

ALCANCE DIGITAL N° 94



Año CXXXIV

San José, Costa Rica, viernes 13 de julio del 2012

N° 136

PODER EJECUTIVO

DECRETOS

N° 37070-MIVAH-MICIT-MOPT

“CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA 2010”
(CONSTA DE VEINTE TOMOS)

TOMO XIV

2012
Imprenta Nacional
La Uruca, San José, C. R.

CONSTRUIMOS UN PAÍS SEGURO



Gobierno de Costa Rica

- ii) Los productos y materiales para el sistema de preservación de la madera deben ser manufacturados, definidos, medidos y ensayados de acuerdo con los estándares y las recomendaciones dadas por la American Society for Testing and Materials (ASTM) y la American Wood Protector Association (AWPA).

Referencias

1. AF & PA American Wood Council – ASD / LRFD Manual for Engineered Wood Construction, 2005 Edition.
2. ANSI / AF&PA SDPWS-2005 – Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS) – with Commentary.
3. ANSI/AF&PA NDS-2005. National Design Specification (NDS) for Wood Construction – with Commentary and NDS Supplement – Design Values for Wood Construction, 2005 Edition.
4. ANSI/ASME B18.2.1 – 1996. Square and Hex Bolts and Screws (Inch Series). American Society of Mechanical Engineers, 1997.
5. ANSI/ASME B18.6.1 – 1981 (Reaffirmed 1997). Wood Screws (Inch Series). American Society of Mechanical Engineers, 1982.
6. ASTM D 143 – 94 (2000). Standard Test Methods for Small Clear Specimens of Timber.
7. ASTM D 198 – 02. Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes.
8. ASTM D 245 – 00 (Reapproved 2002). Standard Practice for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber.
9. ASTM D 1990 – 00. Standard Practice for Establishing Allowable Properties for Visually Graded Dimension Lumber from In-Grade Tests of Full-Size Specimens.
10. ASTM D 2555 – 98. Standard Test Methods for Establishing Clear Wood Strength Values.
11. ASTM D 3737 – 02. Standard Practice for Establishing Allowable Properties for Structural Glued Laminated Timber (Glulam).
12. ASTM D 5457 – 04a. Standard Specification for Computing Reference Resistance of Wood-Based Materials and Structural Connections for Load and Resistance Factor Design.
13. ASTM D 5764 – 97a. Standard Test Methods for Evaluating Dowel Bearing-Strength of Wood and Wood-Based Products.

14. ASTM E 2126 – 05. Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Walls for Buildings.
15. ASTM E 455 – 04. Standard Test Method for Static Load Testing of Framed Floor or Roof Diaphragm Constructions for Buildings.
16. ASTM F 1575 – 03. Standard Test Method for Determining Yield Moment of Nails.
17. ASTM F 1667 – 06. Standard Specification for Driven Fasteners: Nails, Spikes, and Staples.
18. ASTM F 606 – 02. Determining the Mechanical Properties of Externally and Internally Threaded Fasteners, Washers, and Rivets.
19. Blanco, M.L., Carpio, I.M., Muñoz, F., 2005. Fichas técnicas de veinte especies maderables de importancia comercial en Costa Rica. Primera edición. Editorial de la Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica, 106 p.
20. Blass, H.J. et al, 1995. Timber Engineering Step 1. Basis of Design, material properties, structural components and joints. First Edition. Centrum Hout, The Netherlands.
21. Blass, H.J. et al, 1995. Timber Engineering Step 2. Design – Details and Structural Systems. First Edition. Centrum Hout, The Netherlands.
22. CEN (European Committee for Standardization), 1994. ENV 1995-1-1. Eurocode 5 – Design of Timber Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings.
23. CEN (European Committee for Standardization), 1994. ENV 1998-1-1. Eurocode 8 – Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures – Part 1-1: General Rules – Seismic Actions and General Requirements for Structures.
24. CEN (European Committee for Standardization), 1994. ENV 1998-1-2. Eurocode 8 – Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures – Part 1-2: General Rules – General Rules for Buildings.
25. CEN (European Committee for Standardization), 1995. ENV 1998-1-3. Eurocode 8 – Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures – Part 1-3: General Rules – Specific Rules for Various Materials and Elements.
26. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos, 2003. Código Sísmico de Costa Rica 2002. Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica, 288 p.
27. Forest Products Laboratory, 1999. Wood Handbook – Wood as an Engineering Material. Gen. Tech. Rep. FPL – GTR – 113. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 463 p.

