

NSE 2

DEMANDAS ESTRUCTURALES, CONDICIONES DE SITIO Y NIVELES DE PROTECCIÓN



Normas de Seguridad
Estructural para la República
de Guatemala

2017



**NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PARA LA REPÚBLICA DE GUATEMALA
NSE 2**

DEMANDAS ESTRUCTURALES, CONDICIONES DE SITIO Y NIVELES DE PROTECCIÓN

Edición 2017

Normas de Seguridad Estructural
Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección
NSE 2 versión 2017
Derechos reservados © Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES

Diseño: AGIES
Diagramación: Nydia Monroy
Fotografía de la portada: Fernando Szasdi

Este proyecto ha sido parcialmente financiado para cubrir gastos de publicación y diseminación por Trócaire y por el Departamento de Ayuda Humanitaria y Protección Civil de la Unión Europea, el cual proporciona asistencia a las víctimas de catástrofes naturales y conflictos fuera de las fronteras de la Unión Europea. La ayuda se brinda a las víctimas de manera imparcial, directo a las personas con más necesidad con independencia de su nacionalidad, religión, sexo, origen étnico o afiliación política.

Las opiniones expresadas en este documento no reflejan de ninguna manera la opinión de la Unión Europea, por lo que no se hace responsable de la información que contiene. Así también de las otras organizaciones mencionadas.

La redacción, actualización y discusión de la Edición 2017 de estas normas ha sido posible por los aportes ad-honorem de tiempo de los miembros de los comités técnicos de AGIES y grupos revisores. El contenido ha sido editado y actualizado con base en la previa edición 2010 de esta norma.

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) es una entidad privada no lucrativa, cultural, académica, gremial formativa y científica que promueve la investigación y divulgación de conocimientos científicos y tecnológicos en el campo de las estructuras, la sismología y áreas afines, así como el mejoramiento de los niveles docentes y profesionales en dichos campos, y el mejor y mayor uso de los recursos materiales y humanos conexos con el mismo.

Las Normas de Seguridad Estructural (NSE) están dirigidas a personas calificadas para comprender el significado y limitaciones de su contenido y recomendaciones, quedando bajo la responsabilidad de estas personas el uso de los criterios allí establecidos. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica no asume ninguna responsabilidad, parcial o total, por el contenido del presente documento y no será responsable de ningún daño o pérdida derivada de la aplicación del mismo.

Los comentarios y sugerencias al presente documento deberán ser dirigidos al Comité Técnico de AGIES. Todas las personas, miembros o no de AGIES, están invitadas a colaborar con el mejoramiento del contenido de este y el resto de documentos que conforma las Normas de Seguridad Estructural.

Las Normas AGIES NSE 2 y NSE 3 versión 2017 y la previa versión 2017 han utilizado como norma modelo el documento ASCE/SEI 7-10 y previamente el ASCE/SEI 7-05; se han incorporado revisiones basadas en los borradores de ASCE/SEI 7-17. Ocasionalmente se han utilizado disposiciones contenidas en el documento UBC 1997.



DEMANDAS ESTRUCTURALES, CONDICIONES DE SITIO Y NIVELES DE PROTECCIÓN

NSE 2 versión 2017

RECONOCIMIENTO

El presente documento fue elaborado por un grupo de expertos profesionales bajo la supervisión de la Dirección de Comités Técnicos de AGIES. Los nombres de las personas que participaron en la redacción de las actualizaciones, revisiones y modificaciones de las normas NSE 1, NSE 2 y NSE 3 versión 2017, a partir de la previa versión 2010 se indican a continuación:

- Dr. Héctor Monzón Despang
- Ing. Mario Fernando Yon
- Ing. Carlos Moncada Díaz
- Ing. Alberto Monzón Posadas
- Ing. José Antonio Rodas
- Ing. Fernando Szasdi Bardales
- Ing. Byron Paiz Aragón
- Ing. Luis Álvarez Valencia
- Dr. Juan Pablo Ligorria
- Ing. Roberto Chang Campang
- Lucía Borja Ortiz

Se reconoce y agradece la participación de los profesionales que aportaron valiosos comentarios durante el desarrollo de la versión 2017:

- Ing. Alberto Pérez Zarco
- Ing. Daniel Cruz Pineda
- Ing. Erik Flores Aldana
- Ing. Mauricio León Tres
- Ing. Oscar Valdés Ruiz
- Ing. Pedro Vizcaíno Bickford
- Ing. Roberto Hernández Silin

TABLA DE CONTENIDO

PRÓLOGO

NOMENCLATURA

CAPÍTULO 1

CRITERIOS Y DIRECTRICES

- 1.1 — Alcances
- 1.2 — Directrices generales

CAPÍTULO 2

CARGAS MUERTAS

- 2.1 — Definición
- 2.2 — Peso de materiales y contenidos
- 2.3 — Peso propio de la estructura
- 2.4 — Cargas muertas superpuestas
 - 2.4.2 — Pisos
 - 2.4.3 — Tabiques y particiones
 - 2.4.4 — Fachadas y cerramientos perimetrales
 - 2.4.5 — Otras cargas muertas superpuestas
- 2.5 — Cargas especiales
 - 2.5.1 — Información del proyecto
 - 2.5.2 — Equipos pesados y cargas especiales
 - 2.5.3 — Equipos fijos
 - 2.5.4 — Cargas móviles
 - 2.5.5 — Fluidos

CAPÍTULO 3

CARGAS VIVAS

- 3.1 — Definición
- 3.2 — Cargas vivas especificadas
- 3.3 — Empuje en pasamanos y barandas
- 3.4 — Impacto
- 3.5 — Reducción de carga viva
- 3.6 — Percepción de vibraciones
- 3.7 — Cargas vivas para edificaciones

