampostería, así como la contribución de las deformaciones de las zonas de panel para los desplazamientos generalizados de piso en los pórticos de acero resistentes a momentos. Se debe suponer que la estructura tiene una base fija o alternativamente se debe permitir usar consideraciones reales con relación a la rigidez y a las características de capacidad de carga de las fundaciones, consistentemente con los datos del suelo específico del sitio y los principios racionales de la mecánica de suelos.

Se debe seleccionar un punto de control para cada modelo. Para estructuras sin altillos el punto de control debe ser en el centro de la masa del nivel más alto de la estructura. Para estructuras con altillos, el punto de control debe estar en el centro de la masa del nivel en la base del altillo.

A-3.2.2 — *Análisis* — La estructura se debe analizar para la aplicación de las acciones sísmicas ocurriendo simultáneamente con los efectos de carga muerta combinadas con no menos del 25 por ciento de las cargas vivas requeridas por el diseño, reducidas como se permita para el área de un piso individual. Las fuerzas laterales se deben aplicar al centro de la masa de cada nivel y deben ser proporcionales a la distribución obtenida de un análisis modal para el modo fundamental de respuesta en la dirección que se está considerando. Las cargas laterales se deben incrementar de manera monotónica.

Al incremento **j** de la carga lateral, el total de la fuerza lateral aplicada al modelo se debe caracterizar por el término V_j. Los aumentos de la fuerza lateral se deben realizar en incrementos que sean lo suficientemente pequeños para permitir detectar cambios significativos en el comportamiento de los componentes individuales (tales como fluencia, pandeo o falla). El primer incremento en la carga lateral debe producir un comportamiento elástico. En cada paso del análisis se debe registrar el total de la fuerza lateral aplicada V_j, el desplazamiento lateral del punto de control δ_j y las fuerzas y deformaciones de cada componente. El análisis se debe continuar hasta que el desplazamiento del punto de control sea por lo menos 150% del desplazamiento objetivo determinado de acuerdo con la Sección A-3.2.5. La estructura se debe diseñar para que el total de la fuerza lateral aplicada no disminuya en ningún paso del análisis para los desplazamientos del punto de control en un valor menor o igual al 125% del desplazamiento objetivo.

A-3.2.3 — *Resistencia efectiva a la fluencia y periodo efectivo* — Se debe ajustar una curva bilineal a la curva de capacidad, de tal manera que el primer segmento de la curva bilineal coincida con la curva de capacidad al 60% de la capacidad efectiva a la fluencia; el segundo segmento debe coincidir con la curva de capacidad en el desplazamiento objetivo y el área bajo la curva bilineal debe ser igual al área bajo la curva de capacidad entre el origen y el desplazamiento objetivo. La resistencia efectiva a la fluencia V_y, corresponde al total de la fuerza lateral aplicada en la intersección de los dos segmentos. El desplazamiento efectivo de fluencia δ_y, corresponde al desplazamiento del punto de control en la intersección de los dos segmentos de línea.

El periodo efectivo fundamental T_e, se debe determinar utilizando la siguiente ecuación:

$$T_e = T_l\sqrt{\frac{V_l/\delta_l}{V_y/\delta_y}} \qquad \textbf{(A-3.2-1)}$$

Donde: V_l, δ_l, y T_l se determinan para el primer incremento de la carga lateral.

A-3.2.4 — *Vector característico de forma* — El vector característico de forma debe ser igual a la forma del primer modo de la estructura en la dirección que se está considerando, determinada por medio de un análisis modal de la estructura con las propiedades del primer incremento de la carga lateral, y normalizado para tener una amplitud unitaria en el nivel del punto de control. Se permite sustituir la forma deflectada de la estructura en el incremento en el que el desplazamiento del punto de control sea igual al desplazamiento efectivo de fluencia en lugar de la forma del modo, para determinar el vector de forma.

A-3.2.5 — *Desplazamiento Objetivo* — El desplazamiento objetivo del punto de control δ_T, se debe determinar utilizando la ecuación A-3.2-2 de la siguiente manera:

$$\delta_T = C_0 C_1 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 g \qquad \textbf{(A-3.2-2)}$$

Donde la aceleración espectral S_a, se determina como dice la Sección A.2.6 para el periodo fundamental efectivo T_e, g es la aceleración de gravedad, y los coeficientes C_0 y C_1 se determinan de la siguiente manera:
El coeficiente C_0 se debe calcular utilizando la ecuación A-3.2-3 como:

$$C_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^{n} m_i \phi_i^2} \qquad \textbf{(A-3.2-3)}$$

Donde:

m_i = la porción de la masa total M localizada en el Nivel i

ϕ_i = la amplitud del vector característico de forma al Nivel i

Cuando el periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección bajo consideración, T_e, es mayor que T_C como lo define el numeral A.2.6.1.1, el coeficiente C_1 se debe tomar como 1.0. De lo contrario el valor del coeficiente C_1 se debe calcular utilizando la ecuación A-3.2-4 así:

$$C_1 = \frac{1}{R_d}\left(1 + \frac{(R_d - 1)T_C}{T_e}\right) \qquad \textbf{(A-3.2-4)}$$

Donde: R_d es dado por la ecuación A-3.2-5 de la siguiente manera:

$$R_d = \frac{S_a M g}{V_y} \qquad \textbf{(A-3.2-5)}$$

T_C y V_y se definen arriba, S_a es la aceleración espectral del diseño en el periodo efectivo fundamental, T_e es el período efectivo fundamental definido en la sección A-3.2.3 y M se define en la Sección A-3.1.4.

A-3.2.6 — *Deriva de Piso* — La deriva de piso Δ, tomada como el valor obtenido para cada piso al paso en el cual se alcanza el desplazamiento objetivo no debe exceder el límite de la deriva especificada en la Sección A.6.4.1.

A-3.2.7 — *Resistencia de los elementos* — Además de satisfacer los requisitos de este apéndice, la resistencia de los elementos también debe satisfacer los requerimientos del paso 11 del numeral A.1.3.4 utilizando $E = 0$, excepto que el numeral A.3.3.9 deba aplicarse cuando el presente Reglamento específicamente requiere la consideración de sobreresistencia estructural en la fuerza sísmica de diseño.

Cuando este Reglamento requiere la consideración de sobreresistencia estructural de acuerdo con el numeral A.3.3.9, el valor de la fuerza individual del miembro obtenida del análisis al nivel del desplazamiento objetivo debe ser substituida por $\Omega_o F_s / R$.

A-3.2.8 — *Distribución de las fuerzas sísmicas de diseño* — Las fuerzas laterales utilizadas para diseñar los elementos se deben aplicar a la masa de cada nivel y deben ser proporcionales a la distribución obtenida de un análisis modal para el modo fundamental de respuesta en la dirección que se está considerando.

A-3.2.9 — *Evaluación Detallada* — No hay necesidad de cumplir con la Sección A-3.2.9.1 y la Sección A-3.2.9.2 si la resistencia efectiva de fluencia excede el producto del factor de sobreresistencia del sistema dado en las Tablas A.3-1 a A.3-4 del Capítulo A.3 y el cortante sísmico en la base determinado en la Sección A.4.3.1 del Capítulo A.4 modificada para usar el periodo T_e fundamental efectivo, en lugar de T para la determinación de C_S.

A-3.2.9.1 — *Fuerza y deformación requeridas para el elemento* — Para cada análisis estático no lineal los parámetros de respuesta del diseño, incluyendo las fuerzas individuales del elemento y las deformaciones del elemento γ_i, deben ser tomadas como los valores obtenidos del análisis en la iteración en la cual el desplazamiento objetivo se alcanza.

A-3.2.9.2 — *Elementos* — La competencia de los elementos individuales y sus conexiones para resistir las fuerzas y las deformaciones de los elementos γ_i, se debe evaluar con base en datos de ensayos de laboratorio para componentes similares. Los efectos de gravedad y demás cargas sobre la capacidad de deformación de los elementos se deben considerar en estas evaluaciones. La deformación de un elemento para soportar las cargas de

gravedad no debe exceder:

(i) Dos tercios de la deformación que resulta en pérdida de capacidad para soportar cargas de gravedad.
(ii) Dos tercios de la deformación a la cual la resistencia del elemento se ha deteriorado a menos del 70% de la resistencia pico del modelo del componente. La deformación de un elemento no requerida para soportar las cargas gravitacionales no debe exceder los dos tercios del valor al cual la resistencia del elemento se ha deteriorado a menos del 70% de la resistencia pico del modelo del componente. Alternativamente, se permite considerar la deformación del elemento como aceptable si la deformación no excede el valor determinado que establecen los criterios de aceptación para procedimientos no lineales dados en el *Pre-Estándar y Comentario para la Rehabilitación Sísmica de Edificios* (FEMA 356) para el nivel de desempeño de Seguridad de la Vida.

Las fuerzas del elemento se deben considerar aceptables si no exceden las capacidades esperadas.

A-3.2.10 — *Revisión del Diseño* — Un comité independiente integrado por al menos dos miembros, compuesto por ingenieros facultados según la Ley 400 de 1997 para diseñar en las disciplinas apropiadas y otros con experiencia en métodos de análisis sísmico y en la teoría y aplicación de análisis sísmico no lineal y comportamiento estructural bajo cargas sísmicas, debe llevar a cabo la revisión del diseño sismo resistente y los análisis estructurales de soporte. La revisión del diseño debe incluir:

(i) Revisión de cualquier criterio sísmico específico para el sitio empleado en el análisis, incluyendo, de ser el caso, el desarrollo del espectro específico del sitio y
(ii) Revisión de la determinación del desplazamiento objetivo y la resistencia efectiva de fluencia de la estructura.

Para aquellas estructuras con resistencia efectiva de fluencia inferior al producto del factor de sobreresistencia del sistema como lo suministra las tablas A.3-1 a A.3-4 del Capítulo A.3 y el cortante sísmico en la base determinado en la Sección A.4.3.1 del Capítulo A.4, modificada para usar el periodo fundamental efectivo $\mathbf{T_e}$ en lugar de $\mathbf{T}$ para la determinación de $\mathbf{C_s}$, la revisión de diseño además debe incluir pero no se debe limitar a lo siguiente:

(1) Revisión de los criterios de aceptación utilizados para demostrar la idoneidad de los elementos estructurales y de los sistemas para resistir la fuerza calculada y las demandas de deformación, junto con datos de laboratorio y demás datos usados para soportar tales criterios. Revisión de los criterios de aceptación para procedimientos no lineales dados en el *Pre-Estándar y Comentario para la Rehabilitación Sísmica de Edificios* (FEMA 356) es discrecional por parte del equipo de revisión del diseño.
(2) Revisión del diseño final de todo el sistema estructural y todos los análisis de soporte. El equipo de revisión del diseño debe producir un informe que identifique, dentro del alcance de la revisión, las preocupaciones significativas y cualquier discrepancia de cumplimiento general con las disposiciones del Reglamento.

REFERENCIAS

ATC 40 (SSC, 1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, SSC Report No. 96-01, Seismic Safety Commission, State of California, Sacramento, California, Developed by the Applied Technology Council, Redwood City, California.

FEMA 250 (FEMA 2000a), *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

FEMA 356 (FEMA, 2000b), *Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buidings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

HAZUS (NIBS, 1999), *HAZUS99 Technical Manual*, National Institute of Building Science, Washington D.C. Developed by the Federal Emergency Management Agency through agreements with the National Institute of Building Sciences.

ASCE/SEI (2003), "Seismic Evaluation of Existing Buildings", ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2003

ASCE/SEI (2006), "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings", ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006

APÉNDICE A-4
VALORES DE A_a, A_v, A_e Y A_d Y DEFINICIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA DE LOS MUNICIPIOS COLOMBIANOS

Departamento de Amazonas

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Leticia	91001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
El Encanto	91263	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Chorrera	91405	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Pedrera	91407	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Victoria	91430	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Miritíi-Paraná	91460	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Alegría	91530	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Arica	91536	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Nariño	91540	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Santander	91669	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Tarapacá	91798	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento de Antioquia

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Medellín	05001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Abejorral	05002	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Abriaquí	05004	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Alejandría	05021	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Amagá	05030	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Amalfi	05031	0.15	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Andes	05034	0.25	0.30	Alta	0.17	0.10
Angelópolis	05036	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Angostura	05038	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.04
Anorí	05040	0.15	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Anzá	05044	0.20	0.30	Alta	0.14	0.08
Apartadó	05045	0.25	0.25	Alta	0.19	0.09
Arboletes	05051	0.10	0.20	Intermedia	0.05	0.03
Argelia	05055	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Armenia	05059	0.20	0.25	Alta	0.15	0.08
Barbosa	05079	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Bello	05088	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Belmira	05086	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Betania	05091	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Betulia	05093	0.20	0.25	Alta	0.14	0.08
Briceño	05107	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Buriticá	05113	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Cañasgordas	05138	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Cáceres	05120	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.03
Caicedo	05125	0.20	0.25	Alta	0.13	0.07
Caldas	05129	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Campamento	05134	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Caracolí	05142	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Caramanta	05145	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Carepa	05147	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Carmen De Viboral	05148	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Carolina	05150	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Caucásia	05154	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02

Chigorodó	05172	0.25	0.30	Alta	0.19	0.10
Cisneros	05190	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.04
Ciudad Bolívar	05101	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Cocorná	05197	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Concepción	05206	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Concordia	05209	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Copacabana	05212	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Dabeiba	05234	0.25	0.30	Alta	0.13	0.08
Don Matías	05237	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Ebéjico	05240	0.15	0.25	Alta	0.15	0.08
El Bagre	05250	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Entrerríos	05264	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Envigado	05266	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Fredonia	05282	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Frontino	05284	0.30	0.30	Alta	0.15	0.09
Giraldo	05306	0.20	0.25	Alta	0.12	0.07
Girardota	05308	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Gómez Plata	05310	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Granada	05313	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Guadalupe	05315	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Guarne	05318	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Guatapé	05321	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Heliconia	05347	0.15	0.25	Alta	0.16	0.08
Hispania	05353	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Itagüí	05360	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.08
Ituango	05361	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Jardín	05364	0.25	0.30	Alta	0.20	0.11
Jericó	05368	0.25	0.25	Alta	0.18	0.10
La Ceja	05376	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
La Estrella	05380	0.15	0.25	Alta	0.15	0.08
La Pintada	05390	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
La Unión	05400	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Liborina	05411	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.07
Maceo	05425	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Marinilla	05440	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Montebello	05467	0.20	0.25	Alta	0.14	0.08
Murindó	05475	0.35	0.35	Alta	0.25	0.13
Mutatá	05480	0.25	0.30	Alta	0.16	0.09
Nariño	05483	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Nechí	05495	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Necoclí	05490	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Olaya	05501	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Peñol	05541	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Peque	05543	0.20	0.25	Alta	0.11	0.06
Pueblorrico	05576	0.25	0.25	Alta	0.17	0.10
Puerto Berrío	05579	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Puerto Nare	05585	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Puerto Triunfo	05591	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Remedios	05604	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Retiro	05607	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Rionegro	05615	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Sabanalarga	05628	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Sabaneta	05631	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.08
Salgar	05642	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
San Andrés	05647	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Carlos	05649	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
San Francisco	05652	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
San Jerónimo	05656	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.08
San José de la Montaña	05658	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Juan de Urabá	05659	0.10	0.20	Intermedia	0.06	0.03

San Luis	05660	0.15	0.25	Alta	0.12	0.06
San Pedro	05664	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
San Pedro de Urabá	05665	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.04
San Rafael	05667	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
San Roque	05670	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
San Vicente	05674	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Santa Bárbara	05679	0.20	0.25	Alta	0.16	0.09
Santa Rosa de Osos	05686	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Santafé de Antioquia	05042	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Santo Domingo	05690	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Santuario	05697	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Segovia	05736	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Sonsón	05756	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Sopetrán	05761	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Támesis	05789	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
Tarazá	05790	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Tarso	05792	0.25	0.25	Alta	0.16	0.09
Titiribí	05809	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Toledo	05819	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Turbo	05837	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
Uramita	05842	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Urrao	05847	0.30	0.30	Alta	0.17	0.10
Valdivia	05854	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Valparaíso	05856	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Vegachí	05858	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Venecia	05861	0.20	0.25	Alta	0.15	0.08
Vigía del Fuerte	05873	0.35	0.35	Alta	0.22	0.12
Yalí	05885	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Yarumal	05887	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Yolombó	05890	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Yondó	05893	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Zaragoza	05895	0.15	0.20	Intermedia	0.05	0.03

Departamento de Arauca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Arauca	81001	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.04
Arauquita	81065	0.20	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Cravo Norte	81220	0.05	0.05	Baja	0.03	0.02
Fortul	81300	0.30	0.20	Alta	0.32	0.12
Puerto Rondón	81591	0.15	0.15	Intermedia	0.14	0.05
Saravena	81736	0.30	0.25	Alta	0.21	0.08
Tame	81794	0.25	0.20	Alta	0.31	0.10

Archipiélago de San Andrés

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
San Andrés	88001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Providencia y Santa Catalina	88564	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03

Departamento de Atlántico

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Barranquilla	08001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Baranoa	08078	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Campo de la Cruz	08137	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03

Candelaria	08141	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Galapa	08296	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Juan de Acosta	08372	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Luruaco	08421	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Malambo	08433	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Manatí	08436	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Palmar de Varela	08520	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Piojo	08549	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Polonuevo	08558	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Ponedera	08560	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Puerto Colombia	08573	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Repelón	08606	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Sabanagrande	08634	0.10	0.10	Baja	0.07	0.03
Sabanalarga	08638	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Santa Lucía	08675	0.10	0.10	Baja	0.07	0.03
Santo Tomás	08685	0.10	0.10	Baja	0.07	0.03
Soledad	08758	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Suán	08770	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Tubará	08832	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Usiacurí	08849	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03

Departamento de Bolívar

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cartagena	13001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Achí	13006	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Altos del Rosario	13030	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Arenal	13042	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Arjona	13052	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Arroyohondo	13062	0.10	0.10	Baja	0.07	0.04
Barranco de Loba	13074	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Calamar	13140	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Cantagallo	13160	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Cicuco	13188	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Clemencia	13222	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Córdoba	13212	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
El Carmen de Bolívar	13244	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
El Guamo	13248	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
El Peñón	13268	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Hatillo de Loba	13300	0.15	0.10	Intermedia	0.05	0.03
Magangue	13430	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Mahates	13433	0.10	0.10	Baja	0.08	0.03
Margarita	13440	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
María la Baja	13442	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Mompós	13468	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Montecristo	13458	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Morales	13473	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Pinillos	13549	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Regidor	13580	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Río Viejo	13600	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
San Cristóbal	13620	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Estanislao	13647	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
San Fernando	13650	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
San Jacinto	13654	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Jacinto del Cauca	13655	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Juan Nepomuceno	13657	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
San Martín de Loba	13667	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Pablo	13670	0.15	0.15	Intermedia	0.36	0.04
Santa Catalina	13673	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03

Santa Rosa	13683	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Santa Rosa del Sur	13688	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Simití	13744	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Soplaviento	13760	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Talaigua Nuevo	13780	0.10	0.10	Baja	0.04	0.03
Tiquisio	13810	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.05
Turbaco	13836	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Turbaná	13838	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Villanueva	13873	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Zambrano	13894	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03

Departamento de Boyacá

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Tunja	15001	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Almeida	15022	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Aquitania	15047	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Arcabuco	15051	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Belén	15087	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Berbeo	15090	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Beteitiva	15092	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Boavita	15097	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Boyacá	15104	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Briceño	15106	0.15	0.15	Intermedia	0.12	0.07
Buenavista	15109	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Busbanzá	15114	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Caldas	15131	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Campohermoso	15135	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Cerinza	15162	0.20	0.25	Alta	0.15	0.07
Chinavita	15172	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Chiquinquirá	15176	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Chíquiza	15232	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Chiscas	15180	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Chita	15183	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Chitaraque	15185	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Chivatá	15187	0.15	0.25	Alta	0.14	0.07
Chivor	15236	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Ciénega	15189	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Cómbita	15204	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Coper	15212	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Corrales	15215	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Covarachia	15218	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
Cubará	15223	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Cucaita	15224	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Cuitiva	15226	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Duitama	15238	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
El Cocuy	15244	0.25	0.30	Alta	0.22	0.08
El Espino	15248	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Firavitoba	15272	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Floresta	15276	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Gachantiva	15293	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Gámeza	15296	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Garagoa	15299	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Guacamayas	15317	0.25	0.25	Alta	0.18	0.08
Guateque	15322	0.20	0.25	Alta	0.16	0.07
Guayatá	15325	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Guicán	15332	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Iza	15362	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Jenesano	15367	0.20	0.25	Alta	0.15	0.07

Jericó	15368	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
La Capilla	15380	0.20	0.25	Alta	0.16	0.07
La Uvita	15403	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
La Victoria	15401	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Labranzagrande	15377	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Macanal	15425	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Maripí	15442	0.20	0.15	Intermedia	0.13	0.07
Miraflores	15455	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Mongua	15464	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Monguí	15466	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Moniquirá	15469	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Motavita	15476	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Muzo	15480	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.08
Nobsa	15491	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Nuevo Colón	15494	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Oicatá	15500	0.20	0.25	Alta	0.13	0.06
Otanche	15507	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Pachavita	15511	0.25	0.25	Alta	0.16	0.07
Páez	15514	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Paipa	15516	0.20	0.25	Alta	0.12	0.06
Pajarito	15518	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Panqueba	15522	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Pauna	15531	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.07
Paya	15533	0.35	0.25	Alta	0.16	0.08
Paz De Río	15537	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Pesca	15542	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Pisba	15550	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Puerto Boyacá	15572	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.05
Quipama	15580	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Ramiriquí	15599	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Ráquira	15600	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Rondón	15621	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Saboyá	15632	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Sáchica	15638	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Samacá	15646	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
San Eduardo	15660	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San José de Pare	15664	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
San Luis de Gaceno	15667	0.35	0.30	Alta	0.16	0.07
San Mateo	15673	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San Miguel de Sema	15676	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
San Pablo Borbur	15681	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
San Rosa Viterbo	15693	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Santa María	15690	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Santa Sofía	15696	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Santana	15686	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Sativanorte	15720	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Sativasur	15723	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Siachoque	15740	0.15	0.25	Alta	0.16	0.08
Soatá	15753	0.25	0.25	Alta	0.16	0.07
Socha	15757	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Socotá	15755	0.25	0.30	Alta	0.16	0.08
Sogamoso	15759	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Somondoco	15761	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Sora	15762	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Soracá	15764	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
Sotaquirá	15763	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Susacón	15774	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Sutamarchán	15776	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Sutatenza	15778	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Tasco	15790	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08

Tenza	15798	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Tibaná	15804	0.20	0.25	Alta	0.16	0.07
Tibasosa	15806	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Tinjacá	15808	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tipacoque	15810	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Toca	15814	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Toguí	15816	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Tópaga	15820	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Tota	15822	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Tununguа	15832	0.15	0.15	Intermedia	0.13	0.07
Turmequé	15835	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Tuta	15837	0.20	0.25	Alta	0.14	0.07
Tutazá	15839	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Úmbita	15842	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Ventaquemada	15861	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Villa de Leyva	15407	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Viracachá	15879	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08
Zetaquirá	15897	0.20	0.25	Alta	0.16	0.08

Departamento de Caldas

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Manizales	17001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Aguadas	17013	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Anserma	17042	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Aranzazu	17050	0.25	0.25	Alta	0.19	0.09
Belalcázar	17088	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Chinchiná	17174	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Filadelfia	17272	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
La Dorada	17380	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
La Merced	17388	0.25	0.25	Alta	0.21	0.10
Manzanares	17433	0.20	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Marmato	17442	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Marquetalia	17444	0.20	0.20	Intermedia	0.17	0.08
Marulanda	17446	0.20	0.25	Alta	0.18	0.09
Neira	17486	0.25	0.25	Alta	0.19	0.10
Norcasia	17495	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Pácora	17513	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Palestina	17524	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Pensilvania	17541	0.20	0.20	Intermedia	0.18	0.09
Riosucio	17614	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Risaralda	17616	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Salamina	17653	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Samaná	17662	0.20	0.20	Intermedia	0.19	0.09
San José	17665	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Supía	17777	0.15	0.30	Alta	0.20	0.10
Victoria	17867	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Villamaría	17873	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Viterbo	17877	0.25	0.30	Alta	0.23	0.10

Departamento de Caquetá

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Florencia	18001	0.20	0.15	Intermedia	0.10	0.05
Albania	18029	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Belén de los Andaquíes	18094	0.20	0.15	Intermedia	0.09	0.05
Cartagena del Chairá	18150	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Currillo	18205	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.03

El Doncello	18247	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
El Paujil	18256	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
La Montañita	18410	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Milán	18460	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Morelia	18479	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Puerto Rico	18592	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.03
San José de la Fragua	18610	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
San Vicente del Caguán	18753	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Solano	18756	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Solita	18785	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Valparaíso	18860	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.03

Departamento de Casanare

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Yopal	85001	0.30	0.20	Alta	0.15	0.06
Aguazul	85010	0.30	0.20	Alta	0.14	0.06
Chámeza	85015	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Hato Corozal	85125	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
La Salina	85136	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Maní	85139	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Monterrey	85162	0.30	0.25	Alta	0.11	0.05
Nunchía	85225	0.20	0.15	Intermedia	0.09	0.04
Orocué	85230	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Paz de Ariporo	85250	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Pore	85263	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Recetor	85279	0.30	0.30	Alta	0.16	0.08
Sabanalarga	85300	0.35	0.30	Alta	0.13	0.05
Sácama	85315	0.35	0.20	Alta	0.16	0.08
San Luis de Palenque	85325	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Támara	85400	0.35	0.15	Alta	0.16	0.08
Tauramena	85410	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.03
Trinidad	85430	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Villanueva	85440	0.20	0.20	Intermedia	0.06	0.03

Departamento del Cauca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Popayán	19001	0.25	0.20	Alta	0.15	0.08
Almaguer	19022	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Argelia	19050	0.35	0.25	Alta	0.09	0.06
Balboa	19075	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Bolívar	19100	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Buenos Aires	19110	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Cajibío	19130	0.25	0.20	Alta	0.15	0.08
Caldonó	19137	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
Caloto	19142	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
Corinto	19212	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
El Tambo	19256	0.30	0.25	Alta	0.14	0.08
Florencia	19290	0.25	0.25	Alta	0.14	0.07
Guapí	19318	0.40	0.35	Alta	0.14	0.08
Inzá	19355	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
Jambaló	19364	0.25	0.20	Alta	0.11	0.06
La Sierra	19392	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
La Vega	19397	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
López	19418	0.40	0.30	Alta	0.14	0.07
Mercaderes	19450	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Miranda	19455	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06

Morales	19473	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Padilla	19513	0.25	0.20	Alta	0.16	0.07
Páez	19517	0.25	0.20	Alta	0.11	0.05
Patía	19532	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Piamonte	19533	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Piendamó	19548	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Puerto Tejada	19573	0.25	0.20	Alta	0.13	0.08
Puracé	19585	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
Rosas	19622	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
San Sebastián	19693	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Santa Rosa	19701	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Santander de Quilichao	19698	0.25	0.20	Alta	0.14	0.08
Silvia	19743	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
Sotará	19760	0.25	0.20	Alta	0.13	0.07
Suárez	19780	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Sucre	19785	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Timbío	19807	0.25	0.20	Alta	0.16	0.08
Timbiquí	19809	0.40	0.30	Alta	0.14	0.08
Toribío	19821	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Totoró	19824	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
Villa Rica	19845	0.25	0.20	Alta	0.14	0.08

Departamento del Cesar

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Valledupar	20001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Aguachica	20011	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Agustín Codazzi	20013	0.10	0.10	Baja	0.07	0.04
Astréa	20032	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Becerril	20045	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Bosconia	20060	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Chimichagua	20175	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Chiriguaná	20178	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Curumaní	20228	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
El Copey	20238	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
El Paso	20250	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Gamarra	20295	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
González	20310	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
La Gloria	20383	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
La Jagua de Ibirico	20400	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
La Paz	20621	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Manaure	20443	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Pailitas	20517	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
Pelaya	20550	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Pueblo Bello	20570	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Río de Oro	20614	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Alberto	20710	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Diego	20750	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
San Martín	20770	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Tamalameque	20787	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04

Departamento del Chocó

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Quibdó	27001	0.35	0.35	Alta	0.25	0.13
Acandí	27006	0.25	0.25	Alta	0.09	0.04
Alto Baudó	27025	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Atrato	27050	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10

Bagadó	27073	0.35	0.30	Alta	0.24	0.10
Bahía Solano	27075	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Bajo Baudó	27077	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Belén de Bajirá	27086	0.25	0.30	Alta	0.24	0.10
Bojayá	27099	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Cantón de San Pablo	27135	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Carmen del Darién	27150	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Certeguí	27160	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Condoto	27205	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
El Carmen de Atrato	27245	0.30	0.30	Alta	0.24	0.10
El Litoral del San Juan	27250	0.40	0.40	Alta	0.20	0.10
Itsmína	27361	0.40	0.40	Alta	0.23	0.10
Juradó	27372	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Lloró	27413	0.40	0.35	Alta	0.24	0.10
Medio Atrato	27425	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Medio Baudó	27430	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Medio San Juan	27450	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10
Nóvita	27491	0.40	0.35	Alta	0.24	0.10
Nuquí	27495	0.45	0.40	Alta	0.24	0.10
Río Iro	27580	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Río Quito	27600	0.35	0.40	Alta	0.24	0.10
Riosucio	27615	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
San José del Palmar	27660	0.35	0.30	Alta	0.24	0.10
Sipí	27745	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Tadó	27787	0.35	0.35	Alta	0.24	0.10
Unguía	27800	0.25	0.25	Alta	0.15	0.07
Unión Panamericana	27810	0.40	0.40	Alta	0.24	0.10

Departamento de Córdoba

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Montería	23001	0.10	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Ayapel	23068	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Buenavista	23079	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Canalete	23090	0.10	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Cereté	23162	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Chimá	23168	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Chinú	23182	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Ciénaga de Oro	23189	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Cotorra	23300	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.03
La Apartada	23350	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Lorica	23417	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Los Córdobas	23419	0.10	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Moñitos	23500	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
Momil	23464	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Montelíbano	23466	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Planeta Rica	23555	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Pueblo Nuevo	23570	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.05
Puerto Escondido	23574	0.10	0.20	Intermedia	0.06	0.04
Puerto Libertador	23580	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Purísima	23586	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Sahagún	23660	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Andrés de Sotavento	23670	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Antero	23672	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Bernardo del Viento	23675	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Carlos	23678	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
San Pelayo	23686	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Tierralta	23807	0.20	0.20	Intermedia	0.08	0.04
Valencia	23855	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.04

Departamento de Cundinamarca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bogotá D. C.	11001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Agua de Dios	25001	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Albán	25019	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Anapóima	25035	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Anolaima	25040	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Apulo	25599	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Arbeláez	25053	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Beltrán	25086	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Bituima	25095	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Bojacá	25099	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Cabrera	25120	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Cachipay	25123	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.06
Cajicá	25126	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Caparrapí	25148	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.06
Cáqueza	25151	0.25	0.25	Alta	0.15	0.06
Carmen de Carupa	25154	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.05
Chaguaní	25168	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Chía	25175	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Chipaque	25178	0.20	0.25	Alta	0.11	0.05
Choachí	25181	0.20	0.25	Alta	0.12	0.06
Chocontá	25183	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Cogua	25200	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Cota	25214	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Cucunubá	25224	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
El Colegio	25245	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
El Peñón	25258	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
El Rosal	25260	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Facatativá	25269	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Fómeque	25279	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Fosca	25281	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Funza	25286	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Fúquene	25288	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Fusagasugá	25290	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Gachalá	25293	0.30	0.25	Alta	0.26	0.06
Gachancipá	25295	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Gachetá	25297	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Gama	25299	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Girardot	25307	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Granada	25312	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Guachetá	25317	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.05
Guaduas	25320	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.06
Guasca	25322	0.15	0.25	Alta	0.11	0.05
Guataquí	25324	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Guatavita	25326	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Guayabal de Síquima	25328	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Guayabetal	25335	0.30	0.25	Alta	0.16	0.06
Gutiérrez	25339	0.25	0.25	Alta	0.16	0.06
Jerusalén	25368	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Junín	25372	0.20	0.25	Alta	0.16	0.06
La Calera	25377	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.05
La Mesa	25386	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.06
La Palma	25394	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
La Peña	25398	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
La Vega	25402	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Lenguazaque	25407	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05

Machetá	25426	0.20	0.25	Alta	0.13	0.06
Madrid	25430	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Manta	25436	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Medina	25438	0.35	0.25	Alta	0.16	0.06
Mosquera	25473	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Nariño	25483	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Nemocón	25486	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Nilo	25488	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Nimáima	25489	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Nocáima	25491	0.15	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Pacho	25513	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Paime	25518	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Pandi	25524	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Paratebueno	25530	0.30	0.25	Alta	0.09	0.04
Pasca	25535	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Puerto Salgar	25572	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Pulí	25580	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.06
Quebradanegra	25592	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Quetame	25594	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Quipile	25596	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Ricaurte	25612	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
San Antonio de Tequendama	25645	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
San Bernardo	25649	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
San Cayetano	25653	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
San Francisco	25658	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
San Juan de Rioseco	25662	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Sasaima	25718	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Sesquilé	25736	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Sibaté	25740	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Silvania	25743	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Simijaca	25745	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.05
Soacha	25754	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Sopó	25758	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Subachoque	25769	0.15	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Suesca	25772	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Supatá	25777	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Susa	25779	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Sutatausa	25781	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Tábio	25785	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tausa	25793	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tena	25797	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Tenjo	25799	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tibacuy	25805	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Tibiritá	25807	0.20	0.25	Alta	0.15	0.06
Tocaima	25815	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Tocancipá	25817	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Topaipí	25823	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.06
Ubalá	25839	0.35	0.25	Alta	0.16	0.06
Ubaque	25841	0.20	0.25	Alta	0.12	0.06
Ubaté	25843	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Une	25845	0.20	0.25	Alta	0.13	0.06
Útica	25851	0.15	0.20	Intermedia	0.18	0.06
Venecia	25506	0.25	0.20	Alta	0.10	0.05
Vergara	25862	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.06
Viani	25867	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.06
Villagómez	25871	0.15	0.15	Intermedia	0.11	0.06
Villapinzón	25873	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.05
Villeta	25875	0.15	0.20	Intermedia	0.17	0.06
Viotá	25878	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.05
Yacopí	25885	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.06

Zipacón	25898	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06
Zipaquirá	25899	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.05

Distrito Capital

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bogotá D. C.	11001	0.15	0.20	Intermedia	0.13	0.06

Departamento del Guainía

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Puerto Inírida	94001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Barranco Mina	94343	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Cacahual	94886	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Guadalupe	94885	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Mapiripaná	94663	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Morichal	94888	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Pana Pana	94887	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Colombia	94884	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
San Felipe	94883	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento de la Guajira

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Riohacha	44001	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Albania	44035	0.10	0.10	Baja	0.08	0.04
Barrancas	44078	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
Dibulla	44090	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
Distracción	44098	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
El Molino	44110	0.10	0.10	Baja	0.06	0.04
Fonseca	44279	0.15	0.10	Intermedia	0.07	0.04
Hatonuevo	44378	0.15	0.10	Intermedia	0.08	0.04
La Jagua del Pilar	44420	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03
Maicao	44430	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Manaure	44560	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
San Juan del Cesar	44650	0.15	0.10	Intermedia	0.05	0.03
Uribía	44847	0.15	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Urumita	44855	0.10	0.10	Baja	0.06	0.03
Villanueva	44874	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03

Departamento del Guaviare

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
San José Del Guaviare	95001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Calamar	95015	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
El Retorno	95025	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Miraflores	95200	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento del Huila

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Neiva	41001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.08
Acevedo	41006	0.30	0.15	Alta	0.17	0.06
Agrado	41013	0.30	0.15	Alta	0.26	0.08

Aipe	41016	0.25	0.25	Alta	0.14	0.05
Algeciras	41020	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Altamira	41026	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Baraya	41078	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Campoalegre	41132	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Colombia	41206	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Elías	41244	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Garzón	41298	0.30	0.15	Alta	0.20	0.07
Gigante	41306	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Guadalupe	41319	0.30	0.15	Alta	0.16	0.06
Hobo	41349	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Iquira	41357	0.25	0.20	Alta	0.16	0.06
Isnos	41359	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
La Argentina	41378	0.25	0.15	Alta	0.19	0.07
La Plata	41396	0.25	0.15	Alta	0.19	0.07
Nátaga	41483	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
Oporapa	41503	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Paicol	41518	0.25	0.20	Alta	0.20	0.08
Palermo	41524	0.25	0.25	Alta	0.18	0.07
Palestina	41530	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Pital	41548	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Pitalito	41551	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Rivera	41615	0.30	0.20	Alta	0.20	0.08
Saladoblanco	41660	0.25	0.20	Alta	0.20	0.07
San Agustín	41668	0.25	0.20	Alta	0.19	0.08
Santa María	41676	0.25	0.20	Alta	0.14	0.05
Suazá	41770	0.30	0.15	Alta	0.16	0.06
Tarquí	41791	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Tello	41799	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Teruel	41801	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
Tesalia	41797	0.25	0.20	Alta	0.19	0.07
Timaná	41807	0.30	0.15	Alta	0.20	0.08
Villavieja	41872	0.25	0.25	Alta	0.19	0.07
Yaguará	41885	0.25	0.20	Alta	0.19	0.08

Departamento del Magdalena

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Santa Marta	47001	0.15	0.10	Intermedia	0.10	0.04
Algarrobo	47030	0.10	0.10	Baja	0.05	0.02
Aracataca	47053	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Ariguaní	47058	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Cerro San Antonio	47161	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Chivolo	47170	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Ciénaga	47189	0.10	0.10	Baja	0.06	0.02
Concordia	47205	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
El Banco	47245	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
El Piñon	47258	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
El Reten	47268	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Fundación	47288	0.10	0.10	Baja	0.05	0.02
Guamal	47318	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Nueva Granada	47460	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Pedraza	47541	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Pijino del Carmen	47545	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Pivijay	47551	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Plato	47555	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Puebloviejo	47570	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Remolino	47605	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Sabanas de San Ángel	47660	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02

Salamina	47675	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
San Sebastián de Buenavista	47692	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
San Zenón	47703	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Santa Ana	47707	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Santa Bárbara de Pinto	47720	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Sitionuevo	47745	0.10	0.10	Baja	0.05	0.02
Tenerife	47798	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Zapayán	47960	0.10	0.10	Baja	0.04	0.02
Zona Bananera	47980	0.10	0.10	Baja	0.08	0.02

Departamento del Meta

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Villavicencio	50001	0.25	0.30	Alta	0.20	0.07
Acacias	50006	0.30	0.30	Alta	0.17	0.06
Barranca de Upía	50110	0.25	0.25	Alta	0.08	0.04
Cabuyaro	50124	0.20	0.20	Intermedia	0.06	0.03
Castilla la Nueva	50150	0.20	0.25	Alta	0.07	0.03
Cumaral	50226	0.25	0.25	Alta	0.09	0.04
El Calvario	50245	0.30	0.25	Alta	0.26	0.08
El Castillo	50251	0.25	0.25	Alta	0.11	0.04
El Dorado	50270	0.25	0.25	Alta	0.11	0.05
Fuente de Oro	50287	0.15	0.20	Intermedia	0.05	0.02
Granada	50313	0.20	0.25	Alta	0.07	0.03
Guamal	50318	0.35	0.25	Alta	0.28	0.08
La Macarena	50350	0.05	0.10	Baja	0.03	0.02
La Uribe	50370	0.25	0.25	Alta	0.10	0.04
Lejanías	50400	0.30	0.25	Alta	0.19	0.08
Mapiripán	50325	0.05	0.05	Baja	0.02	0.02
Mesetas	50330	0.20	0.25	Alta	0.07	0.03
Puerto Concordia	50450	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Puerto Gaitán	50568	0.05	0.10	Baja	0.04	0.02
Puerto Lleras	50577	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto López	50573	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Rico	50590	0.05	0.10	Baja	0.04	0.02
Restrepo	50606	0.30	0.30	Alta	0.13	0.05
San Carlos Guaroa	50680	0.15	0.20	Intermedia	0.05	0.03
San Juan de Arama	50683	0.15	0.20	Intermedia	0.06	0.03
San Juanito	50686	0.30	0.25	Alta	0.20	0.08
San Luis de Cubarral	50223	0.35	0.25	Alta	0.20	0.08
San Martín	50689	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Vista Hermosa	50711	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02

Departamento de Nariño

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Pasto	52001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Albán	52019	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Aldana	52022	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Ancuyá	52036	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Arboleda	52051	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Barbacoas	52079	0.35	0.35	Alta	0.16	0.08
Belén	52083	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Buesaco	52110	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Chachagui	52240	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Colón	52203	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Consacá	52207	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Contadero	52210	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07

Córdoba	52215	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Cuaspud	52224	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Cumbal	52227	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Cumbitará	52233	0.30	0.30	Alta	0.10	0.07
El Charco	52250	0.40	0.35	Alta	0.13	0.08
El Peñol	52254	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
El Rosario	52256	0.30	0.30	Alta	0.11	0.07
El Tablón	52258	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
El Tambo	52260	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Francisco Pizarro	52520	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
Funes	52287	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Guachucal	52317	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Guaitarilla	52320	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Gualmatán	52323	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Iles	52352	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Imúes	52354	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Ipiales	52356	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
La Cruz	52378	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
La Florida	52381	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
La Llanada	52385	0.30	0.30	Alta	0.11	0.07
La Tola	52390	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
La Unión	52399	0.25	0.25	Alta	0.12	0.07
Leiva	52405	0.30	0.25	Alta	0.15	0.08
Linares	52411	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Los Andes	52418	0.30	0.30	Alta	0.12	0.07
Magüí	52427	0.40	0.35	Alta	0.16	0.08
Mallama	52435	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Mosquera	52473	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
Olaya Herrera	52490	0.50	0.40	Alta	0.16	0.08
Ospina	52506	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08
Policarpa	52540	0.30	0.30	Alta	0.13	0.08
Potosí	52560	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Providencia	52565	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Puerres	52573	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Pupiales	52585	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08
Ricaurte	52612	0.35	0.30	Alta	0.16	0.08
Roberto Payán	52621	0.45	0.40	Alta	0.16	0.08
Samaniego	52678	0.30	0.30	Alta	0.13	0.08
San Bernardo	52685	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San Lorenzo	52687	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
San Pablo	52693	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
San Pedro de Cartago	52694	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Sandoná	52683	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Santa Bárbara	52696	0.45	0.35	Alta	0.16	0.08
Santacruz	52699	0.30	0.25	Alta	0.16	0.08
Sapuyés	52720	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Taminango	52786	0.25	0.25	Alta	0.15	0.08
Tangua	52788	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Tumaco	52835	0.45	0.40	Alta	0.16	0.08
Túquerres	52838	0.25	0.25	Alta	0.16	0.08
Yacuanquer	52885	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07

Departamento del Norte de Santander

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cúcuta	54001	0.35	0.25	Alta	0.25	0.10
Abrego	54003	0.30	0.20	Alta	0.07	0.04
Arboledas	54051	0.30	0.25	Alta	0.08	0.04
Bochalema	54099	0.35	0.25	Alta	0.13	0.06