28. Junta del Acuerdo de Cartagena PADT – REFORT, 1984. Manual de diseño para maderas del Grupo Andino. 3era edición preliminar corregida, Lima, Perú.
29. NIST (National Institute of Standards and Technology), 1995. PS1 – 95, Construction and Industrial Plywood. United States Department of Commerce, Gaithersburg, MD. 48 p.
30. Stalnaker, J., Harris, E., 1997. Structural Design in Wood. Second Edition. Chapman & Hall. New York. U.S.A. 448 p.

Estructuras y componentes prefabricados de concreto

12.1 Generalidades

- a. Se definen como elementos y *componentes prefabricados* aquellos que son fabricados o contruidos en un lugar diferente al que ocupan finalmente en la estructura.
- b. Conforme a la práctica constructiva nacional, la prefabricación puede ser total o parcial. Los elementos y *componentes prefabricados* considerados en este capítulo pueden ser presforzados, reforzados convencionalmente o una combinación de ambos.
- c. La estructura y sus elementos deben ser diseñados de acuerdo con las normas del ACI 318-08 con excepción de aquello que se contraponga a lo indicado en este capítulo.
- d. El profesional responsable del diseño debe procurar que haya continuidad entre los elementos prefabricados y otras partes del sistema estructural. El sistema estructural del cual son componentes los elementos prefabricados debe, si es posible, tener una alta redundancia. Además, los desplazamientos deben estar limitados para preservar la integridad del sistema estructural.
- e. Las conexiones o uniones de los elementos prefabricados entre sí o con otras partes de la obra colada en sitio deben ser diseñadas y detalladas tomando en cuenta la alta concentración de esfuerzos que en ellas ocurren.
- f. El diseño de los elementos y conexiones prefabricadas debe considerar toda la secuencia de cargas y cualquier restricción al desplazamiento desde el momento inicial de la fabricación hasta la terminación de la estructura. Se

deben considerar el desmolde, almacenamiento, transporte, montaje, los apuntalamientos provisionales y cualquier sobrecarga debida al proceso constructivo, así como las cargas definitivas de servicio. Para cada etapa de análisis debe usarse la resistencia correspondiente del concreto.

- g. El profesional responsable del diseño debe especificar las tolerancias de fabricación y montaje. El diseño debe tomar en cuenta estas tolerancias.
- h. Para determinar la resistencia en cortante de la sección compuesta de un elemento se debe realizar un análisis para evaluar la contribución del acero de refuerzo y la acción combinada del concreto de la pieza prefabricada y del concreto a colocar en obra para completar el elemento.
- i. En estructuras isostáticas o simplemente apoyadas con conexión simple o articulada, los apoyos deben ser diseñados y dimensionados de tal forma que los desplazamientos sean controlados para evitar la caída o desprendimiento de los elementos.
- j. Todas las superficies de concreto de los elementos prefabricados en contacto con otros elementos o con juntas coladas posteriormente, deben ser preparadas para lograr una rugosidad adecuada de por lo menos 5 mm; donde sea necesario deben tener llaves de cortante. Asimismo, deben ser limpiadas con aire o agua a presión para remover el polvo y otras sustancias.
- k. Todas las estructuras que incorporen elementos y *componentes prefabricados* deben satisfacer los requisitos de los capítulos 1 a 7 de este código, excepto cuando se contrapongan a lo indicado en este capítulo.

12.2 Alcance

En general, las estructuras que se incluyen dentro de este capítulo son las siguientes:

- a. Estructuras en las cuales los elementos prefabricados se incorporan a los entrepisos como elementos secundarios.
- b. Estructuras tipo voladizo con elementos prefabricados.
- c. Estructuras isostáticas con conexiones simples o articuladas.
- d. Estructuras tipo marco con vigas y columnas prefabricadas.
- e. Estructuras tipo dual con vigas, columnas o paneles prefabricados.
- f. Estructuras tipo muro que incorporan paneles prefabricados.
- g. Estructuras coladas en sitio que incorporan elementos prefabricados que son parte del sistema estructural.