CAPÍTULO 4

ASPECTOS SÍSMICOS

- 4.1 — Alcances
- 4.2 — Sismicidad y nivel de protección
 - 4.2.1 — Índice de sismicidad
 - 4.2.2 — NPS (Nivel de Protección Sísmica)

- 4.3 — Clasificación del sitio
 - 4.3.1 — General
 - 4.3.2 — Perfil de suelo de los sitios clase F
- 4.4 — Sismos para diseño estructural
 - 4.4.1 — General
 - 4.4.2 — Definiciones
- 4.5 — Espectros genéricos para diseño
 - 4.5.1 — Parámetros básicos
 - 4.5.2 — Ajuste por clase de sitio
 - 4.5.3 — Ajuste por intensidades sísmicas especiales
 - 4.5.4 — Períodos de vibración de transición
 - 4.5.5 — Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño
 - 4.5.6 — Espectro genéricos probables
 - 4.5.7 — Casos especiales períodos muy largos
 - 4.5.8 — Aceleración máxima del suelo (AMS)
 - 4.5.9 — Componente vertical del sismo de diseño
 - 4.5.10 — Informe de diseño
- 4.6 — Intensidades sísmicas especiales
 - 4.6.2 — Proximidad de fallas activas
 - 4.6.3 — Métodos alternos
- 4.7 — Espectros específicos para un sitio determinado
 - 4.7.1 — Instancias en que se utilizarán
 - 4.7.2 — Espectro en la superficie a partir del sismo en el basamento rocoso
 - 4.7.3 — Espectros de sitio con base en un análisis de amenaza sísmica
 - 4.7.4 — Informe técnico

CAPÍTULO 5

ACCIONES DEL VIENTO

- 5.1 — Requisitos de diseño estructural
 - 5.1.1 — Alcance de la norma
 - 5.1.2 — Direcciones de análisis
- 5.2 — Exposición al viento y velocidad básica
 - 5.2.1 — Tipo de exposición al viento
 - 5.2.2 — Velocidad básica del viento
- 5.3 — Presiones de viento para diseño
 - 5.3.1 — Cálculo de la presión de viento
 - 5.3.2 — Presión básica del viento q_s
 - 5.3.3 — Intensidad y distribución de presiones
 - 5.3.4 — Succión vertical
 - 5.3.5 — Presiones interiores adicionales
 - 5.3.6 — Coeficiente de presión
- 5.4 — Integración de fuerzas sobre estructura principal
 - 5.4.1 — Discretización de fachadas
 - 5.4.2 — Acciones sobre la estructura principal

CAPÍTULO 6

OTRAS CARGAS

- 6.1 — Aspectos volcánicos
 - 6.1.1 — Alcance
 - 6.1.2 — Cargas de tefra
- 6.2 — Presiones hidrostáticas
- 6.3 — Empujes de materiales a granel
- 6.4 — Empujes de suelos
 - 6.4.1 — General
 - 6.4.2 — Taludes auto-soportantes
 - 6.4.3 — Retenciones enclavadas
- 6.5 — Sub-presiones en sótanos y otras estructuras
- 6.6 — Cargas de lluvia
 - 6.6.2 — Carga de lluvia sobre techo
 - 6.6.3 — Drenaje controlado
- 6.7 — Esfuerzos internos auto-inducidos
 - 6.7.2 — Efectos de temperatura
 - 6.7.3 — Contracción por fraguado del concreto

CAPÍTULO 7

CARGAS Y SINIESTROS INCIDENTALES

- 7.1 — Alcances
 - 7.1.1 — Definición
 - 7.1.2 — Limitación de responsabilidad
 - 7.1.3 — Previsiones mínimas
 - 7.1.4 — Previsiones por diseño
 - 7.1.5 — Incendio
 - 7.1.6 — Otros siniestros naturales
- 7.2 — Impactos
 - 7.2.1 — Impactos en circulaciones de vehículos
 - 7.2.2 — Impactos mayores
- 7.3 — Protección contra explosión

CAPÍTULO 8

COMBINACIONES DE CARGA

- 8.1 — Introducción
- 8.2 — Selección de combinaciones de carga
 - 8.2.1 — Método de diseño por resistencia
 - 8.2.2 — Método de esfuerzos de servicio
 - 8.2.3 — Presiones y esfuerzos internos en el suelo
 - 8.2.4 — Notación
- 8.3 — Combinaciones de carga - Método de Resistencia
 - 8.3.2 — Combinaciones de cargas de gravedad
 - 8.3.3 — Carga de sismo
 - 8.3.4 — Carga de viento
 - 8.3.5 — Casos en que hay empujes tipo F y/o tipo G

- 8.3.6 — Esfuerzos auto-inducidos
- 8.3.7 — Cargas aún no contemplados en la norma NSE 2
- 8.3.8 — Capacidades resistentes
- 8.4 — Combinaciones de carga - Método de esfuerzos de Servicios
 - 8.4.2 — Carga de gravedad
 - 8.4.3 — Carga de sismo
 - 8.4.4 — Carga de viento
 - 8.4.5 — Casos en que hay empujes tipo F o G
 - 8.4.6 — Esfuerzos auto-inducidos
 - 8.4.7 — Capacidades permisibles de servicio

CAPÍTULO 9

LINEAMIENTOS PARA DISEÑO DE CIMIENTOS

- 9.1 — General
 - 9.1.1 — Localización de los cimientos
 - 9.1.2 — Jerarquía de resistencias
 - 9.1.3 — Metodología
 - 9.1.4 — Notación
- 9.2 — Cargas para dimensionar cimientos
 - 9.2.1 — General
 - 9.2.2 — Combinaciones gravitacionales
 - 9.2.3 — Solicitaciones sísmicas
 - 9.2.4 — Modificaciones adicionales al sismo para dimensionar cimientos
 - 9.2.5 — Solicitaciones de viento
 - 9.2.6 — Otras solicitaciones
- 9.3 — Estimación de la capacidad del suelo
 - 9.3.1 — Capacidad soporte permisible del suelo
 - 9.3.2 — Cargas de larga y corta duración
 - 9.3.3 — Distribución de esfuerzos bajo los cimientos
 - 9.3.4 — Cálculos basados en módulos de subrasante
 - 9.3.5 — Cimentación sobre pilotes o inclusiones similares en el suelo
 - 9.3.6 — Cargas para dimensionar pilotes
 - 9.3.7 — Pilotes en tracción
 - 9.3.8 — Manejo de esfuerzos laterales en los cimientos
- 9.4 — Esfuerzos internos en los cimientos
 - 9.4.1 — Combinaciones de carga
 - 9.4.2 — Consideraciones de sobre-resistencia