Bucarasica	54109	0.30	0.25	Alta	0.09	0.04
Cáchira	54128	0.25	0.25	Alta	0.07	0.04
Cácota	54125	0.30	0.25	Alta	0.10	0.05
Chinácota	54172	0.35	0.30	Alta	0.16	0.07
Chitagá	54174	0.30	0.30	Alta	0.11	0.05
Convención	54206	0.20	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Cucutilla	54223	0.30	0.25	Alta	0.08	0.04
Durania	54239	0.35	0.25	Alta	0.14	0.06
El Carmen	54245	0.15	0.10	Intermedia	0.04	0.02
El Tarra	54250	0.20	0.15	Intermedia	0.05	0.03
El Zulia	54261	0.35	0.25	Alta	0.22	0.09
Gramalote	54313	0.30	0.25	Alta	0.11	0.05
Hacarí	54344	0.25	0.20	Alta	0.06	0.03
Herrán	54347	0.35	0.30	Alta	0.19	0.08
La Esperanza	54385	0.20	0.20	Intermedia	0.05	0.03
La Playa	54398	0.20	0.15	Intermedia	0.06	0.03
Labateca	54377	0.35	0.30	Alta	0.14	0.06
Los Patios	54405	0.35	0.30	Alta	0.22	0.09
Lourdes	54418	0.30	0.25	Alta	0.11	0.05
Mutiscua	54480	0.30	0.25	Alta	0.08	0.04
Ocaña	54498	0.20	0.15	Intermedia	0.08	0.03
Pamplona	54518	0.30	0.25	Alta	0.10	0.05
Pamplonita	54520	0.35	0.25	Alta	0.13	0.06
Puerto Santander	54553	0.35	0.25	Alta	0.09	0.04
Ragonvalia	54599	0.35	0.30	Alta	0.20	0.09
Salazar	54660	0.30	0.25	Alta	0.09	0.04
San Calixto	54670	0.20	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Cayetano	54673	0.35	0.30	Alta	0.19	0.08
Santiago	54680	0.30	0.25	Alta	0.14	0.06
Sardinata	54720	0.30	0.25	Alta	0.15	0.06
Silos	54743	0.25	0.25	Alta	0.07	0.03
Teorama	54800	0.20	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Tibú	54810	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.04
Toledo	54820	0.35	0.30	Alta	0.24	0.10
Villa Caro	54871	0.30	0.25	Alta	0.07	0.04
Villa del Rosario	54874	0.35	0.30	Alta	0.25	0.10

Departamento del Putumayo

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Mocoa	86001	0.30	0.25	Alta	0.20	0.10
Colón	86219	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Orito	86320	0.30	0.25	Alta	0.08	0.05
Puerto Asís	86568	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Caicedo	86569	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Guzmán	86571	0.05	0.15	Intermedia	0.04	0.02
Puerto Leguízamo	86573	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
San Francisco	86755	0.30	0.25	Alta	0.16	0.10
San Miguel	86757	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Santiago	86760	0.30	0.25	Alta	0.17	0.10
Sibundoy	86749	0.25	0.25	Alta	0.14	0.08
Valle del Guamuez	86865	0.15	0.20	Intermedia	0.04	0.02
Villagarzón	86885	0.30	0.25	Alta	0.08	0.05

Departamento del Quindío

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Armenia	63001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10

Buenavista	63111	0.25	0.20	Alta	0.19	0.09
Calarcá	63130	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Circasia	63190	0.25	0.25	Alta	0.20	0.11
Córdoba	63212	0.25	0.20	Alta	0.20	0.10
Filandia	63272	0.25	0.25	Alta	0.20	0.11
Génova	63302	0.25	0.20	Alta	0.20	0.09
La Tebaida	63401	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Montenegro	63470	0.25	0.25	Alta	0.19	0.10
Pijáo	63548	0.25	0.20	Alta	0.20	0.10
Quimbaya	63594	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Salento	63690	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09

Departamento de Risaralda

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Pereira	66001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Apía	66045	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Balboa	66075	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Belén de Umbría	66088	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Dos Quebradas	66170	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Guática	66318	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
La Celia	66383	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
La Virginia	66400	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Marsella	66440	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Mistrató	66456	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Pueblo Rico	66572	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Quinchía	66594	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Santa Rosa de Cabal	66682	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Santuario	66687	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10

Departamento de Santander

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bucaramanga	68001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Aguada	68013	0.15	0.20	Intermedia	0.17	0.09
Albania	68020	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.06
Aratoca	68051	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Barbosa	68077	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Barichara	68079	0.20	0.25	Alta	0.13	0.08
Barrancabermeja	68081	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Betulia	68092	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.09
Bolívar	68101	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Cabrera	68121	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
California	68132	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Capitanejo	68147	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Carcasi	68152	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Cepitá	68160	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Cerrito	68162	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Charalá	68167	0.20	0.25	Alta	0.08	0.05
Charta	68169	0.25	0.25	Alta	0.09	0.06
Chima	68176	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Chipatá	68179	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Cimitarra	68190	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Concepción	68207	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Confines	68209	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Contratación	68211	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Coromoro	68217	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Curití	68229	0.20	0.25	Alta	0.10	0.06

El Carmen de Chucurí	68235	0.15	0.15	Intermedia	0.17	0.08
El Florian	68271	0.15	0.15	Intermedia	0.12	0.07
El Guacamayo	68245	0.15	0.20	Intermedia	0.18	0.10
El Peñón	68250	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.07
El Playón	68255	0.25	0.25	Alta	0.14	0.07
Encino	68264	0.20	0.25	Alta	0.09	0.05
Enciso	68266	0.25	0.25	Alta	0.10	0.05
Floridablanca	68276	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Galán	68296	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Gámbita	68298	0.20	0.20	Intermedia	0.07	0.05
Goepsa	68327	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Girón	68307	0.20	0.25	Alta	0.18	0.10
Guaca	68318	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Guadalupe	68320	0.15	0.20	Intermedia	0.16	0.09
Guapotá	68322	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.08
Guavatá	68324	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
Hato	68344	0.15	0.20	Intermedia	0.21	0.10
Jesús Maria	68368	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
Jordán	68370	0.20	0.25	Alta	0.10	0.07
La Belleza	68377	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.07
La Paz	68397	0.15	0.15	Intermedia	0.14	0.09
Landázuri	68385	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.06
Lebrija	68406	0.25	0.20	Alta	0.13	0.09
Los Santos	68418	0.20	0.25	Alta	0.11	0.08
Macaravita	68425	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Málaga	68432	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Matanza	68444	0.25	0.25	Alta	0.10	0.06
Mogotes	68464	0.25	0.25	Alta	0.10	0.06
Molagavita	68468	0.25	0.25	Alta	0.10	0.06
Ocamonte	68498	0.20	0.25	Alta	0.08	0.05
Oiba	68500	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Onzága	68502	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
Palmar	68522	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.09
Palmas del Socorro	68524	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.08
Páramo	68533	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Piedecuesta	68547	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Pinchote	68549	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Puente Nacional	68572	0.15	0.20	Intermedia	0.08	0.05
Puerto Parra	68573	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Puerto Wilches	68575	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Rionegro	68615	0.20	0.20	Intermedia	0.07	0.04
Sabana de Torres	68655	0.20	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Andrés	68669	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
San Benito	68673	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
San Gil	68679	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
San Joaquín	68682	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
San José de Miranda	68684	0.25	0.25	Alta	0.10	0.05
San Miguel	68686	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
San Vicente de Chucurí	68689	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Santa Bárbara	68705	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Santa Helena del Opón	68720	0.15	0.15	Intermedia	0.18	0.10
Simacota	68745	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.06
Socorro	68755	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Suaita	68770	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Sucre	68773	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.07
Suratá	68780	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Tona	68820	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Valle San José	68855	0.20	0.25	Alta	0.08	0.06
Vélez	68861	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.08
Vetas	68867	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05

Villanueva	68872	0.20	0.25	Alta	0.11	0.07
Zapatoca	68895	0.20	0.20	Intermedia	0.20	0.10

Departamento de Sucre

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Sincelejo	70001	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Buenavista	70110	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Caimito	70124	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Chalán	70230	0.10	0.15	Intermedia	0.08	0.04
Coloso	70204	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Corozal	70215	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
El Roble	70233	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Galeras	70235	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Guarandá	70265	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.05
La Unión	70400	0.15	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Los Palmitos	70418	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Majagual	70429	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.04
Morroa	70473	0.10	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Ovejas	70508	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Palmito	70523	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.04
Sampués	70670	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Benito Abad	70678	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
San Juan Betulia	70702	0.10	0.15	Intermedia	0.05	0.03
San Marcos	70708	0.15	0.15	Intermedia	0.04	0.04
San Onofre	70713	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
San Pedro	70717	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Sincé	70742	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Sucre	70771	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Tolú	70820	0.10	0.15	Intermedia	0.04	0.03
Toluviejo	70823	0.10	0.15	Intermedia	0.06	0.04

Departamento del Tolima

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Ibagué	73001	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Alpujarra	73024	0.25	0.25	Alta	0.14	0.07
Alvarado	73026	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Ambalema	73030	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Anzoátegui	73043	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
Armero	73055	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Ataco	73067	0.25	0.20	Alta	0.07	0.04
Cajamarca	73124	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.08
Carmen Apicalá	73148	0.25	0.20	Alta	0.11	0.05
Casabianca	73152	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Chaparral	73168	0.25	0.20	Alta	0.08	0.05
Coello	73200	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Coyaima	73217	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Cunday	73226	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Dolores	73236	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Espinal	73268	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Falán	73270	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Flandes	73275	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Fresno	73283	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.09
Guamo	73319	0.25	0.20	Alta	0.11	0.06
Hervéo	73347	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Honda	73349	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Icononzo	73352	0.20	0.20	Intermedia	0.08	0.05

Lérida	73408	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Líbano	73411	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Mariquita	73443	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Melgar	73449	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.05
Murillo	73461	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Natagaima	73483	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Ortega	73504	0.25	0.20	Alta	0.08	0.05
Palocabildo	73520	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
Piedras	73547	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.07
Planadas	73555	0.25	0.20	Alta	0.06	0.04
Prado	73563	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Purificación	73585	0.25	0.20	Alta	0.14	0.06
Rioblanco	73616	0.25	0.20	Alta	0.07	0.04
Roncesvalles	73622	0.25	0.20	Alta	0.15	0.08
Rovira	73624	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Saldaña	73671	0.25	0.20	Alta	0.11	0.06
San Antonio	73675	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
San Luis	73678	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
Santa Isabel	73686	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
Suárez	73770	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Valle de San Juan	73854	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
Venadillo	73861	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Villahermosa	73870	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Villarrica	73873	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05

Departamento del Valle del Cauca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cali	76001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Alcalá	76020	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Andalucía	76036	0.25	0.25	Alta	0.14	0.09
Ansermanuevo	76041	0.25	0.30	Alta	0.16	0.10
Argelia	76054	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
Bolívar	76100	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
Buenaventura	76109	0.40	0.35	Alta	0.13	0.08
Buga	76111	0.25	0.20	Alta	0.11	0.07
Bugalagrande	76113	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08
Caicedonia	76122	0.25	0.20	Alta	0.14	0.08
Calima	76126	0.30	0.30	Alta	0.10	0.07
Candelaria	76130	0.25	0.20	Alta	0.10	0.07
Cartago	76147	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Dagua	76233	0.25	0.25	Alta	0.09	0.06
El Águila	76243	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
El Cairo	76246	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
El Cerrito	76248	0.25	0.20	Alta	0.11	0.07
El Dovio	76250	0.30	0.30	Alta	0.18	0.10
Florida	76275	0.25	0.20	Alta	0.10	0.06
Ginebra	76306	0.25	0.20	Alta	0.11	0.07
Guacarí	76318	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08
Jamundí	76364	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
La Cumbre	76377	0.25	0.25	Alta	0.11	0.08
La Unión	76400	0.25	0.25	Alta	0.16	0.13
La Victoria	76403	0.25	0.25	Alta	0.15	0.10
Obando	76497	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Palmira	76520	0.25	0.20	Alta	0.12	0.07
Pradera	76563	0.25	0.20	Alta	0.12	0.06
Restrepo	76606	0.25	0.25	Alta	0.11	0.08
Riofrío	76616	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Roldanillo	76622	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
San Pedro	76670	0.25	0.25	Alta	0.12	0.08

Sevilla	76736	0.25	0.20	Alta	0.13	0.08
Toro	76823	0.25	0.25	Alta	0.16	0.14
Trujillo	76828	0.25	0.25	Alta	0.15	0.10
Tuluá	76834	0.25	0.20	Alta	0.12	0.07
Ulloa	76845	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Versalles	76863	0.30	0.30	Alta	0.16	0.10
Vijes	76869	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Yotocó	76890	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Yumbo	76892	0.25	0.25	Alta	0.16	0.10
Zarzal	76895	0.25	0.25	Alta	0.14	0.10

Departamento del Vaupés

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Mitú	97001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Carurú	97161	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Pacoa	97511	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Papunahua	97777	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Taraira	97666	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Yavarate	97889	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Departamento del Vichada

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Puerto Carreño	99001	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Cumaribo	99773	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
La Primavera	99524	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02
Santa Rosalía	99624	0.05	0.05	Baja	0.04	0.02

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial
Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Territorial
Dirección del Sistema Habitacional
República de Colombia

COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

NSR-10

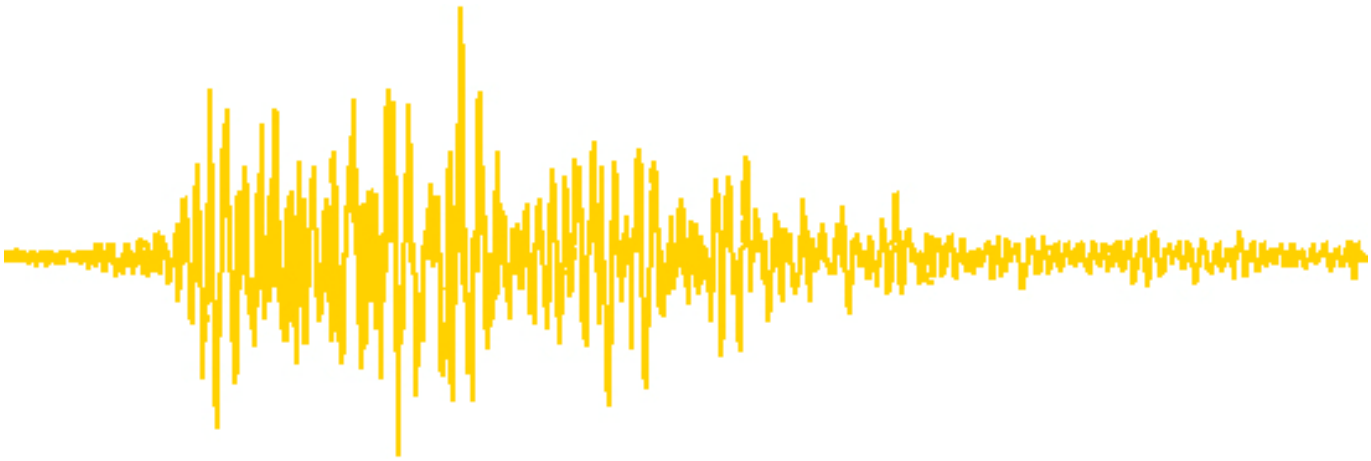
TÍTULO B — CARGAS

Secretaría de la Comisión:

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
Carrera 20 N° 84-14 Oficina 502 • Bogotá, D. C., COLOMBIA • Teléfono: 530-0826 • Fax: 530-0827

COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES
(Creada por la Ley 400 de 1997)

NOTAS:



TÍTULO B
CARGAS

ÍNDICE

CAPÍTULO B.1 – REQUISITOS GENERALES B-1
B.1.1 – ALCANCE B-1
B.1.2 – REQUISITOS BÁSICOS B-1
B.1.2.1.1 – Resistencia B-1
B.1.2.1.2 – Funcionamiento B-1
B.1.2.1.3 – Fuerzas causadas por deformaciones impuestas B-1
B.1.2.1.4 – Análisis B-1
B.1.3 – UNIDAD E INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL B-1
B.1.4 – TRAYECTORIAS DE CARGAS B-2

CAPÍTULO B.2 – COMBINACIONES DE CARGA B-3
B.2.1 – DEFINICIONES Y LIMITACIONES B-3
B.2.1.1 – DEFINICIONES B-3
B.2.1.2 – LIMITACIÓN B-4
B.2.2 – NOMENCLATURA B-4
B.2.3 – COMBINACIONES DE CARGA PARA SER UTILIZADAS CON EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO O EN LAS VERIFICACIONES DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO B-5
B.2.3.1 – COMBINACIONES BÁSICAS B-5
B.2.3.2 – FUERZAS SÍSMICAS B-6
B.2.3.2.1 – Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de diseño B-6
B.2.3.2.2 – Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de umbral de daño B-6
B.2.4 – COMBINACIONES DE CARGAS MAYORADAS USANDO EL MÉTODO DE RESISTENCIA B-6
B.2.4.1 – APLICABILIDAD B-6
B.2.4.2 – COMBINACIONES BÁSICAS B-6

CAPÍTULO B.3 – CARGAS MUERTAS B-9
B.3.1 – DEFINICIÓN B-9
B.3.2 – MASAS Y PESOS DE LOS MATERIALES B-9
Tabla B.3.2-1 Masas de los materiales B-9
B.3.3 – CARGAS MUERTAS MÍNIMAS B-10
B.3.4 – ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES B-10
B.3.4.1 – ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES HORIZONTALES B-10
Tabla B.3.4.1-1 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – cielo raso B-10
Tabla B.3.4.1-2 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – relleno de pisos B-10
Tabla B.3.4.1-3 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos B-11
Tabla B.3.4.1-4 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – cubiertas B-11
B.3.4.2 – ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES VERTICALES B-12
Tabla B.3.4.2-1 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – recubrimiento de muros B-12
Tabla B.3.4.2-2 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – particiones livianas B-12
Tabla B.3.4.2-3 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – enchapes B-12
Tabla B.3.4.2-4 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – muros B-13
Tabla B.3.4.2-5 Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – ventanas B-13
B.3.4.3 – VALORES MÍNIMOS ALTERNATIVOS PARA CARGAS MUERTAS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES B-14
Tabla B.3.4.3-1 Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado B-14
B.3.5 – EQUIPOS FIJOS B-14
B.3.6 – CONSIDERACIONES ESPECIALES B-14

CAPÍTULO B.4 – CARGAS VIVAS B-15
B.4.1 – DEFINICIÓN B-15
B.4.2 – CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS B-15
B.4.2.1 – CARGAS VIVAS REQUERIDAS B-15
Tabla B.4.2.1-1 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas B-15
Tabla B.4.2.1-2 Cargas vivas mínimas en cubiertas B-16
B.4.2.2 – EMPUJE EN PASAMANOS Y ANTEPECHOS B-16
B.4.3 – CARGA PARCIAL B-16
B.4.4 – IMPACTO B-16
B.4.5 – REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA B-17
B.4.5.1 – REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA POR ÁREA AFERENTE B-17
B.4.5.2 – REDUCCIÓN POR NUMERO DE PISOS B-17
B.4.6 – PUENTES GRÚAS B-17
B.4.7 – EFECTOS DINÁMICOS B-18
B.4.8 – CARGAS EMPOZAMIENTO DE AGUA Y DE GRANIZO B-18
B.4.8-1 – GENERALIDADES B-18
B.4.8-2 – CARGA POR EMPOZAMIENTO DE AGUA B-18
B.4.8-3 – CARGA DE GRANIZO B-18

CAPÍTULO B.5 – EMPUJE DE TIERRA Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA B-19
B.5.1 – EMPUJE EN MUROS DE CONTENCIÓN DE SÓTANOS B-19
B.5.2 – PRESIÓN ASCENDENTE, SUBPRESIÓN, EN LOSAS DE PISO DE SÓTANOS B-19
B.5.3 – SUELOS EXPANSIVOS B-19
B.5.4 – ZONAS INUNDADLES B-19

CAPÍTULO B.6 – FUERZAS DE VIENTO B-21
B.6.1 – ALCANCE B-21
B.6.1.1 – PROCEDIMIENTOS PERMITIDOS B-21
B.6.1.2 – PRESIONES DE VIENTO QUE ACTÚAN EN CARAS OPUESTAS DE CADA SUPERFICIE DEL EDIFICIO B-21
B.6.1.3 – CARGA DE VIENTO DE DISEÑO MÍNIMA B-21
B.6.1.3.1 – Sistema Principal resistente a cargas de viento *(SPRFV)* B-21
B.6.1.3.2 – Componentes y revestimientos B-21
B.6.2 – DEFINICIONES B-21
B.6.3 – NOMENCLATURA B-23
B.6.4 – PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO B-25
B.6.4.1 – ALCANCE B-25
B.6.4.1.1 – Sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV) B-25
B.6.4.1.2 – Componentes y revestimientos B-26
B.6.4.2 – PROCEDIMIENTO DE DISEÑO B-26
B.6.4.2.1 – Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento (SPRFV) B-26
B.6.4.2.1.1 – Presiones Mínimas B-26
B.6.4.2.2 – Elementos de Revestimiento y Componentes B-26
B.6.4.2.2.1 – Presiones Mínimas B-27
B.6.4.3 – REVESTIMIENTO PERMEABLE B-27
B.6.5 – MÉTODO 2 – PROCEDIMIENTO ANALÍTICO B-27
B.6.5.1 – ALCANCE B-27
B.6.5.2 – LIMITACIONES B-27
B.6.5.2.1 – Protección de otras edificaciones B-27
B.6.5.2.2 – Revestimientos Permeables B-27
B.6.5.3 – PROCEDIMIENTO DE DISEÑO B-27
B.6.5.4 – VELOCIDAD DE VIENTO BÁSICA B-27
B.6.5.4.1 – Regiones especiales para viento B-27
B.6.5.4.2 – Estimación de la velocidad básica del viento a partir de la información Climática Regional B-28
B.6.5.4.3 – Limitaciones B-28
B.6.5.4.4 – Factor de dirección de viento B-28
B.6.5.5 – FACTOR DE IMPORTANCIA B-28
B.6.5.6 – EXPOSICIÓN B-28
B.6.5.6.1 – Dirección de viento y sectores B-28
B.6.5.6.2 – Categorías de rugosidad de terreno B-28
B.6.5.6.3 – Categorías de exposición B-28
B.6.5.6.4 – Categorías de exposición para el SPRFV B-29
B.6.5.6.4.1 – Edificios y Otras Estructuras B-29
B.6.5.6.4.2 – Edificios Bajos B-29
B.6.5.6.5 – Categoría de exposición para componentes y elementos de revestimiento B-29
B.6.5.6.6 – Coeficientes de exposición de presión por velocidad B-29
B.6.5.7 – EFECTOS TOPOGRÁFICOS B-29
B.6.5.7.1 – Aumento De velocidad sobre colinas o escarpes B-29
B.6.5.7.2 – Factor Topográfico B-30
B.6.5.8 – FACTOR DE EFECTO RÁFAGA B-30
B.6.5.8.1 – Estructuras rígidas B-30
B.6.5.8.2 – Estructuras flexibles o dinámicamente sensibles B-30
B.6.5.8.3 – Análisis Racional B-31
B.6.5.8.4 – Limitaciones B-31
B.6.5.9 – CLASIFICACIÓN DE LOS CERRAMIENTOS B-31
B.6.5.9.1 – General B-31
B.6.5.9.2 – Aberturas B-31
B.6.5.9.3 – Zonas propensas a huracanes B-31
B.6.5.9.4 – Clasificaciones múltiples B-32
B.6.5.10 –.PRESIÓN POR VELOCIDAD B-32
B.6.5.11 – COEFICIENTES DE PRESIÓN Y FUERZA B-32
B.6.5.11.1 – Coeficiente de Presión Interna B-32
B.6.5.11.1.1 – Factor de reducción para edificios de gran volumen, $\mathbf{R_i}$ B-32
B.6.5.11.2 – Coeficientes de Presión Externa B-32
B.6.5.11.2.1 – Sistemas principales de resistencia a fuerzas de viento B-32
B.6.5.11.2.2 – Revestimiento y componentes B-32
B.6.5.11.3 – Coeficientes de fuerza B-33
B.6.5.11.4 – Cornisas de cubiertas B-33
B.6.5.11.4.1 – Sistemas principales de resistencia a fuerzas de viento B-33
B.6.5.11.4.2 – Revestimiento y componentes B-33
B.6.5.11.5 – Parapetos B-33
B.6.5.11.5.1 – Sistemas principales de resistencia a fuerzas de viento B-33
B.6.5.11.5.2 – Revestimiento y componentes B-33
B.6.5.12 – FUERZAS DE VIENTO DE DISEÑO EN EDIFICIOS CERRADOS O PARCIALMENTE CERRADOS B-33
B.6.5.12.1 – General B-33

B.6.5.12.1.1 – Convención de signos B-33
B.6.5.12.1.2 – Condición de carga crítica B-33
B.6.5.12.1.3 – Áreas aferentes mayores de 65 m^2 ..... B-33
B.6.5.12.2 – Sistemas principales de resistencia de fuerzas de viento B-33
B.6.5.12.2.1 – Edificios rígidos de cualquier altura B-33
B.6.5.12.2.2 – Edificios bajos B-34
B.6.5.12.2.3 – Edifico flexibles B-34
B.6.5.12.2.4 – Parapetos B-34
B.6.5.12.3 – Casos de carga de viento de diseño B-34
B.6.5.12.4 – Elementos de revestimiento y componentes B-35
B.6.5.12.4.1 – Edificios bajos y edificios con $\mathbf{h < 18.0}$ m B-35
B.6.5.12.4.2 – Edificios con $\mathbf{h > 18.0}$ m B-35
B.6.5.12.4.3 – Presiones de viento de diseño alternativas para elementos de revestimiento y componentes en edificios bajos con $\mathbf{18.0\ m < h < 27\ m}$ B-36
B.6.5.12.4.4 – Parapetos B-36
B.6.5.13 – CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN EDIFICIOS ABIERTOS CON CUBIERTAS A UNA, DOS Y AGUAS Y EN ARTESA B-36
B.6.5.13.1 – General B-36
B.6.5.13.1.1 – Convención de signos B-36
B.6.5.13.1.2 – Condición de carga crítica B-36
B.6.5.13.2 – Sistemas principales de resistencia a fuerzas de viento B-36
B.6.5.13.3-– Elementos de revestimiento y componentes. B-37
B.6.5.14 – CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN MUROS LIBRES Y VALLAS MACIZAS B-37
B.6.5.15 – CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN OTRAS ESTRUCTURAS B-37
B.6.5.15.1 – Estructuras y equipos sobre cubiertas en edificios con $\mathbf{h \leq 18.0}$ m B-37
B.6.6 – MÉTODO 3 – PROCEDIMIENTO DE TÚNEL DE VIENTO B-37
B.6.6.1 – ALCANCE B-37
B.6.6.2 – CONDICIONES DE ENSAYOS B-38
B.6.6.3 – RESPUESTA DINÁMICA B-38
B.6.6.4 – LIMITACIONES B-38
B.6.6.4.1 – Limitaciones de velocidades de viento B-38

Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento – Método 1

Figura B.6.4-1 – Zona de amenaza eólica-velocidad del viento básico B-39
Figura B.6.4-2 – Presiones de viento de diseño. Edificios cerrados $\mathbf{h \leq 18.0}$ m. Muros y cubiertas B-40
Figura B.6.4-2 – Presiones de viento de diseño. Edificios cerrados $\mathbf{h \leq 18.0}$ m. Muros y cubiertas procedimiento simplificado B-41
Figura B.6.4-2 – Presiones de viento de diseño. Edificios cerrados $\mathbf{h \leq 18.0}$ m. Muros y cubiertas procedimiento Factor de ajuste por altura del edificio y exposición B-42
Figura B.6.4-3 – Presiones de viento de diseño. Componentes y revestimientos. Edificios cerrados $\mathbf{h \leq 18.0}$ m. Muros y cubiertas B-43

Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento – Método 2

Figura B.6.5-1 – Factor topográfico $\mathbf{K_{zt}}$ – Método 2 ..... B-47
Figura B.6.5-2 – Coeficientes de presión interna, $\mathbf{GC_{pi}}$, Componentes y Revestimientos. Edificios Abiertos y total o Parcialmente cerrados. Todas las alturas. Muros y cubiertas B-49
Figura B.6.5-3 – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{C_p}$. Edifícios total o parcialmente cerrados. Todas las alturas**.** Muros y cubiertas B-50
Figura B.6.5-4 – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{C_p}$. Estructuras y edificios total o Parcialmente cerrados. Todas las alturas. Domos (cubiertas abovedadas) B-52
Figura B.6.5-5 – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{C_p}$ Componentes y Revestimientos. Estructuras y edificios total o Parcialmente cerrados. Todas las alturas. Cubiertas en arcos B-53
Figura B.6.5-6 – Casos de carga de viento de diseño. Todas las alturas B-54
Figura B.6.5-7 – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_{pf}}$. Edificios total o parcialmente cerrados $\mathbf{h \leq 18.0}$ m. Muros de baja altura y cubiertas B-55
Figura B.6.5-8A – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios total o parcialmente Cerrados. $\mathbf{h \leq 18.0}$ m. Muros B-57
Figura B.6.5-8B – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios total o parcialmente Cerrados. $\mathbf{h \leq 18.0}$ m . Cubiertas a das águas $\theta \leq 7°$ B-58
Figura B.6.5-8C – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios total o parcialmente Cerrados. $\mathbf{h \leq 18.0}$ m. Cubiertas a dos y a cuatro aguas $7° < \theta \leq 27°$ B-59
Figura B.6.5-8D – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios cerrados,

parcialmente cerrados. $\mathbf{h \le 18.0}$ m. Cubiertas a dos aguas $\mathbf{27^\circ < \theta \le 45^\circ}$ B-60
Figura B.6.5-9 – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios cerrados, parcialmente cerrados. $\mathbf{h \le 18.0}$ m. Cubiertas escalonadas B-61
Figura B.6.5-10 – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios cerrados, parcialmente cerrados. $\mathbf{h \le 18.0}$ m. Cubiertas a dos aguas de varias luces B-62
Figura B.6.5-11A – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios cerrados, parcialmente cerrados. $\mathbf{h \le 18.0}$ m. Cubiertas de una pendiente $\mathbf{3^\circ < \theta \le 10^\circ}$ B-63
Figura B.6.5-11B – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios cerrados, parcialmente cerrados. $\mathbf{h \le 18.0}$ m. Cubiertas de una pendiente $\mathbf{10^\circ < \theta \le 30^\circ}$ B-64
Figura B.6.5-12 – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios cerrados, parcialmente cerrados. $\mathbf{h \le 18.0}$ m. Cubiertas aserradas B-65
Figura B.6.5-13 – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios cerrados, parcialmente cerrados. Todas las alturas. Cubiertas en Domos B-66
Figura B.6.5-14 – Coeficientes de presión externa, $\mathbf{GC_p}$. Componentes y Revestimientos. Edificios cerrados, parcialmente cerrados. $\mathbf{h \ge 18.0}$. Muros y Cubiertas B-67
Figura B.6.5-15A – Coeficientes de presión neta, $\mathbf{C_N}$. Edificios abiertos. $\mathbf{0.25 \le h/L \le 1.0}$ m., Cubiertas libres de una Pendiente $\mathbf{\theta \le 45^\circ}$, $\mathbf{\gamma = 0^\circ}$, $\mathbf{180^\circ}$ B-68
Figura B.6.5-15B – Coeficientes de presión neta, $\mathbf{C_N}$. Edificios abiertos. $\mathbf{0.25 \le h/L \le 1.0}$ m., Cubiertas libres a dos aguas $\mathbf{\theta \le 45^\circ}$, $\mathbf{\gamma = 0^\circ}$, $\mathbf{180^\circ}$ B-69
Figura B.6.5-15C – Coeficientes de presión neta, $\mathbf{C_N}$. Edificios abiertos. $\mathbf{0.25 \le h/L \le 1.0}$ m., Cubiertas en Artesa (dos aguas invertidas) $\mathbf{\theta \le 45^\circ}$, $\mathbf{\gamma = 0^\circ}$, $\mathbf{180^\circ}$ B-70
Figura B.6.5-15D – Coeficientes de presión neta, $\mathbf{C_N}$. Edificios abiertos. $\mathbf{0.25 \le h/L \le 1.0}$ m., Cubiertas libres en distintas formas $\mathbf{\theta \le 45^\circ}$, $\mathbf{\gamma = 0^\circ}$, $\mathbf{180^\circ}$ B-71
Figura B.6.5-16A – Coeficientes de presión neta, $\mathbf{C_N}$. Componentes y revestimientos. Edificios abiertos. $\mathbf{0.25 \le h/L \le 1.0}$ m Cubiertas libres de una pendiente B-72
Figura B.6.5-16B – Coeficientes de presión neta, $\mathbf{C_N}$. Componentes y Revestimientos. Edificios abiertos. $\mathbf{0.25 \le h/L \le 1.0}$ m Cubiertas libres de dos aguas $\mathbf{\theta \le 45^\circ}$ B-73
Figura B.6.5-16C – Coeficientes de presión neta, $\mathbf{C_N}$. Componentes y Revestimientos. Edificios abiertos. $\mathbf{0.25 \le h/L \le 1.0}$ m Cubiertas libres en artesa (dos aguas invertidas) $\mathbf{\theta \le 45^\circ}$ B-74
Figura B.6.5-17 – Coeficientes de fuerza, $\mathbf{C_f}$. Otras estructuras. Todas las alturas. Muros libres y vallas macizas. Casos A y B B-75
Figura B.6.5-18 – Coeficientes de fuerza, $\mathbf{C_f}$. Otras estructuras. Edificios abiertos. Todas las alturas. Chimeneas, Tanques, Equipo de cubierta y estructuras similares B-77
Figura B.6.5-19 – Coeficientes de fuerza, $\mathbf{C_f}$. Otras estructuras. Todas las alturas. Avisos abiertos y pórticos B-78
Tabla B.6.5-1 – Factor de importancia I (carga de viento) B-79
Tabla B.6.5-2 – Constante de exposición del terreno B-80
Tabla B.6.5-3 – Coeficientes de exposición para la presión dinámica, $\mathbf{K_h}$ y $\mathbf{K_z}$ B-81
Tabla B.6.5-4 – Factor de direccionalidad del viento, $\mathbf{K_d}$ B-82

TÍTULO B
CARGAS

CAPÍTULO B.1
REQUISITOS GENERALES

B.1.1 — ALCANCE

El presente Título de este Reglamento da los requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones con respecto a cargas que deben emplearse en su diseño, diferentes a las fuerzas o efectos que impone el sismo. Para que una estructura sismo resistente cumpla adecuadamente su objetivo, debe ser capaz de resistir además de los efectos sísmicos, los efectos de las cargas prescritas en el presente Título. El diseño de los elementos que componen la estructura de la edificación debe hacerse para la combinación de carga crítica.

B.1.2 — REQUISITOS BÁSICOS

B.1.2.1 — La estructura y todas sus partes deben cumplir, además de las prescripciones dadas en el Título A por razones sísmicas, los siguientes requisitos:

B.1.2.1.1 — ***Resistencia*** — La estructura de la edificación y todas sus partes deben diseñarse y construirse para que los materiales utilizados en la construcción de los elementos y sus conexiones puedan soportar con seguridad todas las cargas contempladas en el presente Título B de la NSR-10 sin exceder las resistencias de diseño cuando se mayoran las cargas por medio de coeficientes de carga, o los esfuerzos admisibles cuando se utilicen las cargas sin mayorar.

B.1.2.1.2 — ***Funcionamiento*** — Los sistemas estructurales y sus componentes deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada que limite: (a) las deflexiones verticales de los elementos, (b) la deriva ante cargas de sismo y viento, (c) las vibraciones y (d) cualquier otra deformación que afecte adversamente el funcionamiento de la estructura o edificación.

B.1.2.1.3 — ***Fuerzas causadas por deformaciones impuestas*** — Deben tenerse en cuenta en el diseño las fuerzas causadas por deformaciones impuestas a la estructura por: (a) los asentamientos diferenciales contemplados en el título H, (b) por restricción a los cambios dimensionales debidos a variaciones de temperatura, expansiones por humedad, retracción de fraguado, flujo plástico y efectos similares.

B.1.2.1.4 — ***Análisis*** — Los efectos de las cargas en los diferentes elementos de la estructura y sus conexiones deben determinarse utilizando métodos aceptados de análisis estructural, teniendo en cuenta los principios de equilibrio, estabilidad general, compatibilidad de deformaciones y las propiedades de los materiales tanto a corto como a largo plazo. En aquellos elementos que tiendan a acumular deformaciones residuales bajo cargas de servicio sostenidas (flujo plástico) debe tenerse en cuenta en el análisis sus efectos durante la vida útil de la estructura.

B.1.3 — UNIDAD E INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL

B.1.3.1 — Además de los requisitos de amarre entre partes de la estructura y entre los elementos estructurales que se dan por razones sísmicas en el Título A de este Reglamento, deben tenerse en cuenta los requisitos adicionales que se dan a continuación. En el caso de estructuras de concreto reforzado deben consultarse también los requisitos de C.7.13.

B.1.3.2 — Por razones accidentales o debido a que la estructura se utiliza para fines diferentes a los previstos en el diseño, ésta puede sufrir daño local o la falta de capacidad resistente en un elemento o en una porción menor de la edificación. Debido a esto los elementos y miembros estructurales deben estar unidos con el fin de obtener una

integridad estructural general que les permita experimentar daño local sin que la estructura en general pierda su estabilidad ni extienda el daño local a otros elementos, ni se presente colapso progresivo.

B.1.3.3 — El método más común para obtener integridad estructural consiste en disponer los elementos estructurales de tal manera que provean estabilidad general a la estructura, dándoles continuidad y garantizando que tengan suficiente ductilidad, capacidad de absorción y capacidad de disipación de energía para que pueda redistribuir cargas desde una zona dañada a las regiones adyacentes sin colapso.

B.1.4 — TRAYECTORIAS DE CARGAS

B.1.4.1 — El sistema estructural debe diseñarse de tal manera que exista una trayectoria continua para todas las cargas y solicitaciones consideradas en el diseño.

B.1.4.2 — La trayectoria de carga que se disponga debe diseñarse de tal manera que sea capaz de resistir adecuadamente las fuerzas desde su punto de aplicación a la estructura, o lugar donde se originen en la estructura, a través de los elementos estructurales hasta la cimentación u otros elementos de apoyo.

B.1.4.3 — En estructuras sometidas a fuerzas horizontales de viento, sismo, empuje de tierras y otras, los elementos estructurales que sean parte de la trayectoria de cargas deben ser capaces de resistir las fuerzas que se aplican en la superficie de otros elementos estructurales ya sea como cargas distribuidas o efectos inerciales causados por la masa de estos elementos y debe incluir diafragmas cuando sean requeridos para transmitir las fuerzas horizontales a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

CAPÍTULO B.2
COMBINACIONES DE CARGA

B.2.1 — DEFINICIONES Y LIMITACIONES

B.2.1.1 — DEFINICIONES — Las definiciones que se dan a continuación hacen referencia al presente Título B (Se incluye la traducción al inglés de cada uno de los términos definidos para efectos de concordancia con los requisitos de las normas que han servido de base a la actualización de estos requisitos dentro de la NSR-10):

Cargas (Loads) — Son fuerzas u otras solicitaciones que actúan sobre el sistema estructural y provienen del peso de todos los elementos permanentes en la construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, asentamientos diferenciales y restricción de cambios dimensionales. Las cargas permanentes son cargas que varían muy poco en el tiempo y cuyas variaciones son pequeñas en magnitud. Todas las otras cargas son cargas variables.

Cargas de servicio (Service loads) — Véase cargas nominales.

Carga mayorada (Factored load) — Es una carga que se obtiene como el producto de una carga nominal por un coeficiente de carga. Las fuerzas sísmicas dadas en el Título A de este Reglamento corresponden a fuerzas mayoradas, pues ya han sido afectadas por el coeficiente de carga, el cual va incluido en la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño.

Cargas nominales (Nominal loads) — Son las magnitudes de las cargas especificadas en B.3 a B.6 de este Reglamento. Las cargas muertas, vivas y de viento que se dan en este Título son cargas nominales o reales, las cuales NO han sido multiplicadas por el coeficiente de carga.

Coeficiente de carga (Load factor) — Es un coeficiente que tiene en cuenta las desviaciones inevitables de las cargas reales con respecto a las cargas nominales y las incertidumbres que se tienen en el análisis estructural. Es sinónimo de “factor de carga” para efectos del Reglamento NSR-10.

Coeficiente de reducción de resistencia (Strength reduction factor) — Es un coeficiente que tiene en cuenta las desviaciones inevitables entre la resistencia real y la resistencia nominal del elemento y la forma y consecuencia de su tipo de falla. Es sinónimo de “factor de reducción de resistencia” para efectos del Reglamento NSR-10.

Curadurías — Son, de acuerdo con la Ley 388 de 1997, las entidades encargadas de estudiar, tramitar y expedir las licencias de construcción en los casos que contempla la Ley. En aquellos casos en los cuales dentro del presente Reglamento NSR-10 se menciona la Curaduría, implica además de ellas la entidad que expide las licencias de construcción o urbanismo que cumplen sus funciones.

Durabilidad (Durability) — Capacidad de una estructura o elementos estructural para garantizar que no se presente deterioro perjudicial para el desempeño requerido en el ambiente para el cual se diseñó.

Edificación (Building) — Es una construcción cuyo uso principal es la habitación o ocupación por seres humanos.

Efectos de las cargas (Load effects) — Son las deformaciones y fuerzas internas que producen las cargas en los elementos estructurales.

Estado límite (Limit state) — Es una condición mas allá de la cual una estructura o uno de sus componentes deja de cumplir su función (estado límite de servicio) o se vuelve insegura (estado limite de resistencia).

Funcionamiento (Serviceability) — Capacidad de la estructura, o de un elemento estructural, de tener un comportamiento adecuado en condiciones de servicio.

Integridad estructural (Structural integrity) — Capacidad de la estructura para evitar colapso generalizado cuando ocurre daño localizado.

Mantenimiento (Maintenance) — Conjunto total de actividades que se realizan durante la vida de servicio de diseño de la estructura para que sea capaz de cumplir con los requisitos de desempeño.

Método de la resistencia (Strength design method) — Es un método de diseño para los elementos estructurales tal que las fuerzas internas calculadas producidas por las cargas mayoradas no excedan las resistencias de diseño de los mismos.

Método de los esfuerzos de trabajo (Allowable stress design method) — Es un método para diseñar los elementos estructurales en el cual los esfuerzos calculados elásticamente, utilizando cargas reales, no deben exceder un valor límite especificado para cada material.

Método de los estados límites (Limit state design method) — Es un método para diseñar estructuras de tal manera que la probabilidad de falla para ciertos estados límites considerados importantes esté dentro de valores aceptables. Por lo general se estudian los estados límites de servicio y de resistencia. Este último caso se conoce como método de la resistencia.

Reparabilidad (Restorability) — Capacidad de la estructura, o de un elemento estructural, de poder ser reparada física y económicamente cuando sea dañada por los efectos de las solicitaciones consideradas.

Resistencia (Resistance) — Capacidad de un elemento estructural para soportar las cargas o fuerzas que se le apliquen

Resistencia de diseño (Design strength) — Es el producto de la resistencia nominal por un coeficiente de reducción de resistencia.

Resistencia nominal (Nominal strength) — Es la capacidad de la estructura, o componente de ella, de resistir los efectos de las cargas, determinada por medio de cálculo en el cual se utilizan los valores nominales de las resistencias de los materiales, las dimensiones nominales del elemento y ecuaciones derivadas de principios aceptables de mecánica estructural. Estas ecuaciones provienen de ensayos de campo y ensayos de laboratorio con modelos a escala, teniendo en cuenta los efectos del modelaje y las diferencias entre las condiciones en el terreno y en laboratorio.

Sistema estructural (Structural system) — Elementos estructurales interconectados que en conjunto cumplen una función específica.

Trayectoria de cargas (Load path) — Sucesión de elementos estructurales a lo largo de los cuales se transmiten las cargas desde su punto de aplicación hasta la cimentación.