El profesional responsable del diseño debe clasificar cada una de estas estructuras conforme a los tipos estructurales del artículo 4.2.

12.3 Categorías de elementos y componentes prefabricados

Para efectos de este capítulo se consideran las siguientes tres categorías:

- a. Elementos y *componentes prefabricados* que resistan únicamente *fuerzas sísmicas* causadas por su propio *peso*. Su diseño se hace conforme a las indicaciones del capítulo 14 de este código.
- b. Elementos y *componentes* estructurales prefabricados cuya función principal es resistir cargas gravitacionales u otro tipo de acciones que no sean sísmicas.
- c. Elementos y *componentes* estructurales prefabricados que son parte fundamental de los *sistemas sismorresistentes*.

12.4 Tipos de conexiones

Se distinguen cuatro tipos de conexiones para las estructuras prefabricadas:

- a. Conexiones secas: detalladas y elaboradas para lograr la continuidad mediante perfiles de acero embebidos o anclados en el concreto y en las cuales la conexión se completa in situ mediante pernos o soldadura conforme al capítulo 6 del manual de diseño del PCI (Precast / Prestressed Concrete Institute), séptima edición.
- b. Conexiones húmedas: detalladas y elaboradas para lograr la continuidad mediante la colocación de concreto in situ y con barras de refuerzo, cables de postensión o una combinación de ambas.
- c. Conexiones postensionadas: detalladas y elaboradas para lograr la continuidad mediante barras o cables de postensión desadheridos que cruzan las juntas y someten las uniones a esfuerzos de compresión y que son capaces de mantener sus fuerzas de postensión durante las deformaciones causadas por el sismo. El postensado adherido puede emplearse en aquellos casos donde la carga sísmica sea tomada en su totalidad por muros de corte o cuando se realice un diseño con fuerzas elásticas (ductilidad igual a uno).
- d. Conexiones híbridas: detalladas y elaboradas para lograr la continuidad mediante refuerzo convencional con pequeñas zonas desadheridas y cables de postensión desadheridos que satisfagan los requisitos del inciso anterior, de manera que se logre una adecuada disipación de energía y una concentración de deformaciones en la cara de contacto entre las vigas y los elementos verticales o entre la fundación y los muros.

12.5 Elementos y componentes prefabricados para cargas gravitacionales o no sísmicas

- a. Los elementos y *componentes* estructurales definidos en el inciso 12.3(b) deben ser capaces de resistir las fuerzas de inercia producidas por su propio peso. El sistema debe ser capaz de preservar su integridad estructural en presencia de las deformaciones originadas por el sismo y de evitar desplazamientos relativos excesivos que dañen los apoyos o los elementos. En el caso de los *diafragmas*, deben ser capaces de transmitir las *fuerzas sísmicas* a los *sistemas sismorresistentes* sin deformaciones excesivas de los elementos prefabricados de esta categoría.
- b. Para esta categoría se pueden utilizar cualesquiera de las conexiones del artículo 12.4, incluidas las conexiones semirrígidas o de continuidad parcial. Las conexiones secas solo se pueden usar en edificios de tres *pisos* o menos.

12.6 Elementos y componentes prefabricados que sean parte del sistema sismorresistente

- a. Al igual que en las estructuras de concreto colado en sitio el profesional responsable del diseño debe seleccionar las regiones en donde se deben producir las articulaciones plásticas y debe detallarlas para que posean la rigidez, resistencia y *ductilidad* necesarias. El resto de la estructura debe asegurar que las deformaciones inelásticas solo ocurren en las regiones seleccionadas. Cuando se utilicen conexiones híbridas se deben considerar explícitamente en el análisis, diseño y detallado las posibles incompatibilidades en las deformaciones que puedan surgir debido a altas concentraciones de deformaciones en la cara de contacto entre los elementos.
- b. Se puede emplear cualquiera de las conexiones descritas en el artículo 12.4. Las conexiones secas solo pueden emplearse en edificios de no más de dos *pisos* de altura, salvo en los edificios tipo *muro*, donde se pueden usar en edificios de hasta tres *pisos* de altura.
- c. Se permite el uso de conexiones de tipo fuerte, que son aquellas con capacidad suficiente para permanecer en el rango elástico durante el sismo mientras se forman las *rótulas plásticas* en aquellas regiones previamente seleccionadas. Estas conexiones deben ser diseñadas conforme al artículo 21.8 del ACI 318-08.