CAPÍTULO 10

CONDICIONES DEL TERRENO

- 10.1 — Localización de las edificaciones
- 10.2 — Identificación de amenazas de sitio
 - 10.2.1 — Amenazas de sitio locales
 - 10.2.2 — Amenazas de sitio locales por modificación de terreno
 - 10.2.3 — Micro-zonas con amenazas especiales
 - 10.2.4 — Zona o micro-zona con restricciones de construcción

- 10.2.5 — Zonas inundables o erosionables
- 10.2.6 — Suelos expansivos o contráctiles
- 10.3 — Estabilidad de taludes
 - 10.3.1 — Evaluación
 - 10.3.2 — Factor de seguridad

CAPÍTULO 11

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXO A

LISTADO DE AMENAZA SÍSMICA Y VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO POR MUNICIPIOS

ANEXO B

CARGAS MUERTAS MÍNIMAS DE DISEÑO

PRÓLOGO

La norma AGIES NSE 2 - 2017, "Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio" es una edición revisada de la norma AGIES NSE 2 Edición 2010, "Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección". El origen de ambas se remonta a las Normas Recomendadas de Diseño y Construcción para la República de Guatemala publicadas en febrero de 1996 con una revisión en el año 2002.

En todos los capítulos se han hecho revisiones de forma y de fondo, y se han agregado comentarios. El título de 2010, por ejemplo, se ha simplificado. Hay numerosas puntualizaciones y aclaraciones derivadas del uso que se ha hecho de la norma, por ejemplo, ajustes en las tablas que especifican cargas vivas.

Entre los cambios que el usuario encontrará en el Capítulo 4, en el mapa de zonificación sísmica está una modificación de forma de la nomenclatura de las zonas. Se mantiene el concepto del Índice de Sismicidad como un índice rápido de la amenaza sísmica que corresponde a la tradicional nomenclatura de 0 a 4 (con 4 la mayor amenaza). Se ha variado la extensión de algunas sub-zonas; por ejemplo la Zona 4.2 ha aumentado en área, reduciendo la Zona 4.1; hay indicios que el proyecto RESIS II de 2009, que sirvió de guía para establecer la zonificación, sobre-estima el valor de algunos parámetros en el sur de Guatemala; las reducciones son del orden del 10 por ciento. Varios municipios en Zona 3.2 han sido pasados a Zona 4.1 y ahora hay una Zona 4.2 en Izabal; se debe a que los resultados de RESIS II son eminentemente probabilísticos y las consideraciones determinísticas de posibles aceleraciones causadas por sismos someros poco frecuentes deben ser tomadas en cuenta; de hecho este "incremento determinístico" ya se había ejercitado en la edición previa en Izabal y Huehuetenango; ahora se extendió el incremento a Chiquimula y aún más al noreste de Izabal.

Se introdujeron algunos cambios en los espectros de respuesta sísmica genéricos en el Capítulo 4: hay indicios geofísicos de que deben haber algunos incrementos en los períodos cortos en los suelos más firmes y en los períodos largos en los suelos menos firmes; además se ha hecho un incremento para perfiles E; se han tomado los factores de incremento de SEI/ASCE 7 (2017) que son congruentes con los indicios geofísicos locales. La gran asignatura pendiente es la identificación de áreas localizadas donde deban aplicarse incrementos por proximidad de fallas geológicas potencialmente activas; la norma considera parámetros de incremento de ordenadas espectrales, pero puntualiza expresamente que no es responsabilidad de diseñadores individuales el aplicarlos si no hay un pronunciamiento de amenaza incrementada por parte de autoridad competente. Identificar las localidades tampoco es responsabilidad de AGIES; esto debe provenir de estudios formales de amenazas territoriales.

No se ha considerado necesario hacer cambios de procedimiento en el Capítulo 5 sobre Fuerzas de Viento; se sigue tomando como base el documento UBC 97 que aplica bien en zonas geográficas donde los vientos no son el parámetro crítico de diseño estructural. En esta edición se ha adaptado a jurisdicciones municipales el Mapa de Velocidades de Viento de la edición 2010 originalmente trazado por AGIES, a partir de datos obtenidos en su momento en INSIVUMEH. Sí se ha agregado un requerimiento adicional para estructuras sobre la cota de 3000 metros sobre el nivel del mar. También hay algunas modificaciones menores en los Factores de Presión.

En el capítulo 6, se ha puntualizado más específicamente la posible carga de tefra volcánica. Se releva explícitamente al diseñador de la investigación de esta carga que debe ser estipulada por medio de estudios formales de amenazas territoriales avalados por autoridad competente.

El Capítulo 8 sobre Combinaciones de Carga no tiene modificaciones de fondo pero sí contiene más comentarios.

El Capítulo 9 sobre cimentaciones tiene aclaraciones en general y puntualizaciones para presiones laterales de suelo. También se subió la protección sísmica a los cimientos introduciendo un factor de sobre-resistencia.

El capítulo 10 sobre Condiciones del Terreno y Estudios Geotécnicos hace referencia explícita a la norma AGIES NSE 2.1-2017 que ha sido extensamente revisada e intenta deslindar mejor el alcance de las responsabilidades del diseñador estructural en materia de suelos.