Vida de servicio de diseño (Design service life) — Período durante el cual la estructura o el elemento estructural sean utilizables para el propósito para el cual se diseñaron con los mantenimientos que se requieran pero sin que haya necesidad de realizarles reparaciones importantes.

B.2.1.2 — LIMITACIÓN — La seguridad de la estructura puede verificarse utilizando los requisitos de B.2.3 o B.2.4 dependiendo del método de diseño escogido y del material estructural. Una vez se ha determinado si se usan unos requisitos u otros, el diseño debe hacerse en su totalidad siguiendo los requisitos de ese numeral para todos los elementos de la estructura.

B.2.2 — NOMENCLATURA

D = carga Muerta consistente en:
(a) peso propio del elemento.
(b) peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentemente soportados por el elemento, incluyendo muros y particiones divisorias de espacios.
(c) peso del equipo permanente.

E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño $\left(\mathbf{E = F_s / R}\right)$ que se emplean para diseñar los miembros estructurales.

$\mathbf{E_d}$ = fuerza sísmica del umbral de daño.

F = cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

$\mathbf{F_a}$ = carga debida a inundación.

$\mathbf{F_s}$ = fuerzas sísmicas calculadas de acuerdo con los requisitos del Título A del Reglamento.

G = carga debida al granizo, sin tener en cuenta la contribución del empozamiento.

L = cargas vivas debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles,

particiones que se pueden cambiar de sitio. $\mathbf{L}$ incluye cualquier reducción que se permita. Si se toma en cuenta la resistencia a cargas de impacto este efecto debe tenerse en cuenta en la carga viva $\mathbf{L}$.

$\mathbf{L_e}$ = carga de empozamiento de agua.

$\mathbf{L_r}$ = carga viva sobre la cubierta.

$\mathbf{L_0}$ = carga viva sin reducir, en kN/m^2. Véase B.4.5.1.

$\mathbf{H}$ = cargas debidas al empuje lateral del suelo, de agua freática o de materiales almacenados con restricción horizontal.

$\mathbf{R_0}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural. Véase el Capítulo A.3.

$\mathbf{R}$ = coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica $\left(\mathbf{R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0}\right)$. Véase el Capítulo A.3.

$\mathbf{T}$ = fuerzas y efectos causados por efectos acumulados de variación de temperatura, retracción de fraguado, flujo plástico, cambios de humedad, asentamiento diferencial o combinación de varios de estos efectos.

$\mathbf{W}$ = carga de Viento.

B.2.3 — COMBINACIONES DE CARGA PARA SER UTILIZADAS CON EL MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO O EN LAS VERIFICACIONES DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO

B.2.3.1 — COMBINACIONES BÁSICAS — Excepto cuando así se indique en la parte correspondiente a cada uno de los materiales que se regulan en este Reglamento, deben tenerse en cuenta todas las cargas indicadas a continuación actuando en las combinaciones que se dan. El diseño debe hacerse para la combinación que produzca el efecto más desfavorable en la edificación, en su cimentación, o en el elemento estructural bajo consideración. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúen.

En el presente Reglamento NSR-10, todos los materiales estructurales, con la excepción de la madera y guadua en el Título G, se diseñan por el método de la resistencia y por lo tanto las combinaciones básicas de carga de la presente sección B.2.3.1 no son aplicables a los materiales estructurales prescritos en el Reglamento y no deben utilizarse. Se incluyen para aquellos casos especiales en los cuales el diseño se realiza por el método de los esfuerzos admisibles y solo deben emplearse cuando así lo indique explícitamente el Título o Capítulo o Sección correspondiente del Reglamento.

$$\mathbf{D + F} \qquad \textbf{(B.2.3-1)}$$

$$\mathbf{D + H + F + L + T} \qquad \textbf{(B.2.3-2)}$$

$$\mathbf{D + H + F + \left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right)} \qquad \textbf{(B.2.3-3)}$$

$$\mathbf{D + H + F + 0.75\left(L + T\right) + 0.75\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right)} \qquad \textbf{(B.2.3-4)}$$

$$\mathbf{D + H + F + W} \qquad \textbf{(B.2.3-5)}$$

$$\mathbf{D + H + F + 0.7E} \qquad \textbf{(B.2.3-6)}$$

$$\mathbf{D + H + F + 0.75W + 0.75L + 0.75\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right)} \qquad \textbf{(B.2.3-7)}$$

$$\mathbf{D + H + F + 0.75\left(0.7E\right) + 0.75L + 0.75\left(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e\right)} \qquad \textbf{(B.2.3-8)}$$

$$\mathbf{0.6D + W + H} \qquad \textbf{(B.2.3-9)}$$

$$\mathbf{0.6D + 0.7E + H} \qquad \textbf{(B.2.3-10)}$$

Deben considerarse los efectos más desfavorables de viento y de sismo tomándolos independientemente.

B.2.3.2 — FUERZAS SÍSMICAS — Las fuerzas sísmicas reducidas, $\mathbf{E}$, utilizadas en las combinaciones B.2.3-6, B.2.3-8 y B.2.3-10 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, $\mathbf{F_S}$, de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Título A, divididos por $\mathbf{R}\left(\mathbf{E = F_S/R}\right)$. Cuando se trata de diseñar los miembros por el método de los esfuerzos de trabajo del material, el valor del coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas $\mathbf{E}$, es $\mathbf{0.7}$.

B.2.3.2.1 — ***Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de diseño*** — Para evaluar las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del capítulo A.6, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas $\mathbf{F_S}$, sin haber sido divididas por $\mathbf{R}$, empleando $\mathbf{1.0E}$ en vez de $\mathbf{0.7E}$ en las ecuaciones que incluyan $\mathbf{E}$ en B.2.3.

B.2.3.2.2 — ***Verificación de las derivas por el método de esfuerzos de trabajo para el sismo de umbral de daño*** — Para evaluar las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de umbral de daño en edificaciones indispensables del grupo de uso **IV**, deben utilizarse los requisitos del capítulo A.12, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas $\mathbf{E_d}$.

B.2.4 — COMBINACIONES DE CARGAS MAYORADAS USANDO EL MÉTODO DE RESISTENCIA

B.2.4.1 — APLICABILIDAD — Las combinaciones de carga y factores de carga dados en la sección B.2.4.2 deben ser usados en todos los materiales estructurales permitidos por el Reglamento de diseño del material, con la excepción de aquellos casos en que el Reglamento indique explícitamente que deba realizarse el diseño utilizando el método de los esfuerzos de trabajo. caso en el cual se deben utilizar las combinaciones de la sección B.2.3.1.

Nota Importante: *Las combinaciones de carga dadas en B.2.4.2 contienen factores de carga menores que los que prescribía el Reglamento NSR-98, pero al mismo tiempo para cada uno de los materiales estructurales en esta nueva versión del Reglamento (NSR-10) se han prescrito valores de los coeficientes de reducción de resistencia,* ϕ*, menores que los que contenía el Reglamento NSR-98, siendo los nuevos valores concordantes con la probabilidad de falla estructural que limita el Reglamento. Por lo tanto es incorrecto, e inseguro, utilizar las nuevas ecuaciones de combinación de carga de B.2.4.2 con los valores de los coeficientes de reducción de resistencia,* ϕ*, que contenía la NSR-98.*

B.2.4.2 — COMBINACIONES BÁSICAS — El diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

$$\mathbf{1.4\left(D+F\right)} \qquad \textbf{(B.2.4-1)}$$

$$\mathbf{1.2\left(D+F+T\right)+1.6\left(L+H\right)+0.5\left(L_r\ \acute{o}\ G\ \acute{o}\ L_e\right)} \qquad \textbf{(B.2.4-2)}$$

$$\mathbf{1.2D+1.6\left(L_r\ \acute{o}\ G\ \acute{o}\ L_e\right)+\left(L\ \acute{o}\ 0.8W\right)} \qquad \textbf{(B.2.4-3)}$$

$$\mathbf{1.2D+1.6W+1.0L+0.5\left(L_r\ \acute{o}\ G\ \acute{o}\ L_e\right)} \qquad \textbf{(B.2.4-4)}$$

$$\mathbf{1.2D+1.0E+1.0L} \qquad \textbf{(B.2.4-5)}$$

$$\mathbf{0.9D+1.6W+1.6H} \qquad \textbf{(B.2.4-6)}$$

$$\mathbf{0.9D+1.0E+1.6H} \qquad \textbf{(B.2.4-7)}$$

B.2.4.2.1 — Las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, $\mathbf{E}$, utilizadas en las combinaciones B.2.4-5 y B.2.4-7 corresponden al efecto, expresado en términos de fuerza, $\mathbf{F_S}$, de los movimientos sísmicos de diseño prescritos en el Título A, divididos por $\mathbf{R}\left(\mathbf{E = F_S/R}\right)$. Cuando se trata de diseñar los miembros, el valor del

coeficiente de carga que afecta las fuerzas sísmicas $\mathbf{E}$, es 1.0, dado que estas están prescritas al nivel de resistencia. Para la verificación de las derivas obtenidas de las deflexiones horizontales causadas por el sismo de diseño, deben utilizarse los requisitos del Capítulo A.6, los cuales exigen que las derivas se verifiquen para las fuerzas sísmicas $\mathbf{F_S}$, sin haber sido divididas por $\mathbf{R}$.

B.2.4.2.2 — Se permite reducir a 0.5 el factor de carga de carga viva, $\mathbf{L}$, en las combinaciones B.2.4-3, B.2.4-4 y B.2.4-5, excepto para estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de reunión pública y en todas las áreas donde $\mathbf{L_0}$ sea superior a 4.8 kN/m^2.

B.2.4.2.3 — Cuando las cargas de viento prescritas en el capítulo B.6 del Reglamento NSR-10 no se reducen por el factor de direccionalidad prescrito allí se permite utilizar $\mathbf{1.3W}$ en lugar de $\mathbf{1.6W}$ en las combinaciones B.2.4-4 y B.2.4-6.

B.2.4.2.4 — El Título A del Reglamento NSR-10 define las fuerzas por sismo al nivel de resistencia por lo tanto en las combinaciones B.2.4-5 y B.2.4-7 se debe usar $\mathbf{1.0E}$. En las ecuaciones B.2.4-5 y B.2.4-7 se puede usar $\mathbf{1.4E}$ en lugar de $\mathbf{1.0E}$, cuando los efectos de carga por sismo $\mathbf{E}$ se basen en los niveles de servicio de las fuerzas sísmicas.

B.2.4.2.5 — El factor de carga para $\mathbf{H}$, cargas debidas al peso y presión del suelo, agua en el suelo, u otros materiales, debe fijarse igual a cero en las combinaciones B.2.4-6 y B.2.4-7 si la acción estructural debida a $\mathbf{H}$ neutraliza las causadas por $\mathbf{W}$ o $\mathbf{E}$. Cuando las presiones laterales ejercidas por el empuje del suelo proporcionan resistencia a las acciones estructurales provenientes de otras fuerzas, no deben incluirse en $\mathbf{H}$, sino deben incluirse en la resistencia de diseño.

B.2.4.2.6 — Si los efectos del impacto deben ser tenidos en cuenta en el diseño, estos efectos deben incluirse con la carga viva $\mathbf{L}$**.**

B.2.4.2.7 — Los estimativos de asentamientos diferenciales, el flujo plástico, la retracción, la expansión de concretos de retracción compensada o las variaciones de temperatura deben basarse en una evaluación realista de tales efectos que puedan ocurrir durante la vida útil de la estructura.

Notas

CAPÍTULO B.3
CARGAS MUERTAS

B.3.1 — DEFINICIÓN

La carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación. Las fuerzas netas de preesfuerzo deben incluirse dentro de la carga muerta.

B.3.2 — MASAS Y PESOS DE LOS MATERIALES

Al calcular las cargas muertas deben utilizarse las densidades de masa reales (en kg/m^3) de los materiales las cuales se deben multiplicar por la aceleración de la gravedad, 9.8 m/s^2, para así obtener valores de peso en N/m^3. En la tabla B.3.2-1 se muestran los valores de la densidad de masa en kg/m^3 para los materiales de uso más frecuente.

Tabla B.3.2-1
Masas de los materiales

Material	*Densidad* (kg/m^3)	*Material*	*Densidad* (kg/m^3)
Acero	7 800	Mortero de inyección para mampostería	2 250
Agua		Mortero de pega para mampostería	2 100
Dulce	1 000	Piedra	
Marina	1 030	Caliza, mármol, cuarzo	2 700
Aluminio	2 700	Basalto, granito, gneis	2 850
Arena		Arenisca	2 200
Limpia y seca	1 440	Pizarra	2 600
Seca de río	1 700	Plomo	11 400
Baldosa cerámica	2 400	Productos bituminosos	
Bronce	8 850	Asfalto y alquitrán	1 300
Cal		Gasolina	700
Hidratada suelta	500	Grafito	2 160
Hidratada compacta	730	Parafina	900
Carbón, apilado	800	Petróleo	850
Carbón vegetal	200	Relleno de ceniza	920
Cemento pórtland, a granel	1 440	Tableros de madera aglutinada	750
Cobre	9 000	Terracota	
Concreto simple	2 300	Poros saturados	1 950
Concreto reforzado	2 400	Poros no saturados	1 150
Corcho, comprimido	250	Tierra	
Estaño	7 360	Arcilla húmeda	1 750
Grava seca	1 660	Arcilla seca	1 100
Hielo	920	Arcilla y grava seca	1 600
Hierro		Arena y grava húmeda	1 900
Fundido	7 200	Arena y grava seca apisonada	1 750
Forjado	7 700	Arena y grava seca suelta	1 600
Latón	8 430	Limo húmedo consolidado	1 550
Madera laminada	600	Limo húmedo suelto	1 250
Madera seca	450-750	Vidrio	2 600
Mampostería de concreto	2 150	Yeso en tableros para muros	800
Mampostería de ladrillo macizo	1 850	Yeso suelto	1 150
Mampostería de piedra	2 200	Zinc en láminas enrolladas	7 200

B.3.3 — CARGAS MUERTAS MÍNIMAS

Al calcular las cargas muertas deben utilizarse las masas reales de los materiales. Debe ponerse especial cuidado en determinar masas representativas en este cálculo, utilizar el peso especificado por el fabricante o en su defecto deben evaluarse analítica o experimentalmente.

B.3.4 — ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Para el cálculo de las cargas muertas producidas por materiales de construcción no estructurales, estos elementos se dividen en horizontales y verticales.

B.3.4.1 — **ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES HORIZONTALES —** Los elementos no estructurales horizontales son aquellos cuya dimensión vertical es substancialmente menor que sus dimensiones horizontales, y están aplicados, soportados, fijados o anclados a las losas o a la cubierta de la edificación. Estos elementos incluyen, entre otros: formaletería permanente para losas o viguetas, morteros de afinado de piso, rellenos de piso, acabados de piso, rellenos en cubiertas inclinadas, elementos de cubiertas, tejas, membranas impermeables, aislamientos térmicos, claraboyas, cielo raso, alistados, y ductos para servicios.

[Nota: *Para propósitos de diseño, las cargas muertas para los elementos no estructurales horizontales se consideran como cargas verticales uniformes por unidad de área de superficie o proyección horizontal, aplicada en las zonas correspondientes en que se localizan tales elementos. En la determinación de las cargas muertas producidas por tales elementos se debe usar la densidad de masa real de los materiales y un espesor realista. Como guía, en la tabla B.3.2-1 se sugieren las densidades de masa mínimas (tales valores deben ser multiplicados por* **g** *y por el espesor correspondiente en m para obtener las cargas muertas en N/m^2). En las tablas B.3.4.1-1 a B.3.4.1-4 se dan valores de cargas muertas de los materiales típicos en elementos no estructurales horizontales, los cuales corresponden a valores mínimos promedio. El diseñador estructural debe tener en cuenta la posibilidad de variación de estos valores debido a diferencias en los materiales locales y en la práctica constructiva.*]

Tabla B.3.4.1-1
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – Cielo raso

Componente	*Carga* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Cielo raso		
Canales suspendidas de acero	0.10	10
Ductos mecánicos	0.20	20
Entramado metálico suspendido afinado en cemento.	0.70	70
Entramado metálico suspendido afinado en yeso.	0.50	50
Fibras acústicas	0.10	10
Pañete en yeso o concreto	0.25	25
Pañete en entramado de madera	0.80	80
Tableros de yeso	0.0080 (por mm de espesor)	8 (por cm de espesor)
Sistema de suspensión de madera.	0.15	15

Tabla B.3.4.1-2
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – relleno de pisos

Componente	*Carga* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Relleno de piso		
Arena	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Concreto con escoria	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Concreto con piedra	0.0250 (por mm de espesor)	25 (por cm de espesor)
Concreto ligero	0.0150 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)

Tabla B.3.4.1-3
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos

Componente	*Carga* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Pisos y acabados		
Acabado de piso en concreto	0.0200 (por mm de espesor)	20 (por cm de espesor)
Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo	1.50	150
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero.	0.80	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero.	1.10	110
Baldosa sobre 25 mm de mortero	1.10	110
Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero	1.50	150
Bloque de madera (75 mm) sin relleno	0.50	50
Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero	0.80	80
Durmientes de madera, 20 mm	0.15	15
Madera densa, 25 mm	0.20	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	1.60	160
Piso asfáltico o linóleo, 6 mm	0.05	5
Pizarra	0.030 (por mm de espesor)	30 (por cm de espesor)
Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm	1.50	150
Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa	0.90	90
Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto	1.50	150

Tabla B.3.4.1-4
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – cubiertas

Componente	*Carga* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Cubierta		
Cobre o latón	0.05	5
Cubiertas aislantes		
Fibra de vidrio	0.0020 (por mm de espesor)	2.0 (por cm de espesor)
Tableros de fibra	0.0030 (por mm de espesor)	3.0 (por cm de espesor)
Perlita	0.0015 (por mm de espesor)	1.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliestireno	0.0005 (por mm de espesor)	0.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliuretano	0.0010 (por mm de espesor)	1.0 (por cm de espesor)
Cubiertas corrugadas de asbesto-cemento	0.20	20
Entablado de madera	0.0060 (por mm de espesor)	6.0 (por cm de espesor)
Láminas de yeso, 12 mm	0.10	10
Madera laminada (según el espesor)	0.0100 (por mm de espesor)	10.0 (por cm de espesor)
Membranas impermeables:		
Bituminosa, cubierta de grava	0.25	25
Bituminosa, superficie lisa	0.10	10
Líquido aplicado	0.05	5
Tela asfáltica de una capa	0.03	3
Marquesinas, marco metálico, vidrio de 10 mm	0.40	40
Tableros de fibra, 12 mm	0.05	5
Tableros de madera, 50 mm	0.25	25
Tableros de madera, 75 mm	0.40	40
Tablero metálico, calibre 20 (0.9 mm de espesor nominal)	0.08	8
Tablero metálico, calibre 18 (1.2 mm de espesor nominal)	0.08	8
Tablillas (shingles) de asbesto – cemento	0.20	20
Tablillas (shingles) de asfalto	0.10	10
Tablillas (shingles) de madera	0.15	15
Teja de arcilla, incluyendo el mortero	0.80	80

B.3.4.2 — ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES VERTICALES — Los elementos no estructurales verticales son aquellos cuya dimensión vertical es substancialmente mayor que su mínima dimensión horizontal y se encuentran erguidos libremente o soportados por los elementos estructurales verticales o fijados a ellos o anclados solamente a las losas de entrepiso. Tales elementos incluyen, entre otros: fachadas, muros no estructurales, particiones, recubrimiento de muros, enchapes, ornamentación arquitectónica, ventanas, puertas, y ductos verticales de servicios. En las edificaciones en las cuales se puedan disponer particiones, se debe hacer provisión de carga para ellas, ya sea que estas figuren o no, en los planos arquitectónicos.

Tabla B.3.4.2-1
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – recubrimiento de muros

Componente	*Carga* (kN/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga* (kgf/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Recubrimiento de muros		
Baldosín de cemento	0.80	80
Entablado de madera	0.0060 (por mm de espesor)	6.0 (por cm de espesor)
Madera laminada (según el espesor)	0.0100 (por mm de espesor)	10.0 (por cm de espesor)
Tableros aislantes para muros		
Espuma de poli estireno	0.0005 (por mm de espesor)	0.5 (por cm de espesor)
Espuma de poliuretano	0.0010 (por mm de espesor)	1.0 (por cm de espesor)
Fibra o acrílico	0.0020 (por mm de espesor)	2.0 (por cm de espesor)
Perlita	0.0015 (por mm de espesor)	1.5 (por cm de espesor)
Tableros de fibra	0.0030 (por mm de espesor)	3.0 (por cm de espesor)
Tableros de fibra, 12 mm	0.05	5
Tableros de yeso, 12 mm	0.10	10

Tabla B.3.4.2-2
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – particiones livianas

Componente	*Carga* (kN/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga* (kgf/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Particiones livianas		
Particiones móviles de acero (altura parcial)	0.50	50
Particiones móviles de acero (altura total)	0.20	20
Poste en madera o acero, yeso de 12 mm a cada lado	0.90	90
Poste en madera, 50 x 100, sin pañetar	0.30	30
Poste en madera, 50 x 100, pañete por un lado	0.60	60
Poste en madera, 50 x 100, pañete por ambos lados	2.00	200

Tabla B.3.4.2-3
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – enchapes

Componente	*Carga* (kN/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga* (kgf/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Enchape		
Enchape cerámico	0.015 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Enchape en arenisca	0.013 (por mm de espesor)	13 (por cm de espesor)
Enchape en caliza	0.015 (por mm de espesor)	15 (por cm de espesor)
Enchape en granito	0.017 (por mm de espesor)	17 (por cm de espesor)

Tabla B.3.4.2-4
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – muros

Componente	*Carga* (kN/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga* (kgf/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Muros		
Exteriores de paneles (postes de acero o madera):		
Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm	1.00	100
Exteriores con enchape en ladrillo	2.50	250
Mampostería de bloque de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Pañetado en ambas caras	1.80 2.50 3.10 3.80 4.40	180 250 310 380 440
Sin pañetar	1.30 2.00 2.60 3.30 3.90	130 200 260 330 390
Mampostería de bloque de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Sin relleno	1.40 1.45 1.90 2.25 2.60	140 145 190 225 260
Relleno cada 1.2 m	1.70 2.25 2.70 3.15	170 225 270 315
Relleno cada 1.0 m	1.80 2.30 2.80 3.30	180 230 280 330
Relleno cada 0.8 m	1.80 2.40 3.00 3.45	180 240 300 345
Relleno cada 0.6 m	2.00 2.60 3.20 3.75	200 260 320 375
Relleno cada 0.4 m	2.20 2.90 3.60 4.30	220 290 360 430
Todas las celdas llenas	3.00 4.00 5.00 6.10	300 400 500 610
Mampostería maciza de arcilla:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Sin pañetar	1.90 2.90 3.80 4.70 5.50	190 290 380 470 550
Mampostería maciza de concreto:	*Espesor del muro (en mm)*	*Espesor del muro (en cm)*
	100 150 200 250 300	*10 15 20 25 30*
Sin pañetar	2.00 3.10 4.20 5.30 6.40	200 310 420 530 640

Tabla B.3.4.2-5
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales verticales – ventanas

Componente	*Carga* (kN/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kN/m)*	*Carga* (kgf/m^2) *por m^2 de superficie vertical (multiplicar por la altura del elemento en m para obtener cargas distribuidas en kgf/m)*
Ventanas		
Muros cortina de vidrio, entramado y marco	0.50	50
Ventanas, vidrio, entramado y marco	0.45	45

[Nota: *Para propósitos de diseño, las cargas muertas causadas por los elementos no estructurales verticales se consideran como cargas concentradas, o distribuidas por unidad de longitud del elemento no estructural. Como una guía, se sugieren los valores mínimos de densidad de masa de la tabla B.3.2-1 (los valores allí dados deben multiplicarse por* **g**, *por el espesor correspondiente en m, y por la altura del elemento en m, con el fin de obtener cargas muertas uniformes distribuidas en N/m). En las tablas B.3.4.2-1 a B.3.4.2-5 se dan los valores de carga muerta de los materiales típicos empleados en los elementos no estructurales verticales, en kN por unidad de área vertical en m^2. Para obtener las cargas muertas distribuidas en kN/m, los valores sugeridos en las tablas B.3.4.2-1 a B.3.4.2-5 deben multiplicarse por la altura en m del elemento no estructural vertical. Los valores dados en las tablas B.3.2-1 y B.3.4.2-1 a B.3.4.2-5, corresponden a valores mínimos promedio; el diseñador estructural debe tener en cuenta la posibilidad de variación de estos valores debido a diferencias en los materiales locales y en la práctica constructiva.*]

[Nota: *La carga muerta de los elementos no estructurales verticales internos, como muros y particiones interiores, puede considerarse como una carga muerta uniforme vertical por unidad de área cuando los elementos estructurales secundarios del sistema de piso sean capaces de soportar las cargas concentradas o distribuidas causadas por ellas, sin que se afecte el nivel de resistencia o servicio del sistema de piso del elemento no estructural. Si los elementos no estructurales verticales tienen más de un nivel de altura, sus cargas muertas deben considerarse como cargas concentradas o distribuidas. La carga muerta de fachadas y elementos de cerramiento de la edificación debe considerarse como cargas distribuidas sobre el borde de la losa.*]

B.3.4.3 — VALORES MÍNIMOS ALTERNATIVOS PARA CARGAS MUERTAS DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES — En edificaciones con alturas entre pisos terminados menores a 3 m, se pueden utilizar los valores mínimos de carga muerta en kN/m^2 de área horizontal en planta, dados en la tabla B.3.4.3-1 según el tipo de ocupación, en vez de aquellos obtenidos del análisis detallado de las cargas muertas causadas por los elementos no estructurales.

Tabla B.3.4.3-1
Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado

Ocupación		***Fachada y particiones*** (kN/m^2) ***m^2 de área en planta***	***Afinado de piso y cubierta*** (kN/m^2) ***m^2 de área en planta***	***Fachada y particiones*** (kgf/m^2) ***m^2 de área en planta***	***Afinado de piso y cubierta*** (kgf/m^2) ***m^2 de área en planta***
Reunión	Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios.	1.0	1.8	100	180
Oficinas	Particiones móviles de altura total	1.0	1.8	100	180
	Particiones fijas de mampostería	2.0	1.8	200	180
Educativos	Salones de clase	2.0	1.5	200	150
Fábricas	Industrias livianas	0.8	1.6	80	160
Institucional	Internados con atención a los residentes	2.0	1.6	200	160
	Prisiones, cárceles, reformatorios y centros de detención	2.5	1.8	250	180
	Guarderías.	2.0	1.6	200	160
Comercio	Exhibición y venta de mercancías.	1.5	1.4	150	140
Residencial	Fachada y particiones de mampostería.	3.0	1.6	300	160
	Fachada y particiones livianas.	2.0	1.4	200	140
Almacena-miento	Almacenamiento de materiales livianos.	1.5	1.5	150	150
Garajes	Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000 kg	0.2	1.0	20	100

B.3.5 — EQUIPOS FIJOS

Dentro de las cargas muertas deben incluirse la masa correspondiente de todos los equipos fijos que estén apoyados sobre elementos estructurales tales como ascensores, bombas hidráulicas, transformadores, equipos de aire acondicionado y ventilación y otros.

B.3.6 — CONSIDERACIONES ESPECIALES

Los profesionales que participen en la construcción y la supervisión técnica, y el propietario de la edificación, deben ser conscientes de los valores de las cargas muertas utilizadas en el diseño y tomar las precauciones necesarias para verificar en la obra que los pesos de los materiales utilizados no superen los valores usados en el diseño. Es responsabilidad de quien suscribe como constructor la licencia de construcción el cumplimiento de este requisito. Véase A.1.3.6.5.

CAPÍTULO B.4
CARGAS VIVAS

B.4.1 — DEFINICIÓN

B.4.1.1 — Las cargas vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento y sismo.

B.4.1.2 — Las cargas vivas en las cubiertas son aquellas causadas por:

(a) Los materiales, equipos y trabajadores utilizados en el mantenimiento de la cubierta y

(b) Las causadas por objetos móviles, tales como materas u otros objetos decorativos, y por las personas que tengan acceso a ellas.

B.4.2 — CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS

B.4.2.1 — **CARGAS VIVAS REQUERIDAS** — Las cargas vivas que se utilicen en el diseño de la estructura deben ser las máximas cargas que se espera ocurran en la edificación debido al uso que ésta va a tener. En ningún caso estas cargas vivas pueden ser menores que las cargas vivas mínimas que se dan en las tablas B.4.2.1-1 y B.4.2.1-2.

Tabla B.4.2.1-1
Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m^2) m^2 de área en planta	Carga uniforme (kgf/m^2) m^2 de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
Garajes	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
Coliseos y Estadios	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

Tabla B.4.2.1-2
Cargas vivas mínimas en cubiertas

Tipo de cubierta	*Carga uniforme* (kN/m^2) *m^2 de área en planta*	*Carga uniforme* (kgf/m^2) *m^2 de área en planta*
Cubiertas, Azoteas y Terrazas	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
Cubiertas usadas para jardines de cubierta o para reuniones	5.00	500
Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.35	35
Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.50	50

Nota-1 — La carga viva de la cubierta no debe ser menor que el máximo valor de las cargas vivas usadas en el resto de la edificación, y cuando esta tenga uso mixto, tal carga debe ser la mayor de las cargas vivas correspondientes a los diferentes usos.

B.4.2.2 — EMPUJE EN PASAMANOS Y ANTEPECHOS — Las barandas, pasamanos de escaleras y balcones, y barras auxiliares tanto exteriores como interiores, y los antepechos deben diseñarse para que resistan una fuerza horizontal de 1.00 kN/m (100 kgf/m) aplicada en la parte superior de la baranda, pasamanos o antepecho y deben ser capaces de transferir esta carga a través de los soportes a la estructura. Para viviendas unifamiliares, la carga mínima es de 0.4 kN/m. (40 kgf/m). En estadios y coliseos esa carga mínima horizontal de barandas y antepechos no será menor de 2.5 kN/m (250 kgf/m). En estos y otros escenarios públicos las barandas deberán ser sometidas a pruebas de carga, las cuales deben ser dirigidas y documentadas por el Supervisor Técnico antes de ser puestas en servicio.

Las barandas intermedias (todas excepto los pasamanos) y paneles de relleno se deben diseñar para soportar una carga normal aplicada horizontalmente de 0.25 kN (25 kgf) sobre un área que no exceda 0.3 m de lado, incluyendo aberturas y espacios entre barandas. No es necesario superponer las acciones debidas a estas cargas con aquellas de cualquiera de los párrafos precedentes.

Los sistemas de barreras para vehículos, en el caso de automóviles de pasajeros, se deben diseñar para resistir una única carga de 30 kN (3000 kgf) aplicada horizontalmente en cualquier dirección al sistema de barreras, y debe tener anclajes o uniones capaces de transferir esta carga a la estructura. Para el diseño del sistema, se debe suponer que la carga va a actuar a una altura mínima de 0.5 m por encima de la superficie del piso o rampa sobre un área que no exceda 0.3 m de lado, y no es necesario suponer que actuará conjuntamente con cualquier carga para pasamanos o sistemas de protección especificada en los párrafos precedentes. Las cargas indicadas no incluyen sistemas de barreras en garajes para vehículos de transporte público y camiones; en estos casos se deben realizar los análisis apropiados que contemplen estas situaciones.

B.4.3 — CARGA PARCIAL

Cuando la luz de un elemento esté cargada parcialmente con la carga viva de diseño produciendo un efecto más desfavorable que cuando está cargada en la totalidad de la luz, este efecto debe ser tenido en cuenta en el diseño.

B.4.4 — IMPACTO

Cuando la estructura quede sometida a carga viva generadora de impacto, la carga viva debe incrementarse, para efectos de diseño, por los siguientes porcentajes:

(a) Soportes de Elevadores y Ascensores, ... 100%
(b) Vigas de puentes grúas con cabina de operación y sus conexiones, ... 25%
(c) Vigas de puentes grúas operados por control remoto y sus conexiones, ... 10%
(d) Apoyos de maquinaria liviana, movida mediante motor eléctrico o por un eje, ... 20%

(e) Apoyos de maquinaria de émbolo o movida por motor a pistón, no menos de 50%
(f) Tensores que sirvan de apoyo a pisos o balcones suspendidos y escaleras, ... 33%

B.4.5 — REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA

B.4.5.1 — REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA POR ÁREA AFERENTE — Cuando el área de influencia del elemento estructural sea mayor o igual a 35 m^2 y la carga viva sea superior a 1.80 kN/m^2 (180 kgf/m^2) e inferior a 3.00 kN/m^2 (300 kgf/m^2), la carga viva puede reducirse utilizando la ecuación B.4.5-1:

$$L = L_o\left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}}\right) \qquad \textbf{(B.4.5-1)}$$

Donde:

L = carga viva reducida, en kN/m^2
L_o = carga viva sin reducir, en kN/m^2
A_i = área de influencia del elemento en m^2

B.4.5.1.1 — La carga viva reducida no puede ser menor del 50% de L_o en elementos que soporten un piso ni del 40% de L_o en dos o más pisos**.**

B.4.5.1.2 — El área de influencia es el área de los paneles adyacentes al elemento considerado, en tal forma que para columnas y vigas equivale al área de los paneles de placa que tocan el elemento, así:

vigas centrales	A_i = área de dos paneles
vigas de borde	A_i = área de un panel
columnas centrales	A_i = área de cuatro paneles
columnas de borde	A_i = área de dos paneles
columnas de esquina	A_i = área de un panel

Para elementos que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos

B.4.5.2 — REDUCCIÓN POR NÚMERO DE PISOS — Alternativamente a lo estipulado en el numeral anterior en edificios de cinco pisos o más la carga viva para efectos del diseño de las columnas y la cimentación puede tomarse como la suma de las cargas vivas de cada piso multiplicadas por el coeficiente r correspondiente a ese piso:

$r = 1.0$	para $i = n$ a $i = n-4$ (cinco pisos superiores)
$r = 1.0 + 0.10(in + 4)$	para $i = n-5$ a $i = n-8$
$r = 0.5$	para $i = n-9$ en adelante

Donde:

n = número de pisos del edificio
i = número del piso donde se aplica el coeficiente r

B.4.6 – PUENTE GRÚAS

En el diseño de las vigas carrilera de los puente grúas debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal equivalente a por lo menos el 20% de la suma de los pesos de la grúa y la carga levantada. En la suma no entra el peso de las partes estacionarias del puente grúa. Esta fuerza debe suponerse colocada en la parte superior de los rieles, normalmente a los mismos y debe distribuirse entre las vigas teniendo en cuenta la rigidez lateral de la estructura que soporta los rieles. Además debe tenerse en cuenta una fuerza horizontal longitudinal, aplicada al tope del riel, igual al 10% de las cargas máximas de rueda de la grúa.

B.4.7 — EFECTOS DINÁMICOS

Las edificaciones 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 naturales verticales iguales o superiores a 5 Hz (períodos naturales verticales menores de 0.2 s).

B.4.8 — CARGAS EMPOZAMIENTO DE AGUA Y DE GRANIZO

B.4.8.1 — GENERALIDADES — En el diseño estructural de cubiertas se deben considerar los efectos de empozamiento de agua y de granizo. El empozamiento de agua se produce por obstrucción de los sistemas de drenaje de la cubierta, el cual puede ocurrir por debido a residuos, hojas de árboles, o granizo, entre otras fuentes de obstrucción. La determinación de las cargas por empozamiento de agua y granizo se realiza de la siguiente manera:

(a) Toda cubierta debe disponer de sistema auxiliar de evacuación del exceso de agua cuando se presenta una obstrucción de las bajantes normales. Este sistema puede consistir en gárgolas, rebosaderos u otros implementos que eviten la acumulación de agua y la evacuen de forma confiable ante la obstrucción de las bajantes del sistema de drenaje.

(b) La carga de empozamiento de agua, $\mathbf{L_e}$, se determina con base en el volumen de agua que es posible contener hasta que se alcance el nivel de los elementos del sistema auxiliar de evacuación del exceso de agua, como se indica en B.4.8.2.

B.4.8.2 — CARGA POR EMPOZAMIENTO DE AGUA

B.4.8.2.1 — El proyecto hidráulico de la edificación debe incluir el diseño del sistema de drenaje de la cubierta y del sistema auxiliar de evacuación del exceso de agua y definirá el volumen de agua que pueda acumularse antes de que el sistema auxiliar de drenaje del exceso opere. Es responsabilidad del constructor que suscribe la licencia de construcción aprobar el proyecto hidráulico y asegurarse de que los sistemas de drenaje normal y auxiliar sean apropiados y de suministrar la información acerca del volumen de agua que pueda acumularse al diseñador estructural.

B.4.8.2.2 — Con base en la información suministrada por el constructor el diseñador estructural determinará las cargas causadas por el volumen de agua que pueda acumularse antes de que el sistema auxiliar de drenaje del exceso opere y su distribución a los elementos estructurales de soporte de la cubierta realizando su diseño de tal manera que sean capaces de resistir este peso sin fallar.

B.4.8.2.3 — Para cubiertas en estructura metálica, la revisión del empozamiento debe tener adicionalmente en cuenta lo indicado en F.2.2.3.9.

B.4.8.3 — CARGA DE GRANIZO

B.4.8.3.1 — Las cargas de granizo, $\mathbf{G}$, deben tenerse en cuenta en las regiones del país con más de 2 000 metros de altura sobre el nivel del mar o en lugares de menor altura donde la autoridad municipal o distrital así lo exija.

B.4.8.3.2 — En los municipios y distritos donde la carga de granizo deba tenerse en cuenta, su valor es de 1.0 kN/m^2 (100 kgf/m^2). Para cubiertas con una inclinación mayor a 15° este valor puede reducirse a 0.5 kN/m^2 (50 kgf/m^2).

CAPÍTULO B.5
EMPUJE DE TIERRA Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA

B.5.1 — EMPUJE EN MUROS DE CONTENCIÓN DE SÓTANOS

B.5.1.1 — En el diseño de los muros de contención de los sótanos y otras estructuras aproximadamente verticales localizadas bajo tierra, debe tenerse en cuenta el empuje lateral del suelo adyacente. Igualmente deben tenerse en cuenta las posibles cargas tanto vivas como muertas que puedan darse en la parte superior del suelo adyacente. Cuando parte o toda la estructura de sótano está por debajo del nivel freático, el empuje debe calcularse para el peso del suelo sumergido y la totalidad de la presión hidrostática. Deben consultarse los requisitos del Título H del Reglamento.

B.5.1.2 — El coeficiente de empuje de tierra deberá elegirse en función de las condiciones de deformabilidad de la estructura de contención, pudiéndose asignar el coeficiente de empuje activo cuando las estructuras tengan libertad de giro y de traslación; en caso contrario, el coeficiente será el de reposo o uno mayor, hasta el valor del pasivo, a juicio del ingeniero geotecnista y de acuerdo con las condiciones geométricas de la estructura y de los taludes adyacentes, cumpliendo los requisitos adicionales del Título H del Reglamento.

B.5.2 — PRESIÓN ASCENDENTE, SUBPRESIÓN, EN LOSAS DE PISO DE SÓTANOS

En el diseño de la losa de piso de sótano y otras estructuras aproximadamente horizontales localizadas bajo tierra debe tenerse en cuenta la totalidad de la presión hidrostática ascendente aplicada sobre el área. La cabeza de presión hidrostática debe medirse desde el nivel freático. La misma consideración debe hacerse en el diseño de tanques y piscinas. Véase el capítulo C.23.

B.5.3 — SUELOS EXPANSIVOS

Cuando existan suelos expansivos bajo la cimentación de la edificación, o bajo losas apoyadas sobre el terreno, la cimentación, las losas y los otros elementos de la edificación, deben diseñarse para que sean capaces de tolerar los movimientos que se presenten, y resistir las presiones ascendentes causadas por la expansión del suelo, o bien los suelos expansivos deben retirarse o estabilizarse debajo y en los alrededores de la edificación, de acuerdo con las indicaciones del ingeniero geotecnista. Debe consultarse el Titulo H del Reglamento.

B.5.4 — ZONAS INUNDABLES

En aquellas zonas designadas por la autoridad competente como inundables, el sistema estructural de la edificación debe diseñarse y construirse para que sea capaz de resistir los efectos de flotación y de desplazamiento lateral causados por los efectos hidrostáticos, hidrodinámicos y de impacto de objetos flotantes.

Notas

CAPÍTULO B.6
FUERZAS DE VIENTO

B.6.1 — ALCANCE

A continuación se presentan métodos para calcular las fuerzas de viento con que debe diseñarse el sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV) de las edificaciones, sus componentes y elementos de revestimiento. No es aplicable a las estructuras de forma o localización especiales, las cuales requieren investigación apropiada, ni a las que puedan verse sometidas a oscilaciones graves inducidas por el viento, ni tampoco a estructuras de puentes. Cuando existan resultados experimentales, obtenidos en túneles de viento, éstos pueden usarse en lugar de los especificados en este capítulo, siempre y cuando reciban la aprobación de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes.

B.6.1.1 — PROCEDIMIENTOS PERMITIDOS — Las cargas de diseño para edificios y otras estructuras, incluyendo el SPRFV y todos los componentes y elementos de revestimiento de estos, se determinaran usando uno de los siguientes procedimientos:

Método 1 — Procedimiento Simplificado, para edificios que cumplan los requisitos especificados en la sección B.6.4

Método 2 — Procedimiento Analítico, para edificios que cumplan los requisitos especificados en la sección B.6.5.

Método 3 — Procedimiento de Túnel de Viento como se especifica en la sección B.6.6.

B.6.1.2 — PRESIONES DE VIENTO QUE ACTÚAN EN CARAS OPUESTAS DE CADA SUPERFICIE DEL EDIFICIO — Para el cálculo de las cargas de viento de diseño del SPRFV, se deberá tomar la suma algebraica de las presiones que actúan en caras opuestas de cada superficie del edificio.

B.6.1.3 — CARGA DE VIENTO DE DISEÑO MÍNIMA — La carga de viento de diseño, determinada mediante cualquiera de los procedimientos de la sección B.6.1.1, no deberá ser menor a la especificada a continuación.

B.6.1.3.1 — ***Sistema Principal Resistente a Cargas de Viento (SPRFV)*** — Para una edificación cerrada, parcialmente cerrada o para cualquier estructura, la carga de viento a usarse en el diseño de SPRFV no será menor a la multiplicación de 0.40 kN/m^2 por el área de la edificación o estructura, proyectada a un plano vertical normal a la dirección de viento en estudio.

B.6.1.3.2 — ***Componentes y Revestimientos*** — La presión de viento de diseño para los componentes y revestimientos de la estructura no será menor a una presión neta de 0.40 kN/m^2 actuando en cualquier dirección normal a la superficie.

B.6.2 — DEFINICIONES

Las siguientes definiciones se aplican a este capítulo:

Aberturas — Vanos o espacios en el cerramiento del edificio, que permiten la circulación del aire a través del cerramiento y que se diseñan como “abiertos” durante vientos de diseño como se define en estas especificaciones.

Altura de la cornisa**, h** — La distancia desde la superficie del suelo adyacente al edificio hasta la cornisa en una determinada pared. Si la altura de la cornisa varía a lo largo de la pared, se tomará la altura promedio.

Altura media de cubierta**, h** — El promedio de la altura hasta la cornisa y la altura hasta el punto más elevado de la cubierta. Para cubiertas con ángulos de inclinación menores o iguales a 10^o, la altura media de cubierta será la altura de la cornisa.

Aprobado — Aceptado por la autoridad competente.

Área efectiva — El área usada para determinar GC_p . Para elementos de componentes y paneles de revestimiento, el área efectiva en las figs. B.6.5-8A a B.6.5-14 y en la Fig. B.6.5-16A, B, C y D y es la longitud de luz multiplicada por un ancho efectivo que no debe ser menor que un tercio de la longitud del tramo. Para los elementos de amarre de revestimientos, el área efectiva de viento no será mayor que el área tributaria de un amarre individual.