12.7 Diafragmas constituidos por elementos prefabricados

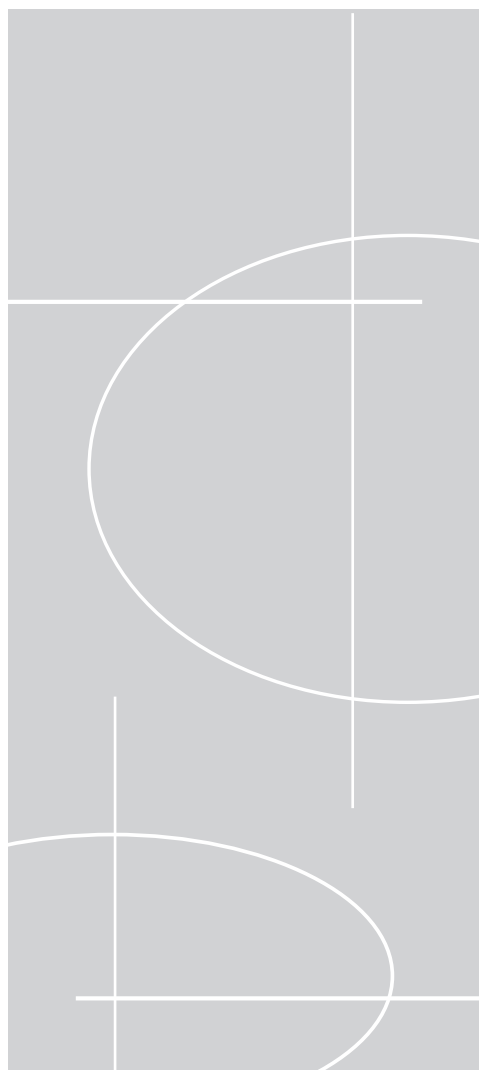
- a. Los *diafragmas* horizontales constituidos por elementos prefabricados pueden considerarse como rígidos cuando se diseñen, detallen y construyan en tal forma que sean capaces de transmitir las fuerzas de inercia inducidas por sismo al sistema resistente, de acuerdo con las rigideces de sus elementos estructurales. Deben ser diseñados de acuerdo con el inciso 8.7.3 de este código.
- b. Para integrar los elementos prefabricados del *diafragma* con el resto de la estructura se puede emplear una sobrelosa colada en sitio de un espesor mínimo de 5 cm para edificios de hasta tres entrepisos y de 6 cm para edificios de cuatro o más entrepisos, con un refuerzo mínimo equivalente al refuerzo de contracción y temperatura. Cuando no se forme una sección compuesta, la sobrelosa debe tener como mínimo 6.5 cm. Alternativamente, cuando se cuente con los valores de resistencia, respaldados por pruebas experimentales de laboratorio, se pueden considerar como *diafragmas rígidos* aquellos con uniones tipo húmedo o de tipo seco entre los elementos prefabricados del diafragma. Sin embargo, las *uniones de tipo seco* están limitadas a edificios de no más de dos entrepisos. Las uniones de tipo húmedo deben tener el acero transversal de refuerzo debidamente anclado a los elementos prefabricados y con la suficiente longitud de anclaje. El acero longitudinal mínimo debe ser el equivalente al especificado para contracción y temperatura.
- c. Cuando se utilice una losa colada en sitio, en la unión de los elementos prefabricados y la losa debe existir una superficie de contacto limpia y con rugosidades mínimas de 5 mm. Cuando en el diseño se considere la acción integrada de estos elementos se puede suponer un esfuerzo de corte mínimo, en la superficie de contacto, de 5 kg/cm² para las condiciones de limpieza y rugosidad previamente establecidas. Para esfuerzos mayores se debe contar con conectores de acero. El área mínima de conectores es de 4 cm² por m² de losa. El espaciamiento máximo entre conectores es de 60 cm. Para el caso particular de las losas huecas la rugosidad puede ser de 3 mm y es necesario que exista una abertura en la parte superior de las juntas longitudinales, de al menos 20 mm, que permita que el concreto de la sobrelosa colocado en sitio llene toda la llave de cortante entre dos piezas contiguas.
- d. En todos los *diafragmas rígidos*, con o sin sobrelosa colada en sitio, se deben disponer, en todo el perímetro, *elementos de borde* o vigas de amarre que sean capaces de desarrollar la resistencia en flexión y la acción monolítica del *diafragma*.