NOMENCLATURA

A_R	Cargas de tefra volcánica
A_T	Área tributaria
C_e	Coeficiente de exposición por viento
C_q	Coeficiente de presión por viento para la estructura
d_i	Espesor de los estratos de suelo estudiados
F	Presión de fluidos
F_a	Coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos
F_F	Componente de aplanado que controla protuberancias y depresiones locales de la superficie de piso
FS_{cim}	Capacidad soporte permisible del suelo
F_v	Coeficiente de sitio para períodos de vibración largos
H	Presión de material a granel
H	Presiones de suelos
I	Coeficiente de importancia para cálculo de la presión de viento
I_o	Índice de sismicidad
I_p	Carga de Impacto
IP	Índice de Plasticidad
K_d	Factor de determinación de los niveles de diseño
K_v	Factor de reducción de carga viva
M	Carga muerta
N_a	Coeficiente por proximidad de las amenazas especiales para períodos de vibración cortos

N_p	Número ponderado de golpes de penetración estándar
N_v	Coeficiente por proximidad de las amenazas especiales para períodos de vibración largos
P	Presión de diseño por viento
P_e	Probabilidad de excedencia
PGA	Aceleración Máxima del Suelo
P_L	Cargas de Lluvia
P_v	Carga viva concentrada
Q_a	Máximo esfuerzo al que puede someterse el suelo bajo la acción de cargas de servicio
Q_d	Presión media que produce la deformación máxima aceptable del suelo
Q_r	Esfuerzo de ruptura por corte directo del suelo
q_s	Presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros
R	Factor de reducción de respuesta sísmica
S_{1r}	Ordenada espectral de periodo 1 seg. del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés
S_{1s}	Ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración de 1 seg.
S_{cr}	Ordenada espectral de periodo corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés
S_{cs}	Ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto
S_h	Carga sísmica horizontal
S_u	Resistencia a corte del suelo no drenado
S_v	Carga sísmica vertical
T	Cargas por efectos de cambios de temperatura o Período de Vibración de la estructura según el contexto donde sea utilizado
T_s	Período expresado en segundos que separa los períodos cortos de los largos
V	Carga viva

V_{ps}	Valor promedio de onda de corte del suelo
V_t	Cargas vivas de techo
W	Cargas de viento
W_v	Carga viva uniformemente distribuida
X	Carga de explosión
β	Factor incertidumbre y falta de homogeneidad del suelo
Φ_{flex}	Factor de reducción de capacidad del cimiento en flexión

FIN DE LA NOMENCLATURA

CAPÍTULO 1 — CRITERIOS Y DIRECTRICES

1.1 — Alcances

1.1.1 La Norma de Seguridad Estructural AGIES NSE 2 estipula las cargas mínimas, las bases para establecer la condición del terreno y los niveles mínimos de protección sísmica (NPS) que se deberán emplear en el diseño estructural de edificaciones. Define las varias solicitaciones y otras condiciones que deberán formar parte del diseño estructural. Las solicitaciones a ser consideradas incluirán cargas de gravedad, empujes de diversa naturaleza, efectos de sismos, efectos de actividad volcánica, efectos de viento y otros efectos meteorológicos y ambientales que estén detallados en esta norma.

1.1.2 También se consultará la norma NSE 2.1 que establece los requerimientos para efectuar estudios geotécnicos, geofísicos o geológicos que puedan ser necesarios en los sitios de proyecto, según las características del sitio y la categoría del proyecto.

1.2 — Directrices generales

1.2.1 Para las obras y edificaciones y para los terrenos donde se proyecte localizarlas, el diseñador estructural establecerá con base en los capítulos 2 al 7 lo siguiente:

- Las cargas y solicitaciones mínimas que habrá que aplicar a los modelos analíticos de las estructuras;
- Los niveles de protección requeridos y la clase de suelo;
- Las limitaciones, restricciones y requerimientos que apliquen a cada tipo de peligro natural;
- Otros parámetros numéricos que se requieran conforme a estas normas para analizar y diseñar estructuralmente las edificaciones;
- El diseñador estructural podrá incorporar otras solicitaciones que considere pertinentes al proyecto.

1.2.2 El diseñador establecerá las combinaciones de carga que se requiera aplicar al modelo estructural conforme al capítulo 8.

1.2.3 Conforme al Capítulo 9 establecerá las combinaciones de carga y métodos para diseñar los cimientos.

1.2.4 El diseñador estructural verificará que los elementos de la estructura no excedan los límites de esfuerzos permitidos en las normas correspondientes. Las limitaciones de deformación estructural se indican en la NSE 3 o en la sección aplicable de las normas de la serie NSE 7.

FIN DEL CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 2 — CARGAS MUERTAS

2.1 — Definición

2.1.1 Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción. Incluyen, pero no necesariamente están limitadas al peso propio de la estructura, pisos, rellenos, cielos, vidrieras, tabiques fijos y equipo permanente rígidamente anclado.

2.1.2 Las fuerzas netas de pre-esfuerzo también se consideran cargas muertas.

2.2 — Peso de materiales y contenidos

2.2.1 Los pesos unitarios y otras suposiciones acerca de la carga muerta se dejarán consignados en el informe de diseño estructural.

Comentario 2.2.1

Se supone que los pesos unitarios de las cargas muertas son conocidos con relativa certidumbre (coeficientes de variación inferiores al 15%). De no ser así, se considerará incrementar el factor de mayoración (NSE 2 Capítulo 8) que corresponde a la parte de la carga muerta en cuestión. El factor de mayoración básico para carga muerta es 1.3 y puede considerarse incrementarlo si se considera que existe demasiada incertidumbre. Para referencia de pesos unitarios puede recurrirse a la tabla incluida en el anexo B.