Colina — Con respecto a los efectos topográficos de la sección B.6.5.7, se refiere a una superficie de terreno caracterizada por un cambio notable de relieve en cualquier dirección horizontal.

Componentes y revestimientos — Aquellos elementos que no forman parte del sistema principal resistente a fuerzas de viento, SPRFV.

Cubierta libre — Cubierta con una configuración similar a la de las figs. B.6.5-15A a B.6.5-15D (a una, dos aguas o en artesa), en un edificio abierto sin paredes de cerramiento bajo la superficie del cubierta.

Edificio abierto — Un edificio con aberturas de al menos 80% del área en cada una de las paredes que conforman el cerramiento del edificio (fachadas y cubiertas). Se expresa esta condición mediante la siguiente ecuación $A_o \geq 0.8Ag$ $A_o \geq 0.8A_g$, donde:

A_o = área total de aberturas en una pared que reciba presión positiva externa, en m^2.

A_g = área total de la pared a la cual A_o hace referencia.

Edificio bajo — Edificio cerrado o parcialmente cerrado que cumpla con las siguientes condiciones:

(a) Altura media de la cubierta (h) menor o igual a 18 m (60 ft).

(b) Altura media de la cubierta (h) no excede la menor dimensión horizontal del edificio.

Edificio cerrado — Un edificio que no cumpla los requerimientos de edificios abiertos o parcialmente cerrados.

Edificio de diafragma simple — Un edificio en el cual las cargas de viento a barlovento y sotavento se trasmiten a través de los diafragmas de piso y cubierta hacia un mismo SPRFV, es decir no tiene separaciones estructurales.

Estructura o edificio de forma regular — Un edificio u otra estructura que no tenga geometría irregular en su forma espacial.

Estructura o edificio rígido — Un edificio u otra estructura cuya frecuencia fundamental sea mayor o igual a $1\,Hz$.

Edificio parcialmente cerrado — Un edificio que cumpla las siguientes condiciones:

(a) El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede por más de 10% a la suma de las áreas de aberturas en el área restante del revestimiento del edificio (paredes y cubierta).

(b) El área total de aberturas en una pared que soporta cargas positivas, excede de 0.37 m^2 o 1% del área de esa pared (la que sea menor), y el porcentaje de aberturas en el área restante del revestimiento del edificio no excede 20%.

Estas condiciones se expresan mediante las siguientes condiciones:

$A_o > 1.10A_{oi}$

$A_o > 0.37m^2$ o $A_o > 0.01A_g$, el que sea menor, y $A_{oi}/A_{gi} \leq 0.20$

donde

A_o = área total de aberturas en una pared que reciba presión positiva externa, en m^2.

A_g = área total de la pared a la cual A_o hace referencia.

A_{oi} = la suma de las áreas de aberturas, sin incluir A_o , en la revestimiento del edificio (paredes y cubierta), en m^2.

A_{gi} = la suma de las áreas brutas, sin incluir A_g , del revestimiento del edificio (paredes y cubierta), en m^2

Edificio u otra estructura flexible — Edificios u otras estructuras esbeltas con frecuencia natural fundamental menor a 1 Hz.

Escarpe — Con respecto a los efectos topográficos de la sección B.6.5.7, se refiere a un acantilado o pendiente fuerte que separa dos niveles de terreno (véase Fig. B.6.5-1).

***Factor de importancia*, I** — Factor que tiene en cuenta el grado de amenaza a la vida humana y daño a la propiedad.

***Fuerza de diseño*, F** — Fuerza estática equivalente usada para determinar las cargas de viento para edificios abiertos y otras estructuras.

Literatura reconocida — Investigaciones publicadas o documentos técnicos que han sido aprobados.

Material para vidriado — Elementos de vidrio, incluyendo vidrio recocido, vidrio con recubrimiento orgánico, vidrio templado, vidrio laminado, vidrio armado, láminas de material plástico o combinaciones de éstos usados en vidriados (véase K.4.1.2).

***Presión de diseño*, p** — Presión estática equivalente usada para determinar cargas de viento para edificios.

Revestimiento del edificio — Componentes que cierren el edificio como cubiertas, claraboyas, paredes exteriores, puertas y ventanas.

Revestimiento resistente a impactos — Un cerramiento diseñado para proteger los materiales para vidriados.

***Sistema principal resistente a cargas de viento* (SPRFV)** — Un conjunto de elementos estructurales destinado a brindar apoyo y estabilidad a la estructura en su totalidad. El sistema generalmente recibe las cargas de viento provenientes de más de una superficie.

***Velocidad de viento*, V** — Como se especifica en la sección B.6.5.4, es la velocidad de una ráfaga de 3 segundos medida 10 m por encima del suelo en la Exposición C (Véase sección B.6.5.6.3).

Vidriera — Vidrio o láminas traslucidas de plástico usado en ventanas, puertas, claraboyas o cerramientos.

B.6.3 — NOMENCLATURA

La nomenclatura siguiente comprende las variables utilizadas en el presente capítulo.

A	=	área efectiva para viento, en m^2
A_f	=	área de un edificio u otra estructura abierta. Puede referirse al área normal a la dirección de viento o al área proyectada en un plano normal a la dirección del viento, en m^2
A_g	=	área bruta a la cual hace referencia A_o, en m^2
A_{gi}	=	la suma de las áreas brutas de toda la superficie del envolvente (paredes y cubierta) sin incluir A_g, en m^2
A_o	=	área total de aberturas en una pared que recibe presión positiva externa, en m^2
A_{oi}	=	la suma del área de aberturas de toda la superficie del envolvente (paredes y cubierta) sin incluir A_o, en m^2
A_{og}	=	área total de aberturas en toda la superficie del cerramiento (paredes y cubierta) del edificio, en m^2
A_g	=	área bruta de la pared sólida libre o la valla rígida, en m^2
a	=	ancho de la zona para coeficiente de presión, en m
B	=	dimensión horizontal del edificio medido en dirección normal a la dirección del viento, en m
$\bar{b}$	=	factor de velocidad media de viento horaria en la ec. B.6.5-12 de la tabla B.6.5-2
$\hat{b}$	=	factor de velocidad de ráfaga de 3 segundos, de la tabla B.6.5-2
C_f	=	coeficiente de fuerza a usarse en el cálculo de cargas de viento para estructuras diferentes a edificios
C_N	=	coeficiente de presión neta a usarse en el cálculo de cargas de viento para edificios abiertos

C_p = coeficiente de presión externa a usarse en el cálculo de cargas de viento para edificios

c = factor de intensidad de turbulencia en la ec. B.6.5-3 de la tabla B.6.5-2

D = diámetro de estructura o miembro circular, en m

D' = profundidad de elementos sobresalientes como nervaduras y cornisas, en m

F = fuerza de viento de diseño para estructuras diferentes a edificios, en N

G = factor de efecto ráfaga

G_f = factor de efecto ráfaga para el SPRFV de edificios flexibles y otras estructuras

GC_{pn} = coeficiente de presión combinada para un parapeto

GC_p = producto del coeficiente de presión externa y el factor de efecto ráfaga a usarse en la determinación de cargas de viento para edificios

GC_{pf} = producto del coeficiente equivalente de presión externa y el factor de efecto ráfaga a usarse en la determinación de cargas de viento para el SPRFV de edificios bajos

GC_{pi} = producto del coeficiente de presión interna y el factor de efecto ráfaga a usarse en la determinación de cargas de viento para edificios

g_Q = factor pico para respuesta del entorno en las ecs. B.6.5-2 y B.6.5-6

g_R = factor pico para respuesta de resonancia en las ec. B.6.5-6

g_v = factor pico para respuesta de viento en las ecs. B.6.5-2 y B.6.5-6

H = altura de la colina o escarpe en la fig. B.6.5-1, en m

h = altura media de un edificio o altura de cualquier otra estructura. Se debe usar la altura a la cornisa si el ángulo de inclinación e es menor o igual a 10^o, en m.

h_e = altura de la cornisa en una determinada pared o altura promedio de cornisa si esta varía a los largo de la estructura.

I = factor de importancia

$I_{\bar{z}}$ = intensidad de turbulencia de la ec. B.6.5-6

K_1, K_2, K_3 = factores de multiplicación en la fig. B.6.5-1 usados para calcular K_{zt} K_{zt}

K_d = factor de direccionalidad de viento, en la tabla B.6.5-4

K_h = coeficiente de exposición de presión por velocidad evaluado en $z = h$ $z = h$

K_z = coeficiente de exposición de presión por velocidad evaluado a la altura z.

K_{zt} = factor topográfico definido en la sección B.6.5.7

L = dimensión horizontal del edificio medida en dirección paralela a la dirección del viento, en m

L_h = distancia viento arriba de la cresta de la colina o escarpe en la fig. B.6.5-1, donde la diferencia en elevación de terreno es la mitad de la altura de la colina o escarpe, en m

$L_{\bar{z}}$ = longitud integral a escala de la turbulencia (para modelos a escala en túnel de viento), en m

L_r = dimensión horizontal de esquina de retorno para un muro libre o valla maciza de la fig. B.6.5-17, en m

ℓ = factor de escala de longitud integral de la tabla B.6.5-2, en m

N_1 = frecuencia reducida de la ec. B.6.5-10

n_1 = frecuencia natural del edificio, en Hz

p = presión de diseño a usarse en el cálculo de cargas de viento para edificios

p_L = presión de viento actuando en la cara a sotavento en la fig. B.6.5-6, en N/m^2

p_{net} = presión neta de viento de diseño de la ec. B.6.4-2, en N/m^2

p_{net10} = presión neta de viento de diseño para la categoría de exposición B a h=10.0 m

p_s = presión neta de viento de diseño de la ec. B.6.4-1, en N/m^2

p_{s10} = presión de viento de diseño simplificada para la categoría de exposición B a h=10.0 m en la Fig. B.6.4-2

p_w = presión de viento actuando en la cara a barlovento en la fig. B.6.5-6, en N/m^2

Q = factor de respuesta del entorno de la ec. B.6.5-4

q = presión por velocidad, en N/m^2

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura $z = h$, en N/m^2

q_i = presión por velocidad para la determinación de la presión interna, en N/m^2

q_p = presión por velocidad en la parte superior del parapeto, en N/m^2

q_z = presión por velocidad evaluada a una altura z por encima del terreno, en N/m^2

R = factor de respuesta de resonancia de la ec. B.6.5-8

R_B, R_h, R_L = valores de la ec. B.6.5-8

R_i = factor de reducción de la ec. B.6.5-14

R_n = valor de la ec. B.6.5-9

s = dimensión vertical de un muro libre o una valla maciza de la fig. B.6.5-17, en m

V = velocidad básica de viento de la fig. B.6.4-1 en m/s. La velocidad básica de viento corresponde a la velocidad de una ráfaga de 3 segundos a una altura de 10 m por encima del suelo en un terreno de categoría de exposición C

V_i = volumen interno sin particiones, en m^3.

$\bar{V}_{\bar{z}}$ = velocidad de viento promedia por hora a una altura ż. m/s

W = ancho del edificio en las figs. B.6.5-9 y B.6.5-11A y B; y ancho de la luz en las figs. B.6.5-10 y B.6.5-12, en m

X = distancia hasta el centro de presión desde el borde a barlovento, en m

x = distancia tomada desde la cima en la dirección de barlovento o sotavento en la fig. B.6.5-1, en m

z = altura por encima del terreno, en m

$\bar{z}$ = altura equivalente de la estructura, en m

z_g = altura nominal de la capa atmosférica limite usada en este código. Los valores aparecen en la tabla B.6.5-2

z_{min} = altura mínima de exposición de la tabla B.6.5-2

α = exponente para la ley potencial de la velocidad de ráfaga de 3 seg, de la tabla B.6.5-2

$\hat{\alpha}$ = inversa de α de la Tabla B.6.5-2

$\bar{\alpha}$ = exponente para la ley potencial de la velocidad media horaria del viento, ec. B.6.5-12 en la tabla B.6.5-2

β = coeficiente de amortiguamiento, porcentaje crítico para edificios y otras estructuras

ε = coeficiente de área sólida vs área bruta para muros libres, vallas macizas, vallas abiertas, torres de celosía y otras estructuras de celosía

λ = factor de ajuste por altura y exposición del edificio de las figs. B.6.4-2 y B.6.4-3.

$\bar{\varepsilon}$ = exponente para la ley potencial de la escala de longitud integral en la ec. B.6.5-5 obtenido de la tabla B.6.5-2

η = valor usado en la ec. B.6.5-11A (véase sección B.6.5.8.2)

θ = ángulo de inclinación de la cubierta, en grados.

ν = cociente alto/ancho para vallas macizas

B.6.4 — PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

B.6.4.1 — **ALCANCE** — Un edificio cuyas cargas de viento de diseño se determinen de acuerdo con esta sección deberá cumplir las condiciones de B.6.4.1.1 o B.6.4.1.2. Si solamente cumple las condiciones de B.6.4.1.2 para el diseño de los elementos de revestimiento y componentes, el SPRFV deberá diseñarse usando el Método 2 (Procedimiento Analítico) o el Método 3 (Procedimiento de Túnel de Viento).

B.6.4.1.1 — ***Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento (SPRFV)*** — Para el diseño del SPRFV el edificio debe cumplir todas las siguientes condiciones:

(a) El edificio sea de diafragma simple como se define en la sección B.6.2.
(b) El edificio sea bajo de acuerdo con la sección B.6.2.
(c) El edificio sea cerrado como se define en la sección B.6.2 y cumpla las provisiones de zonas propensas a huracanes de acuerdo con la sección B.6.5.9.3.
(d) El edificio sea de forma regular como se define en la sección B.6.2.
(e) El edificio no sea clasificado como flexible como se define en la sección B.6.2.
(f) Las características de respuesta del edificio sean tales que el mismo no esté sujeto a cargas por viento a través de él, a generación de vórtices, a inestabilidad por golpeteo o aleteo, y no esté ubicado en un sitio en el que se puedan presentar efectos de canalización o sacudimiento por la estela de obstrucciones en barlovento, que obliguen a consideraciones especiales.
(g) El edificio tenga una sección transversal aproximadamente simétrica en cada dirección y tenga

una cubierta plana o cubierta a dos o cuatro aguas con ángulo de inclinación $\theta \leq 45°$.

(h) El edificio esta eximido de los casos de carga torsional indicados en la Nota 5 de la fig. B.6.5-7, o estos casos no controlan el diseño de ninguno de los elementos del SPRFV del edificio.

B.6.4.1.2 — ***Componentes y Revestimientos*** — Para el diseño de los componentes y elementos de revestimiento, el edificio debe cumplir todas las siguientes condiciones:

(a) La altura promedio $\mathbf{h}$ es igual o menor a 18.0 m.
(b) El edificio es cerrado como se define en la sección B.6.2 y cumple las provisiones de zonas propensas a huracanes de acuerdo con la sección B.6.5.9.3.
(c) El edificio es de forma regular como se define en la sección B.6.2.
(d) El edificio tiene una cubierta plana, una cubierta a dos aguas con $\theta \leq 45°$ o una cubierta a cuatro aguas con $\theta \leq 27°$.

B.6.4.2 — PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

(a) La velocidad básica de viento $\mathbf{V}$ se determina de acuerdo con la sección B.6.5.4. Deberá suponerse que el viento viene de cualquier dirección horizontal.
(b) El factor de importancia I se determina de acuerdo con la sección B.6.5.5.
(c) La categoría de exposición se determina de acuerdo con la sección B.6.5.6.
(d) Se determina un coeficiente de ajuste por altura y exposición, λ, de acuerdo con la fig. B.6.4-2.

B.6.4.2.1 — ***Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento (SPRFV)*** — Las presiones de viento de diseño simplificado, $\mathbf{p_S}$, representan la presión neta (suma de presiones internas y externas) que se debe aplicar a las proyecciones horizontales y verticales de las superficies del edificio como se muestra en la fig. B.6.4-2. Para la presión horizontal (zonas A, B, C y D), $\mathbf{p_S}$ es la combinación de las presiones netas a barlovento y sotavento, $\mathbf{p_S}$ se determinará con la siguiente Ec.:

$$\mathbf{p_s = \lambda K_{zt} I P_{S10}} \qquad \text{(B.6.4-1)}$$

donde;

λ = factor de ajuste por altura y exposición, de la fig. B.6.4-2 (continuación).
$\mathbf{K_{zt}}$ = factor topográfico como se define en la sección B.6.5.7 evaluado a la altura promedio de la cubierta, $\mathbf{h}$ ecuación B.6.5-1
$\mathbf{I}$ = factor de importancia como se define en la sección B.6.5.5
$\mathbf{P_{S10}}$ = presión de viento de diseño simplificada para la categoría de exposición $\mathbf{B}$, con **h=10** m de la fig. B.6.4-2.

B.6.4.2.1.1 - ***Presiones Mínimas*** **-** Los efectos de carga de las presiones de viento de diseño de la sección B.6.4.2.1 no serán menores que el caso de carga mínima de la sección B.6.1.3.1, suponiendo presiones $\mathbf{p_S}$, de +0.40 kN/m^2 para las zonas A, B, C y D y de 0 kN/m^2 para las zonas E, F, G y H.

B.6.4.2.2 — ***Elementos de Revestimiento y Componentes*** — Para los elementos de revestimiento y componentes diseñados usando el Método Simplificado, las presiones de viento de diseño netas, $\mathbf{p_{net}}$ representan la presión neta (suma de presiones internas y externas) que se debe aplicar en dirección normal a cada superficie del edificio como se muestra en la fig. B.6.4-3.

$$\mathbf{p_{net} = \lambda K_{zt} I P_{net10}} \qquad \text{(B.6.4-2)}$$

donde;

λ = factor de ajuste por altura y exposición, de la fig. B.6.4-2
$\mathbf{K_{zt}}$ = factor topográfico como se define en la sección B.6.5.7 evaluado a la altura promedio de la cubierta, $\mathbf{h}$
$\mathbf{l}$ = factor de importancia como se define en la sección B.6.2

P_{net10} = presión neta de viento de diseño para la categoría de exposición B a $h = 10.0$ m

B.6.4.2.2.1 — *Presiones Mínimas* — Las presiones de viento de diseño positivas y negativas, P_{net} de la sección B.6.4.2.2 no serán menores a +0.4 kN/m^2 y -0.4 kN/m^2, respectivamente.

B.6.4.3 — REVESTIMIENTO PERMEABLE — Las cargas de viento de diseño de la fig. B.6.4-3 se usarán para todos los revestimientos permeables a menos que se demuestre a través de datos experimentales aprobados u otra literatura reconocida, que las cargas son menores para el tipo de revestimiento que está siendo considerado.

B.6.5 – MÉTODO 2 - PROCEDIMIENTO ANALÍTICO

B.6.5.1 — ALCANCE — Un edificio cuyas cargas de viento de diseño sean determinadas de acuerdo con esta sección deberá cumplir las siguientes condiciones:

(a) El edificio o estructura sea de forma regular como se define en la sección B.6.2.
(b) El edificio o estructura no tiene características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, generación de vórtices, inestabilidad debida a golpeteo o aleteo y que por su ubicación, tampoco deben merecer consideración especial los efectos de canalización o sacudimiento por la estela producida por las obstrucciones a barlovento.

B.6.5.2 — LIMITACIONES — Las especificaciones de la sección B.6.5 consideran el efecto del aumento de cargas producto de la resonancia entre ráfagas y vibraciones en la dirección del viento en edificios flexibles y otras estructuras. Los edificios o estructuras que no cumplan las consideraciones de la sección B.6.5.1 o aquellos que tengan forma irregular o características de respuesta inusuales, deberán ser diseñados usando literatura reconocida que documente esos efectos de las cargas de viento o deberán ser diseñados usando el procedimiento de túnel de viento especificado en la sección B.6.6.

B.6.5.2.1 — *Protección de otras edificaciones* — No se harán reducciones de presiones de velocidad producto del apantallamiento de otras estructuras aledañas o producto de las características del terreno.

B.6.5.2.2 — *Revestimientos Permeables* — Para determinar las cargas aplicables a revestimientos permeables se usarán las especificaciones de la sección B.6.5 a menos que se demuestre con ensayos aprobados o literatura reconocida que las cargas son menores.

B.6.5.3 — PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

(a) La *velocidad básica de viento* V, y el factor de dirección de viento K_d se determinarán de acuerdo con la sección B.6.5.4.
(b) El *factor de importancia* I se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.5.
(c) Se determinará para cada dirección de viento una o unas *categorías de exposición* K_z y un *coeficiente de exposición para la presión por velocidad* K_h, de acuerdo con la sección B.6.5.6.
(d) El *factor topográfico* K_{zt}, se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.7.
(e) El *factor de efecto de ráfaga* G o G_f, según aplique, se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.8.
(f) La *clasificación de cerramiento* se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.9.
(g) El *Coeficiente de Presión Interna* GC_{pi} se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.11.1.
(h) El *Coeficiente de Presión Externo* C_p o GC_{pf} o los *Coeficientes de Fuerza* C_f, según aplique, se determinaran de acuerdo con la sección B.6.5.11.2 o B.6.5.11.3 respectivamente.
(i) La *presión por velocidad* q_z o q_h, según aplique, se determinará de acuerdo con la sección B.6.5.10.
(j) La *Carga de Viento de Diseño* p o F se determinará de acuerdo con las secciones B.6.5.12, B.6.5.13, B.6.5.14 y B.6.5.15, según aplique.

B.6.5.4 — VELOCIDAD DE VIENTO BÁSICA — La velocidad de viento básica, V usada en la determinación de las cargas de viento de diseño edificios y otras estructuras se tomará de la Fig. B.6.4-1, excepto con lo especificado en las secciones B.6.5.4.1 y B.6.5.4.2. Se supondrá que el viento proviene de cualquier dirección horizontal.

B.6.5.4.1 — *Regiones Especiales para Viento* — La velocidad básica de viento se incrementará donde

existan registros o la experiencia indique velocidades de viento mayores que las expresadas en la fig. B.6.4-1. Terrenos montañosos, precipicios y las regiones especiales de la figura B.6.4-1 se deberán estudiar para determinar si existen condiciones de viento inusuales. La autoridad respectiva ajustará los valores de la fig. B.6.4-1 para reflejar velocidad de viento locales mayores. Este ajuste se debe hacer basado en información meteorológica y en una estimación de la velocidad básica del viento según las especificaciones de la sección B.6.5.4.2.

B.6.5.4.2 — ***Estimación de la Velocidad Básica del Viento a partir de Información Climática Regional*** — Los datos climáticos regionales se pueden usar en lugar de las velocidades básicas de viento dadas en la figura B.6.4-1 solamente cuando la autoridad competente considere que se han cumplido las siguientes condiciones:

B.6.5.4.2.1 — Se han utilizado procedimientos estadísticos aprobados para el análisis de valores extremos en el tratamiento de los datos, y

B.6.5.4.2.2 — Se han tenido en cuenta la longitud de registros, el error de muestreo, el tiempo promedio, la altura del anemómetro, la calidad de los datos y la exposición del terreno.

B.6.5.4.3 — ***Limitaciones*** — Los tornados no se han considerado en los cálculos de la velocidad de viento básica.

B.6.5.4.4 — ***Factor de Dirección de Viento*** — El Factor de Dirección de Viento, $\mathbf{K_d}$, se determinará con la tabla B.6.5-4. Este factor solo aplicará cuando se use conjuntamente con las combinaciones de carga especificadas en las secciones B.2.3 y B.2.4.

B.6.5.5 — **FACTOR DE IMPORTANCIA** — El factor de importancia, $\mathbf{I}$, para el edificio u otra estructura debe determinarse de la tabla B.6.5-1. de acuerdo con los grupos de uso presentados en la sección A.2.5

B.6.5.6 — **EXPOSICIÓN** — Para cada dirección de viento considerada, la categoría de exposición a barlovento se determinará con base en la rugosidad del terreno que a su vez es determinada por la topografía natural, la vegetación y las estructuras construidas en éste.

B.6.5.6.1 — ***Direcciones de Viento y Sectores*** — Para cada dirección de viento seleccionada para la evaluación de cargas de viento, se debe determinar la exposición del edificio o la estructura para los dos sectores a barlovento que se extienden a 45^o a cada lado de la dirección de viento elegida. Las exposiciones en estos dos sectores se deben determinar de acuerdo con las secciones B.6.5.6.2 y B.6.5.6.3. La exposición que produzca las mayores cargas de viento se usará para representar el viento de esa dirección.

B.6.5.6.2 — ***Categorías de Rugosidad de Terreno*** — Escogiendo entre las categorías de este numeral, se determinará la rugosidad del terreno dentro de cada sector de 45^o para una distancia viento arriba como se define en la sección B.6.5.6.3. Esto se hace con el propósito de asignarle al terreno una categoría de exposición como se define en la sección B.6.5.6.3.

Rugosidad de Terreno B — Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones del tamaño, iguales o mayores al de una vivienda unifamiliar y con poca separación entre ellas.

Rugosidad de Terreno C — Terreno abierto con pocas obstrucciones y con alturas inferiores a 9.0 m. Esta categoría incluye campos planos abiertos, praderas y todas las superficies acuáticas en zonas propensas a huracanes.

Rugosidad de Terreno D — Áreas planas y no obstruidas y superficies acuáticas por fuera de regiones propensas a huracanes. Esta categoría incluye pantanos, salinas y superficies de hielo.

B.6.5.6.3 — ***Categorías de Exposición***

Exposición B — La categoría de exposición B aplica cuando la rugosidad del terreno, como se define en Rugosidad de Terreno B, prevalece por una distancia de al menos 800 m o 20 veces la altura del edificio, la que sea mayor, en la dirección al viento.

EXCEPCIÓN — Para edificios cuya altura media sea menor o igual a 9.0 m, la distancia viento arriba puede

reducirse a 460 m.

Exposición C — La categoría de exposición C aplicará para todos los casos donde no apliquen las categorías B y D.

Exposición D — La categoría de exposición D aplica cuando la rugosidad del terreno, como se define en Rugosidad de Terreno D, prevalece por una distancia mayor a 1500 m o 20 veces la altura del edificio, la que sea mayor, en la dirección de barlovento. La categoría de exposición D se extenderá hacia las áreas viento abajo de las Rugosidades de Terreno B o C por una distancia de 200 m o 20 veces la altura de la edificación, la que sea mayor.

Para una edificación que se ubique en una zona de transición entre categorías, se usará la categoría que produzca mayores fuerzas de diseño.

EXCEPCIÓN - Se permite usar una categoría de exposición intermedia entre las categorías anteriores en una zona de transición, siempre y cuando esta se determine con un proceso analítico definido en la literatura reconocida.

B.6.5.6.4 — *Categorías de Exposición para el SPRFV*

B.6.5.6.4.1 — *Edificios y Otras Estructuras* — Las cargas de viento para el diseño del SPRFV determinadas de la fig. B.6.5-3 deberán basarse en las categorías de exposición definidas en la sección B.6.5.6.3., para cada dirección de viento considerada.

B.6.5.6.4.2 — *Edificios Bajos* — Las cargas de viento para el diseño del SPRFV de edificios bajos se determinarán usando una presión por velocidad $\mathbf{q_h}$ basada en la categoría de exposición que produzca las mayores cargas de viento para cualquier dirección de viento donde se usen los coeficientes de presión externa $\mathbf{GC_{pf}}$ dados en la fig. B.6.5-7.

B.6.5.6.5 — *Categoría de Exposición para Componentes y Elementos de Revestimiento* — Las presiones de diseño para componentes y elementos de revestimiento, en edificios y otras estructuras, deberán basarse en la exposición que de por resultado las mayores cargas de viento en cualquier dirección de viento.

B.6.5.6.6 — *Coeficiente de Exposición de Presión por velocidad* — Basado en la categoría de exposición determinada en la sección B.6.5.3, se define de la Tabla B.6.5-3 un coeficiente de exposición de presión por velocidad $\mathbf{K_z}$ o $\mathbf{K_h}$, según aplique. Para una edificación que se ubique en una zona de transición entre categorías de exposición, es decir cerca a un cambio de rugosidad de terreno, se permitirá tomar valores intermedios de $\mathbf{K_z}$ o $\mathbf{K_h}$, siempre y cuando se determinen por medio de un método racional de análisis definido en la literatura reconocida.

B.6.5.7 — EFECTOS TOPOGRÁFICOS

B.6.5.7.1 — *Aumento de velocidad sobre Colinas o Escarpes* — Se deben incluir en el diseño los efectos de aumento de velocidad del viento sobre colinas aisladas, o escarpes, que constituyan cambios abruptos en la topografía general. Los edificios, las condiciones del sitio y la localización deben cumplir todas las siguientes condiciones:

(a) Que la colina, o escarpe esté aislada y sin obstrucciones en barlovento, por otros accidentes topográficos de altura cercana a 100 veces su altura (100H) o 3 km, la que sea menor. La distancia se debe medir horizontalmente del punto desde el cual la altura *H* de la loma, colina o escarpe se mide.
(b) Que la colina, o escarpe sobresalga por encima del terreno viento arriba por un factor de 2 o más, dentro de un radio de 3 km.
(c) Que la estructura esté localizada en la mitad superior de la colina o cerca de la cresta del escarpe, como se muestra en la fig. B.6.5-1.
(d) Que $\mathbf{H/L_h \geq 0.2}$.
(e) $\mathbf{H}$ es mayor o igual a 4.5 m para la Exposición C y D y 18 m para la Exposición B.

B.6.5.7.2 — *Factor Topográfico* — El efecto de aumento de velocidad de viento se incluirá en el cálculo de cargas de viento de diseño usando el factor K_{zt}:

$$K_{zt} = \left(1 + K_1 K_2 K_3\right)^2 \qquad \textbf{(B.6.5-1)}$$

Donde K_1, K_2 y K_3 se dan en la Fig. B.6.5-1.

Si el sitio o la localización de la estructura no cumple las condiciones especificadas en la sección B.6.5.7.1, entonces $K_{zt} = 1.0$.

B.6.5.8 — FACTOR DE EFECTO RÁFAGA

B.6.5.8.1 — *Estructuras Rígidas* — Para estructuras rígidas como se definen en la sección B.6.2, el factor de efecto ráfaga se tomará como 0.85 o se calculará con la siguiente fórmula:

$$G = 0.925\left(\frac{\left(1 + 1.7 g_Q I_{\bar{z}} Q\right)}{1 + 1.7 g_v I_{\bar{z}}}\right) \qquad \textbf{(B.6.5-2)}$$

$$I_{\bar{z}} = c\left(\frac{10}{\bar{z}}\right)^{1/6} \qquad \textbf{(B.6.5-3)}$$

Donde $I_{\bar{z}}$ = la intensidad de turbulencia a la altura $\bar{z}$, donde $\bar{z}$ = la altura equivalente de la estructura definida como $0.6h$, pero no menor a z_{min} para todas la alturas de edificios h. Para cada exposición z_{min} y c se listan en la tabla B.6.5-2; g_Q y g_v se tomaran como 3.4. La respuesta del entorno Q se define como:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.62\left(\frac{B + h}{L_{\bar{z}}}\right)^{0.63}}} \qquad \textbf{(B.6.5-4)}$$

Donde B y h se definen en la sección B.6.3; y $L_{\bar{z}}$ = longitud integral a escala de la turbulencia (para modelos a escala en túnel de viento). $L_{\bar{z}}$ está definido por:

$$L_{\bar{z}} = \ell\left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\varepsilon}} \qquad \textbf{(B.6.5-5)}$$

Donde ℓ y $\bar{\varepsilon}$ son constantes definidas en la tabla B.6.5-2.

B.6.5.8.2 — *Estructuras Flexibles o Dinámicamente Sensibles* — Para estructuras flexibles o dinámicamente sensibles como se define en la sección B.6.2, el factor efecto ráfaga se calculará mediante la expresión:

$$G_f = 0.925\left(\frac{1 + 1.7 I_{\bar{z}} \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7 g_v I_{\bar{z}}}\right) \qquad \textbf{(B.6.5-6)}$$

g_Q y g_v se tomarán como 3.4 y g_R se calculará con la siguiente ecuación:

$$g_R = \sqrt{2\ln\left(3600 n_1\right)} + \frac{0.577}{\sqrt{2\ln\left(3600 n_1\right)}} \qquad \textbf{(B.6.5-7)}$$

$\mathbf{R}$, el factor de respuesta de resonancia se calcula con la siguiente ecuación:

$$\mathbf{R} = \sqrt{\frac{1}{\beta}\mathbf{R_n R_h R_B}\left(0.53 + 0.47\mathbf{R_L}\right)} \qquad \text{(B.6.5-8)}$$

$$\mathbf{R_n} = \frac{7.47\mathbf{N_1}}{\left(1+10.3\mathbf{N_1}\right)^{5/3}} \qquad \text{(B.6.5-9)}$$

$$\mathbf{N_1} = \frac{\mathbf{n_1 L_{\bar{z}}}}{\mathbf{\bar{V}_{\bar{z}}}} \qquad \text{(B.6.5-10)}$$

$$\mathbf{R_\ell} = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2}\left(1 - \mathbf{e}^{-2\eta}\right) \text{ para } \eta > 0 \qquad \text{(B.6.5-11a)}$$

$$\mathbf{R_\ell} = 1 \text{ para } \eta = 0 \qquad \text{(B.6.5-11b)}$$

Donde el subíndice ℓ en la ec. B.6-11a se tomará como $\mathbf{h}$, $\mathbf{B}$ y $\mathbf{L}$ respectivamente donde $\mathbf{h}$, $\mathbf{B}$ y $\mathbf{L}$ se definen en la sección B.6.3.

η_1 = Frecuencia natural del edificio

$\mathbf{R_\ell = R_h}$ tomando $\eta = \mathbf{4.6 n_1 h}/\mathbf{\bar{V}_{\bar{z}}}$

$\mathbf{R_\ell = R_B}$ tomando $\eta = \mathbf{4.6 n_1 EB}/\mathbf{\bar{V}_{\bar{z}}}$

$\mathbf{R_\ell = R_L}$ tomando $\eta = \mathbf{15.4 n_1 L}/\mathbf{\bar{V}_{\bar{z}}}$

β = porcentaje de amortiguamiento critico

$\mathbf{\bar{V}_{\bar{z}}}$ = velocidad de viento promedia por hora a una altura $\bar{z}$ determinada con la ecuación:

$$\mathbf{\bar{V}_{\bar{z}}} = \mathbf{\bar{b}}\left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\alpha}} \mathbf{V} \qquad \text{(B.6.5-12)}$$

Donde $\bar{b}$ y $\bar{\alpha}$ son constantes listadas en la tabla B.6.5-2 y V es la velocidad básica del viento en m/s.

B.6.5.8.3 — ***Análisis Racional*** — En lugar de los procedimientos definidos en las secciones B.6.5.8.1 y B.6.5.8.2, se permite la determinación del factor efecto ráfaga por medio de cualquier método racional definido en literatura reconocida.

B.6.5.8.4 — ***Limitaciones*** — Donde aparezcan en tablas coeficientes de presión y factores de efecto ráfaga combinados ($\mathbf{GC_p}$, $\mathbf{GC_{pi}}$, y $\mathbf{GC_{pf}}$), no se calculará el factor efecto ráfaga por separado.

B.6.5.9 — CLASIFICACIONES DE LOS CERRAMIENTOS

B.6.5.9.1 — ***General*** — Para efectos de la determinación de coeficientes de presión interna, todos los edificios se deben clasificar como cerrados, parcialmente cerrados o abiertos de acuerdo con la sección B.6.2.

B.6.5.9.2 — ***Aberturas*** — Se deben cuantificar las aberturas en el cerramiento del edificio para determinar la clasificación de cerramiento como se define en la sección B.6.5.9.1.

B.6.5.9.3 — ***Zonas propensas a huracanes*** — Los vidrios de edificios localizados en zonas propensas a huracanes, deberán protegerse con una cobertura resistente a impacto o ser vidrios resistentes a impactos de acuerdo con los requerimientos especificados en las normas ASTM E1886 y ASTM E1996 u otros métodos de ensayo aprobados y criterios de desempeño.

EXCEPCIONES:

(a) Podrán no estar protegidos los vidrios en edificios de categoría II, III o IV localizados a más de 18.0 m por encima del nivel del suelo y a más de 9.0 m sobre cubiertas con superficies de agregado localizados a 450 m al interior del edificio.
(b) Se permiten los vidrios sin protección en edificios de categoría I.

B.6.5.9.4 — *Clasificaciones Múltiples* — Si por definición un edificio cumple con los parámetros de edificio "abierto" y "parcialmente cerrado", se clasificará como un edificio "abierto". Un edificio que no cumpla con las definiciones de edificio "abierto" o "parcialmente cerrado" se clasificará como un edificio "cerrado".

B.6.5.10 — PRESIÓN POR VELOCIDAD — La presión por velocidad, $\mathbf{q_z}$, evaluada a la altura $\mathbf{z}$ se calculará con la siguiente expresión:

$$\mathbf{q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I} \text{ en (N/m}^2\text{); } \mathbf{V} \text{ en m/s} \qquad \textbf{(B.6.5-13)}$$

Donde $\mathbf{K_d}$ es el factor de dirección de viento definido en la sección B.6.5.4.4, $\mathbf{K_z}$ es coeficiente de exposición de presión por velocidad definido en la sección B.6.5.6.6, $\mathbf{K_{zt}}$ es el factor topográfico definido en la sección B.6.5.7.2 y $\mathbf{q_h}$ es la presión por velocidad calculada usando la ecuación B.6.5-13 a la altura media de la cubierta, $\mathbf{h}$.

El coeficiente numérico 0.613 se usará siempre que no haya suficientes registros climáticos para justificar la selección de otro valor.

B.6.5.11 — COEFICIENTES DE PRESIÓN Y FUERZA

B.6.5.11.1 — *Coeficiente de Presión Interna* — Los coeficientes de presión interna, $\mathbf{GC_{pi}}$, se determinarán de la Figura B.6.5-2 basados en la clasificación de cerramientos determinada en la sección B.6.5.9.

B.6.5.11.1.1 — *Factor de Reducción para edificios de gran volumen,* $\mathbf{R_i}$ — Para un edificio parcialmente cerrado que contenga un solo espacio sin particiones, el coeficiente de presión interna, $\mathbf{GC_{pi}}$, se multiplicará por el siguiente factor de reducción, $\mathbf{R_i}$:

$$\mathbf{R_i = 1.0} \text{ o } \mathbf{R_i = 0.5}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \dfrac{V_i}{11000 A_{og}}}}\right) \leq \mathbf{1.0} \qquad \textbf{(B.6.5-14)}$$

Donde:

$\mathbf{A_{og}}$ = área total de aberturas en el cerramiento del edificio (paredes y cubiertas, en m^2)
$\mathbf{V_i}$ = volumen interno sin particiones, en m^3

B.6.5.11.2 — *Coeficientes de Presión Externa*

B.6.5.11.2.1 — *Sistemas Principales de Resistencia a Fuerzas de Viento* — Los coeficientes de presión externa, $\mathbf{C_p}$, para los Sistemas Principales de Resistencia de Fuerzas de Viento (SPRFV) se dan en las figs. B.6.5-3, B.6.5-4 y B.6.5-5. Las combinaciones entre coeficientes de presión externa y factores de efecto de ráfaga, $\mathbf{GP_{pf}}$ para edificios bajos se dan en la fig. B.6.5-7. Los coeficientes de presión y factores de efecto ráfaga de la Fig. B.6.5-7 no se deberán tomar por separado.

B.6.5.11.2.2 — *Revestimiento y Componentes* — Las combinaciones entre coeficientes de presión externa y los factores de efecto de ráfaga, $\mathbf{GC_p}$, para elementos de revestimiento y componentes se dan en las figs. B.6.5-8A a B.6.5-14. Los coeficientes de presión y factores de efecto ráfaga de la fig.

B.6.5-7 no se deberán tomar por separado.

B.6.5.11.3 — ***Coeficientes de Fuerza*** — En las figs. B.6.5-17 a B.6.5-19 se dan coeficientes de fuerza, C_f .

B.6.5.11.4 — ***Cornisas de cubiertas***

B.6.5.11.4.1 — ***Sistemas Principales de Resistencia a Fuerzas de Viento*** — Los aleros a barlovento de las cubiertas se diseñarán con una presión positiva en la cara inferior, producto del coeficiente $C_p = 0.8$ y las presiones determinadas usando las figs. B.6.5-3 y B.6.5-5.

B.6.5.11.4.2 — ***Revestimiento y Componentes*** — Los aleros deben diseñarse para presiones determinadas a partir de los coeficientes de presión dados en las figs. B.5.6-8B, C y D.

B.6.5.11.5 — ***Parapetos***

B.6.5.11.5.1 — ***Sistemas Principales de Resistencia a Fuerzas de Viento*** — Los coeficientes de presión para el efecto de parapetos en las cargas del SPRFV se dan en la sección B.6.5.12.2.4.

B.6.5.11.5.2 — ***Revestimiento y Componentes*** — Los coeficientes de presión para el diseño de elementos de revestimiento y componentes de parapetos se toman de las tablas de coeficientes de presión de cubiertas y paredes como se especifica en la sección B.6.5.12.4.4.

B.6.5.12 — FUERZAS DE VIENTO DE DISEÑO EN EDIFICIOS CERRADOS O PARCIALMENTE CERRADOS

B.6.5.12.1 — ***General***

B.6.5.12.1.1 — ***Convención de Signos*** — Las presiones positivas actúan hacia la superficie en estudio y las presiones negativas actúan hacia afuera de la superficie en estudio.

B.6.5.12.1.2 — ***Condición de Carga Crítica*** — Los valores de presiones internas y externas se combinarán en forma algebraica para determinar el caso de carga mas crítico.

B.6.5.12.1.3 — ***Áreas Aferentes Mayores de 65 m^2*** — Los elementos de revestimiento y componentes que tengan un área aferente mayor a 65 m^2 se podrán diseñar usando las especificaciones de los SPRFV.

B.6.5.12.2 — ***Sistemas Principales de Resistencia de Fuerzas de Viento***

B.6.5.12.2.1 — ***Edificios Rígidos de Cualquier Altura*** — Las presiones de viento de diseño para el SPRFV de edificios se determinarán mediante la ecuación:

$$p = qGC_p - q_i\left(GC_{pi}\right) \text{ (N/m}^2\text{)} \qquad \textbf{(B.6.5-15)}$$

Donde:

$q = q_z$ para paredes a barlovento evaluadas a una altura z por encima del terreno.

$q = q_h$ para paredes a sotavento, paredes de costado y cubiertas, evaluados a una altura h.

$q_i = q_h$ para paredes a barlovento, paredes de costado, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de presiones internas negativas en edificios parcialmente cerrados.

$q_i = q_z$ para la evaluación de presiones internas positivas en edificios parcialmente cerrados, donde z es el nivel de la abertura más elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para edificios ubicados regiones en las que se pueda dar el arrastre de fragmentos por el viento, los vidrios en los 20 m inferiores que no sean resistentes al impacto o que no estén protegidos con un elemento resistente al impacto, deberán tratarse como una abertura en el edificio de acuerdo con la sección B.6.5.9.3. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede evaluar en forma conservadora a la altura $h\left(q_i = q_h\right)$.

G = factor de efecto ráfaga de la sección B.6.5.8

C_P = coeficientes de presión externa de las Figs. B.6.5-3 o B.6.5-5.

GC_{pi} = coeficientes de presión interna de la Fig. B.6.5-2

q y q_i se evaluarán usando la exposición definida en la sección B.6.5.6.3. Las presiones se aplicarán simultáneamente en paredes a barlovento y sotavento y en cubiertas como se define en la Fig. B.6.5-3 y B.6.5-5.