12.8 Uniones postensadas

En *marcos* rígidos, cuando se utilicen cables de postensión en las uniones exteriores, el anclaje se debe hacer fuera de los núcleos de unión viga-columna o se debe colocar una placa de anclaje detrás de los aros de confinamiento en el nudo extremo. Para efectos de diseño del nudo, se considera el área encerrada exteriormente por los aros de confinamiento como área del nudo.

12.9 Diseño para sismo durante el proceso constructivo

- a. Durante el proceso constructivo la estructura prefabricada debe ser capaz de resistir sismos de intensidad tal que la *probabilidad de excedencia* durante ese período sea igual o menor que el valor de dicha probabilidad durante la vida útil de la estructura terminada, conforme al inciso 2.4(c).
- b. Durante el proceso de montaje las conexiones deben ser completadas conforme avanza el montaje. En sentido vertical no debe haber más de dos *pisos* de conexiones sin terminar.



SECCIÓN 4

Obras de cimentación,
componentes, adecuación y
documentación

Cimentaciones

13.1 Generalidades

En este capítulo se presentan los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de cimientos rígidos de concreto reforzado, tomando en consideración los elementos básicos del diseño sismorresistente. Todas las cimentaciones deben cumplir con los requisitos básicos necesarios para soportar las cargas últimas resultantes de las combinaciones de cargas definidas en el inciso 6.2.1. Las cimentaciones deben cumplir además con todos los requerimientos de seguridad, estabilidad y deformación que se estipulan en el Código de Cimentaciones de Costa Rica.

Previo al diseño de las cimentaciones se deben realizar todos los estudios del terreno que se estipulan en el Código de Cimentaciones de Costa Rica. Debe entenderse la cimentación como el conjunto que incluye tanto el elemento estructural que transmite las cargas de la superestructura al suelo, como el suelo o la roca soportante. Por ello, además de verificar la estabilidad del elemento estructural, se deben realizar también todos los estudios y verificaciones del medio soportante tales como: estabilidad del terreno, estabilidad de rellenos y de taludes, licuación de arenas durante sismos, capacidad soportante del suelo, drenajes, control de asentamientos, capacidad de carga de pilotes y empujes horizontales sobre muros, entre otros.

13.2 Integridad de la cimentación

El profesional responsable del diseño debe verificar que durante la acción de las cargas de diseño (estáticas o dinámicas) tanto el elemento estructural de la cimentación como el suelo conserven su integridad inicial.

Los cimientos de las edificaciones se deben proyectar de tal forma que, bajo las condiciones de cargas últimas definidas en el inciso 6.2.1 de este código, no se produzcan daños que comprometan los objetivos de desempeño definidos en el capítulo 4. Asimismo, se debe procurar que bajo condiciones sísmicas extremas no se produzcan fallas en la cimentación que puedan causar el colapso de la superestructura.

Durante un sismo, los elementos y sistemas estructurales de la cimentación deben mantener su capacidad de transmitir cargas verticales y horizontales y permitir, a su vez, los procesos de disipación inelástica de energía de la superestructura.

13.3 Reducción de la resistencia del suelo

Para soportar las *cargas últimas* resultantes de las cuatro combinaciones de *carga última* del inciso 6.2.1 se debe satisfacer la siguiente desigualdad:

$$q_{um\acute{a}x} \leq \phi q_n \quad [13-1]$$

donde $q_{um\acute{a}x}$ es la presión última máxima transmitida al suelo en el *sitio de cimentación* y q_n es la capacidad de soporte nominal del suelo según los parámetros en el sitio, que es equivalente al término q_u que se utiliza en el Código de Cimentaciones de Costa Rica. Los factores ϕ de reducción de resistencia se muestran en la tabla 13.1.