2.3 — Peso propio de la estructura

2.3.1 El peso propio de la estructura se considerará carga muerta.

2.4 — Cargas muertas superpuestas

2.4.1 Se incluirán en el análisis todas las cargas debidas al contenido permanente de la edificación que puedan clasificarse como cargas muertas. El ingeniero estructural recabará la información necesaria con el coordinador general del proyecto y esta será la información que, de común acuerdo, quedará consignada en planos estructurales y en el informe estructural como base para efectuar el diseño estructural.

2.4.2 — Pisos: En ambientes o áreas donde esté previsto recubrir la superficie estructural con acabados de piso se aplicará el peso propio del piso más el peso de los rellenos de nivelación necesarios para generar un substrato plano adecuado.

Comentario 2.4.2

Solamente cuando los planos especifiquen un coeficiente $F_F \leq 30$ de la superficie estructural, se deberían considerar rellenos de nivelación de menos de 25 kg/m².

Para ampliar conceptos sobre la planicidad de la losa estructural y coeficientes F , se puede consultar la Guía para la Construcción de Pisos y Losas de Concreto del Comité ACI 302.

2.4.3 — Tabiques y particiones

(a) Deberá tomarse en cuenta el peso de los tabiques y particiones interiores que no estén incorporados al sistema estructural. Podrán considerarse como cargas uniformemente distribuidas sobre el entrepiso, tomando en cuenta el peso unitario de los mismos y su densidad anticipada de construcción. Estas suposiciones de carga para diseño estructural quedarán documentadas en el informe estructural.

(b) En oficinas, viviendas y áreas para locales comerciales se deberá tomar una carga de tabiques no inferior a 75 kg/m². Esto podrá no aplicar en edificaciones donde las paredes son la estructura y ya están consideradas en el peso propio.

Comentario 2.4.3

Cuando se combinen tabiques de mampostería o concreto con tabiques livianos el peso unitario podrá ser un promedio ponderado de ambos.

En entrepisos para oficinas, una suposición frecuentemente acertada es tomar una densidad de 1 m² de tabiquería por cada metro cuadrado de superficie de piso. En áreas de servicio de vivienda la densidad puede llegar a 1.5 o 2.0 m² por m² de piso.

Cuando sea factible, es recomendable considerar los tabiques con localización definida (como en límites de propiedad) como cargas lineales aplicadas al entrepiso; en tal caso se podrá descontar su peso equivalente de la carga mínima distribuida de tabiques.

2.4.4 — Fachadas y cerramientos perimetrales

(a) Las paredes exteriores de cierre, sillares, ventanería, muros cortina, barandales y otros cerramientos perimetrales se aplicarán como cargas lineales uniformemente distribuidas sobre el perímetro del entrepiso. Esto podrá no aplicar en edificaciones donde las paredes son la estructura y ya están consideradas en el peso propio.

(b) Se requiere que las cargas de perímetro queden específicamente consideradas como tales sin suponer que estén incluidas en las cargas descritas en la Sección 2.4.3.

2.4.5 — Otras cargas muertas superpuestas: Las cargas del Anexo B podrán utilizarse como guía de criterio, pero la estimación de la carga aplicable es responsabilidad del ingeniero estructural.

2.5 — Cargas especiales

2.5.1 — Información de Proyecto: El desarrollador o coordinador de proyecto informará oportunamente al ingeniero estructural sobre requerimientos especiales de carga. El ingeniero estructural será informado oportunamente de la frecuencia vibratoria de maquinaria que deba instalarse. El ingeniero estructural no será responsable de investigar la presencia de cargas especiales. Estas incluirán, pero no están necesariamente limitadas a maquinaria, equipo eléctrico, tanques, cisternas, antenas y aditamentos análogos.

2.5.2 — Equipos pesados y cargas especiales: Los equipos fijos cuyo peso exceda la provisión de carga viva concentrada alterna (P_v), especificada en la Sección 3.2 de esta norma y las cargas especiales, deberán ser tomados específicamente en cuenta por el ingeniero estructural que decidirá si son carga muerta o carga viva dependiendo de la incertidumbre en la cuantificación del peso.

2.5.3 — Equipos fijos: Los equipos fijos, rígidamente sujetos a la estructura se deberán incluir entre las cargas que aportan masa a la edificación.

2.5.4 — Cargas móviles: Algunas cargas móviles bien definidas, permanentemente instaladas, podrán considerarse cargas muertas pero deberá establecerse la envolvente de sus efectos sobre la estructura. Los impactos y aceleraciones que generen serán considerados cargas vivas.

2.5.5 — Fluidos: Los fluidos que generalmente tienen pesos bien definidos podrán considerarse cargas muertas.

Comentario 2.5.5

Se tomará en consideración el desempeño del fluido durante un sismo; los tanques cerrados producirán efectos inerciales distintos a los de un tanque abierto.

FIN DEL CAPÍTULO 2

CAPÍTULO 3 — CARGAS VIVAS

3.1 — Definición

3.1.1 Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación. En general su intensidad estará establecida por norma.

Comentario 3.1.1

Las cargas vivas son generalmente empíricas, basadas en criterios de ingeniería de larga trayectoria; algunas veces pueden tener una base estadística pero con dispersiones muy amplias. Son transitorias con distribución cambiante.

3.2 — Cargas vivas especificadas

(a) **Cargas uniformemente distribuidas (w_v)** — Los entrepisos se diseñarán aplicando las cargas uniformemente distribuidas mínimas especificadas en la Tabla 3.7.1.

(b) **Cargas concentradas (P_v)** — Se verificará que los entrepisos resistan localmente las cargas concentradas especificadas en la Tabla 3.7.1 que simulan efectos de equipo y mobiliario pesados. Estas cargas se colocarán en las posiciones más desfavorables en el entrepiso sobre un área de 0.75 m por 0.75 m. Las cargas de los párrafos (a) y (b) no se aplicarán simultáneamente; se utilizarán para diseño local del entrepiso las condiciones más desfavorables; para el diseño general de la edificación se utilizará la carga distribuida del párrafo (a).