B.6.5.12.2.2 — ***Edificios Bajos*** — Alternativamente, las presiones de viento de diseño para el SPRFV en edificios bajos se determinarán mediante la ecuación:

$$p = q_h\left[\left(GC_{pf}\right)-\left(GC_{pi}\right)\right] \text{ en } (N/m^2) \qquad \textbf{(B.6.5-16)}$$

Donde:

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura media de la cubierta, h usando la exposición definida en la sección B.6.5.6.3

GC_{pf} = coeficientes de presión externa de la Fig. B.6.5-7

GC_{pi} = coeficientes de presión interna de la Fig. B.6.5-2

B.6.5.12.2.3 — ***Edificios Flexibles*** — Las presiones de viento de diseño para el Sistemas Principales de Resistencia de Fuerzas de Viento en edificios flexibles se determinarán con la ecuación:

$$p = qG_f C_p - q_i\left(GC_{pi}\right) \text{ en } (N/m^2) \qquad \textbf{(B.6.5-17)}$$

Donde q, q_i y $q\left(GC_{pi}\right)$ se definen en la sección 6.5.12.2.1 y G_f es igual al factor de efecto ráfaga como se define en la sección B.6.5.8.2.

B.6.5.12.2.4 — ***Parapetos*** — Las presiones de viento de diseño que toman en cuenta el efecto de parapetos en el SPRFV de edificios rígidos, bajos o flexibles con cubiertas planas, a dos aguas o a cuatro aguas, se determinarán con la ecuación:

$$p_p = q_p GC_{pn} \text{ en } (N/m) \qquad \textbf{(B.6.5-18)}$$

Donde:

p_p = presión neta combinada en el parapeto producto de la combinación de las presiones netas en las superficies anterior y posterior del parapeto. Los signos positivo (y negativo) significan presiones netas actuando hacia el frente del parapeto (y hacia afuera del exterior del mismo).

q_p = presión por velocidad evaluada en la parte más alta del parapeto

GC_{pn} = Coeficiente de presión neta combinada

= +1.5 para parapeto a barlovento

= -1.0 para parapeto a sotavento

B.6.5.12.3 — ***Casos de Carga de Viento de Diseño*** — El SPRFV de edificios de cualquier altura, cuyas cargas de viento se hayan determinado bajo las especificaciones de las secciones B.6.5.12.2.1 y B.6.5.12.2.3, se deberán diseñar teniendo en cuenta los casos de carga definidos en la fig. B.6.5-6. La excentricidad *e* para estructuras rígidas se medirá desde el centro geométrico de la cara del edificio en cada eje $\left(e_x, e_y\right)$. La excentricidad *e* para estructuras flexibles se determinará mediante la siguiente ecuación y se considerará para cada eje principal $\left(e_x, e_y\right)$:

$$e = \frac{e_Q + 1.7 I_{\bar{z}} \sqrt{\left(g_Q Q e_Q\right)^2 + \left(g_R R e_R\right)^2}}{1 + 1.7 I_{\bar{z}} \sqrt{\left(g_Q Q\right)^2 + \left(g_R R\right)^2}} \qquad \textbf{(B.6.5-19)}$$

Donde:

e_Q = excentricidad *e* para estructuras rígidas según la fig. B.6.5-6

e_R = distancia entre el centro de cortante elástico y el centro de masa para cada piso

$I_{\bar{z}}$, g_Q, Q, g_R y R se definen de acuerdo con la sección B.6.5.8.

La excentricidad *e* será positiva o negativa, la que produzca el efecto de carga más severo.

EXCEPCIÓN — Los edificios de un piso de altura con h menor de 9.0 m, edificios de dos pisos o menos con pórticos de construcción liviana y edificios de dos pisos o menos diseñados con diafragmas flexibles, se pueden diseñar solamente con los casos de carga 1 y 3 de la fig. B.6.5-6.

B.6.5.12.4 — ***Elementos de Revestimiento y Componentes***

B.6.5.12.4.1 — ***Edificios Bajos y Edificios con*** $h < 18.0$ ***m*** **—** Las presiones de viento de diseño para elementos de revestimiento y componentes de edificios bajos y edificios con $h \le 18.0$ m, se determinarán con la expresión:

$$p = q_h \left[\left(GC_p\right) - \left(GC_{pi}\right)\right] \text{ en (N/m}^2\text{)} \qquad \textbf{(B.6.5-20)}$$

Donde:

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura media del edificio, h, usando la exposición definida en la sección B.6.5.6.3

$\left(GC_p\right)$ = coeficientes de presión externa especificados en de las figs. B.6.5-8 a B.6.5-13

$\left(GC_{pi}\right)$ = coeficiente de presión interna de la Fig. B.6.5-2

B.6.5.12.4.2 — Edificios con $h > 18.0$ **m** — Las presiones de viento de diseño para elementos de revestimiento y componentes de edificios con $h > 18.0$ m, se determinarán con la ecuación:

$$p = q\left(GC_p\right) - q_i\left(GC_{pi}\right) \text{ en (N/m}^2\text{)} \qquad \textbf{(B.6.5-21)}$$

Donde:

$q = q_z$ para muros a barlovento evaluada a una altura z por encima del terreno.

$q = q_h$ para muros a sotavento, muros laterales y cubiertas, evaluada a una altura h.

$q_i = q_h$ para muros a barlovento, muros laterales, muros a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de presiones internas negativas en edificios parcialmente cerrados.

$q_i = q_z$ para la evaluación de presiones internas positivas en edificios parcialmente cerrados, donde z es el nivel de la abertura más alta que podría afectar la presión interna positiva del edificio. Para edificios ubicados en regiones en las que el viento pueda arrastrar fragmentos, los vidrios que no sean resistentes al impacto o que no estén protegidos con un elemento resistente al impacto, deberán tratarse como una abertura en el edificio de acuerdo con la sección B.6.5.9.3. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede evaluar a la altura $h\left(q_i = q_h\right)$.

$\left(GC_p\right)$ = coeficiente de presión externa de la Fig. B.6.5-14.

$\left(GC_{pi}\right)$ = coeficiente de presión interna de la Fig. B.6.5-2.

q y q_i se evaluaran usando la exposición definida en la sección B.6.5.6.3.

B.6.5.12.4.3 — *Presiones de Viento de Diseño Alternativas para Elementos de Revestimiento y Componentes en Edificios con 18.0 m < h < 27 m* — Como alternativa a los requerimientos de la sección B.6.5.12.4.2, el diseño de elementos de revestimiento y componentes de edificios con una altura media mayor a 18.0 y menor de 27 m, se podrán usar los valores de las figs. B.6.5-8 a B.6.5-14, con la condición que la relación altura ancho sea 1 o menor de 1 (excepto en los casos permitidos por la Nota 6 de la fig. B.6.5-14), y si se usa la ecuación B.6.5-20.

B.6.5.12.4.4 — *Parapetos* — Las presiones de vientos de diseño sobre elementos de revestimiento y componentes de parapetos se diseñarán con la ecuación:

$$p = q_p \left(GC_p - GC_{pi} \right) \qquad \textbf{(B.6.5-22)}$$

Donde:

q_p = presión por velocidad evaluada en la parte superior del parapeto

GC_p = coeficiente de presión externa de las figs. B.6.5-8 a B.6.5-14.

GC_{pi} = coeficiente de presión interna de la fig. B.6.5-2, basado en la porosidad del revestimiento del parapeto.

Se considerarán dos casos de carga. Caso de Carga A: consiste en aplicar la presión positiva sobre muros de la fig. B.6.5-8A o de la fig. B.6.5-14 a la superficie frontal del parapeto mientras se aplica la respectiva presión negativa de borde o de zona esquinera de las figs. B.6.5-8 a B.6.5-14 a la superficie posterior. Caso de Carga B: consiste en aplicar la presión positiva sobre muros de las figs. B.6.5-8A o la fig. B.6.5-14 a la superficie posterior del parapeto y la presión negativa sobre muros de las figs. B.6.5-8A o la Fig. B.6.5-14 a la superficie frontal del parapeto. Las zonas esquineras y bordes se tomarán de acuerdo con lo mostrado en las figs. B.6.5-8 a B.6.5-14. GC_p se determinará para el ángulo de cubierta apropiado y el área de viento efectiva de las figs. B.6-11 a B.6-17. Si se presentase presión interna, se deberán evaluar ambos casos de carga bajo presiones internas negativas y positivas.

B.6.5.13 — CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN EDIFICIOS ABIERTOS CON CUBIERTAS A UNA, DOS Y AGUAS Y EN ARTESA

B.6.5.13.1 — *General*

B.6.5.13.1.1 — *Convención de Signos* — Las presiones positivas actúan hacia la superficie en estudio y las presiones negativas actúan hacia afuera de la superficie en estudio.

B.6.5.13.1.2 — *Condición de Carga Crítica* — Los coeficientes de presión neta C_N incluyen los aportes de las superficies superiores e inferiores. Se deben investigar todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de cubierta.

B.6.5.13.2 — *Sistemas Principales de Resistencia a Fuerzas de Viento* — La presión de diseño neta para el SPRFV en cubiertas a una, dos aguas o cubiertas en artesa, se determinará por medio de la ecuación:

$$p = q_h G C_N \qquad \textbf{(B.6.5-23)}$$

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura promedio del cubierta, h, usando la exposición, definida en la sección B.6.5.6.3, que resulte en las mayores cargas de viento para cualquier dirección de viento del sitio.

G = factor de efecto ráfaga de la sección B.6.5.8.

C_N = coeficiente de presión neta determinado de las figs. B.6.5-15A a B.6.5-15D.

Para cubiertas libres con un ángulo θ menor o igual a 5°, que contengan paneles de fascia, estos se considerarán como un parapeto invertido. El aporte de cargas al SPRFV por parte de la fascia, se determinará usando la sección B.6.5.12.2.4 con q_p igual a q_h.

B.6.5.13.3 — ***Elementos de Revestimiento y Componentes*** — La presión neta de diseño para elementos de revestimiento y los componentes de cubiertas a una o dos aguas o en artesa se determinará con la ecuación:

$$p = q_h G C_N \qquad \textbf{(B.6.5-24)}$$

Donde:

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura promedio del cubierta, h, usando la exposición, definida en la sección B.6.5.6.3, que resulte en las mayores cargas de viento para cualquier dirección de viento del sitio.
G = factor de efecto ráfaga de la Sección B.6.5.8.
C_N = coeficiente de presión neta determinado de las figs. B.6.5-16A a B.6.5-16C.

B.6.5.14 — CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN MUROS LIBRES Y VALLAS MACIZAS — La fuerza de viento de diseño para muros libres y vallas macizas se determinará con la ecuación:

$$F = q_h G C_f A_s \text{ en (N)} \qquad \textbf{(B.6.5-25)}$$

Donde:

q_h = presión por velocidad evaluada a la altura h (definida en la fig. B.6.5-17), usando la exposición, definida en la sección B.6.5.6.4.1.
G = factor de efecto ráfaga de la sección B.6.5.8.
C_f = coeficiente de fuerza neta de la fig. B.6.5-17.
A_s = área bruta del muro libre y sólido o la valla sólida, en m^2.

B.6.5.15 — CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN OTRAS ESTRUCTURAS — La fuerza de viento de diseño para otras estructuras se determinará con la expresión:

$$F = q_z G C_f A_f \text{ en (N)} \qquad \textbf{(B.6.5-26)}$$

Donde:

q_z = presión por velocidad evaluada a la altura z del centroide del área A_f, usando la exposición, definida en la sección B.6.5.6.3.
G = factor de efecto ráfaga de la sección B.6.5.8.
C_f = coeficientes de fuerza de las Figs. B.6.5-18 a B.6.5-19.
$A_f s$ = área proyectada normal al viento, excepto donde C_f se haya especificado para la superficie real, en m^2.

B.6.5.15.1 — ***Estructuras y Equipos sobre Cubiertas en Edificios con*** $h \le 18.0$ ***m*** — La fuerza en estructuras y equipos sobre cubiertas, que tengan A_f menor de $(0.1Bh)$, localizados en edificios con $h \le 18.0$ m, se determinará con la Ec. B.6-38, multiplicada por un factor de 1.9. Este factor se podrá reducir linealmente desde 1.9 hasta 1.0 a medida que el valor de A_f se aumenta de $(0.1Bh)$ a (Bh).

B.6.6 — MÉTODO 3 — PROCEDIMIENTO DE TÚNEL DE VIENTO

B.6.6.1 — **ALCANCE** — Los ensayos de túnel de viento deben ser usados donde sea requerido de acuerdo con la sección B.6.5.2. Estos ensayos deben permitirse en lugar de los Métodos 1 y 2 para cualquier edificio o estructura.

B.6.6.2 — CONDICIONES DE ENSAYOS — Los ensayos de túnel de viento que empleen fluidos diferentes al aire para determinar las cargas de diseño de viento para cualquier edificio u otra estructura, deben ser realizados de acuerdo con los requisitos de esta sección. Los ensayos para determinar las variaciones y el promedio de las fuerzas y presiones deben reunir las siguientes condiciones:

B.6.6.2.1 — La capa de borde para la atmósfera natural se ha modelado teniendo en cuenta la variación de la velocidad del viento con la altura.

B.6.6.2.2 — Las escalas relevantes de macro y micro-longitud de la componente longitudinal de la turbulencia atmosférica se modelan aproximadamente a la misma escala que se ha usado para modelar el edificio o la estructura.

B.6.6.2.3 — El edificio u otra estructura modelada y las estructuras y topografía de los alrededores son geométricamente similares a sus contrapartes de escala natural, excepto que, para edificios bajos que reúnen las condiciones de la sección B.6.5.1, los ensayos deben ser permitidos para los edificios escalados en una sola categoría de exposición como se define en la sección B.6.5.6.3.

B.6.6.2.4 — El área proyectada del edificio u otra estructura modelada y sus alrededores es menor que el 8% del área de la sección transversal de ensayo a menos que se haga una corrección por bloqueo.

B.6.6.2.5 — El gradiente de presión longitudinal en la sección de ensayo del túnel de viento debe ser considerado.

B.6.6.2.6 — Los efectos del número de Reynolds sobre las presiones y fuerzas se minimizan.

B.6.6.2.7 — Las características de respuesta de la instrumentación del túnel de viento son consistentes con las mediciones requeridas.

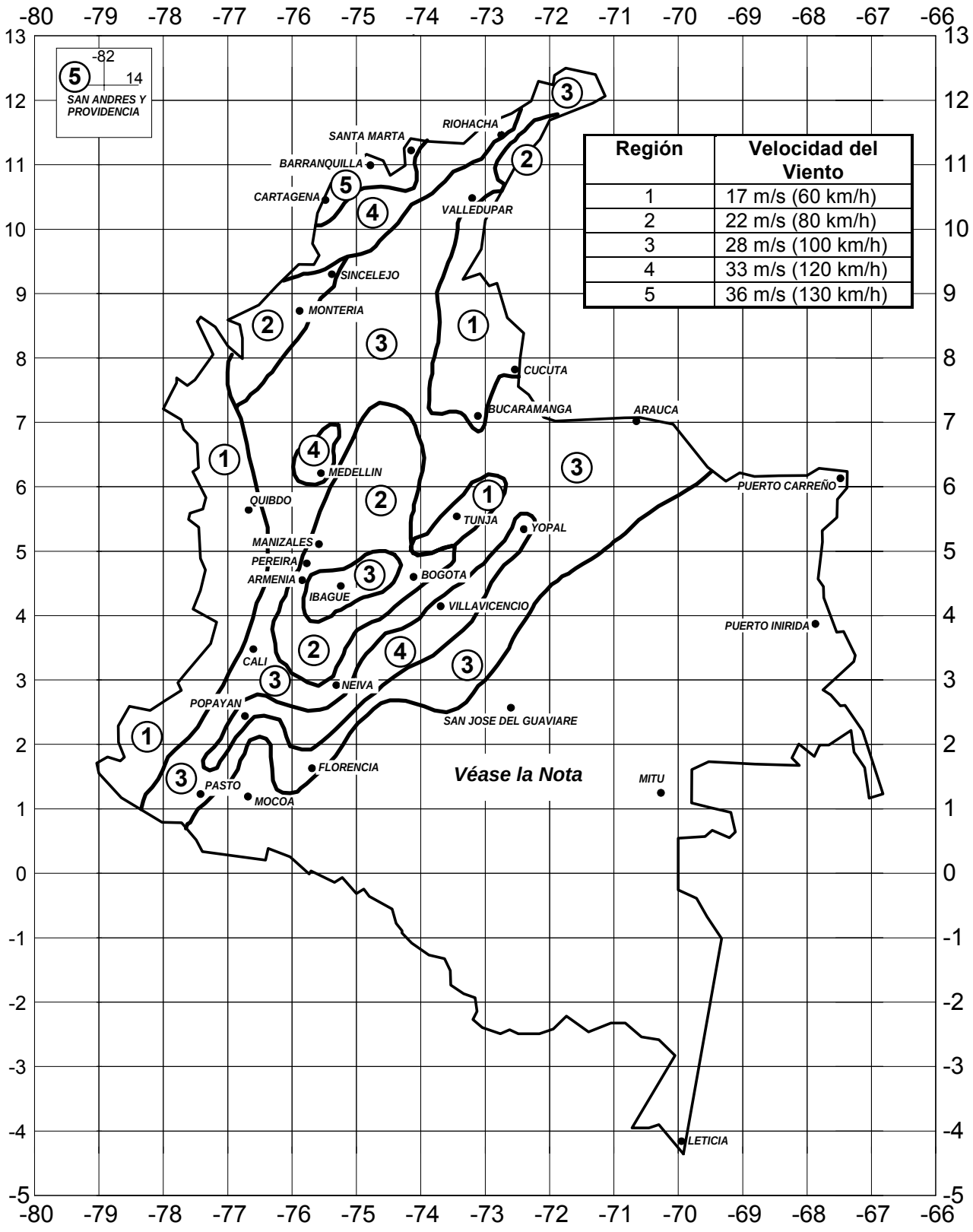
B.6.6.3 — RESPUESTA DINÁMICA — Los ensayos con el propósito de determinar la respuesta dinámica del edificio o de otra estructura deben estar de acuerdo con la sección B.6.6.2. El modelo estructural y el análisis respectivo deben tener en cuenta la distribución de masa, la rigidez y el amortiguamiento.

B.6.6.4 — LIMITACIONES

B.6.6.4.1 — ***Limitaciones en velocidades de viento*** **—**La variación de velocidades básicas de viento con la dirección no se deben permitir a menos que el análisis para velocidades de viento este de acuerdo a los requisitos de la sección B.6.5.4.2

Zonas de amenaza eólica

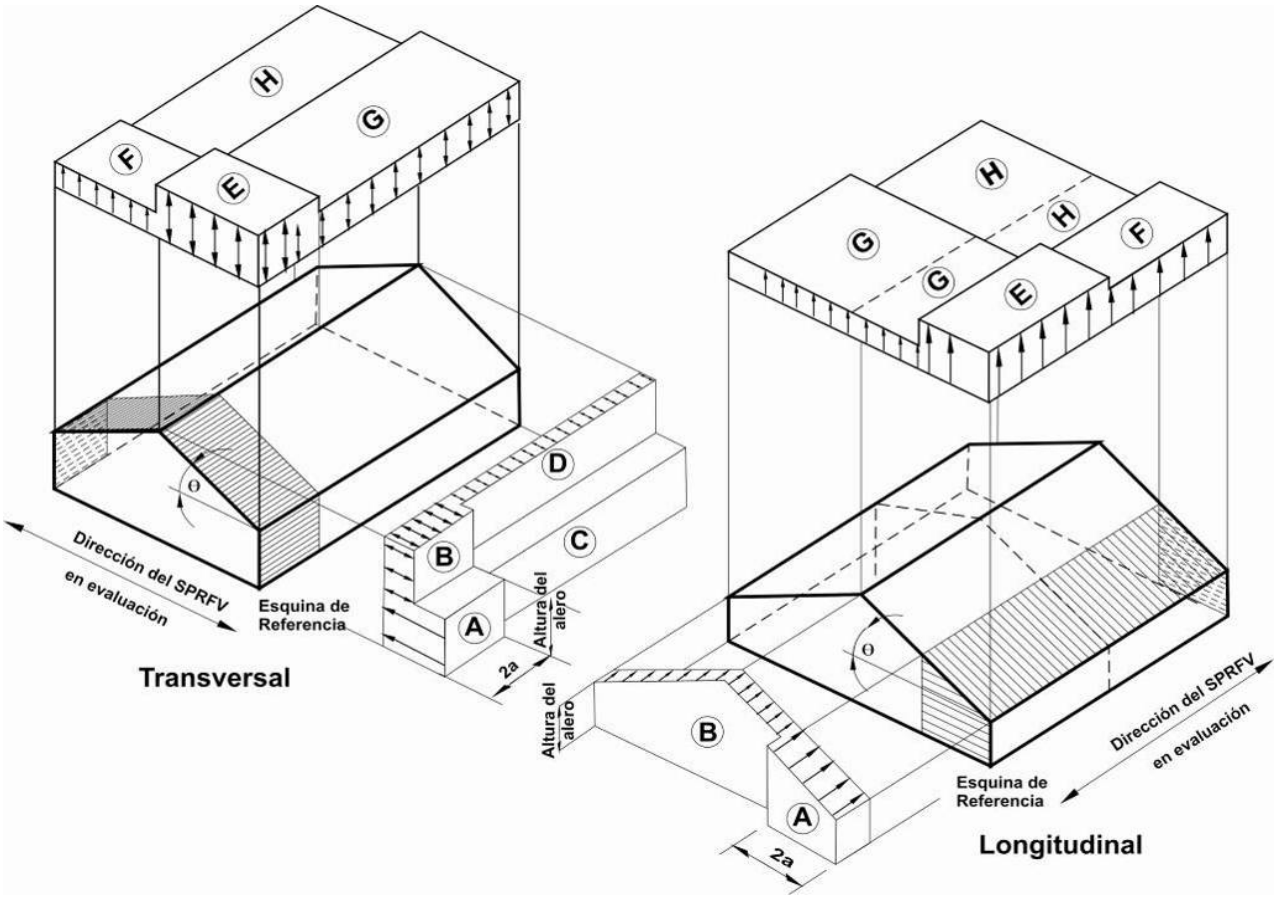
Figura B.6.4-1 | **Velocidad del viento básico**



Región	Velocidad del Viento
1	17 m/s (60 km/h)
2	22 m/s (80 km/h)
3	28 m/s (100 km/h)
4	33 m/s (120 km/h)
5	36 m/s (130 km/h)

Nota: estas zonas no han sido estudiadas y se recomienda ser conservador al evaluar las fuerzas eólicas que puedan Presentarse en ellas. Mientras no se disponga de datos confiables se calcularan con base en una velocidad de 28 m/s (100 km/h).

Sistema Principal de Resistencia de Fuerza de Viento (SPRFV) – Método 1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4-2	Presiones de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		



Notas:

1. Las presiones mostradas se aplican a las proyecciones verticales y horizontales para la categoría de exposición B, a una altura $h = 10.0$ m, $I = 1.0$ y $K_{zt} = 1.0$. Para ajustar a otras condiciones se debe usar la Ecuación B.6.4-1.
2. Los patrones de carga mostrados deben aplicarse a cada esquina del edificio y se tomara cada una como la esquina de referencia (Véase Figura B 6.5-7).
3. Para el diseño del SPRFV longitudinal use $\theta = 0°$, y localice la zona de borde E/F, G/H a la mitad de longitud del edificio.
4. Los casos de carga 1 y 2 deben verificarse para $25° < \theta \leq 45°$. Se da el caso de carga 2 a $25°$ solo para interpolaciones entre $25°$ y $30°$.
5. Los signos positivo y negativo significan presiones y succiones actuando sobre las superficies respectivamente.
6. Se permite interpolación lineal para pendientes diferentes a las mostradas.
7. La carga total horizontal no será menor de la determinada suponiendo $p_s = 0$ en las zonas B y D.
8. Las zonas de presión representan lo siguiente:
   Zonas Horizontales de Presión – Suma de las presiones netas (internas y externas) a barlovento y sotavento, en la proyección vertical de:
   A – Zona final del muro
   B – Zona final de la cubierta
   C – Zona interior del muro
   D – Zona interior de la cubierta
   Zonas Verticales de Presión – Suma de las presiones netas (internas y externas), en la proyección horizontal de:
   E – Zona final de cubierta a barlovento
   F – Zona final de cubierta a sotavento
   G – Zona interior de cubierta a barlovento
   H – Zona interior de cubierta a sotavento
9. Cuando las zonas E o G se ubiquen en el alero del lado a sotavento del edificio, se debe usar E_{OH} y G_{OH} para la presión en la proyección horizontal del alero. La presión de los aleros en el lado a sotavento y en los costados será la presión básica de la zona.
10. Notación:
    a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, la que sea menor. No debe ser menor al 4% de la menor dimensión horizontal o 0.9m.
    h : altura media de la cubierta en metros. Cuando $\theta \leq 10°$, se usara la altura hasta el alero.
    θ : Angulo de inclinación de la cubierta, en grados.

Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento – Método 1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4-2 (Continuación)	Presiones de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		

Procedimiento Simplificado: Presión Básica de Viento, p_{s10} (kN/m^2)

(Exposición B a una altura $h = 10.0$ m, $K_{zt} = 1.0$, con $I = 1.0$)

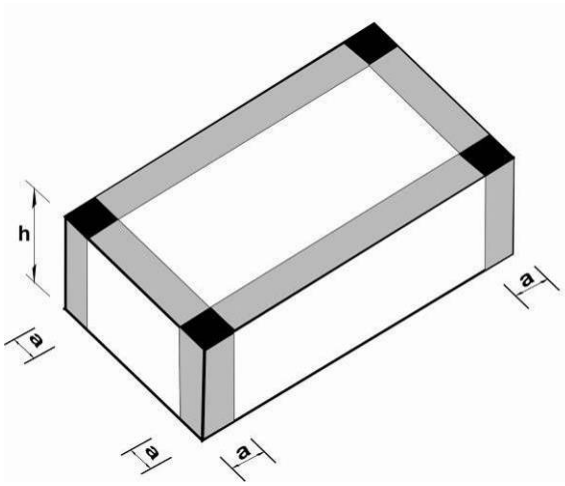
Velocidad Básica de Viento m/s (km/h)	Angulo de Inclinación de la cubierta (grados)	Caso de Carga	Zonas									
			Presiones Horizontales				Presiones Verticales				Aleros	
			A	B	C	D	E	F	G	H	E_{OH}	G_{OH}
17 (60)	0 a 5	1	0.11	-0.05	0.07	-0.03	-0.13	-0.07	-0.09	-0.06	-0.18	-0.14
	10	1	0.12	-0.05	0.08	-0.03	-0.13	-0.08	-0.09	-0.06	-0.18	-0.14
	15	1	0.13	-0.04	0.09	-0.02	-0.13	-0.08	-0.09	-0.06	-0.18	-0.14
	20	1	0.15	-0.04	0.10	-0.02	-0.13	-0.09	-0.09	-0.07	-0.18	-0.14
	25	1	0.13	0.02	0.10	0.02	-0.06	-0.08	-0.04	-0.06	-0.11	-0.09
		2	----	----	----	----	-0.02	-0.04	-0.01	-0.03	----	----
	30 a 45	1	0.12	0.08	0.09	0.06	0.01	-0.07	0.00	-0.06	-0.04	-0.05
		2	0.12	0.08	0.09	0.06	0.05	-0.04	0.04	-0.03	-0.04	-0.05
22 (80)	0 a 5	1	0.19	-0.10	0.12	-0.06	-0.23	-0.13	-0.16	-0.10	-0.32	-0.25
	10	1	0.21	-0.09	0.14	-0.05	-0.23	-0.14	-0.16	-0.11	-0.32	-0.25
	15	1	0.24	-0.08	0.16	-0.04	-0.23	-0.15	-0.16	-0.11	-0.32	-0.25
	20	1	0.26	-0.07	0.17	-0.04	-0.23	-0.16	-0.16	-0.12	-0.32	-0.25
	25	1	0.24	0.04	0.17	0.04	-0.10	-0.14	-0.08	-0.11	-0.19	-0.17
		2	----	---	---	---	-0.04	-0.08	-0.01	-0.05	---	---
	30 a 45	1	0.21	0.14	0.17	0.11	0.02	-0.13	0.00	-0.11	-0.07	-0.09
		2	0.21	0.14	0.17	0.11	0.08	-0.06	0.07	-0.05	-0.07	-0.09
28 (100)	0 a 5	1	0.29	-0.15	0.19	-0.09	-0.35	-0.20	-0.25	-0.16	-0.49	-0.39
	10	1	0.33	-0.14	0.22	-0.08	-0.35	-0.21	-0.25	-0.17	-0.49	-0.39
	15	1	0.37	-0.12	0.25	-0.07	-0.35	-0.23	-0.25	-0.18	-0.49	-0.39
	20	1	0.41	-0.11	0.27	-0.06	-0.35	-0.25	-0.25	-0.19	-0.49	-0.39
	25	1	0.37	0.06	0.27	0.06	-0.16	-0.22	-0.12	-0.18	-0.30	-0.26
		2	----	----	----	----	-0.06	-0.12	-0.02	-0.08	----	---
	30 a 45	1	0.33	0.23	0.26	0.18	0.03	-0.20	0.01	-0.17	-0.12	-0.13
		2	0.33	0.23	0.26	0.18	0.13	-0.10	0.11	-0.07	-0.12	-0.13
33 (120)	0 a 5	1	0.42	-0.22	0.28	-0.13	-0.51	-0.29	-0.35	-0.22	-0.71	-0.56
	10	1	0.48	-0.20	0.32	-0.11	-0.51	-0.31	-0.35	-0.24	-0.71	-0.56
	15	1	0.53	-0.18	0.35	-0.10	-0.51	-0.33	-0.35	-0.25	-0.71	-0.56
	20	1	0.59	-0.15	0.39	-0.08	-0.51	-0.35	-0.35	-0.27	-0.71	-0.56
	25	1	0.53	0.08	0.38	0.09	-0.24	-0.32	-0.17	-0.26	-0.44	-0.37
		2	---	---	---	---	-0.09	-0.17	-0.03	-0.11	---	---
	30 a 45	1	0.48	0.32	0.38	0.26	0.04	-0.29	0.01	-0.25	-0.17	-0.19
		2	0.48	0.32	0.38	0.26	0.18	-0.14	0.16	-0.10	-0.17	-0.19
36 (130)	0 a 5	1	0.50	-0.26	0.33	-0.15	-0.60	-0.34	-0.41	-0.26	-0.83	-0.65
	10	1	0.56	-0.23	0.37	-0.13	-0.60	-0.36	-0.41	-0.28	-0.83	-0.65
	15	1	0.62	-0.21	0.41	-0.12	-0.60	-0.39	-0.41	-0.30	-0.83	-0.65
	20	1	0.69	-0.18	0.46	-0.10	-0.60	-0.41	-0.41	-0.32	-0.83	-0.65
	25	1	0.62	0.10	0.45	0.10	-0.28	-0.38	-0.20	-0.30	-0.51	-0.44
		2	--	--	--	--	-0.10	-0.20	-0.03	-0.13	--	--
	30 a 45	1	0.56	0.38	0.44	0.30	0.04	-0.34	0.01	-0.29	-0.19	-0.22
		2	0.56	0.38	0.44	0.30	0.22	-0.17	0.19	-0.12	-0.19	-0.22

Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento – Método 1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4-2 (Continuación)	Presiones de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		

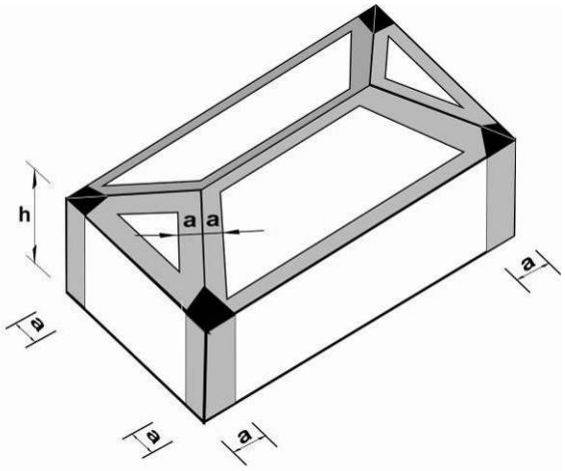
Factor de Ajuste por Altura del Edificio y Exposición, λ

Altura Media del Edificio (m)	Exposición		
	B	C	D
4,5	1.00	1.21	1.47
6,0	1.00	1.29	1.55
7,5	1.00	1.35	1.61
9,0	1.00	1.40	1.66
10,5	1.05	1.45	1.70
12,0	1.09	1.49	1.74
13,5	1.12	1.53	1.78
15,0	1.16	1.56	1.81
16,5	1.19	1.59	1.84
18,0	1.22	1.62	1.87

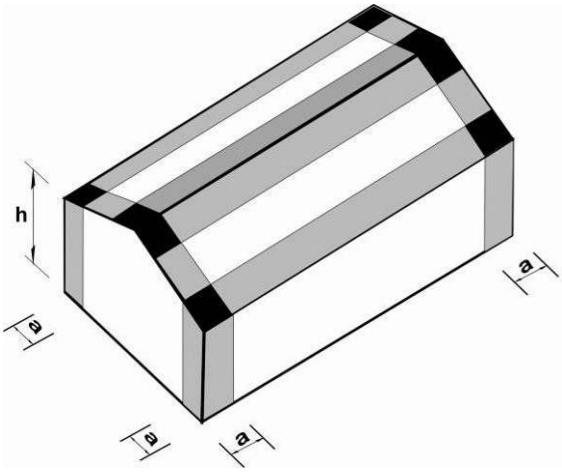
Componentes y Revestimientos – Método 1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4-3	Presiones de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		



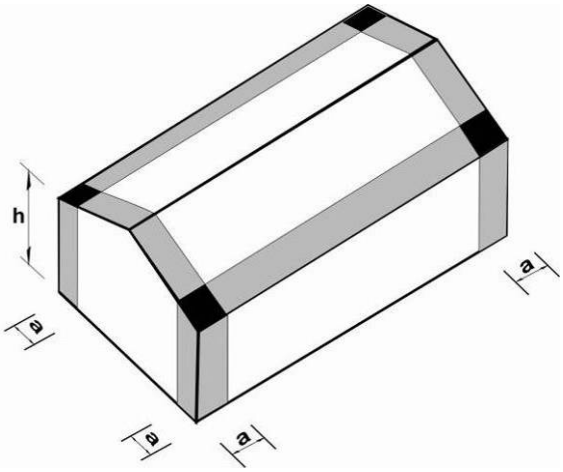
Cubierta Plana



Cubierta a Cuatro Aguas $\left(7° < \theta \leq 27°\right)$



Cubierta a Dos Aguas $\left(\theta \leq 7°\right)$



Cubierta a Dos Aguas $\left(7° < \theta \leq 45°\right)$

Zonas Interiores
Cubiertas – Zona 1
Muros – Zona 4

Zonas Finales
Cubiertas – Zona 2
Muros – Zona 5

Zonas Esquineras
Cubiertas – Zona 3

Notas:

1. Las presiones mostradas se aplican en dirección normal a la superficie, para la categoría de exposición B, a una altura, $\mathbf{h = 10.0}$ m, $\mathbf{I = 1.0}$ y $\mathbf{K_{zt} = 1.0}$ Para ajustar a otras condiciones se debe usar la Ecuación B.6.4.2.
2. Los signos positivos y negativos representan presiones y succiones sobre las superficies respectivamente.
3. Para cubiertas a cuatro aguas con $\theta \leq 25°$, en la zona 3 se debe tratar como Zona 2.
4. Para valores de Áreas de Viento Efectivas entre los dados, se permite interpolar o usar el valor asociado al Área de Viento efectivamente menor.

5.- Notación:

$\mathbf{a}$: 10% de la menor dimensión horizontal o $\mathbf{0.4h}$, la que sea menor. No debe ser menor al 4% de la menor dimensión horizontal o 0.9m.

$\mathbf{h}$: altura media de la cubierta en metros. Cuando $\theta \leq 10°$, se usara la altura hasta el alero.

θ : Ángulo de inclinación de la cubierta, en grados.

Componentes y Revestimientos – Método 1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4 -3 (Continuación)	Presiones Netas de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		

Presión Neta de Viento de Diseño, p_{net10} (kN/m^2)

(Exposición B a una altura $h = 10.0$ m, $K_{zt} = 1.0$, con $I = 1.0$)

	Zona	Área de Viento Efectiva (m^2)	Velocidad Básica de Viento V m/s (km/h)									
			17 (60)		22 (80)		28 (100)		33 (120)		36 (130)	
Cubierta con 0 < θ ≤ 7 grados	1	1	0.05	-0.12	0.09	-0.21	0.14	-0.33	0.20	-0.48	0.23	-0.56
	1	2	0.05	-0.12	0.08	-0.21	0.13	-0.32	0.18	-0.47	0.22	-0.55
	1	5	0.04	-0.11	0.07	-020	0.12	-0.30	0.17	-0.45	0.19	-0.53
	1	10	0.04	-0.11	0.07	-0.19	0.11	-0.30	0.15	-0.44	0.18	-0.51
	2	1	0.05	-0.20	0.09	-0.36	0.14	-0.56	0.20	-0.80	0.23	-0.94
	2	2	0.05	-0.18	0.08	-0.32	0.13	-0.50	0.18	-0.72	0.22	-0.84
	2	5	0.04	-0.15	0.07	-0.27	0.12	-0.42	0.17	-0.60	0.19	-0.71
	2	10	0.04	-0.13	0.07	-0.23	0.11	-0.36	0.15	-0.52	0.18	-0.61
	3	1	0.05	-0.30	0.09	-0.54	0.14	-0.84	0.20	-1.21	0.23	-1.42
	3	2	0.05	-0.25	0.08	-0.45	0.13	-0.70	0.18	-1.00	0.22	-1.18
	3	5	0.04	-0.18	0.07	-0.32	0.12	-0.50	0.17	-0.73	0.19	-0.85
	3	10	0.04	-0.13	0.07	-0.23	0.11	-0.36	0.15	-0.52	0.18	-0.61
cubierta con 7 < θ ≤ 27 grados	1	1	0.07	-0.11	0.12	-0.19	0.19	-0.30	0.28	-0.44	0.32	-0.51
	1	2	0.06	-0.11	.011	-0.19	0.17	-0.30	0.25	-0.43	0.29	-0.50
	1	5	0.06	-0.10	0.10	-0.18	0.15	-0.28	0.22	-0.41	0.26	-0.48
	1	10	0.05	-0.10	0.09	-0.18	0.14	-0.28	0.20	-0.40	0.23	-0.47
	2	1	0.07	-0.19	0.12	-0.34	0.19	-0.53	0.28	-0.76	0.32	-0.89
	2	2	0.06	-0.17	0.11	-0.31	0.17	-0.49	0.25	-0.70	0.29	-0.82
	2	5	0.06	-0.16	0.10	-0.28	0.15	-0.43	0.22	-0.62	0.26	-0.73
	2	10	0.05	-0.14	0.09	-0.25	0.14	-0.39	0.20	-0.56	0.23	-0.66
	3	1	0.07	-0.28	0.12	-0.50	0.19	-0.78	0.28	-1.13	0.32	-1.32
	3	2	0.06	-0.26	0.11	-0.47	0.17	-0.73	0.25	-1.05	0.29	-1.24
	3	5	0.06	-0.24	0.10	-0.43	0.15	-0.67	0.22	-0.96	0.26	-1.12
	3	10	0.05	-0.22	0.09	-0.39	0.14	-0.61	0.20	-0.88	0.23	-1.04
Cubierta con 27 < θ ≤ 45 grados	1	1	0.11	-0.12	0.19	-0.21	0.30	-0.33	0.44	-0.48	0.51	-0.56
	1	2	0.11	-0.11	0.19	-0.20	0.30	-0.31	0.43	-0.45	0.50	-0.53
	1	5	0.10	-0.11	0.18	-0.19	0.28	-0.29	0.41	-0.42	0.48	-0.50
	1	10	0.10	-0.10	0.18	-0.18	0.28	-0.28	0.40	-0.40	0.47	-0.47
	2	1	0.11	-0.14	0.19	-0.25	0.30	-0.39	0.44	-0.56	0.51	-0.66
	2	2	0.11	-0.13	0.19	-0.24	0.30	-0.37	0.43	-0.53	0.50	-0.63
	2	5	0.10	-0.13	0.18	-0.22	0.28	-0.35	0.41	-0.50	0.48	-0.59
	2	10	0.10	-0.12	0.18	-0.21	0.28	-0.33	0.40	-0.48	0.47	-0.56
	3	1	0.11	-0.14	0.19	-0.25	0.30	-0.39	0.44	-0.56	0.51	-0.66
	3	2	0.11	-0.13	0.19	-0.24	0.30	-0.37	0.43	-0.53	0.50	-0.63
	3	5	0.10	-0.13	0.18	-0.22	0.28	-0.35	0.41	-0.50	0.48	-0.59
	3	10	0.10	-0.12	0.18	-0.21	0.28	-0.33	0.40	-0.48	0.47	-0.56
Muro	4	1	0.12	-0.13	0.21	-0.23	0.33	-0.36	0.48	-0.52	0.56	-0.61
	4	2	0.11	-0.12	0.20	-0.22	0.32	-0.35	0.46	-0.50	0.54	-0.58
	4	5	0.11	-0.12	0.19	-0.21	0.30	-0.32	0.43	-0.47	0.50	-0.55
	4	10	0.10	-0.11	0.18	-0.20	0.28	-0.31	0.41	-0.45	0.48	-0.53

Componentes y Revestimientos – Método 1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4 -3 (Continuación)	Presiones Netas de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		

Presión Neta de Diseño, p_{net10} (kN/m^2)

(Exposición B a una altura $h = 10.0$ m, $K_{zt} = 1.0$, con $I = 1.0$)

	Zona	Área de Viento Efectiva (m^2)	Velocidad Básica de Viento V m/s (km/h)									
			17 (60)		22 (80)		28 (100)		33 (120)		36 (130)	
Muro	4	50	0.09	-0.10	0.16	-0.18	0.25	-0.28	0.36	-0.40	0.42	-0.47
	5	1	0.12	-0.16	0.21	-0.28	0.33	-0.45	0.48	-0.64	0.56	-0.75
	5	2	0.11	-0.15	0.20	-0.27	0.32	-0.41	0.46	-0.60	0.54	-0.70
	5	5	0.11	-0.14	0.19	-0.24	0.30	-0.38	0.43	-0.54	0.50	-0.64
	5	10	0.10	-0.12	0.18	-0.22	0.28	-0.35	0.41	-0.50	0.48	-0.58
	5	50	0.09	-0.10	0.16	-0.18	0.25	-0.28	0.36	-0.40	0.42	-0.47

Componentes y Revestimientos – Método 1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4 -3 (Continuación)	Presiones Netas de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		

Presión Neta de Diseño de Alero, p_{net10} (kN/m^2)

(Exposición B a una altura $h = 10.0$ m, con $I = 1.0$)

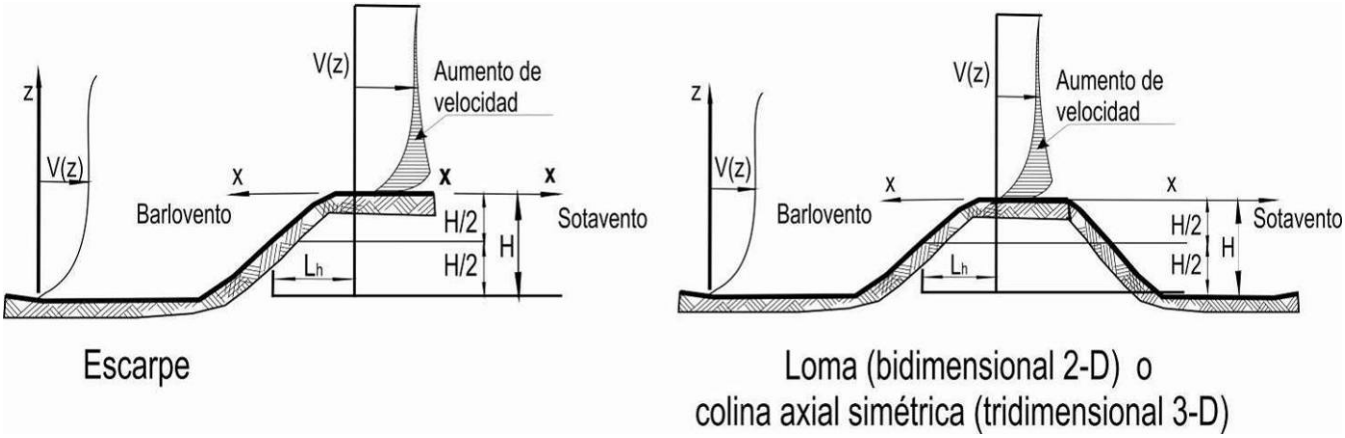
	Zona	Área de Viento Efectiva (m^2)	Velocidad Básica de Viento V (km/h)				
			17 (60)	22 (80)	28 (100)	33 (120)	36 (130)
Cubierta con 0 < θ ≤ 7 grados	2	1	-0.17	-0.31	-0.48	-0.69	-0.81
	2	2	-017	-0.30	-0.47	-0.68	-0.79
	2	5	-017	-0.29	-0.46	-0.66	-0.77
	2	10	-0.16	-0.29	-0.45	-0.65	-0.76
	3	1	-0.28	-0.51	-0.79	-1.14	-1.33
	3	2	-0.22	-0.40	-0.62	-0.89	-1.04
	3	5	-0.14	-0.25	-0.39	-0.57	-0.67
	3	10	-0.08	-0.15	-0.23	-0.33	-0.39
Cubierta con 7 < θ ≤ 27 grados	2	1	-0.22	-0.40	-0.62	-0.89	-1.05
	2	2	-0.22	.0.40	-0.62	-0.89	-1.05
	2	5	-0.22	-0.40	-0.62	-0.89	-1.05
	2	10	-0.22	-0.40	-0.62	-0.89	-1.05
	3	1	-0.38	-0.67	-1.04	-1.50	-1.76
	3	2	-034	-0.60	-0.94	-1.35	-1.59
	3	5	-0.29	-0.52	-0.81	-1.16	-1.36
	3	10	-0.25	-0.45	-0.70	-1.02	-1.19
Cubierta con 27 < θ ≤ 45 grados	2	1	-0.20	-0.36	-0.56	-0.81	-0.95
	2	2	-0.20	-0.35	-0.55	-0.79	-0.93
	2	5	-0.19	-0.34	-0.52	-0.76	-0.89
	2	10	-0.18	-0.32	-0.51	-0.73	-0.86
	3	1	-0.20	-0.36	-0.56	-0.81	-0.95
	3	2	-020	-0.35	-0.55	-0.79	-0.93
	3	5	-0.19	-0.34	-0.52	-0.76	-0.89
	3	10	-0.18	-0.32	-0.51	-0.73	-0.86

Factor de Ajuste por Altura del Edificio y Exposición, λ

Altura Media del Edificio (m)	Exposición		
	B	C	D
4.5	1.00	1.21	1.47
6.0	1.00	1.29	1.55
7.5	1.00	1.35	1.61
9.0	1.00	1.40	1.66
10.5	1.05	1.45	1.70
12.0	1.09	1.49	1.74
13.5	1.12	1.53	1.78
15.0	1.16	1.56	1.81
16.5	1.19	1.59	1.84
18.0	1.22	1.62	1.87

Factor Topográfico K_{zt} - Método 2

Figura B.6.5-1



Multiplicador Topográfico para Exposición C

H/L_h	Multiplicador K_1			x/L_h	Multiplicador K_2		z/L_h	Multiplicador K_3		
	Loma 2-D	Escarpe 2-D	Colina Axial simétrica 3-D		Escarpe 2-D	Todos los otros casos		Loma 2-D	Escarpe 2-D	Colina Axial simétrica 3-D
0.20	0.29	0.17	0.21	**0.00**	1.00	1.00	**0.00**	1.00	1.00	1.00
0.25	0.36	0.21	0.26	**0.50**	0.88	0.67	**0.10**	0.74	0.78	0.67
0.30	0.43	0.26	0.32	**1.00**	0.75	0.33	**0.20**	0.55	0.61	0.45
0.35	0.51	0.30	0.37	**1.50**	0.63	0.00	**0.30**	0.41	0.47	0.30
0.40	0.58	0.34	0.42	**2.00**	0.50	0.00	**0.40**	0.30	0.37	0.20
0.45	0.65	0.38	0.47	**2.50**	0.38	0.00	**0.50**	0.22	0.29	0.14
0.50	0.72	0.43	0.53	**3.00**	0.25	0.00	**0.60**	0.17	0.22	0.09
				3.50	0.13	0.00	**0.70**	0.12	0.17	0.06
				4.00	0.00	0.00	**0.80**	0.09	0.14	0.04
							0.90	0.07	0.11	0.03
							1.00	0.05	0.08	0.02
							1.50	0.01	0.02	0.00
							2.00	0.00	0.00	0.00

Notas:

1. Para valores de H/L_h, x/L_h, y z/L_h, distintos a los indicados, se permite la interpolación lineal.
2. Para $H/L_h > 0.5$, suponer que $H/L_h = 0.5$ para la evaluación de K_1, y sustituir L_h por $2H$ para la evaluación de K_2, y K_3
3. Los multiplicadores se basan en la suposición de que el viento se aproxima a la colina o escarpe en la dirección de máxima pendiente.
4. Notación:

H: Altura de la colina o escarpe referida al terreno ubicado en barlovento, en m.