TABLA 13.1. Factores ϕ de reducción para la capacidad soportante de los suelos.

Combinaciones de ecuaciones 6-1 y 6-2	ϕ
$\frac{q_{um\acute{i}n}}{q_{um\acute{a}x}} \geq 0.25$	0.45
$\frac{q_{um\acute{i}n}}{q_{um\acute{a}x}} < 0.25$	0.60
Combinaciones de ecuaciones 6-3 y 6-4	ϕ
$\frac{q_{um\acute{i}n}}{q_{um\acute{a}x}} \geq 0.25$	0.65
$\frac{q_{um\acute{i}n}}{q_{um\acute{a}x}} < 0.25$	0.85

En la tabla anterior $q_{um\acute{a}x}$ y $q_{um\acute{i}n}$ son las presiones \u00faltimas m\u00e1xima y m\u00ednima respectivamente en el suelo, que se calculan suponiendo una distribuci\u00f3n lineal de presiones, siempre que se cumplan los requisitos de rigidez que establece el C\u00f3digo de Cimentaciones.

El caso $\frac{q_{um\acute{i}n}}{q_{um\acute{a}x}} < 0.25$ incluye el caso de una distribuci\u00f3n triangular de presiones.

13.4 Contacto suelo-cimiento

Las fuerzas verticales y horizontales y los momentos de volteo que produzcan los sistemas resistentes sobre el *sitio de cimentaci\u00f3n* por efecto de las solicitaciones s\u00edsmicas deben ser equilibrados por las reacciones del terreno, sin que se excedan los esfuerzos calculados seg\u00fan el art\u00edculo 13.3 ni se produzcan asentamientos diferenciales que causen efectos inaceptables en la edificaci\u00f3n. Se acepta que en una parte de la cimentaci\u00f3n no existan esfuerzos de contacto siempre que, en cada sistema resistente, el \u00e1rea total en compresi\u00f3n no sea inferior al 50% del \u00e1rea total de los cimientos de ese sistema. Las condiciones de apoyo del modelo utilizado en el an\u00e1lisis de la estructura deben ser congruentes con las condiciones existentes en la fundaci\u00f3n. Las reacciones del terreno se obtienen con este modelo.

13.5 Flexibilidad del terreno

Para el dise\u00f1o de zapatas, con o sin pilotes, es posible considerar la naturaleza flexible del terreno y de los pilotes y se permiten rotaciones en las zapatas, acordes con esa flexibilidad, durante la soliciaci\u00f3n s\u00edsmica. En este caso se deben justificar en los documentos de dise\u00f1o todas las consideraciones para el an\u00e1lisis y los datos utilizados en el c\u00e1lculo.

13.6 Vigas de amarre

En las cimentaciones con zapatas aisladas de fundaci\u00f3n, las columnas se deben interconectar a nivel de las zapatas por medio de vigas de amarre capaces de resistir, en tracci\u00f3n o compresi\u00f3n, una fuerza axial m\u00ednima del 10% de la carga axial correspondiente a la zapata m\u00e1s solicitada. Adicionalmente, estas vigas tambi\u00e9n pueden ser dise\u00f1adas para resistir, parcial o totalmente, los momentos flexores en la base de las columnas, en cuyo caso se puede hacer la reducci\u00f3n correspondiente en los momentos que sean transmitidos directamente al terreno. Esta reducci\u00f3n se puede realizar considerando las flexibilidades relativas entre el terreno, los pilotes y las vigas de amarre. Se

puede hacer excepción de este artículo en edificios de uno o dos pisos, salvo que por las condiciones del terreno se requiera lo contrario.

Cuando la profundidad de la placa aislada sea mayor o igual a tres metros, la viga de amarre se puede colocar inmediatamente debajo del *nivel* de la planta baja; en este caso el momento flexor en la placa debe ser soportado en su totalidad por el terreno.