(c) **Cargas concentradas en estacionamientos** — La circulación de vehículos genera cargas de impacto y cargas dinámicas que deben tomarse en consideración al diseñar estacionamientos. Para simular esas cargas se verificará que los estacionamientos soporten localmente un par de cargas concentradas separadas 1.5 m. Cada una será el 40% del peso del vehículo más pesado que esté proyectado a utilizar el área. En estacionamientos exclusivos para automóviles las cargas concentradas no serán inferiores a 900 kg cada una. Las cargas de los párrafos (a) y (c) no se aplicarán simultáneamente; se utilizará para diseño local del entrepiso la condición local más crítica.

(d) **Escaleras** — Los escalones individuales de una escalera se diseñarán para una carga concentrada de 150 kg en la posición menos favorable. Las escaleras como un todo se diseñarán según lo especificado en la Tabla 3.7.1.

(e) **Cargas especiales y cargas de impacto** — El diseño considerará agentes generadores de cargas de impacto y de otras cargas especiales. Los más comunes se listan en la Sección 3.4. Aplicarán para el diseño local y no para el diseño general de la estructura.

(f) **Cargas vivas en cubiertas no accesibles al público** — Son aquellas causadas por las tareas de mantenimiento.

(g) **Cargas vivas para cubiertas pesadas, con o sin acceso** — Donde la cubierta en sí tenga un peso propio que exceda 100 kg/m^2 , se utilizarán las cargas correspondientes estipuladas en la Tabla 3.7.1. La carga se aplica a la proyección horizontal de las cubiertas.

(h) **Cargas vivas sobre cubiertas livianas** — La estructura portante de techos con peso propio hasta 100 Kg/m^2 , incluyendo enlaminados, cubiertas con planchas livianas y cubiertas transparentes, se diseñará para las cargas correspondientes estipuladas en la Tabla 3.7.1. La cubierta podrá pesar menos que lo estipulado pero la estructura portante se diseñará para la carga estipulada. La carga se aplica a la proyección horizontal de las cubiertas.

(i) **Cargas vivas especiales** — En caso de quedar establecido con el coordinador del proyecto, desde el desarrollo del proyecto, el ingeniero estructural tomará en cuenta circunstancias especiales no incluidas en esta sección, incluyendo cargas vivas en exceso de las aquí previstas. Sin embargo, si no se le hace ningún requerimiento en especial su responsabilidad se limita a diseñar para las cargas vivas especificadas en estas normas.

(j) **Carga parcial** — Cuando un elemento estructural esté sujeto a la carga viva de diseño sobre una longitud parcial del claro libre y ésta produzca un efecto más desfavorable que cuando está cargada en la totalidad del claro libre, esta condición será tomada en cuenta en el diseño.

3.3 — Empuje en pasamanos y barandas

(a) Las barandas y pasamanos de escaleras, pasillos y balcones se diseñarán para resistir una fuerza horizontal de 100 kg/m aplicada a la altura de los pasamanos.

(b) En estadios y otras instalaciones de espectáculos públicos, sitios de asamblea y pasos públicos, las barandas y pasamanos de escaleras, rampas, pasillos y balcones se diseñarán para resistir una fuerza horizontal de 250 kg/m aplicada a la altura del pasamanos.

(c) Los sistemas de barreras de vehículos, en el caso de automóviles de pasajeros, serán diseñados para resistir una única carga de 3,000 kg, aplicada horizontalmente en cualquier dirección; se supondrá que la carga va a actuar a una altura mínima de 0.5 m por encima de la superficie del piso o rampa aplicada sobre un ancho de 30 cm. El pasamanos correspondiente cumplirá lo especificado en el inciso b). Ambas cargas no necesitan ser simultáneas.

(d) Las cargas indicadas en c) no aplican a sistemas de barreras en garajes para vehículos de transporte público y camiones; en tales casos se recurrirá a especificaciones AASHTO.

3.4 — Impacto

(a) Cuando la estructura quede sometida a una carga viva capaz de generar impacto, la carga viva se incrementará, para efectos de diseño local de la estructura, en los porcentajes indicados en la Tabla 3.4:

Tabla 3.4 — Incremento debido a la carga viva capaz de generar impacto

Soportes de elevadores y ascensores	100%
Vigas de puentes grúas con cabina de operación y conexiones	25%
Vigas de puentes grúas operados por control remoto y sus conexiones	10%
Apoyos de maquinarias livianas, movida mediante motor eléctrico o por un eje	20%
Apoyos de maquinaria de émbolo o movida por motor a pistón, mínimo	50%
Tensores que sirvan de apoyo a pisos o balcones suspendidos o escaleras	33%

(b) La carga viva en circulaciones para vehículos se afectará de un factor de impacto de 1.3 en los siguientes casos: inmediatamente antes y después de un cambio de pendiente; zonas con velocidad de circulación superior a 30 Kph; tramos donde se esperen colas; zonas donde se pongan reductores de velocidad.

Comentario 3.4.b

Los túmulos y bandas de vibración son una fuente significativa de impacto y fatiga en estacionamientos. El ingeniero estructural puede prever su localización en áreas de intersección de circulaciones. Reductores de velocidad correctamente instalados deben tener un ángulo de 80° a 75° respecto del eje de circulación.

(c) No se requiere que las sobre-cargas de impacto se introduzcan en el diseño general de la estructura ni tampoco que sean acumulativas. Se aplicarán localmente al elemento de apoyo mismo y a las estructuras horizontales (vigas, losas y ménsulas) que sostengan esos apoyos sin necesariamente afectar las columnas o muros de la estructura principal.

3.5 — Reducción de carga viva

(a) Las cargas vivas uniformemente distribuidas señaladas como “reducibles” en la Tabla 3.7.1 podrán reducirse en función del área tributaria por medio de un factor multiplicador K_v . La reducción no aplicará a ningún renglón de la Tabla 3.7.1 que no esté específicamente señalado como reducible.