L_h: distancia hacia barlovento, desde la cresta hasta el punto en que la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la MM MM altura de la colina o escarpe, en m.

K_1: factor que tiene en cuenta las características topográficas y el efecto de máximo aumento de velocidad.

K_2: factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de la velocidad con la distancia desde la cresta, a barlovento o sotavento.

K_3: factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de velocidad con la altura sobre el terreno local.

x: distancia (a barlovento o sotavento) desde la cresta hasta el lugar del edificio en m.

z: altura sobre el nivel del terreno local, en m.

μ: factor de atenuación horizontal.

γ: factor de atenuación en altura

Factor Topográfico K_{zt} - Método 2	
Figura B.6.5-1 (Continuación)	

Ecuaciones:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

K_1 se obtiene de la tabla inferior

$$K_2 = \left(1 - \frac{|x|}{\mu L_h}\right)$$

$$K_3 = e^{-\gamma z / L_h}$$

Parámetros para aumento de la Velocidad sobre Colinas y Escarpes

Forma de la Colina	$K_1 / (H / L_h)$			γ	μ	
	Exposición				Hacia barlovento desde la cresta	Hacia sotavento desde la cresta
	B	C	D			
Lomas bidimensionales (2D)o valles con H negativa en $K_1 /(H/L_h)$	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
Escarpes bidimensionales (2D)	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
Colina tridimensional axialsimétrica	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento, Componentes y Revestimientos-Método 2		Todas las alturas
Figura B.6.5-2	**Coeficientes de presión interna, GC_{pi}**	**Muros y Cubiertas**
Edificios Abiertos y total o Parcialmente Cerrados		

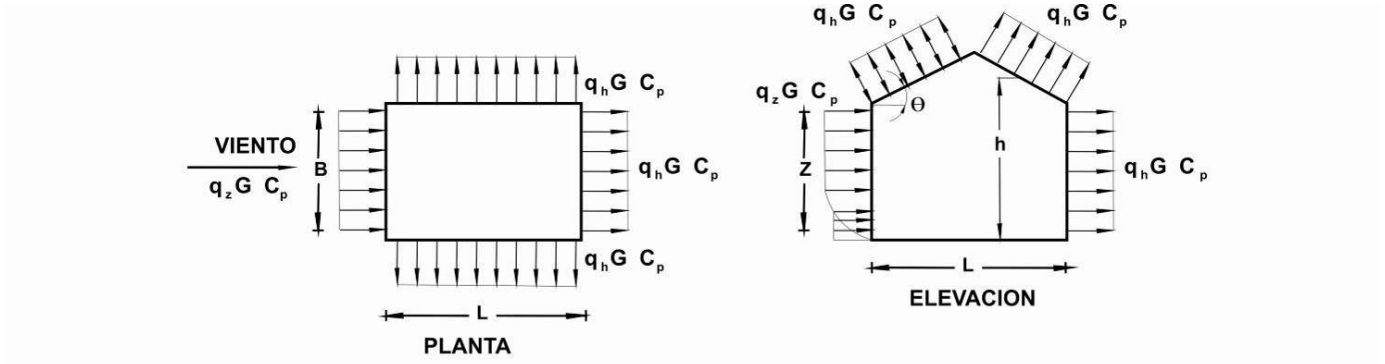
Clasificación del Cerramiento	GC_{pi}
Edificios Abiertos	0.00
Edificios Parcialmente Cerrados	0.55 -0.55
Edificios Cerrados	0.18 -0.18

Notas:

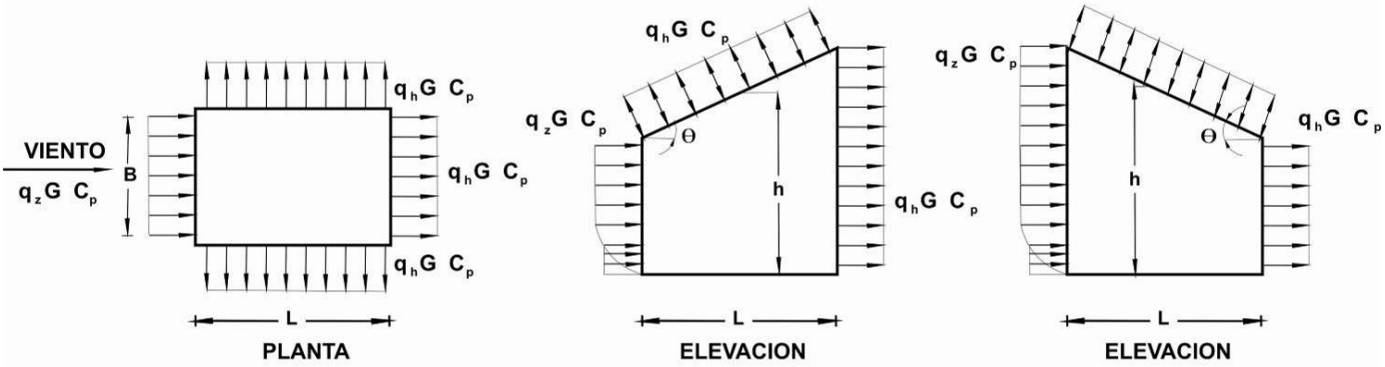
1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies internas, respectivamente.
2. Los valores de GC_{pi} deberán ser utilizados con q_z y q_h según se especifica en B.6.5.12.
3. se deberían considerar dos casos para determinar los requerimientos de la carga crítica para la condición apropiada:
   (i) Un valor positivo de GC_{pi} aplicado sobre todas las superficies internas.

   (ii) Un valor negativo de GC_{pi} aplicado sobre todas las superficies internas

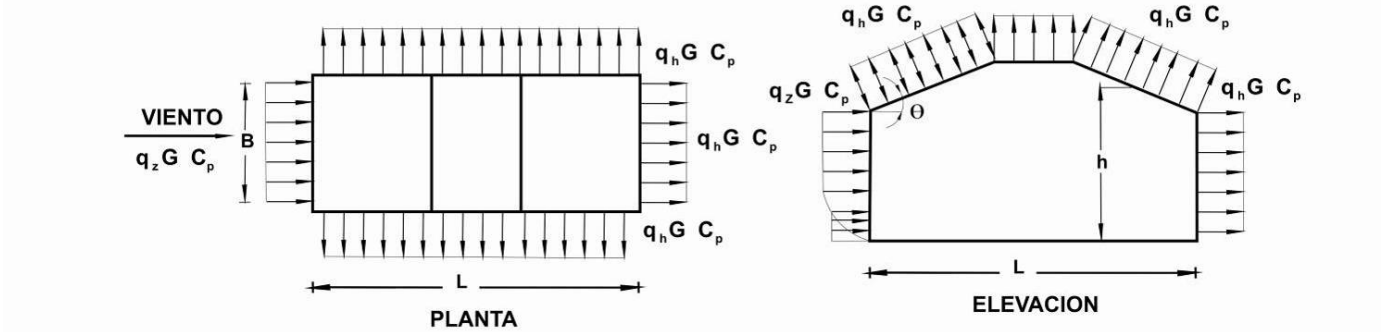
Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-3	Coeficientes de presión externa, C_p	Muros y Cubiertas
Edifícios Total o Parcialmente Cerrados		



CUBIERTAS A DOS Y A CUATRO AGUAS



CUBIERTAS DE PENDIENTE UNICA (NOTA 4).



CUBIERTAS EN MANZARDA (NOTA 8).

Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-3 (Continuación)	Coeficientes de presión externa, C_p	Muros y Cubiertas
Edifícios Total o Parcialmente Cerrados		

Coeficientes de Presión en Muros, C_p

Superficie	L/B	C_p	Usar con
Muro en barlovento	Todos los valores	0.8	q_z
Muro en sotavento	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
Muros laterales	≥4	-0.2	
	Todos los valores	-0.7	q_h

Coeficientes de Presión en Cubiertas, C_p, para usar con q_h

Dirección del Viento		Barlovento								Sotavento		
		Ángulo θ en grados								Angulo θ en grados		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	≥60#	10	15	≥20
Normal a la cumbrera para θ ≥10°	≤0.25	-0.70	-0.50	-0.30	-0.20	-0.20	0.0*	0.40	0.01	-0.30	-0.50	-0.60
		-0.18	0.0*	0.20	0.30	-0.30	0.40		θ			
	0.50	-0.90	-0.70	-0.40	-0.30	-0.20	-0.20	0.0*	0.01	-0.50	-0.50	-0.60
		-0.18	-0.18	0.0*	0.20	0.20	0.30	0.40	θ			
	≥1.0	-1.3**	-1.00	-0.70	-0.50	-0.30	-0.20	0.0*	0.01	-0.70	-0.60	-0.60
		-0.18	-0.18	-0.18	0.0*	0.20	0.20	0.30	θ	-0.70	-0.60	-0.60

Normal a la cumbrera para θ <10° y paralela a la cumbrera para todo θ		Distancia horizontal desde el borde de barlovento	C_p
	≤0.5	0 a h/2	-0.9, -0.18
		h/2 a h	-0.9, -0.18
		h a 2h	-0.5, -0.18
		> 2h	-0.3, -0.18
	≥1.0	0 a h/2	-1.3**, -0.18
		>h/2	-0.7, -0.18

*Valor dado para fines de interpolación

**Valor que puede reducirse linealmente con el área sobre la cual es aplicable como sigue:

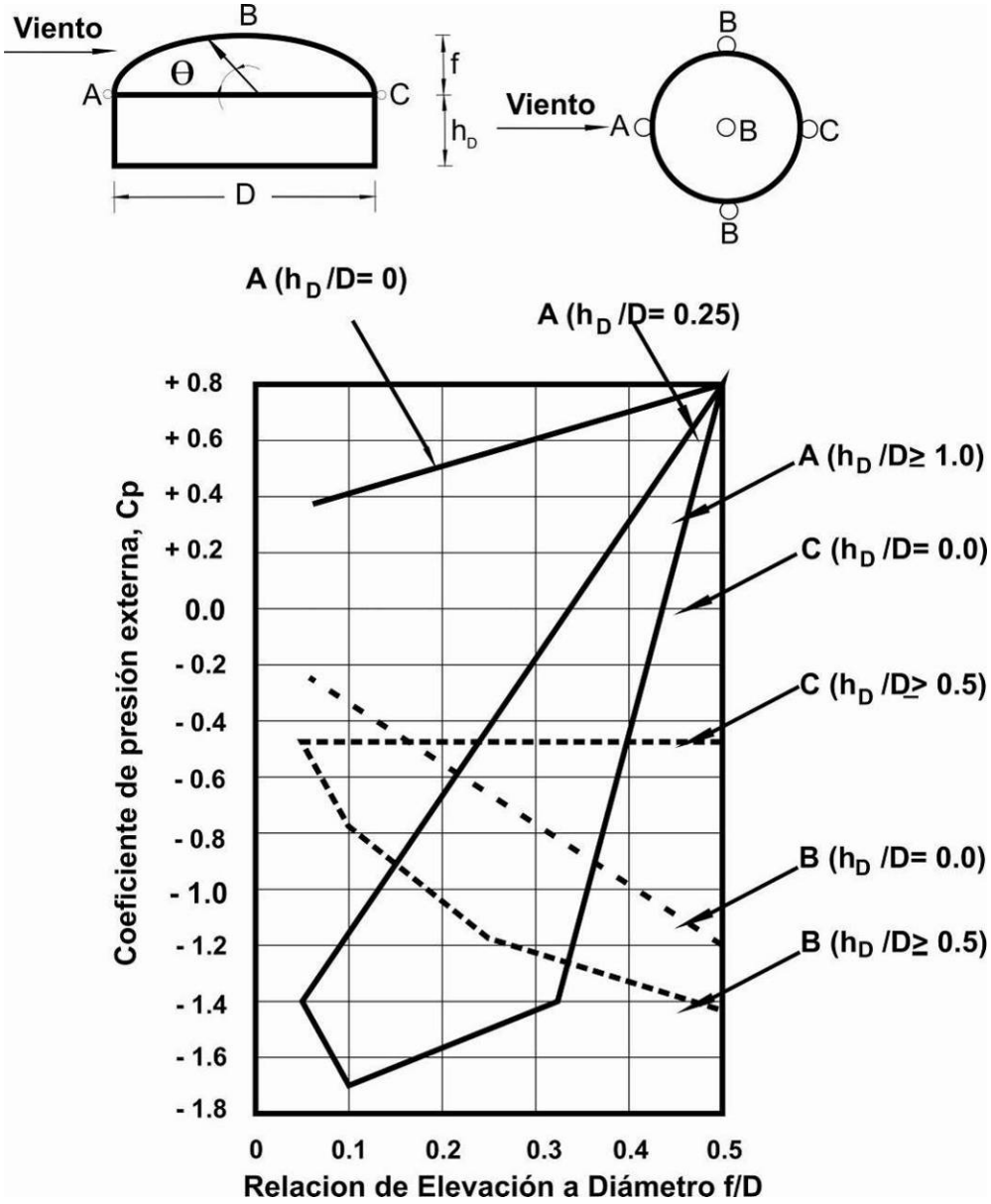
Área (m^2)	Factor de Reducción
<10	1
20	0.9
>100	0.8

Notas:

1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
2. Se permite interpolación lineal para valores de L/B, h/L y θ distintos a los indicados. La interpolación sólo se llevará cabo entre valores del M mismo signo. Donde no se dan valores del mismo signo, se tomará 0.0 para propósitos de interpolación.
3. Donde aparezcan dos valores de C_p indica que la pendiente de la cubierta a barlovento está sujeta a presiones o succiones y la estructura de la cubierta deberá diseñarse para ambas condiciones. En este caso para valores intermedios de h/L, la interpolación solo podrá realizarse entre valores de C_p que tengan el mismo signo.
4. Para cubiertas con una sola pendiente, su superficie total será de barlovento o de sotavento.
5. Para edificios flexibles se debe usar un valor de G_f apropiado, según lo indique la sección B.6.5.8.
6. Para domos (superficies abovedadas) debe usarse la figura B.6.5-4 y para cubiertas en arco debe usarse la figura B.6.5-5.
7. Notación:
   - B : dimensión horizontal del edificio, en m, medidas en dirección normal al viento.
   - L : dimensión horizontal del edificio, en m, medida en dirección paralela al viento.
   - h : altura media de la cubierta en m, excepto que para $\theta \le 10°$, se usará la altura del alero.
   - z : altura sobre el terreno, en m.
   - G : factor del efecto ráfaga.
   - q_z, q_h : Presión de velocidad del viento, en N/m^2, evaluada a la altura respectiva.
   - θ : ángulo del plano de la cubierta con respecto a la horizontal, en grados.
8. Para cubiertas en mansarda, la superficie superior horizontal y la superficie inclinada a sotavento se consideraran para efectos de uso de la tabla, como superficie a sotavento.
9. A excepción del sistema principal (SPRFV) en la cubierta que consiste en pórticos resistentes a momento, el cortante horizontal toral no deberá ser menor que el determinado despreciando las fuerzas del viento sobre las superficies de la cubierta.

Para cubiertas con ángulo $\theta \le 80°$ usar $C_p = 0.8$

Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento.– Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-4	Coeficientes de presión externa, C_p	Domos (cubiertas abovedadas)
Estructuras y Edificios Total o Parcialmente cerrados		



Notas:

1. se deberán considerar dos casos de carga:
   Caso A:
   Valores de C_p entre A y B y entre B y C deberán determinarse por interpolación lineal a lo largo de los arcos del domo paralelos a la MM MM dirección del viento.
   Caso B:
   El valor de C_p deberá ser el valor constante de A para $\theta \leq 25$ grados, y será determinado por interpolación lineal a partir de 25 grados MM para B y desde B a C.
2. Los valores de C_p son los que se deberán utilizar con $q_{(h_D+f)}$ donde $h_D + f$ es la altura de la clave del domo.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones o succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. El valor C_p es constante en la superficie del domo para los arcos de los círculos perpendiculares a la dirección de viento; por ejemplo, el arco M que pasa a través de B-B-B y todos los arcos paralelos a B-B-B.
5. Para valores intermedios de h_D/D deberá interpolarse linealmente.
6. $\theta = 0$ grados en el arranque del domo, $\theta = 90$ grados en el punto superior del centro del domo (clave); f será medido desde el arranque hasta la M clave
7. El cortante horizontal total no debe ser menor que el calculado al despreciar las fuerzas del viento sobre la superficie cubierta.
8. Para valores $f/D < 0.05$, utilizar la figura B.6.5-3.

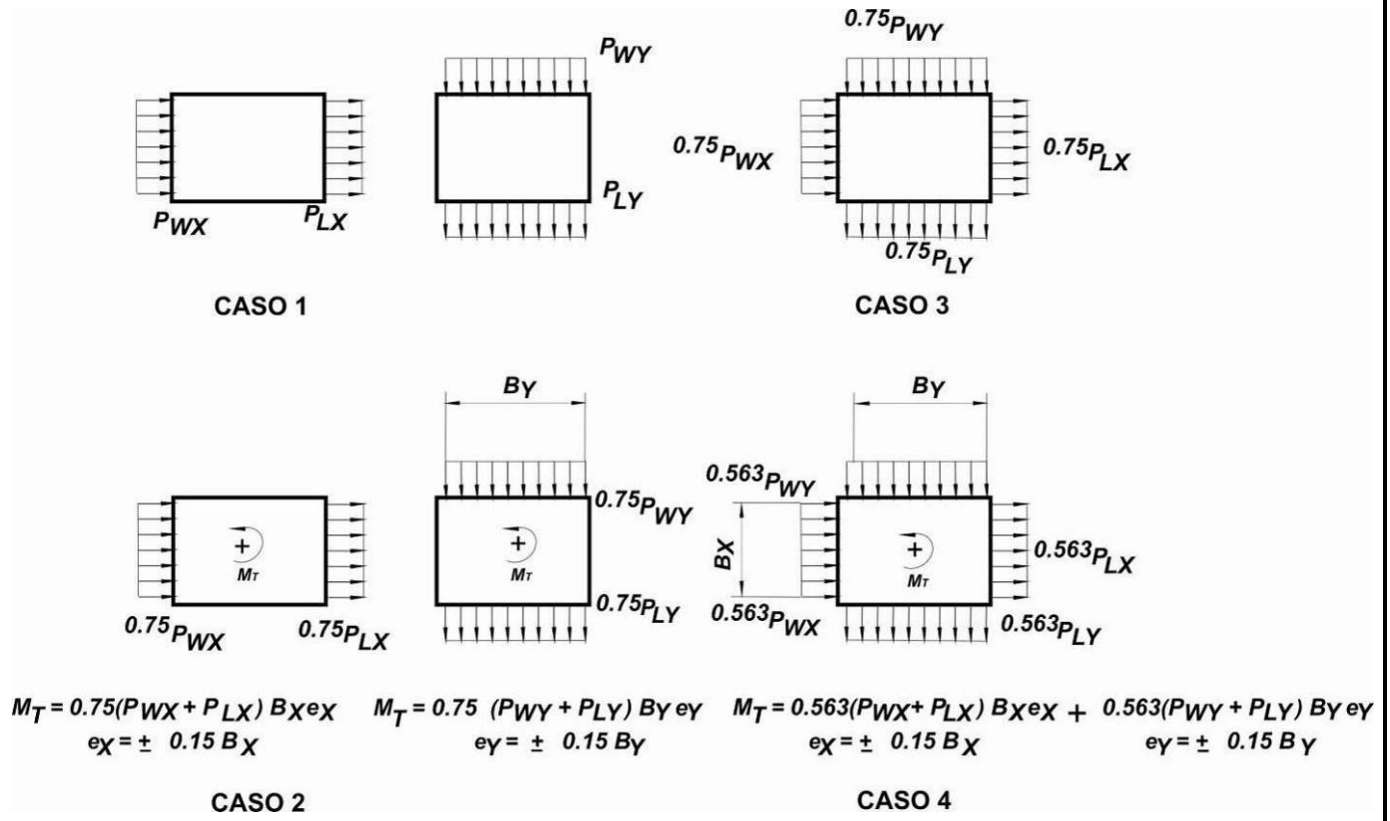
Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento–Componentes y Revestimientos Método 2		Todas las alturas
Figura B.6.5-5	Coeficientes de presión externa, C_p	Cubiertas en Arcos
Edificios y Estructuras total y Parcialmente Cerrados		

Condiciones	Relación Altura/Luz, r	C_p		
		Cuarto a Barlovento	Medio Central	Cuarto a Sotavento
Cubierta sobre estructura elevada	**0 < r < 0.2**	-0.9	-0.7 - r	-0.5
	0.2 ≤ r< 0.3*	1.5r -0.3	-0.7 - r	-0.5
	0.3 ≤ r< 0.6	2.75r-0.7	-0.7 - r	-0.5
Cubierta con el arranque desde nivel del piso	**0<r ≤0.6**	1.4r	-0.7 - r	-0.5

*Cuando la relación altura a longitud es $0.2 \leq r \leq 0.3$, los coeficientes alternativos dados por $6r - 2.1$ podrán también ser usados para cuarto a barlovento

Notas:
1. Los valores listados se usarán para determinar las cargas promedio sobre los sistemas principales resistentes a las fuerzas del viento.
2. Los signos positivos y negativos indican presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
3. Para viento en dirección paralela a la cumbrera, use los coeficientes de presión de la figura B.6.5-3 con el viento en dirección paralela a la M M cumbre.
4. Para los componentes y revestimientos: (1) En el perímetro de la cubierta, use los coeficientes de presión externa dados en las figuras B.6.5-8 M con el ángulo θ medido desde la base de la pendiente y (2) para las áreas de cubierta restantes, use los coeficientes de presión externa de M esta tabla multiplicados por 0.87.

Sistema principal resistente a la fuerza de viento – Método 2		Todas las alturas
Figura B.6.5-6	**Casos de carga de Viento de diseño**	



Caso 1. La totalidad de la presión de viento de diseño que actúa sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, considerada separadamente para cada eje principal.

Caso 2. Tres cuartas partes de la presión del viento de diseño actuando sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, en conjunto con un momento torsional como el mostrado y considerada separadamente para cada eje principal.

Caso 3. Carga de viento como se define en el caso 1, pero considerando que actúa simultáneamente con el 75% del valor especificado.

Caso 4. Carga de viento como se define en el caso 2, pero considerando que actúa simultáneamente con el 75% del valor especificado.

Notas:

1. Las presiones de viento de diseño para las caras de barlovento y sotavento se determinarán de acuerdo con lo estipulado en B.6.5.12.2.1 y B.6.5.12.2.3, aplicable para edificaciones de todas las alturas.
2. Los diagramas muestran vistas en planta de la edificación.
3. Notación:

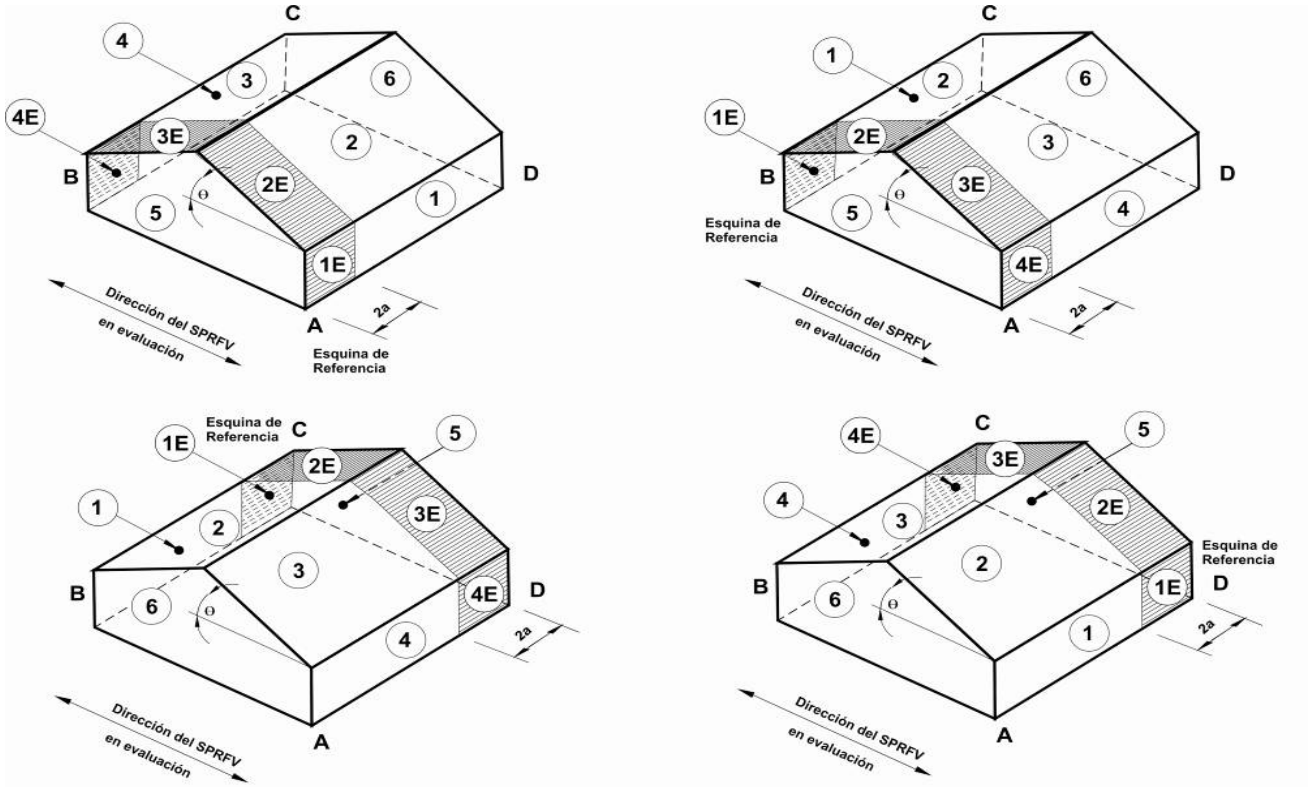
   $\mathbf{P_{wx}}$, $\mathbf{P_{wy}}$: Presión de diseño por viento para la cara de barlovento actuando en el eje principal $\mathbf{x}$ y el eje principal $\mathbf{y}$, respectivamente

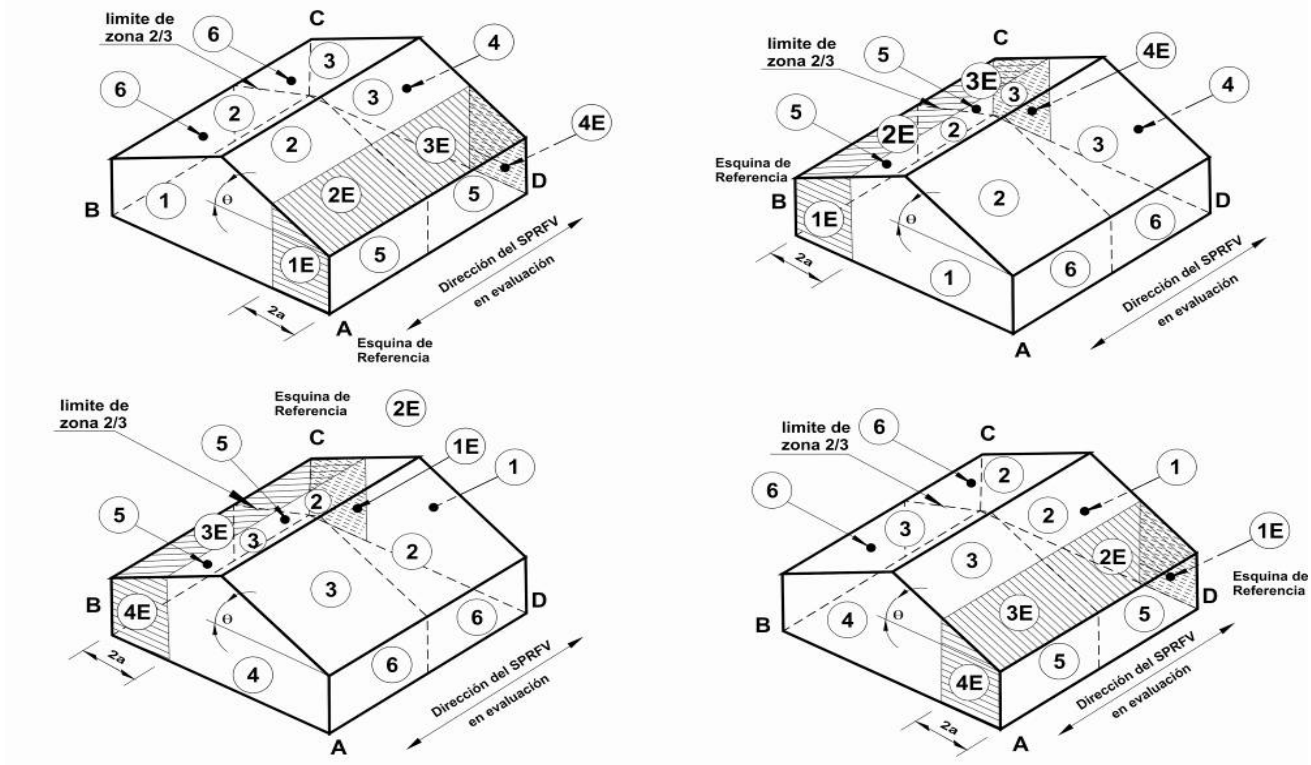
   $\mathbf{P_{LX}}$, $\mathbf{P_{LY}}$; Presión de diseño por viento para la cara de sotavento actuando en el eje principal $\mathbf{x}$ y el eje principal $\mathbf{y}$, respectivamente

   $\mathbf{e(e_x, e_y)}$: Excentricidad para el eje principal $\mathbf{x}$, y el eje principal $\mathbf{y}$, respectivamente

   $\mathbf{M_T}$: Momento torsional por unidad de altura actuando alrededor de un eje vertical de la edificación.

Sistema Principal Resistente a Fuerzas de Viento - Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-7	Coeficientes de presión externa, GC_{pf}	Muros de baja altura y Cubiertas
Edificios total o parcialmente cerrados		



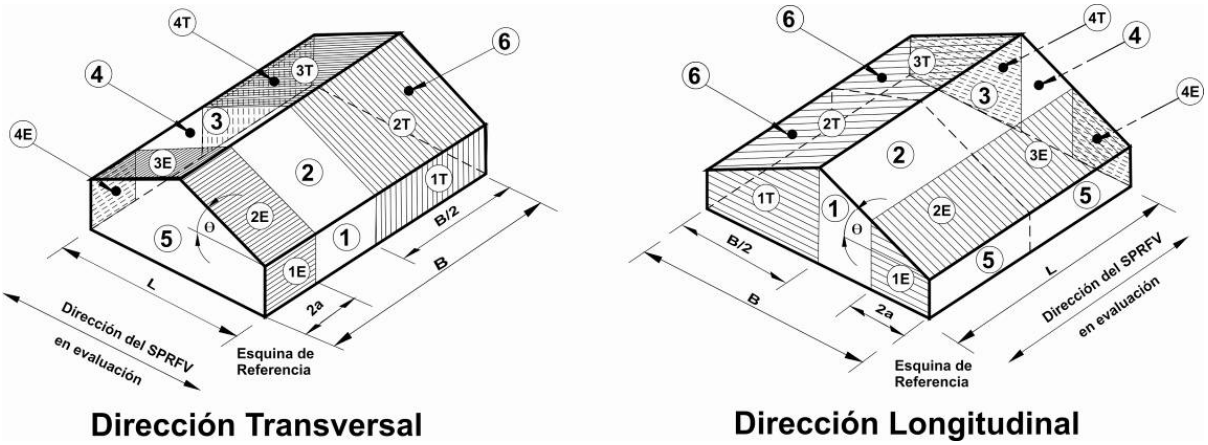


Sistema Principal Resistente a la Fuerza de viento - Método 2		$h \le 18.0$ m
Figura B.6.5-7 (Continuación)	Coeficientes de presión externa, GC_{pf}	Muros de baja altura y Cubiertas
Edificios total o parcialmente cerrados		

Cubierta Ángulo θ (grados)	Superficie de la edificación									
	1	2	3	4	5	6	1E	2E	3E	4E
0-5	0.40	-0.69	-0.37	-0.29	-0.45	-0.45	0.61	-1.07	-0.53	-0.43
20	0.53	-0.69	-0.48	-0.43	-0.45	-0.45	0.80	-1.07	-0.69	-0.64
30-45	0.56	0.21	-0.43	-0.37	-0.45	-0.45	0.69	0.27	-0.53	-0.48
90	0.56	0.56	-0.37	-0.37	-0.45	-0.45	0.69	0.69	-0.48	-0.48

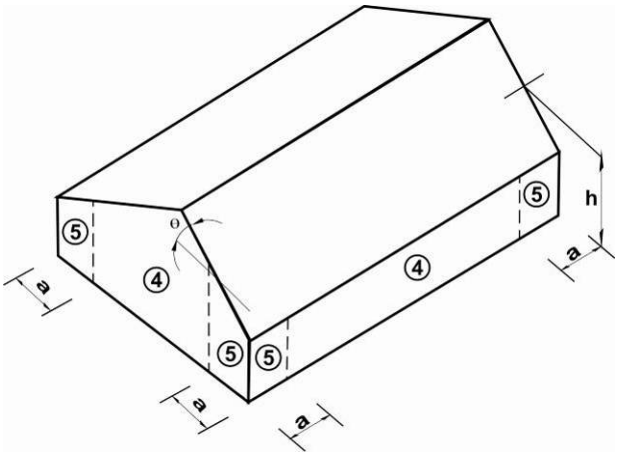
Notas:

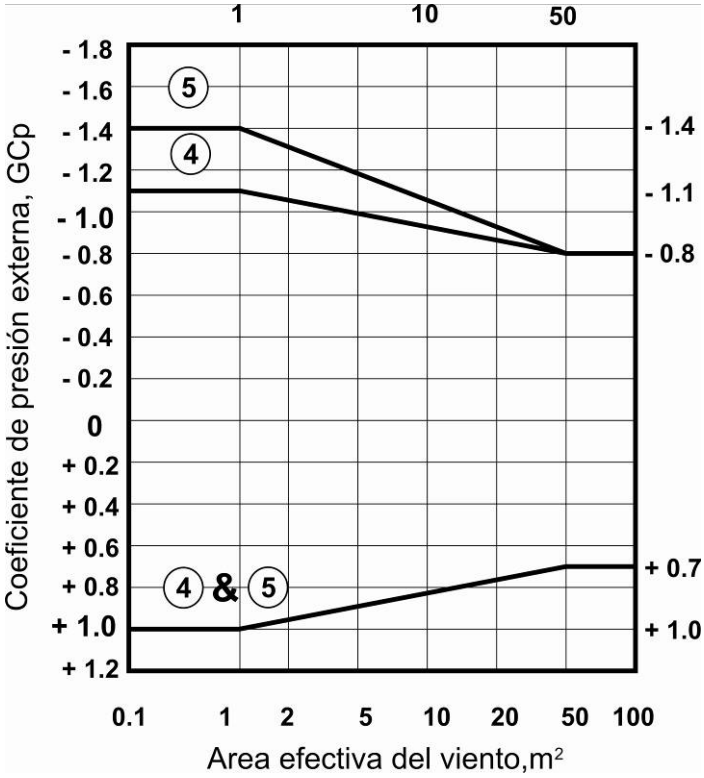
1. Signos positivos y negativos representan presiones y succiones actuando sobre las superficies.
2. Para valores de θ distintos a los mostrados, se permite interpolación lineal.
3. El edificio debe diseñarse para todas las direcciones del viento usando los 8 patrones de carga mostrados. Los patrones de carga son aplicados para cada esquina de la edificación llamada la esquina de referencia.
4. Las combinaciones de presiones externas e internas (véase figura B.6.5-2) se evaluarán como se requiera para obtener las condiciones más severas de carga.
5. Para los casos de carga torsionales mostrados abajo, las presiones en las zonas designadas con "T" (1T, 2T, 3T, 4T) serán 25% de las presiones de viento totales de diseño (zonas 1, 2, 3, 4).
   Excepción: En edificaciones de un solo nivel con h menor igual a 9.0 m, edificaciones aporticadas con dos o menos niveles con construcción liviana y edificaciones con dos niveles o menos diseñados con diafragmas flexibles no requieren ser diseñados para los casos de cargas torsionales.
   Las cargas torsionales deberán ser aplicadas a los ocho patrones de carga básicos usando las figuras abajo mostradas, aplicadas a cada esquina referencia.
6. Excepto para pórticos resistentes a momento, el cortante horizontal total no deberá ser menor que el determinado despreciando las fuerzas de viento sobre la superficie de la cubierta.
7. Para el diseño del sistema principal (SPRFV) deberá proveerse resistencia lateral en la dirección paralela a la cumbrera o para las cubiertas M planas, use $\theta = 0°$ y localice el límite de la zonas 2 y 3 a la mitad de la longitud de la edificación.
8. El coeficiente de presión de la cubierta GC_{pf}, cuando es negativo en la Zona 2 ó 2E, se aplicará en Zona 2/2E a una distancia del borde de la cubierta igual a 0.5 veces la dimensión horizontal del edificio paralelo a la dirección del SPRFV que está diseñándose o 2.5 veces la altura del alero, h_e, en el muro a barlovento, el que sea menor; el restante de la Zona 2/2E que se extiende hasta la cumbrera usará el coeficiente de presión GC_{pf} para Zona 3/3E.
9. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal ó $0.4h$, la que sea menor, pero no menos del 4% de la menor dimensión horizontal ó 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en metros, exceptuando que para $\theta \le 10°$, se usará la altura del alero.
   θ : Angulo de la cubierta con respecto a la horizontal, en grados.