13.7 Cimentaciones profundas y distribución de fuerzas en placas sobre pilotes

En las cimentaciones profundas a base de pilotes hincados o colados en sitio, las capacidades lateral, vertical y rotacional de la cimentación deben exceder las cargas axiales concéntricas y excéntricas, así como las cargas definidas en el inciso 6.2.1. Debe verificarse que las cargas aplicadas, tanto axiales como laterales, según el modelo de análisis estructural utilizado para la determinación de las cargas transferidas a las cimentaciones profundas, puedan ser soportadas por el suelo o la roca, tanto en compresión y tracción como lateralmente, de acuerdo con los parámetros de resistencia y rigidez estáticos y dinámicos del material en el sitio. Estos parámetros necesarios para el diseño geotécnico de las cimentaciones profundas deben obtenerse y analizarse de acuerdo con los lineamientos del Código de Cimentaciones de Costa Rica.

Todos los componentes de los elementos de cimentación profunda deben ser diseñados de acuerdo con su comportamiento estructural y geotécnico durante las sollicitaciones sísmicas utilizando las metodologías apropiadas. Los cabezales, las losas de amarre y las vigas de amarre para un grupo de pilotes deben ser diseñados de acuerdo con el comportamiento obtenido en el modelo de análisis estructural y deben tener un comportamiento rígido para transmitir las cargas uniformemente a los pilotes. Las vigas de amarre pueden ser diseñadas para resistir, parcial o totalmente, los momentos flexores en la base de las columnas

13.8 Empuje sísmico sobre muros en voladizo

Los *muros* de retención de edificaciones deben ser diseñados para resistir, además de las fuerzas estáticas, la siguiente fuerza horizontal de sismo:

$$P = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \left(\frac{3}{4} a_{ef} \lambda \right) \quad [13-2]$$

donde:

P = fuerza de sismo que actúa a $0.6 H$ sobre la base.

γ_s = peso unitario del suelo.

H = altura del muro.

a_{ef} = aceleración pico efectiva de diseño, definida en el sitio del edificio según el artículo 2.4.

λ = factor de empuje lateral.

$$a_{ef} \lambda = k_h.$$

k_h = coeficiente dinámico horizontal que depende del tipo de sitio y zona sísmica de acuerdo con la siguiente tabla.

TABLA 13.2. Valores del coeficiente dinámico horizontal k_h para evaluar las presiones de sismo en muros de retención.

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S_1	0.15	0.15	0.20
S_2	0.15	0.20	0.20
S_3	0.15	0.20	0.25
S_4	0.20	0.20	0.25

De ser necesario, esta fuerza se puede sustituir por una fuerza distribuida, con una variación trapezoidal en la altura del muro, cuya resultante tenga la misma magnitud y punto de aplicación que la fuerza P .

13.9 Fundaciones flexibles

Se pueden utilizar cimentaciones flexibles siempre que su efecto sea incluido apropiadamente en el diseño estructural y geotécnico y su cálculo esté basado en teorías apropiadas para su análisis de esfuerzos.

13.10 Cimentaciones para viviendas

Los siguientes criterios deben ser aplicados en el diseño de las fundaciones para viviendas:

13.10.1 Placas corridas

Las placas corridas deben estar reforzadas con una cantidad de refuerzo longitudinal que cumpla con el refuerzo mínimo que se establece en el inciso

8.2.3 de este código y deben, dentro de lo posible, conformar cuadros cerrados y conectados entre sí.

Ante la presencia de suelos suaves o compresibles se debe utilizar una placa con su sección transversal en forma de “te invertida” que, por su mayor rigidez, disminuya o evite los daños causados por los asentamientos del suelo.

Si es necesario realizar una sustitución bajo la placa corrida, se debe hacer con un material de mayor o igual capacidad al estrato de apoyo. La sustitución se puede hacer con un material granular debidamente compactado o, en su defecto, con un concreto pobre de alto revenimiento que permita llenar fácilmente todas las cavidades que se generan durante la excavación.

13.10.2 Fundaciones sobre pilotes

Cuando las paredes de la vivienda se apoyen directamente sobre vigas de fundación soportadas en pilotes, dichas vigas deben ser diseñadas sin considerar ningún tipo de reacción del terreno. Consecuentemente, las vigas de fundación deben poseer el acero de refuerzo longitudinal suficiente para soportar momentos positivos y negativos. De igual manera, se deben utilizar aros de confinamiento en la cercanía de los apoyos que proveen los pilotes.