(b) Las cargas vivas que se utilizan en las combinaciones de carga podrán ser las cargas reducidas conforme a esta sección.

(c) El factor de reducción para cargas uniformemente distribuidas será:

$$K_v = [1 - 0.008(A_T - 15)] \quad (3.5.c-1)$$

$$K_v \geq 0.77 - 0.23 \frac{M}{V} \quad (3.5.c-2)$$

(d) En las expresiones 3.5.c-1 y 3.5.c-2, A_T es el área de carga viva en metros cuadrados que tributa sobre el elemento a diseñar; las ecuaciones no aplican a áreas tributarias menores que 15 metros cuadrados; para columnas y muros se podrán acumular las áreas tributarias de varios pisos; $\left[\frac{M}{V}\right]$ representa la relación de carga muerta a carga viva en el área de interés.

(e) El factor de reducción K_v no será menor que 0.6 para miembros que reciban carga de un solo piso ni será menor que 0.4 para miembros que reciben cargas de varios pisos. Cuando no se señale específicamente en la Tabla 3.7.1 que la carga es reducible, K_v será igual a 1.0.

Comentario 3.5

El criterio de intensidad de las cargas vivas distribuidas es envolvente: se supone que es el peor caso en una zona de la estructura y no obstante se aplica uniformemente. En atención a este criterio envolvente, en algunos casos se permite reducir la intensidad máxima especificada por la norma al aplicar sus efectos acumulados. No obstante, cuando es alta la probabilidad de que ocurra la intensidad envolvente sobre áreas extensas (sitios de asamblea, estacionamiento de vehículos, pisos y entresijos de bodegas) la reducción de intensidad no se permite.

Por ejemplo, tómese un edificio de oficinas de 15 niveles y 5 sótanos donde se ha especificado una carga viva de 250 kg/m² en los pisos sobre el suelo, 500 kg/m² a nivel de calle y 250 Kg/m² en los sótanos: el criterio de reducción permite que una columna con un área tributaria de 50 m² se diseñe con 115,000 kg de carga viva, en lugar de 250,000 kg, en atención a la ínfima probabilidad de que la totalidad de la carga viva envolvente esté aplicada simultáneamente en todos los pisos.

3.6 — Percepción de Vibraciones

- (a) Estas normas no contienen prescripciones específicas para prevenir percepción de vibraciones. Quedará al criterio de cada ingeniero estructural el manejo de este aspecto.

Comentario 3.6.a

La percepción de vibración es altamente subjetiva y no se presta para prescripciones específicas. Además, excepto que se genere un efecto de resonancia, la amplitud de las vibraciones dentro del rango elástico no genera detrimento. Se recomienda recurrir a una guía de diseño, por ejemplo la referencia AISC / CISC “Floor Vibrations due to Human Activity” u otras publicaciones análogas.

- (b) El ingeniero estructural incluirá en el informe estructural una referencia a los aspectos considerados en cuanto a percepción de vibración en proyectos Categoría III o IV en que haya claros libres en exceso de 12 metros, en especial si se desarrollan actividades rítmicas o deportivas sobre los claros libres.
- (c) El ingeniero estructural incluirá en el informe estructural una referencia a los aspectos considerados en cuanto a percepción de vibración en proyectos industriales o comerciales donde se instale maquinaria o motores que individualmente excedan masas de 500 kg. En estos casos el desarrollador deberá proveer información del fabricante de los equipos en cuanto a potenciales frecuencias de vibración a considerar o bien indicaciones de que no es necesario considerarlas.
- (d) Se exceptúa de lo requerido en 3.6 párrafo (c) a los equipos relacionados con ascensores, a menos que el fabricante tenga advertencias o requerimientos que deban hacerse del conocimiento del ingeniero estructural.

Comentario 3.6

Sin intenciones prescriptivas se comenta que para funciones generales de vivienda y oficinas los entresijos con frecuencias de vibración de 3 Hz o mayores suelen ser satisfactorios. En vestíbulos y áreas de circulación pública, pueden necesitarse frecuencias de vibración de 5 Hz o mayores. Para áreas de asientos junto a pistas de baile se pueden necesitar mínimos de 7 Hz. Gimnasios y salones de aeróbicos pueden requerir mínimos de 9 Hz. En todos los casos, estructuras de concreto reforzado más masivas y con mayor amortiguamiento inherente pueden reducir los límites listados al amortiguar frecuencias armónicas superiores. En casos difíciles de manejar, sobre todo para actividades rítmicas continuadas, pisos flotantes aislados pueden disminuir percepción. Eso también aplica a la fijación de maquinaria.

3.7 — Cargas vivas para edificaciones

3.7.1 Las cargas vivas para edificaciones, de acuerdo a su tipo de ocupación o uso, se indican en la Tabla 3.7.1:

Tabla 3.7.1 — Cargas vivas para edificaciones

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Vivienda		
Balcones	300 [R]	
Habitaciones y pasillos	200 [R]	
Escaleras	300	
Oficina		
Pasillos y escaleras	300	
Oficinas	250 [R]	800
Áreas de cafetería	500	
Hospitales		
Pasillos y rampas	500	450
Clínicas y encamamiento	250 [R]	
Servicios médicos y laboratorio	350 [R]	800
Farmacia	500	
Escaleras	500	
Cafetería y cocina	500	

Tabla 3.7.1 (continuación)