CASOS DE CARGA TORSIONAL

Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-8A	**Coeficientes de presión externa, GC_p**	**Muros**
Edificios total o parcialmente cerrados		

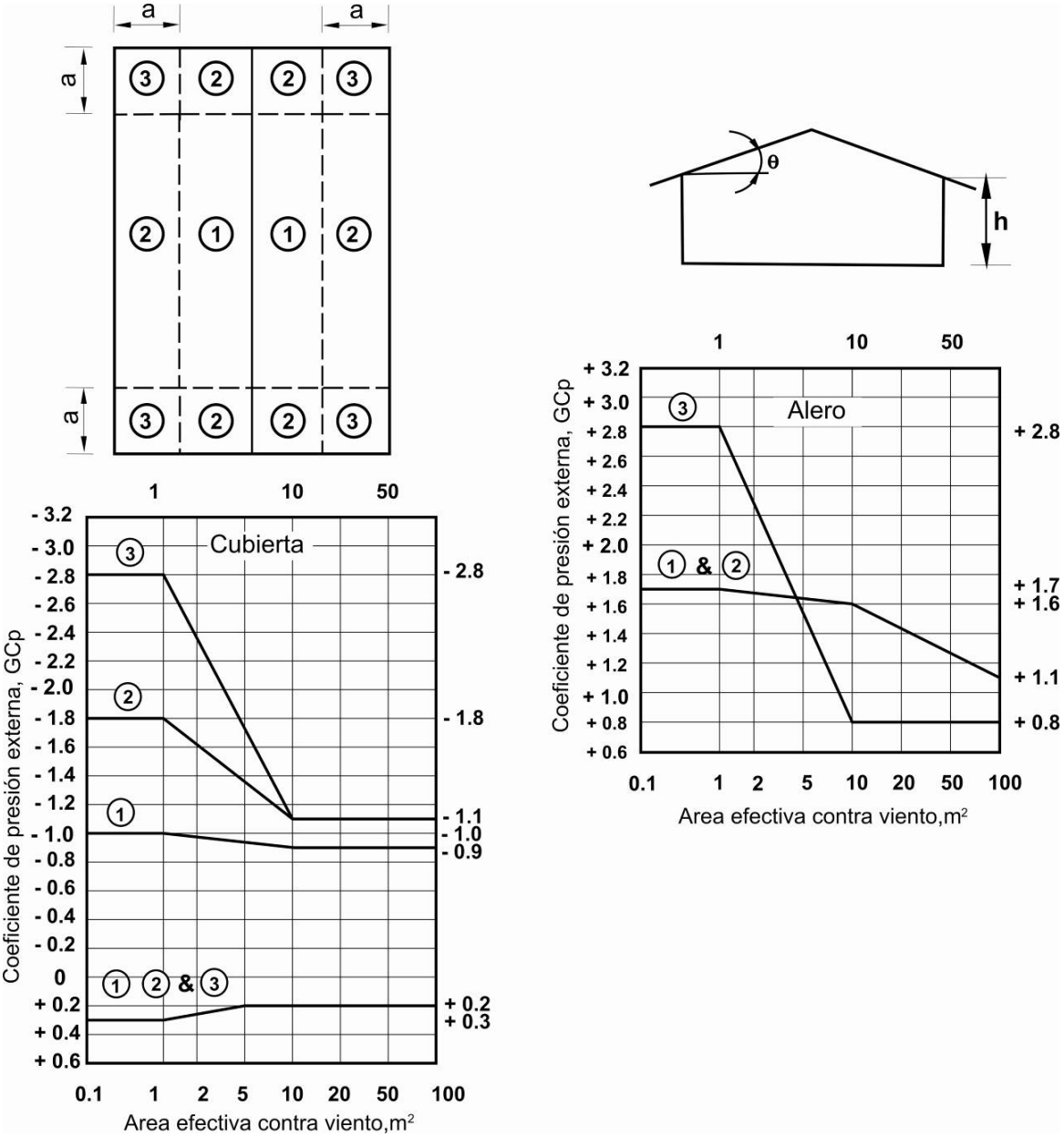




Notas:

1. Lar ordenadas GC_p , son los valores a ser usados con q_h .
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento, en metros cuadrados.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Cada componente se diseñará para as presiones y succiones máximas.
5. Los valores de GC_p para paredes serán reducidos en 10% cuando el ángulo $\theta \leq 10°$.
6. Notación:
   a : 10% de la dimensión horizontal ó $0.4h$, la que sea menor, pero no menos del 4% de la menor dimensión horizontal ó 1.0 m..
   h : Altura promedio de la cubierta, en metros, exceptuando que para $\theta \leq 10°$, se usará la altura del alero.
   θ : Angulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados

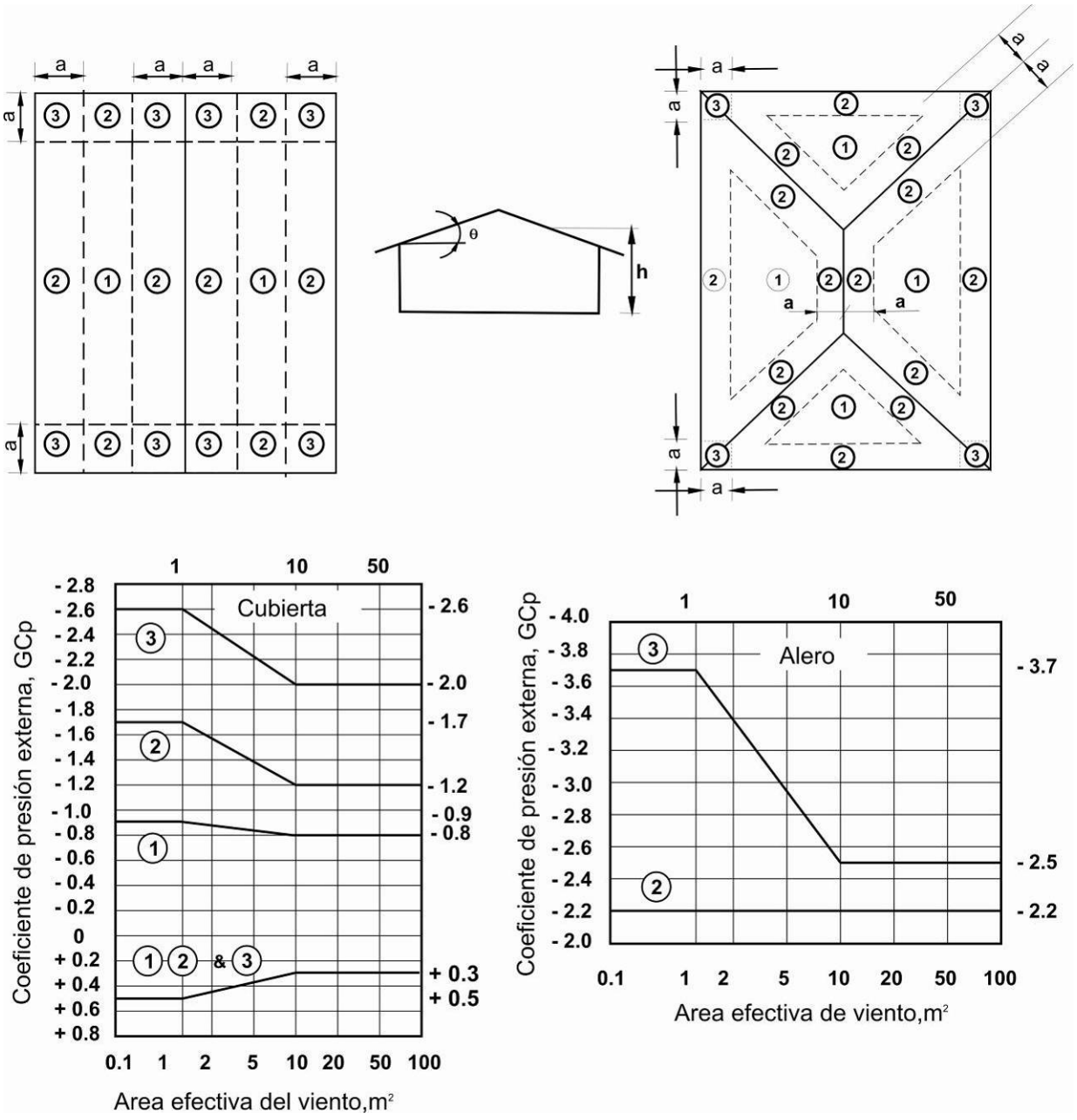
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \le 18.0$ m
Figura B.6.5-8B	Coeficientes de presión externa GC_p	Cubiertas a dos aguas $\theta \le 7°$
Edificios Total o Parcialmente Cerrados		



Notas:

1. Las ordenadas GC_p son los valores a ser usados con q_h.
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento, metros cuadrados.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Si existe un antepecho con altura igual o mayor a 1.0 m alrededor de la cubierta con $\theta \le 7°$, los valores negativos de GC_p en la Zona 3 deberán ser iguales a los de la Zona 2 y los valores positivos de GC_p en la Zona 2 y 4 deberán ser iguales a aquellos dados para paredes en Zonas 4 y 5 respectivamente en la Figura B.6.5-8A.
6. Los valores de GC_p para los aleros de las cubiertas, incluyen las contribuciones de presión de las superficies superiores e inferiores.
7. Notación:
   a : 10% de la dimensión horizontal ó $0.4h$, la que sea menor, pero no menos del 4% de la menor dimensión horizontal ó 1.0 m.
   h : Se usará la altura del alero para $\theta \le 10°$.
   θ : Angulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-8C	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas a dos y a cuatro aguas $7° < \theta \leq 27°$
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		



Notas:

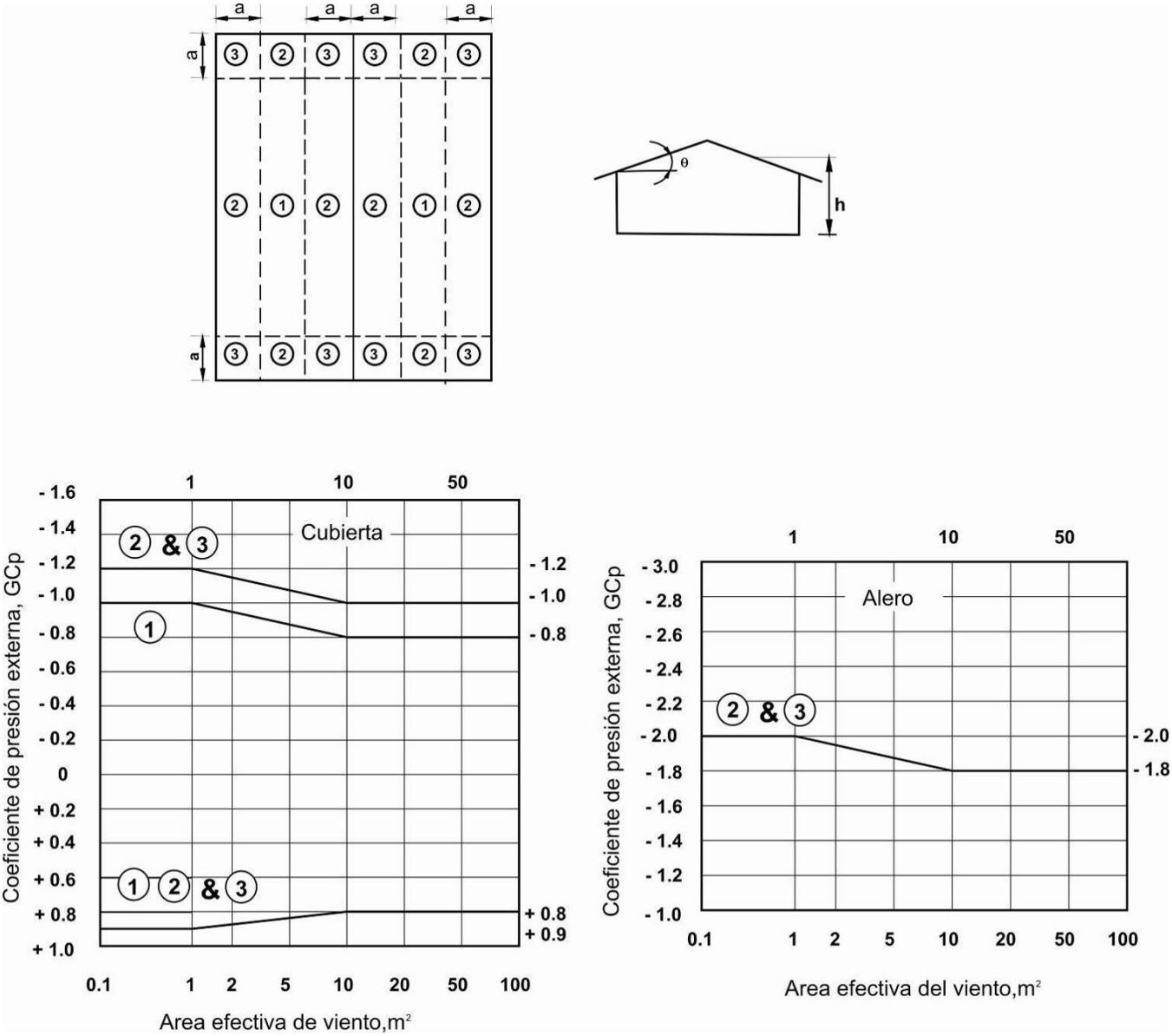
1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Los valores de GC_p para aleros de cubierta incluyen las contribuciones de presión de las superficies inferior y superior.
6. Para las cubiertas a cuatro aguas con $\theta \leq 27°$, la Zona 3 debe ser considerada como la Zona 2.
7. Notación:

   a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.

   h : La altura promedio de la cubierta en m, excepto que la altura del alero debe usarse para $\theta \leq 10°$.

   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

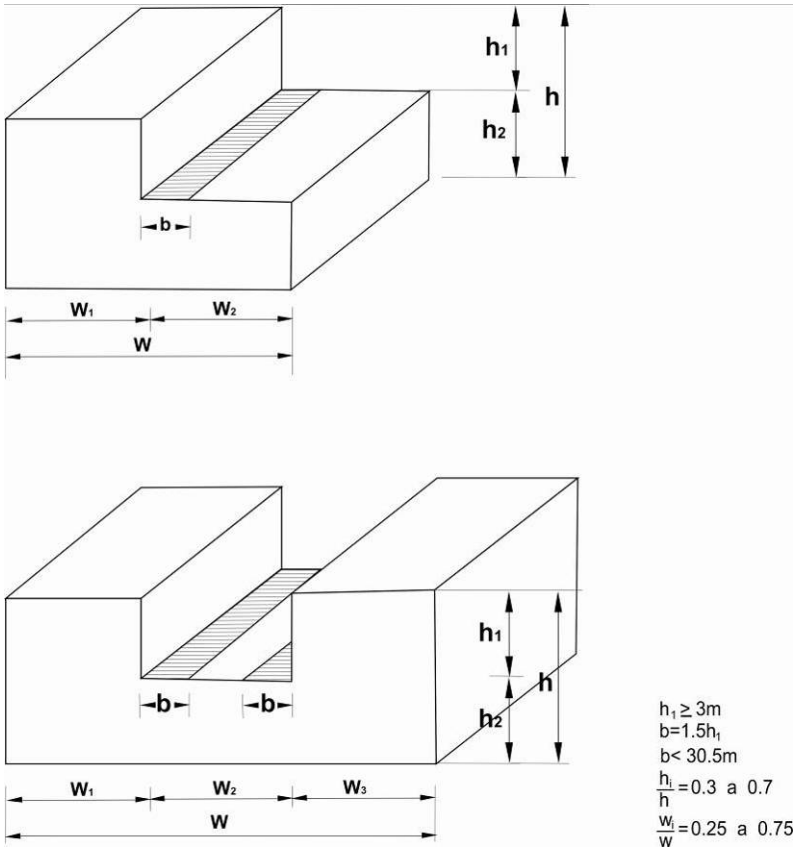
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-8D	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas a dos aguas
Edificios Cerrados, Parcialmente Cerrados		$27° < \theta \leq 45°$



Notas:

1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Los valores de GC_p para aleros incluyen las contribuciones de las superficies de arriba y de abajo.
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o **0.4h** , el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : La altura promedio de la cubierta en m.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

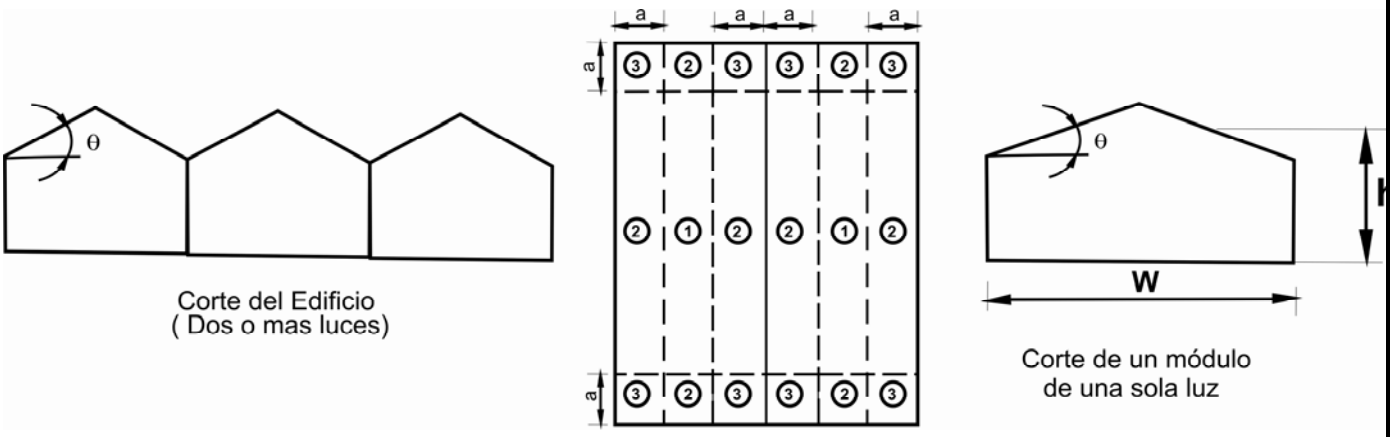
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-9	**Coeficientes de Presión Externa, GC_p**	**Cubiertas Escalonadas**
Edificios Cerrados, Parcialmente Cerrados		

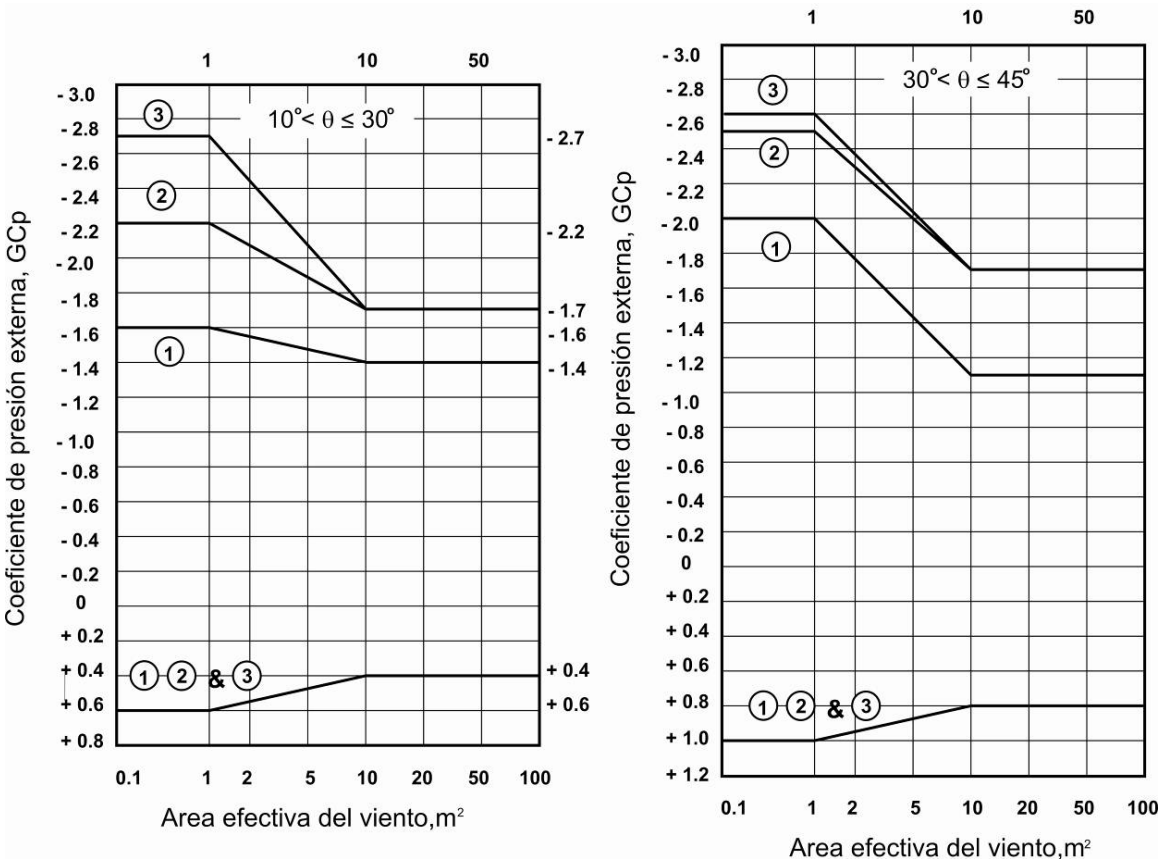


Notas:

1. En el nivel inferior plano, las cubiertas escalonadas mostradas en la Figura B.6.5-9, las designaciones de zona y coeficientes de presión de la Figura B.6.5-8B se deben usar, excepto que para las intersecciones de la parte superior de la cubierta con las paredes, Zona 3 debe ser tratada como Zona 2, y Zona 2 como Zona 1. Los valores positivos de GC_p iguales a los de las paredes en la Figura B.6.5-8A deben usarse en las áreas achuradas mostradas en la Figura B.6.5-9..
2. Notación:
   $\mathbf{b}$: $\mathbf{1.5h_1}$ en Figura B.6.5-9, pero no mayor que 30.0 m
   $\mathbf{h}$: Promedio de la altura de la cubierta, en m.
   $\mathbf{h_i}$: $\mathbf{h_1}$ o $\mathbf{h_2}$ en la Figura B.6.5-9; $\mathbf{h = h_1 + h_2}$; $\mathbf{h_1 \geq 3.0}$ m; $\mathbf{h_1/h_2 = 0.3}$ a $\mathbf{0.7}$
   $\mathbf{W}$: ancho del edificio en la Figura B.6.5-9
   $\mathbf{W_i}$: $\mathbf{W_1}$ o $\mathbf{W_2}$ o $\mathbf{W_3}$ en la Figura B.6.5-9. $\mathbf{W = W_1 + W_2}$ o $\mathbf{W_1 + W_2 + W_3}$; $\mathbf{W_i/W = 0.25}$ a $\mathbf{0.75}$
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \le 18.0$ m
Figura B.6.5-10	**Coeficientes de Presión Externa, GC_p**	**Cubiertas a dos aguas de varias luces**
Edificios Cerrados, Parcialmente Cerrados		

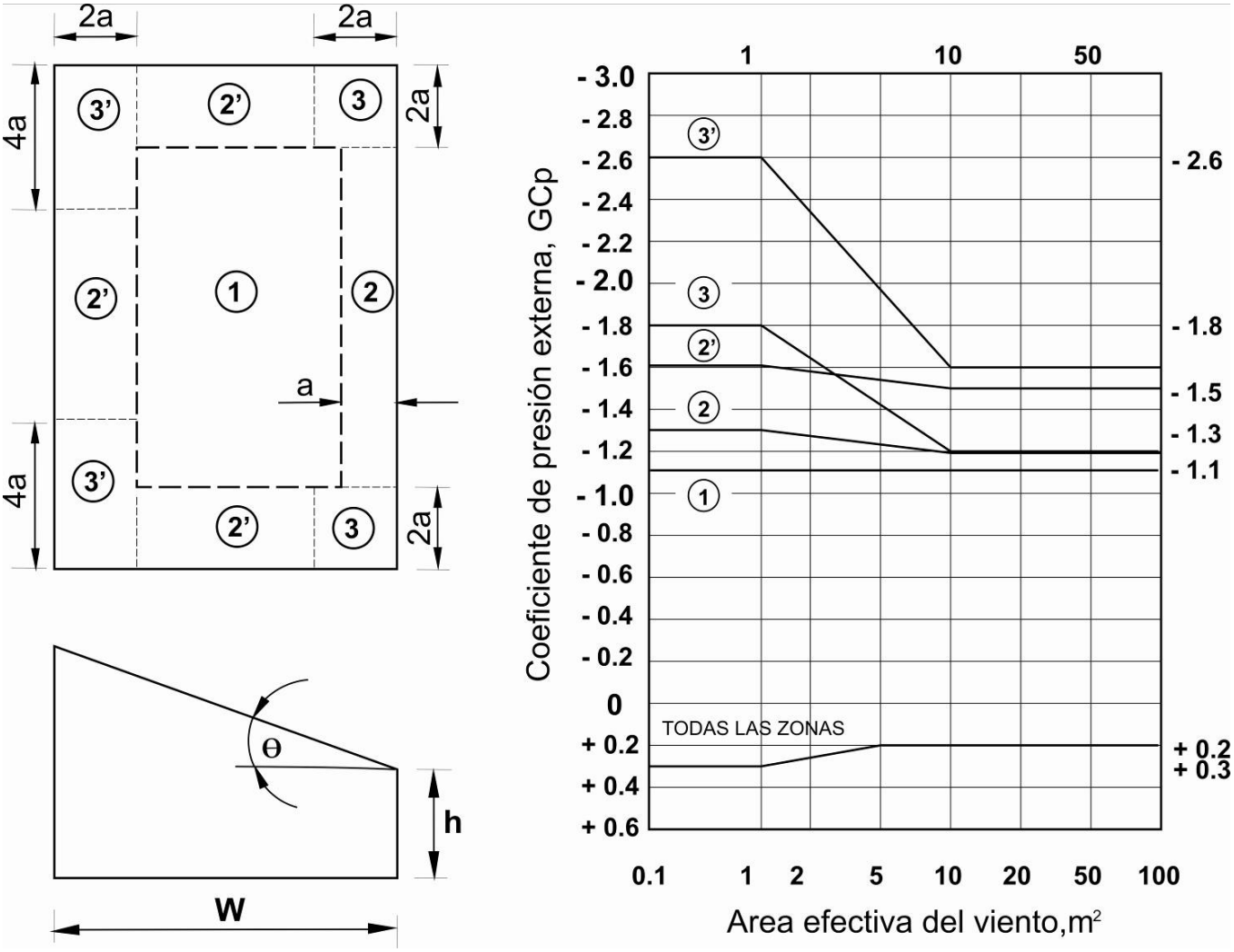




Notas:

1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Para $\theta \le 10°$, se deben usar los valores de GC_p de la Figura B. 6.5-8
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o **0.4h** , el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : La altura promedio de la cubierta en m. excepto que la altura del alero debe usarse para $\theta \le 10°$
   W : Ancho del modulo del edificio, en m.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados

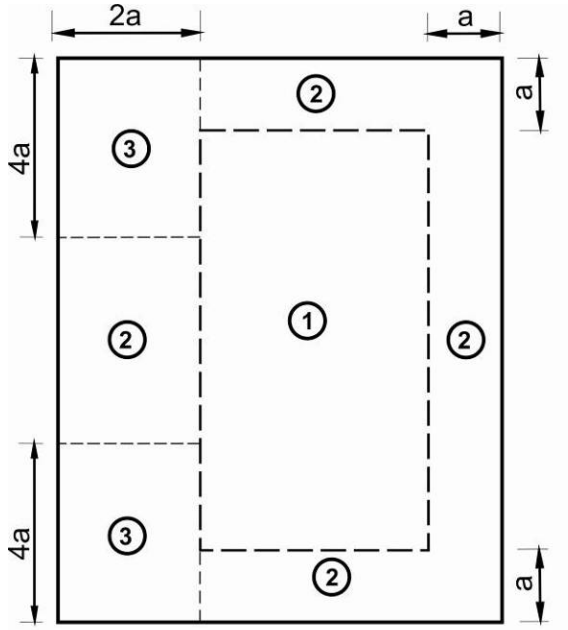
Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \le 18.0$ m
Figura B.6.5-11A	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas de una pendiente $3° < \theta \le 10°$
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		

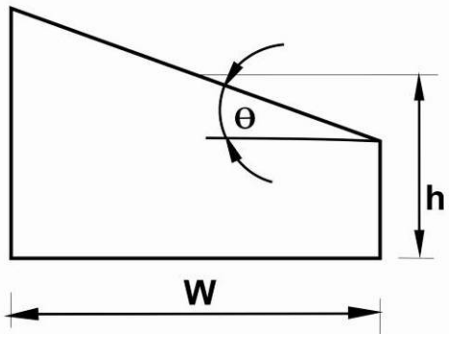


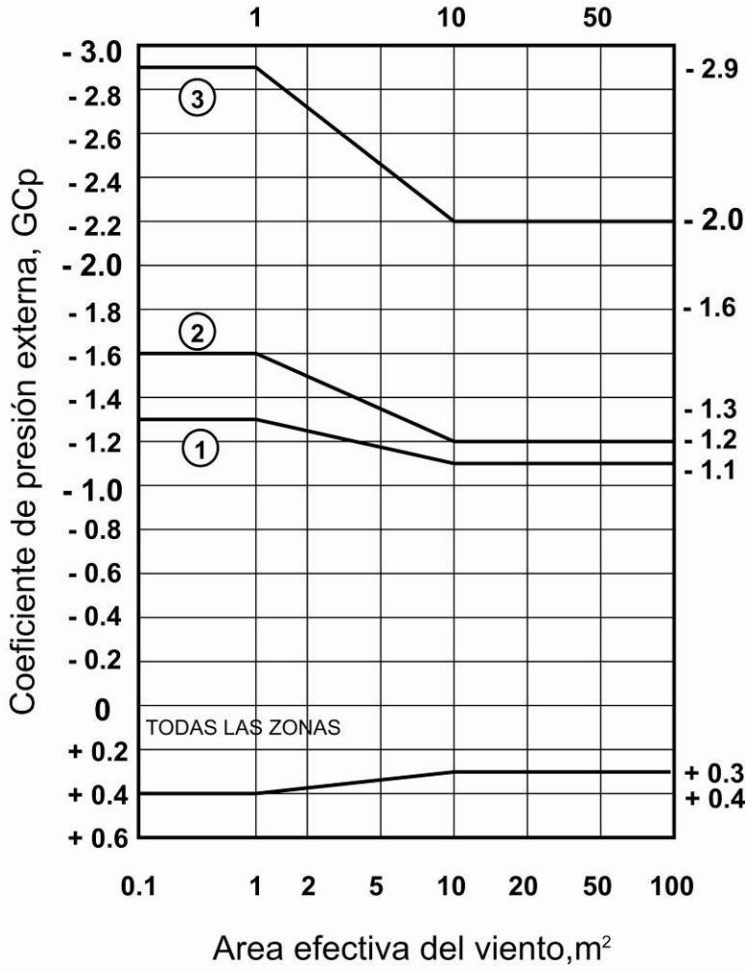
Notas:

1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Para $\theta \le 3°$, se deben usar los valores de GC_p de la Figura B.6.5-8B
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : La altura del alero debe usarse para $\theta \le 10°$.
   W : Ancho del edificio, en m.
   θ : Angulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.5-11B	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas de una pendiente $10^\circ < \theta \leq 30^\circ$
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		



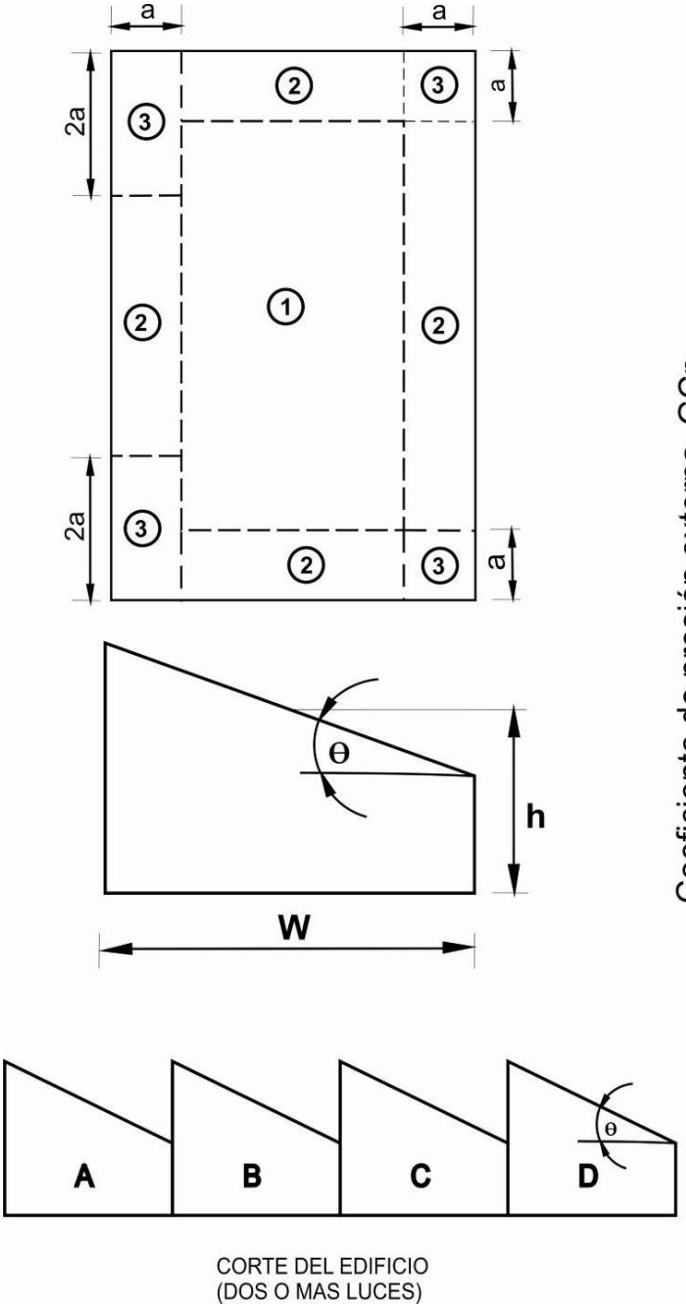




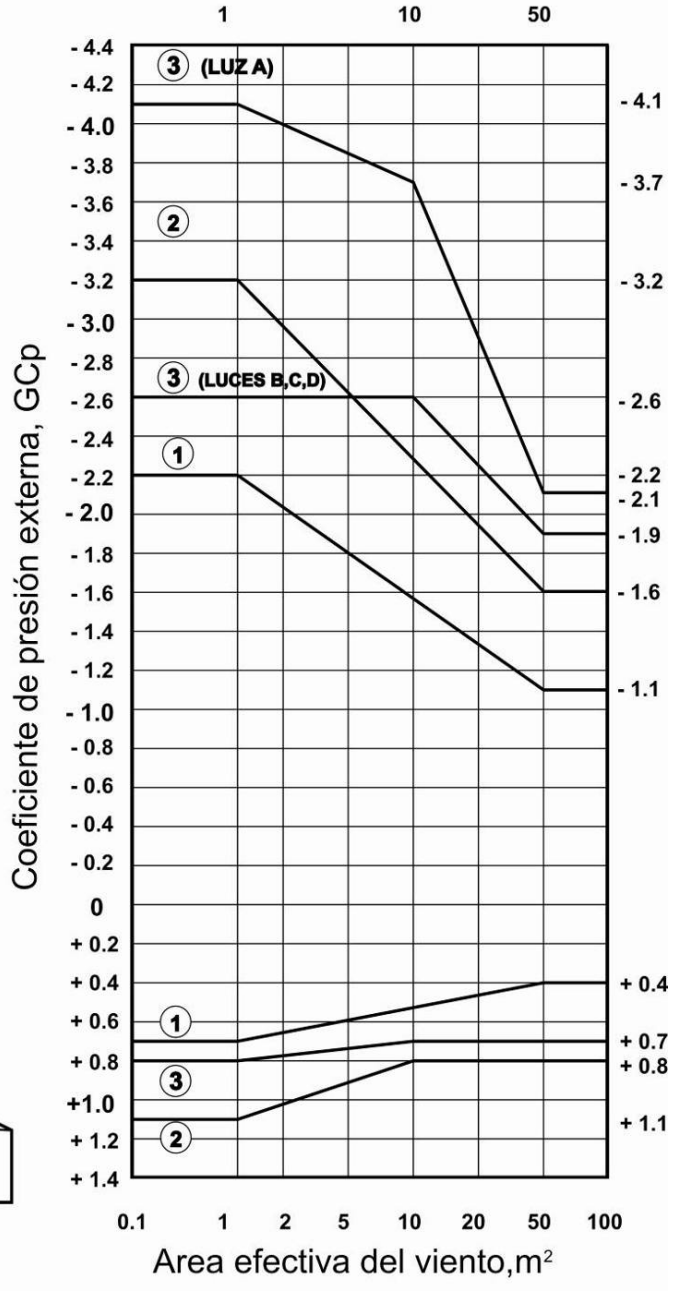
Notas:

1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento, A , en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   W : Ancho del edificio, en m.
   θ : Angulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \le 18.0$ m
Figura B.6.5-12	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas Aserradas
Edificios Cerrados, Parcialmente Cerrados		



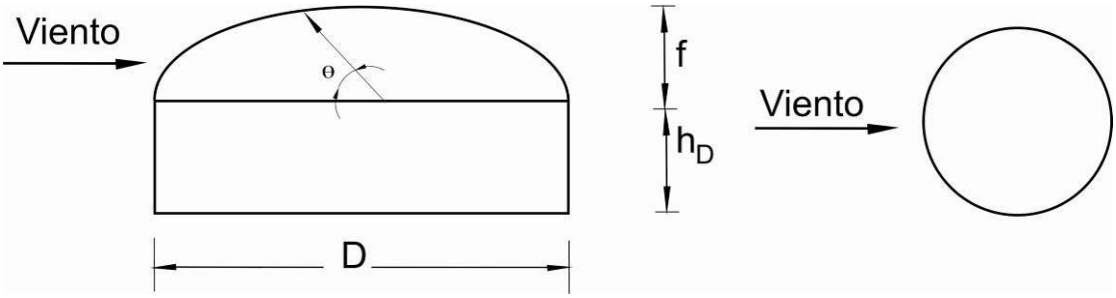
CORTE DEL EDIFICIO
(DOS O MAS LUCES)



Notas:

1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
5. Para $\theta \le 10°$, se deben usar los valores de GC_p de la Figura B.6.5-8
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o $0.4h$, el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   W : Ancho del edificio, en m.
   θ : Angulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados

Componentes y Revestimientos – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-13	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Cubiertas en Domos
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		

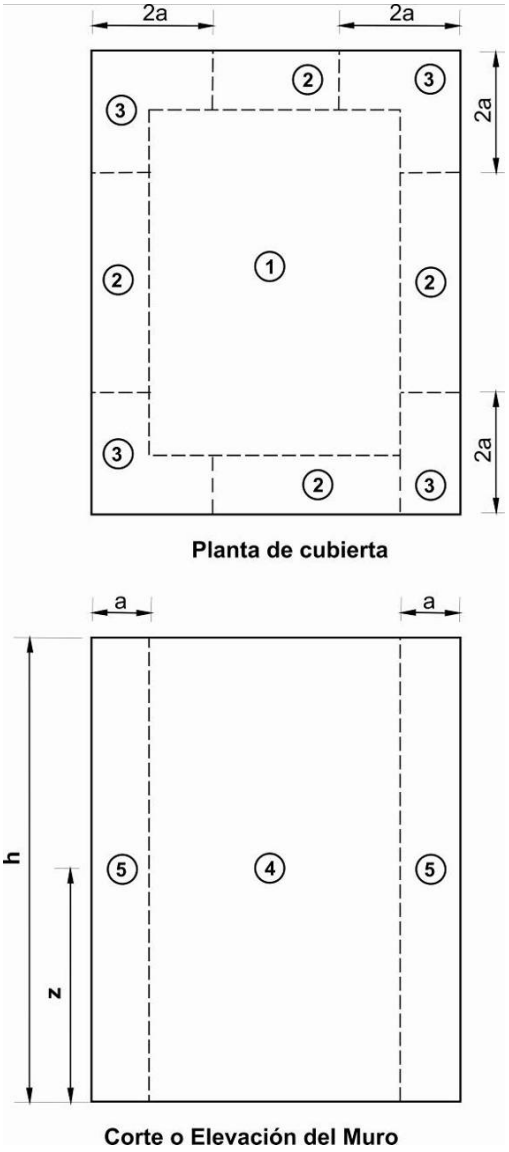


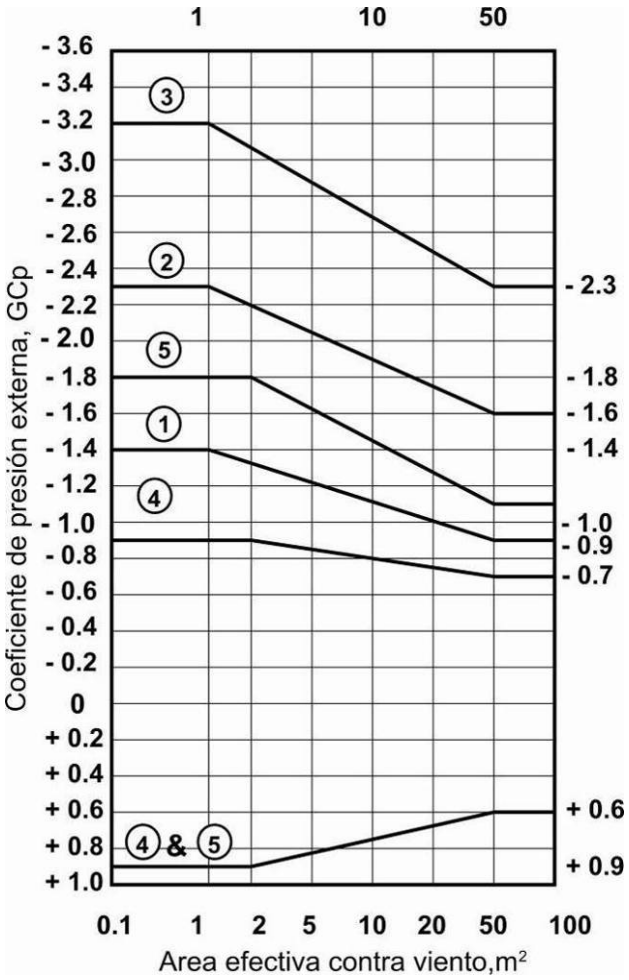
Coeficiente de Presión Externa Para Domos con Base Circular			
θ , grados	Presión Negativa	Presión Positiva	Presión Positiva
	0 - 90	0 - 60	61 - 90
GC_p	-0.9	+0.9	+0.5

Notas:

1. Los valores de GC_p para ser usados con $q_{(hD+f)}$ donde $h_D + f$ es la altura a la cresta del domo
2. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
3. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
4. Los valores aplican para $0.0 \le h_D/D \le 0.5$, $0.2 \le f/D \le 0.5$
5. $\theta = 0°$ en la base del domo, $\theta = 90°$ en el centro del punto mas alto del domo, f es medida desde la base del domo hasta el tope.