13.10.3 Losas de cimentación

Cuando se utilice este tipo de fundación para viviendas, se recomienda que se provea una viga bajo cada una de las paredes y que dichas vigas posean la rigidez mínima necesaria para asegurar un comportamiento rígido y monolítico de la fundación.

Sistemas y componentes no estructurales

14.1 Generalidades

- a. Este capítulo cubre todos aquellos sistemas y *componentes* de la edificación que no formen parte de sus *sistemas sismorresistentes*, pero que deben resistir las fuerzas correspondientes a las aceleraciones causadas por el sismo en la edificación, de manera que se garantice su integridad. Lo anterior incluye, pero no se limita, a elementos de estructuras, a sus *componentes* arquitectónicos y sus fijadores, a *componentes* no estructurales permanentes y sus fijadores, y a los fijadores para conductos y equipos permanentes pertenecientes a sistemas eléctricos y mecánicos apoyados en la estructura. Todos estos elementos y *componentes* deben ser proporcionados para resistir las fuerzas totales de diseño prescritas en el artículo 14.2.
- b. Los fijadores deben incluir todos los anclajes y arriostramientos requeridos. La fricción resultante como consecuencia de las cargas gravitacionales no debe ser considerada como parte de la resistencia a las *fuerzas sísmicas*. Se debe proveer una trayectoria de carga continua con la suficiente rigidez y resistencia entre el componente y la estructura de soporte.
- c. No necesitan ser diseñados con estas especificaciones los anclajes para mobiliario y equipo con conexiones flexibles, instalados en edificios pertenecientes a los grupos D o E, según se clasifican en la tabla 4.1, instalados con su centro de gravedad a una altura menor que 1.20 m del nivel de piso o techo en que está soportado y con un peso menor que 200 kg. Tampoco se requiere el diseño con estas especificaciones si el peso del componente es menor que 10 kg o si se trata de un sistema de distribución con un peso menor que 10 kg por metro.

- d. Cuando un sistema o un componente no estructural tenga un peso mayor que el 25% de las cargas gravitacionales utilizadas para la determinación de las fuerzas sísmicas, definidas en el artículo 6.1, no se aplican estas especificaciones sino que se debe analizar y diseñar como parte del *sistema estructural*.
- e. Cuando las *resistencias de diseño* permisibles y otros criterios de aceptación no estén contenidos o referidos por este código, tales criterios deben ser obtenidos de normas nacionales vigentes, sujetas a la aprobación de los inspectores de la construcción.

14.2 Fuerza total de diseño

- a. Para los sistemas y *componentes* no estructurales, la *fuerza sísmica* lateral total de diseño, F_p , es determinada mediante la siguiente fórmula:

$$F_p = 4.0 a_{ef} I_p W_p \quad [14-1]$$

Alternativamente, F_p puede ser calculada utilizando la siguiente fórmula:

$$F_p = \frac{X_p a_{ef} I_p}{R_p} \left(1 + 2 \frac{h_x}{h_r} \right) W_p \quad [14-2]$$

En todo caso, F_p debe satisfacer la siguiente condición:

$$0.75 a_{ef} I_p W_p \leq F_p \leq 4.0 a_{ef} I_p W_p \quad [14-3]$$

donde:

a_{ef} = aceleración pico efectiva correspondiente a la edificación, según el capítulo 2.

I_p = factor de importancia del sistema o *componente*, según la tabla 4.1.

W_p = peso total del sistema o *componente* en consideración.

h_x = elevación del *anclaje* del *componente* o elemento con respecto a la base del edificio, tal que $h_x \geq 0$. El valor máximo de h_x/h_r es 1.0.

h_r = elevación promedio del techo de la estructura con respecto a la base.

X_p = factor de amplificación del sistema o *componente*, el cual varía entre 1.0 y 12. Se debe escoger un valor de X_p de la tabla 14.1.

En forma alternativa, este factor puede ser determinado con base en las propiedades dinámicas o en datos empíricos del *componente* y de la estructura que lo sustenta. El valor no debe ser menor que 1.0.

R_p = factor de modificación de la respuesta del *componente* según la tabla 14.1, excepto que R_p para anclajes debe ser igual a 1.5 para pernos de anclaje someros expansivos, anclajes químicos someros o anclajes someros preinstalados. Los anclajes someros son aquellos con una