Componentes y Revestimientos – Método 2		$h \geq 18.0$ m.
Figura B.6.5-14	Coeficientes de Presión Externa, GC_p	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados y Parcialmente Cerrados		

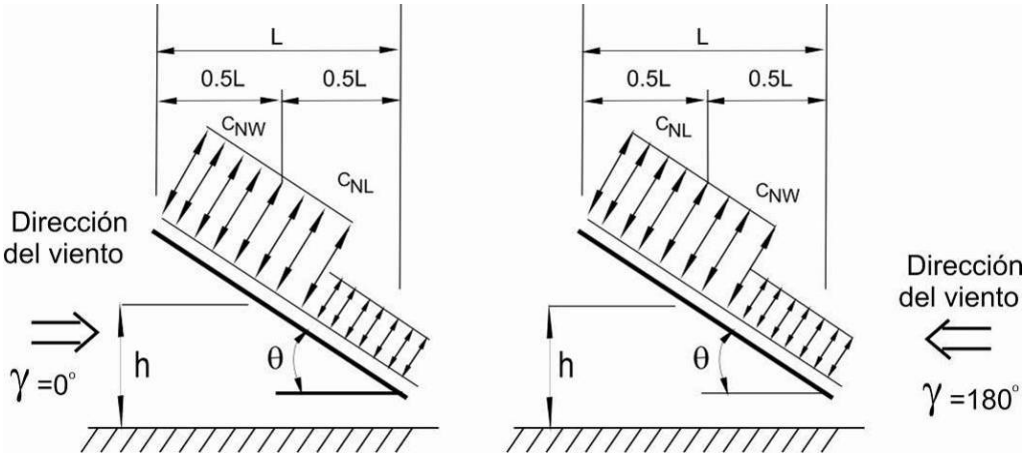




Notas:

1. Las ordenadas GC_p son los valores para ser usados con q_h o q_z
2. Las abscisas representan las áreas efectivas expuestas al viento, A , en m^2.
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Use q_z con los valores positivos de GC_p y q_h con los valores negativos de GC_p
5. Cada componente se diseñará para las presiones y succiones máximas.
6. Los coeficientes son para cubiertas con $\theta = 10°$, para otros ángulos y geometría de techos use valores de GC_p de la Figura B.6.5-8 y q_h basado en la exposición definida en B.6.5.6
7. Si se coloca alrededor del perímetro de un techo con $\theta \leq 10°$ un parapeto igual o mayor que 1.0 m , la Zona 3 debe considerarse como Zona 2.
8. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal pero no menor que 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m, excepto que para $\theta \leq 10°$ se debe usar la altura del alero.
   z : Altura arriba del terreno, en m.\
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Sistema Principal Resistente a Fuerzas de Viento		$0.25 \le h/L \le 1.0$
Figura B.6.5-15A	**Coeficientes de Presión Neta, C_N**	**Cubiertas libres de una pendiente**
Edificios Abiertos		$\theta \le 45°$, $\gamma = 0°$, $180°$

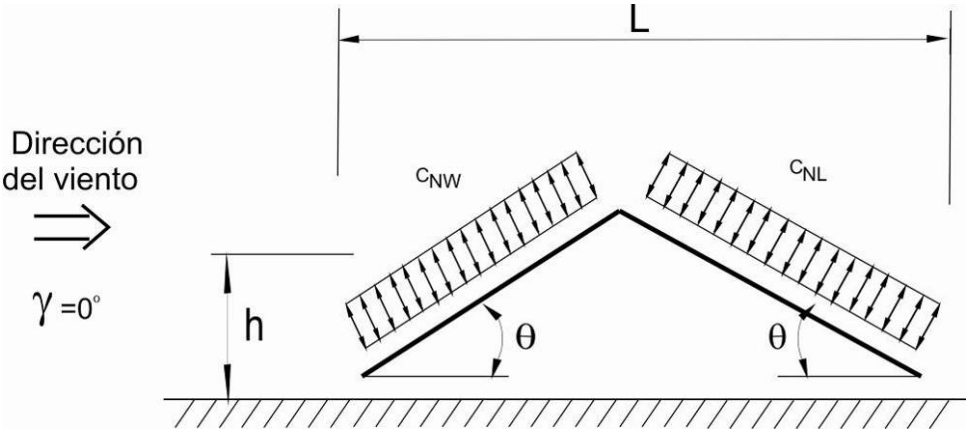


Ángulo de la Cubierta θ	Caso de Carga	Dirección del Viento $\gamma = 0°$				Dirección del Viento $\gamma = 180°$			
		Flujo de Viento Libre		Flujo de Viento Obstruido		Flujo de Viento Libre		Flujo de Viento Obstruido	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
0º	**A**	1.2	0.3	-0.3	-1.2	1.2	0.3	-0.5	-1.2
	B	-1.1	-0.1	-1.1	-0.6	-1.1	-0.1	-1.1	-0.6
7.5º	**A**	-0.6	-1.0	-1	-1.5	0.9	1.5	-0.2	-1.2
	B	-1.4	0.0	-1.7	-0.8	1.6	0.3	0.8	-0.3
15º	**A**	-0.9	-1.3	-1.1	-1.5	1.3	1.6	0.4	-1.1
	B	-1.9	0.0	-2.1	-0.6	1.8	0.6	1.2	-0.3
22.5º	**A**	-1.5	-1.6	-1.5	-1.7	1.7	1.8	0.5	-1.0
	B	-2.4	-0.3	-2.3	-0.9	2.2	0.7	1.3	0.0
36º	**A**	-1.8	-1.8	-1.5	-1.8	2.1	2.1	0.6	-1.0
	B	-2.5	-0.5	-2.3	-1.1	2.6	1.0	1.6	0.1
37.5º	**A**	-1.8	-1.8	-1.5	-1.8	2.1	2.2	0.7	-0.9
	B	-2.4	-0.6	-2.2	-1.1	2.7	1.1	1.9	0.3
45º	**A**	-1.6	-1.8	-1.3	-1.8	2.2	2.5	0.8	-0.9
	B	-2.3	-0.7	-1.9	-1.2	2.6	1.4	2.1	0.4

Notas:

1. C_{NW} y C_{NL} denotan las presiones netas (contribuciones de las superficies de arriba y de abajo) para la mitad de las superficies de techo para barlovento y sotavento respectivamente.
2. El flujo de viento libre denota flujo de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo igual o menor al 50%. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo del viento (bloqueo mayor al 50%).
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Para valores de θ entre 7.5º y 45º se permite interpolación lineal, para valores de θ menores de 7.5º use los coeficientes de $\theta = 0°$.
5. Todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo deben ser investigados.
6. Notación:
   L : Dimensión horizontal del techo medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   γ : Dirección del viento en grados.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Sistema Principal Resistente a Fuerzas de Viento		$0.25 \le h/L \le 1.0$
Figura B.6.5-15B	**Coeficientes de Presión Neta, C_N**	**Cubiertas libres a dos aguas**
Edificios Abiertos		$\theta \le 45°$, $\gamma = 0°$, $180°$

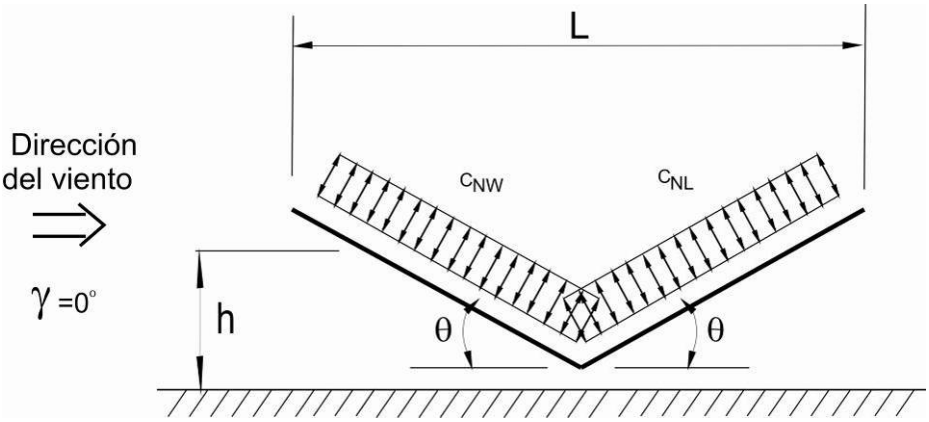


Ángulo de la Cubierta θ	Caso de Carga	Dirección del Viento $\gamma = 0°$, $180°$			
		Flujo de Viento Libre		Flujo de Viento Obstruido	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
7.5º	**A**	1.1	-0.3	-1.6	-1.0
	B	0.2	-1.2	-0.9	-1.7
15º	**A**	1.1	-0.4	-1.2	-1
	B	0.1	-1.1	-0.6	-1.6
22.5º	**A**	1.1	0.1	-1.2	-1.2
	B	-0.1	-0.8	-0.8	-1.7
30º	**A**	1.3	0.3	-0.7	-0.7
	B	-0.1	-0.9	-0.2	-1.1
37.5º	**A**	1.3	0.6	-0.6	-0.6
	B	-0.2	-0.6	-0.3	-0.9
45º	**A**	1.1	0.9	-0.5	-0.5
	B	-0.3	-0.5	-0.3	-0.7

Notas:

1. C_{NW} y C_{NL} denotan las presiones netas (contribuciones de las superficies de arriba y de abajo) para la mitad de las superficies de techo para barlovento y sotavento respectivamente.
2. El flujo de viento libre denota flujo de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo igual o menor al 50%. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo del viento (bloqueo mayor al 50%)
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Para valores de θ entre 7.5º y 45º se permite interpolación lineal, para valores de θ menores de 7.5º use los coeficientes de de carga para techos de una sola pendiente.
5. Todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo deben ser investigados.
6. Notación:
   L : Dimensión horizontal del techo medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   γ : Dirección del viento en grados.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Sistema Principal Resistente a Fuerzas de Viento		$0.25 \le h/L \le 1.0$
Figura B.6.5-15C	Coeficientes de Presión Neta, C_N	Cubiertas en Artesa (dos aguas invertidas)
Edificios Abiertos		$\theta \le 45^\circ$, $\gamma = 0^\circ$, 180°

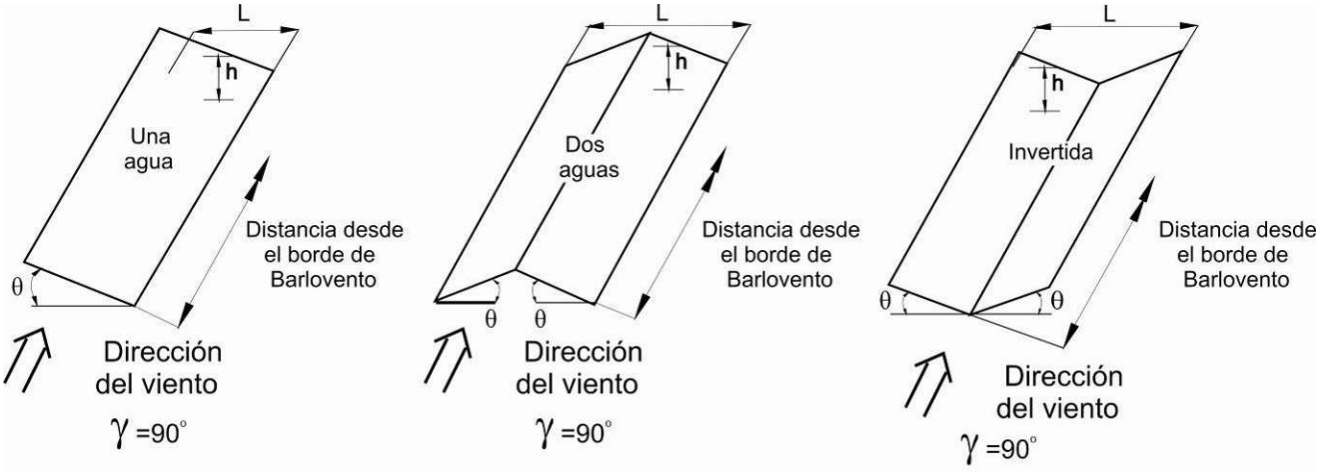


Ángulo de la Cubierta θ	Caso de Carga	Dirección del Viento $\gamma = 0^\circ$, 180°			
		Flujo de Viento Libre		Flujo de Viento Obstruido	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
7.5º	A	-1.1	0.3	-1.6	-0.5
	B	-0.2	1.2	-0.9	-0.8
15º	A	-1.1	0.4	-1.2	-0.5
	B	0.1	1.1	-0.6	-0.8
22.5º	A	-1.1	-0.1	-1.2	-0.6
	B	-0.1	0.8	-0.8	-0.8
30º	A	-1.3	-0.3	-1.4	-0.4
	B	-0.1	0.9	-0.2	-0.5
37.5º	A	-1.3	-0.6	-1.4	-0.3
	B	0.2	0.6	-0.3	-0.4
45º	A	-1.1	-0.9	-1.2	-0.3
	B	0.3	0.5	-0.3	-0.4

Notas:

1. C_{NW} y C_{NL} denotan las presiones netas (contribuciones de las superficies de arriba y de abajo) para la mitad de las superficies de techo para barlovento y sotavento respectivamente.
2. El flujo de viento libre denota flujo de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo igual o menor al 50%. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo del viento (bloqueo mayor al 50%)
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies consideradas.
4. Para valores de θ entre 7.5º y 45º se permite interpolación lineal, para valores de θ menores de 7.5º use los coeficientes de de carga para techos de una sola pendiente.
5. Todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo deben ser investigados.
6. Notación:
   L : Dimensión horizontal del techo medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   γ : Dirección del viento en grados.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados

Sistema Principal Resistente a Fuerzas de Viento (SPRFV)		$0.25 \le h/L \le 1.0$ m
Figura B.6.5-15D	**Coeficientes de Presión Neta, C_N**	**Cubiertas libres en distintas formas**
Edificios Abiertos		$\theta \le 45°$, $\gamma = 0°$, $180°$

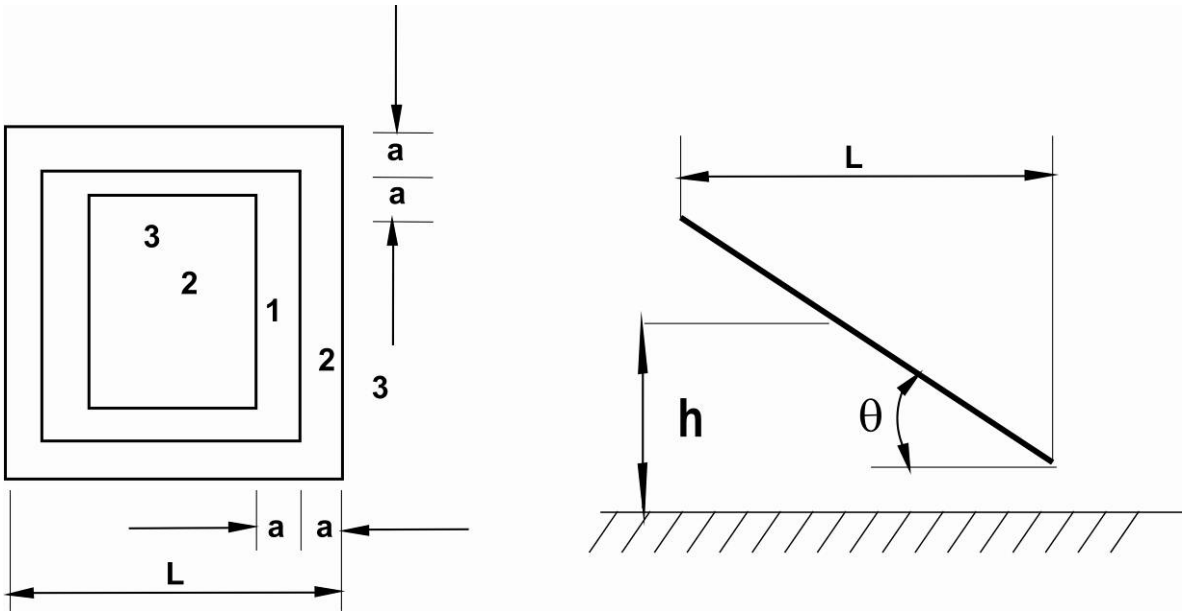


Distancia Horizontal Desde el borde de barlovento	Ángulo de la Cubierta θ	Caso de Carga	Flujo de Viento Libre	Flujo de Viento Obstruido
			C_N	C_N
≤ h	Todas las formas $\theta \le 45°$	A	-0.8	-1.2
		B	0.8	0.5
> h, ≤ 2h	Todas las formas $\theta \le 45°$	A	-0.6	-0.9
		B	0.5	0.5
> 2h	Todas las formas $\theta \le 45°$	A	-0.3	-0.6
		B	0.3	0.3

Notas:

1. C_N denota las presiones netas (contribuciones de las superficies de arriba y de abajo)
2. El flujo de viento libre denota flujo de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo igual o menor al 50%. Flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo del viento (bloqueo mayor al 50%)
3. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
4. Para cubiertas de una sola pendiente menor de 5º los valores de C_N aplican también para los casos de $\gamma = 0°$ y $0.05 \le h/L \le 0.25$, ver Figura B.6.5-15A para otros valores de h/L
5. Todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo deben ser investigados.
6. Notación:
   L : Dimensión horizontal del techo medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   γ : Dirección del viento en grados.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Componentes y Revestimientos		$0.25 \le h/L \le 1.0$ m
Figura B.6.5-16A	Coeficientes de Presión Neta, C_N	Cubiertas Libres de una Pendiente
Edificios Abiertos		



Ángulo de Cubierta θ	Área Efectiva de Viento	C_N											
		Flujo de Viento Libre						Flujo de Viento Obstruido					
		Zona 3		Zona 2		Zona 1		Zona 3		Zona 2		Zona 1	
0º	≤a^2	2.4	-3.3	1.8	-1.7	1.2	-1.1	1	-3.6	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2, ≤4.0 a^2	1.8	-1.7	1.8	-1.7	1.2	-1.1	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	1.2	-1.1	1.2	-1.1	1.2	-1.1	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
7.5º	≤a^2	3.2	-4.2	2.4	-2.1	1.6	-1.4	1.6	-5.1	1.2	-2.6	0.8	-1.7
	> a^2, ≤4.0 a^2	2.4	-2.1	2.4	-2.1	1.6	-1.4	1.2	-2.6	1.2	-2.6	0.8	-1.7
	>4.0a^2	1.6	-1.4	1.6	-1.4	1.6	-1.4	0.8	-1.7	0.8	-1.7	0.8	-1.7
15º	≤a^2	3.6	-3.4	2.7	-2.9	1.8	-1.9	2.4	-4.2	1.8	-3.2	1.2	-2.1
	> a^2, ≤4.0 a^2	2.7	-3.9	2.7	-2.9	1.8	-1.9	1.8	-3.2	1.8	-3.2	1.2	-2.1
	>4.0a^2	1.8	-1.9	1.8	-1.9	1.8	-1.9	1.2	-2.1	1.2	-2.1	1.2	-2.1
30º	≤a^2	5.2	-5	3.9	-3.8	2.6	-2.5	3.2	-4.6	2.4	-3.5	1.6	-2.3
	> a^2, ≤4.0 a^2	3.9	-3.8	3.9	-3.8	2.6	-2.5	2.4	-3.5	2.4	-3.5	1.6	-2.3
	>4.0a^2	2.6	-2.5	2.6	-2.5	2.6	-2.5	1.6	-2.3	1.6	-2.3	1.6	-2.3
45º	≤a^2	5.2	-4.6	3.9	-3.5	2.6	-2.3	4.2	-3.8	3.2	-2.9	2.1	-1.9
	> a^2, ≤4.0 a^2	3.9	-3.5	3.9	-3.5	2.6	-2.3	3.2	-2.9	3.2	-2.9	2.1	-1.9
	>4.0a^2	2.6	-2.3	2.6	-2.3	2.6	-2.3	2.1	-1.9	2.1	-1.9	2.1	-1.9

Notas:

1. C_N identifica las presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior)
2. Flujo de viento libre identifica flujos de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo menor o igual al 50%. Flujo obstruido de viento identifica objetos bajo cubierta que inhiben el flujo de viento (bloqueo mayor al 50%).
3. Para valores de θ diferentes a los que se muestran, se permite interpolación lineal.
1. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
2. Cada componente se diseñará para los coeficientes de presiones y succiones mostrados.
4. Notación:

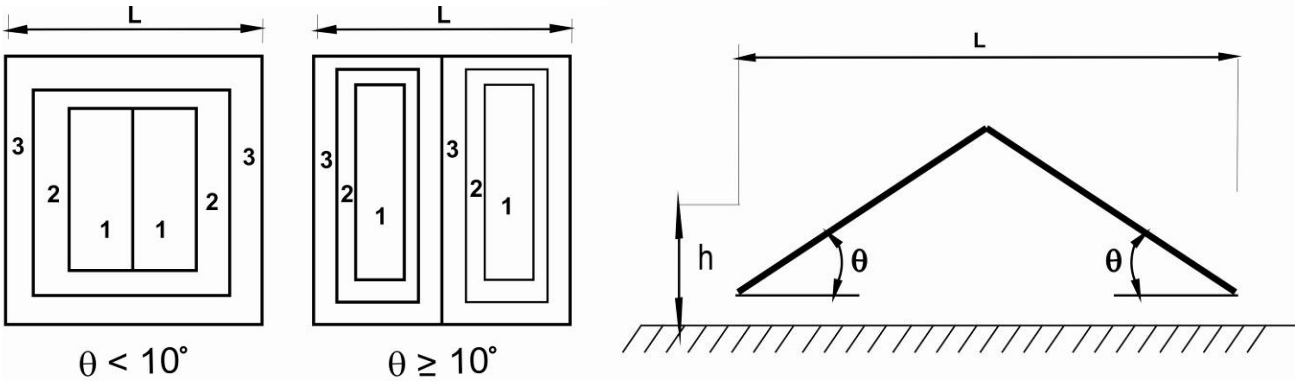
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o **0.4h** , el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.

   h : Altura promedio de la cubierta, en m.

   L : Dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en m.

   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Componentes y Revestimientos		$0.25 \le h/L \le 1.0$ m
Figura B.6.5-16B	Coeficientes de Presión Neta, C_N	Cubiertas Libres de dos aguas
Edificios Abiertos		$\theta \le 45^\circ$

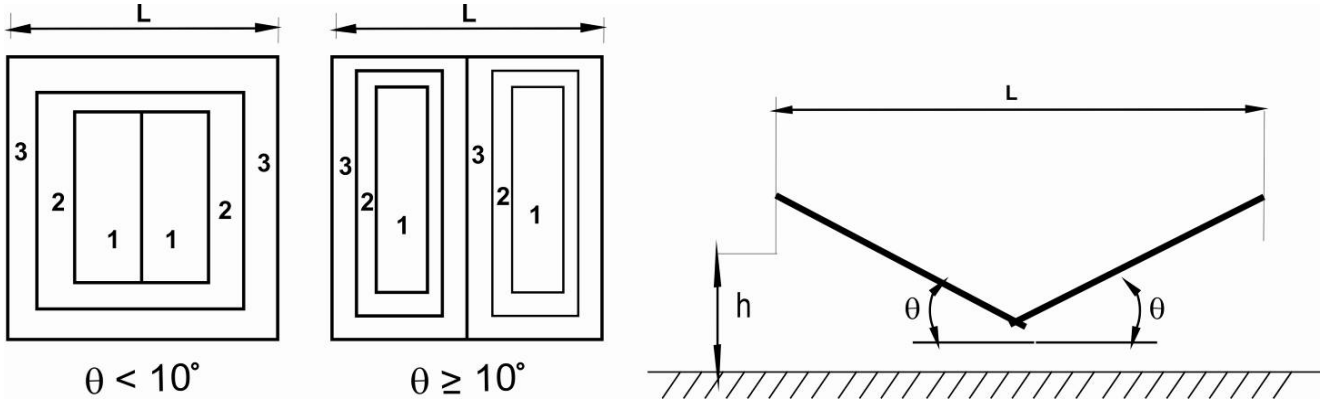


Ángulo de Cubierta θ	Área Efectiva de Viento	C_N											
		Flujo de Viento Libre						Flujo de Viento Obstruido					
		Zona 3		Zona 2		Zona 1		Zona 3		Zona 2		Zona 1	
0º	≤a^2	2.4	-3.3	1.8	-1.7	1.2	-1.1	1	-3.6	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2, ≤4.0 a^2	1.8	-1.7	1.8	-1.7	1.2	-1.1	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	1.2	-1.1	1.2	-1.1	1.2	-1.1	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
7.5º	≤a^2	2.2	-3.6	1.7	-1.8	1.1	-1.2	1	-5.1	0.8	-2.6	0.5	-1.7
	> a^2,≤4.0 a^2	1.7	-1.8	1.7	-1.8	1.1	-1.2	0.8	-2.6	0.8	-2.6	0.5	-1.7
	>4.0a^2	1.1	-1.2	1.1	-1.2	1.1	-1.2	0.5	-1.7	0.5	-1.7	0.5	-1.7
15º	≤a^2	2.2	-2.2	1.7	-1.7	1.1	-1.1	1	-3.2	0.8	-2.4	0.5	-1.6
	> a^2,≤4.0 a^2	1.7	-1.7	1.7	-1.7	1.1	-1.1	0.8	-2.4	0.8	-2.4	0.5	-1.6
	>4.0a^2	1.1	-1.1	1.1	-1.1	1.1	-1.1	0.5	-1.6	0.5	-1.6	0.5	-1.6
30º	≤a^2	2.6	-1.8	2	-1.4	1.3	-0.9	1	-2.4	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2,≤4.0 a^2	2	-1.4	2	-1.4	1.3	-0.9	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	1.3	-0.9	1.3	-0.9	1.3	-0.9	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
45º	≤a^2	2.2	-1.6	1.7	-1.2	1.1	-0.8	1	-2.4	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2,≤4.0 a^2	1.7	-1.2	1.7	-1.2	1.1	-0.8	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	1.1	-0.8	1.1	-0.8	1.1	-0.8	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2

Notas:

1. C_N identifica las presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior)
2. Flujo de viento libre identifica flujos de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo menor o igual al 50%. Flujo obstruido de viento identifica objetos bajo cubierta que inhiben el flujo de viento (bloqueo mayor al 50%).
3. Para valores de θ diferentes a los que se muestran, se permite interpolación lineal.
4. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
5. Cada componente se diseñará para los coeficientes de presiones y succiones mostrados.
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o **0.4h** , el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   L : Dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Componentes y Revestimientos		$0.25 \le h/L \le 1.0$ m
Figura B.6.5-16C	**Coeficientes de Presión Neta, C_N**	**Cubiertas en Artesa (dos aguas invertidas)**
Edificios Abiertos		$\theta \le 45°$

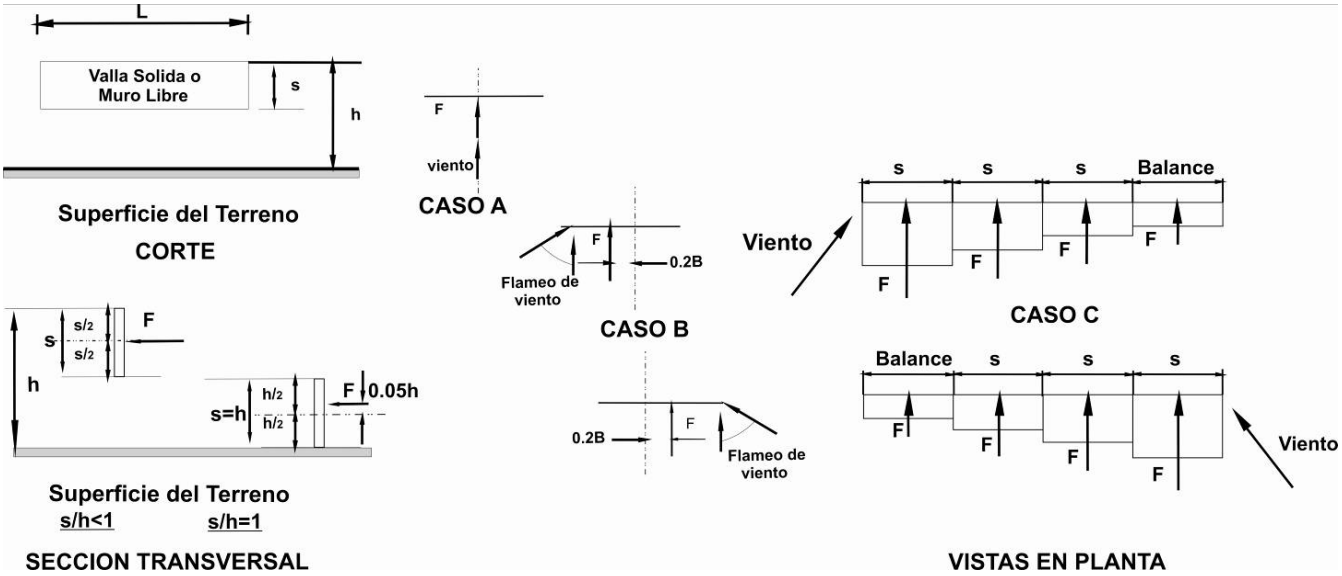


Ángulo de Cubierta θ	Área Efectiva de Viento	C_N											
		Flujo de Viento Libre						Flujo de Viento Obstruido					
		Zona 3		Zona 2		Zona 1		Zona 3		Zona 2		Zona 1	
0º	≤a^2	2.4	-3.3	1.8	-1.7	1.2	-1.1	1	-3.6	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2, ≤4.0 a^2	1.8	-1.7	1.8	-1.7	1.2	-1.1	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	1.2	-1.1	1.2	-1.1	1.2	-1.1	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
7.5º	≤a^2	2.4	-3.3	1.8	-1.7	1.2	-1.1	1	-4.8	0.8	-2.4	0.5	-1.6
	> a^2, ≤4.0 a^2	1.8	-1.7	1.8	-1.7	1.2	-1.1	0.8	-2.4	0.8	-2.4	0.5	-1.6
	>4.0a^2	1.2	-1.1	1.2	-1.1	1.2	-1.1	0.5	-1.6	0.5	-1.6	0.5	-1.6
15º	≤a^2	2.2	-2.2	1.7	-1.7	1.1	-1.1	1	-2.4	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2 ,≤4.0 a^2	1.7	-1.7	1.7	-1.7	1.1	-1.1	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	1.1	-1.1	1.1	-1.1	1.1	-1.1	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2
30º	≤a^2	1.8	-2.6	1.4	-2	0.9	-1.3	1	-2.8	0.8	-2.1	0.5	-1.4
	> a^2 ,≤4.0 a^2	1.4	-2	1.4	-2	0.9	-1.3	0.8	-2.1	0.8	-2.1	0.5	-1.4
	>4.0a^2	0.9	-1.3	1.9	-1.3	0.9	-1.3	0.5	-1.4	0.5	-1.4	0.5	-1.4
45º	≤a^2	1.6	-2.2	1.2	-1.7	0.8	-1.1	1	-2.4	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	> a^2 ,≤4.0 a^2	1.2	-1.7	1.2	-1.7	0.8	-1.1	0.8	-1.8	0.8	-1.8	0.5	-1.2
	>4.0a^2	0.8	-1.1	1.8	-1.1	0.8	-1.1	0.5	-1.2	0.5	-1.2	0.5	-1.2

Notas:

1. C_N identifica las presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior)
2. Flujo de viento libre identifica flujos de viento relativamente sin obstrucción, con bloqueo menor o igual al 50%. Flujo de viento obstruido identifica objetos bajo cubierta que inhiben el flujo de viento (bloqueo mayor al 50%).
3. Para valores de θ diferentes a los que se muestran, se permite interpolación lineal.
4. Los signos positivos y negativos significan presiones y succiones actuando sobre las superficies, respectivamente.
5. Cada componente se diseñará para los coeficientes de presiones y succiones mostrados.
6. Notación:
   a : 10% de la menor dimensión horizontal o **0.4h** , el que sea menor, pero no menos de 4% de la menor dimensión horizontal o 1.0 m.
   h : Altura promedio de la cubierta, en m.
   L : Dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
   θ : ángulo de la cubierta medido desde la horizontal, en grados.

Otras Estructuras – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-17	Coeficientes de Fuerza, C_f	Muros Libres y Vallas Macizas



Relación de galibo s/h	C_f CASO A Y CASO B											
	Relación de Aspecto, B/s											
	≤0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	4	5	10	20	30	≥45
1.	1.80	1.70	1.65	1.55	1.45	1.40	1.35	1.35	1.30	1.30	1.30	1.30
0.9	1.85	1.75	1.70	1.60	1.55	1.50	1.45	1.45	1.40	1.40	1.40	1.40
0.7	1.90	1.85	1.75	1.70	1.65	1.60	1.60	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55
0.5	1.95	1.85	1.80	1.75	1.75	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.75
0.3	1.95	1.90	1.85	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.85	1.85	1.85
0.2	1.95	1.90	1.85	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.85	1.90	1.90	1.95
≤0.16	1.95	1.90	1.85	1.85	1.80	1.80	1.85	1.85	1.85	1.90	1.90	1.95

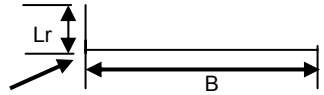
Otras Estructuras – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-17 (continuación)	**Coeficientes de Fuerza, C_f**	**Muros Libres y Vallas Macizas**

C_f CASO C

Distancia horizontal desde el borde de barlovento	Relación de Aspecto, B/s									Distancia horizontal desde el borde de barlovento	Relación de Aspecto , B/s	
	2	3	4	5	6	7	8	9	10		13	≥45
0 a s	2.25	2.60	2.90	3.10*	3.30*	3.40*	3.55*	3.65*	3.75*	**0 a s**	4.00	4.30*
S a 2s	1.50	1.70	1.90	2.00	2.15	2.25	2.30	2.35	2.45	**s a 2s**	2.60	2.55
2s a 3s		1.15	1.30	1.45	1.55	1.65	1.70	1.75	1.85	**2s a 3s**	2.00	1.95
3s a 10s			1.10	1.05	1.05	1.05	1.05	1.00	0.95	**3s a 4s**	1.50	1.85
										4s a 5s	1.35	1.85
										5s a 10s	0.90	1.10
										>10s	0.55	0.55

Los valores deben Multiplicarse por los siguientes factores de reducción cuando haya una esquina de retorno o señal

Distancia	Factor de Reducción
0.3	0.90
1.0	0.75
>2.	0.60



viento Vista en planta del muro o valla, con esquina con retorno

Notas:

1. El termino vallas en las notas de abajo también se aplica para los muros sueltos.
2. Vallas con aberturas de menos del 30% del área total se clasifican como sólidas. Los coeficientes de fuerza para vallas sólidas con aberturas deben multiplicarse por un factor de reducción de $\left(1-(1-\varepsilon)^{1.5}\right)$.
3. Para permitir para direcciones del viento perpendiculares e inclinadas, los siguientes casos se deben considerar:

   Para $s/h < 1$:

   CASO A: La fuerza resultante actúa perpendicular a la cara de la señal a través del centro geométrico.
   CASO B: La fuerza resultante actúa perpendicular a la cara de la señal a una distancia desde el centro geométrico hacia barlovento igual a 0.2 veces el ancho promedio de la señal.

   Para $B/s \geq 2$, se debe considerar el CASO C

   CASO C: Las fuerzas resultantes actúan perpendicular a la cara de la valla a través de los centros geométricos de cada región.

   Para $s/h = 1$:

   Los mismos casos de arriba excepto que los sitios verticales de la resultante de las fuerzas ocurren a una distancia arriba del centro geométrico igual a 0.05 veces la altura promedio de la valla.
4. Para el CASO C cuando $s/h > 0.8$, los coeficientes de las fuerzas deben multiplicarse por un factor de reducción de $\left(1.8 - s/h\right)$.
5. Se permite interpolación lineal para valores de s/h , B/s y L/s diferentes a los mostrados.
6. Notación:

   B : Dimensión horizontal de la valla, en m.
   h : Altura de la valla en m.
   s : Dimensión vertical de la valla, en m.
   ε : Relación de área sólida a área total.
   L : Dimensión horizontal de la esquina de retorno, en m

Otras Estructuras – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-18	**Coeficientes de Fuerza, C_f**	**Chimeneas, Tanques, Equipo de Cubierta y Estructuras Similares**
Edificios Abiertos		

Sección Transversal	Tipo de superficie	h/D		
		1	**7**	**25**
Cuadrada (Viento Perpendicular a la cara)	Todas	1.3	1.4	2.0
Cuadrada (Viento a lo largo de la diagonal)	Todas	1.0	1.1	1.5
Hexagonal u Octagonal	Todas	1.0	1.2	1.4
Redonda $\left(D\sqrt{q_z} > 2.5\right)$ $\left(D\sqrt{q_z} > 5.3, D \text{ en m}, q_z \text{ en N/m}^2\right)$	Moderadamente Suave	0.5	0.6	0.7
	Rugosa ($D'/D=0.02$)	0.7	0.8	0.9
	Muy Rugosa ($D'/D=0.08$)	0.8	1.0	0.2
Redonda $\left(D\sqrt{q_z} \le 2.5\right)$ $\left(D\sqrt{q_z} \le 5.3, D \text{ en m}, q_z \text{ en N/m}^2\right)$	Todas	0.7	0.8	1.2

Notas:

1. La fuerza de viento de diseño, debe calcularse basada en el área de la estructura proyectada sobre un plano perpendicular a la dirección del viento. La fuerza debe suponerse que actúa paralela a la dirección del viento.
2. Se permite interpolación lineal para los otros valores de h/D diferentes a los mostrados.
3. Notación:

   D : Diámetro de la sección transversal circular y la menor dimensión horizontal de las secciones transversales cuadradas, hexagonales u octogonales a la altura considerada, en m.

   D' : Profundidad de los elementos que sobresalen tales como relieves, defensas, en m.

   h : Altura de la estructura, en m.

   q_z : Velocidad de presión evaluada a la altura z sobre el terreno, en N/m^2.

Otras Estructuras – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-19	**Coeficientes de Fuerza, C_f**	**Vallas Abiertas , Pórticos y Torres**

ε	Miembros de lados Planos	Miembros Redondos	
		$D\sqrt{q_z} \le 2.5$ $D\sqrt{q_z} \le 5.3$	$D\sqrt{q_z} > 2.5$ $D\sqrt{q_z} > 5.3$
<0.1	2.0	1.2	0.8
0.1 o 0.29	1.8	1.3	0.9
0.3 o 0.7	1.6	1.5	1.1

Notas:

1. Las vallas o avisos con aberturas de 30% o más del área total se clasifican como vallas abiertas.
2. El cálculo de las fuerzas de diseño de viento deben basarse en el área expuesta de todos los miembros y elementos proyectados sobre un plano perpendicular a la dirección del viento. Las fuerzas deben suponerse que actúan paralelas a la dirección del viento.
3. El área de A_f consistente con los coeficientes de fuerza es el área sólida proyectada perpendicularmente a la dirección del viento.
4. Notación:
   ε : relación de área sólida a área total.
   D : diámetro de un miembro redondo típico, en m.
   q_z : velocidad de presión evaluada a una altura z desde el nivel del terreno, en N/m^2.

Sección de la Torre	C_f
Cuadrado	$40\varepsilon^2 - 5.9\varepsilon + 4.0$
Triangular	$3.4\varepsilon^2 - 4.7\varepsilon + 3.4$

Notas:

1. Para todas las direcciones de viento consideradas, el área A_f consistente para los coeficientes de fuerza especificados debe ser el área sólida de la cara de la torre proyectada sobre el plano de esa cara del segmento de torre considerado.
2. Los coeficientes de fuerza considerados son para torres con ángulos estructurales o elementos similares de lados planos.
3. Para torres con elementos redondos, es aceptable multiplicar los coeficientes de fuerza especificados por el siguiente factor para determinar las fuerzas de viento en esos elementos:
   $0.51\varepsilon^2 + 0.57$, pero no mayor de 1.0
4. Las fuerzas de viento deben ser aplicadas en las direcciones que resulten en las máximas fuerzas y reacciones en los elementos. Para torres con secciones transversales cuadradas, las fuerzas de viento deben ser multiplicadas por el siguiente factor cuando el viento se considera a lo largo de la diagonal de la torre:
   $1.0 + 0.75\varepsilon$, pero no mayor de 1.2
5. Las fuerzas de viento en elementos de la torre tales como escaleras, ductos, luces, elevadores, etc. deben calcularse usando los coeficientes de fuerza apropiados para dichos elementos.
6. Notación:
   ε : relación de área sólida a área total de una cara de la torre para el segmento que se esta considerando.

Factor de Importancia. I (Cargas de Viento)

Tabla B.6.5-1

Categoría	Regiones no propensas a huracanes, y regiones con posibilidad de huracanes de $V = 40 - 45$ m/s	Regiones con posibilidades de huracanes y $V > 45$ m/s
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

Notas:
1. Las categorías de los edificios y de las estructuras se listan en la sección A.2.5 del presente reglamento.

Constante de Exposición del Terreno

Tabla B.6.5 -2

Exposición	α	Z_g (m)	$\hat{a}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	c	ℓ (m)	$\bar{\varepsilon}$	Z_{min} * (m)
B	7.0	365.8	1/7.0	0.84	1/4.0	0.45	0.30	97.5	1/3	9.0
C	9.5	274.3	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	152.4	1/5	4.5
D	11.5	213.4	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	198.1	1/8	2.0

* Z_{min} mínima altura usada para asegurar que la altura equivalente Z es mayor de 0.6 h o Z_{min}

Para edificios con $h \leq Z_{min}$, Z debe tomarse como Z_{min}

Coeficientes de Exposición para la Presión Dinámica, , K_h y K_z

Tabla B.6.5-3

Altura sobre el terreno Z	Exposición, Nota 1			
	B		C	D
m	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 - 45	0.7	0.57	0.85	1.03
6.0	0.7	0.62	0.90	1.08
7.5	0.7	0.66	0.94	1.12
9.0	0.7	0.70	0.98	1.16
12.0	0.76	0.76	1.04	1.22
15.0	0.81	0.81	1.09	1.27
18.0	0.85	0.85	1.13	1.31
20.0	0.89	0.89	1.17	1.34
24.5	0.93	0.93	1.21	1.38
27.5	0.96	0.96	1.24	1.40
30.5	0.99	0.99	1.26	1.43
36.5	1.04	1.04	1.36	1.52
42.5	1.09	1.09	1.36	1.52
49.0	1.13	1.13	1.39	1.55
55.0	1.17	1.17	1.43	1.58
60.0	1.20	1.20	1.46	1.61
76.0	1.28	1.28	1.53	1.68
90.0	1.35	1.35	1.59	1.73
107.0	1.41	1.41	1.64	1.78
122.0	1.47	1.47	1.69	1.82
137.0	1.52	1.52	1.73	1.86
152.0	1.56	1.56	1.77	1.89

Notas:

1. **CASO 1**
   a. Todos los componentes y recubrimientos
   b. Sistema Principal Resistente a Cargas de Viento en edificios bajos diseñados usando la Fig. B.6.5-7

   CASO 2
   a. Todos los Sistemas Principales Resistentes a Cargas de Viento de los edificios excepto aquellos de los edificios bajos diseñados usando la Fig. B.6.5-7
   b. Todos los Sistemas Principales Resistentes a Cargas de Viento en otras estructuras.
2. El coeficiente de exposición de presión dinámica, K_z, puede ser determinado de la siguiente fórmula:

   $4.0\ m \le Z \le Z_g$ Para Z < 4.0 m

   $K_z = 2.01\left(Z/Z_g\right)^{2/\alpha}$ $K_z = 2.01\left(4.0/Z_g\right)^{2/\alpha}$

   Z no debe tomarse menos que 9.0 m para el caso 1 en exposición B
3. α y Z_g están tabulados en la Tabla B.6.5-2
4. Se acepta interpolación lineal para valores intermedios de la altura Z
5. Las categorías de exposición se definen en B.6.5-6

Factor de Direccionalidad del Viento, K_d		
Tabla B.6.5-4		

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad del Viento, K_d *
Edificios	
Sistema Principal de Resistencia de Cargas de Viento	**0.85**
Componentes y Recubrimientos	**0.85**
Cubiertas Abovedadas	**0.85**
Chimeneas, Tanques y Estructuras Similares	
Cuadradas	**0.90**
Hexagonales	**0.95**
Redondas	**0.95**
Avisos Sólidos	**0.85**
Avisos Abiertos y Estructura Rectangular	**0.85**
Torres en Celosía	
Triangular, Cuadrada y Rectangular	**0.85**
Todas las otras secciones transversales	**0.95**

* El factor de direccionalidad K_d ha sido calibrado con las combinaciones de carga especificadas. Este factor debe usarse cuando se usen las combinaciones B.2.3 y B.2.4 correspondientes.