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Hoteles, carga de escaleras y de elevadores		
Habitaciones	200 [R]	450
Servicios y áreas públicas	500	800
Educativos		
Aulas	200 [R]	400
Pasillos y escaleras	500	
Salones de lectura de biblioteca	200 [R]	400
Área de estanterías de biblioteca	700	800
Áreas de reunión		
Escaleras privadas	300 [R]	Ver 3.2 (d)
Escaleras públicas	500	Ver 3.2 (d)
Balcones	500	
Vestíbulos públicos	500	
Plazas a nivel de la calle	500	800
Salones con asiento fijo	300 [R]	
Salones sin asiento fijo	500	800
Escenarios y circulaciones	500	
Estacionamientos		
Garajes para automóviles de pasajeros	250	Ver 3.2 (c)
Garajes para automóviles de carga (2000 Kg.)	500	Ver 3.2 (c)
Rampas vehiculares de uso colectivo	500	Ver 3.2 (c)
Áreas de circulación vehicular	250	Ver 3.2 (c)
Áreas de servicio y reparación	500	Ver 3.2 (c)
Instalaciones deportivas públicas		
Zonas de circulación	500	
Zonas de asientos	400	
Zonas sin asientos	800	
Canchas deportivas	Ver nota [a]	

Tabla 3.7.1 (continuación)

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Almacenes		
Minoristas	500	800
Mayoristas	600	1200
Bodegas		
Cargas livianas	600	800
Cargas pesadas	1200	1200
Fábricas		
Industrias livianas	500	800
Industrias pesadas	1000	1200
Cubiertas pesadas (Inciso 3.3 (f))		
Azoteas de concreto con acceso	200	
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100	
Azoteas con inclinación mayor de 20°	75 ^[b]	
Azoteas usadas para jardín o para reuniones	500	
Cubiertas livianas (Inciso 3.3 (g))		
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	25 ^{[b][c]}	135

[a] Carga depende del tipo de cancha

[b] Sobre proyección horizontal

[c] Carga no reducible

[R] Puede aplicar reducción de carga viva según 3.5.

3.7.2 Para pasarelas o puentes peatonales, la carga viva mínima es de 500 kg/m². No aplica reducción de carga viva.

FIN DEL CAPÍTULO 3

CAPITULO 4 — ASPECTOS SÍSMICOS

Origen de los sismos

En los lejanos días en que el gigantesco Kabraqan recorría Mesoamérica haciendo que la tierra temblara constantemente a su paso, derrumbando las montañas grandes y las pequeñas, Corazón del Cielo comisionó a los héroes gemelos Junajpú y Xbalamke para detener esos desmanes. Los gemelos se las ingeniaron para derribar al gigante al pie de la más alta montaña; lo ataron de pies y manos y lo enterraron allí mismo. Cesó la vibración constante; pero Kabraqan aún se reacomoda esporádicamente en su forzado encierro, por lo que aún hay temblores y terremotos de vez en cuando... [Adaptado del Popol Vuh]

4.1 — Alcances

4.1.1 Los requisitos de este capítulo establecen el NPS (nivel de protección sísmica) que se requiere según las condiciones sísmicas de cada localidad y según la clasificación de cada obra. En este capítulo también se establecen los parámetros y espectros sísmicos que posteriormente sirven para el análisis y diseño de las estructuras.

4.2 — Sismicidad y nivel de protección

4.2.1 — Índice de sismicidad

- (a) Incide sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar la obra o edificación e incide en la selección del espectro sísmico de diseño.
- (b) Para efecto de esta norma, el territorio de Guatemala se divide en macro-zonas de amenaza sísmica caracterizadas por su índice de sismicidad que varía desde $I_0 = 2$ a $I_0 = 4$.
- (c) Las macro-zonas sísmicas se muestran gráficamente en Figura 4.5.1 que es el mapa de zonificación sísmica para el territorio de Guatemala.

4.2.2 — NPS (Nivel de Protección Sísmica)

- (a) El Nivel de Protección Sísmica necesario para alcanzar los objetivos de la Sección 1.4.1 de la norma NSE 1 se establece en la Tabla 4.2.2 en función del Índice de Sismicidad I_0 y la Clasificación de Obra.
- (b) Puede aplicarse cualquier requerimiento que corresponda a un nivel de protección más alto que el nivel mínimo especificado en la Tabla 4.2.2:

Tabla 4.2.2 — Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad ^[b]	Clase de obra ^[a]			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
Io = 4	E	D	D	C
Io = 3	D	C	C	B
Io = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^[c]	5% en 50 años ^[d]	5% en 50 años ^[d]	10% en 50 años	No aplica

[a] Ver clasificación de obra en NSE 1 Capítulo 3

[b] Ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1

[c] Ver Sección 4.4 para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo.

[d] A las obras "Esenciales" e "Importantes" les corresponde un sismo con la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en detalles del Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas.

4.3 — Clasificación del sitio

4.3.1 — General

(a) El sitio de proyecto se clasificará con base en las características del perfil de suelo bajo los cimientos. Los sitios se clasificarán en alguna de las siguientes categorías: AB, C, D, E o F. La clasificación del sitio será necesaria para configurar correctamente el espectro del sismo de diseño.

Comentario 4.3.1.a

Las designaciones A hasta F son usuales en la literatura técnica actual. A y B son sitios en roca; C y D son perfiles de suelo firmes; E es un perfil de suelo blando; F es un perfil de suelo extremadamente complicado. Para el territorio de Guatemala no se ha considerado distinguir entre perfil A y B. Se utilizan los parámetros correspondientes a perfil B.

(b) La clasificación deberá ser establecida conforme a lo estipulado en NSE 2.1. La información a ser recabada y procesada dependerá de la Categoría de Obra (según se indique en NSE 2.1) y los resultados quedarán consignados en un informe detallado o un reporte de inspección de sitio según el caso. En todo caso, una síntesis de las características del sitio deberá quedar consignada en los planos de cimentación del proyecto y en los formularios del informe de diseño.

4.3.2 — Perfil de suelo de los sitios clase F

(a) Un sitio Clase F tiene un perfil del suelo que puede contener en los 30 metros debajo de los cimientos estratos que tengan una o más de las características siguientes:

- Suelos potencialmente susceptibles de fallar o colapsar bajo carga sísmica; incluyendo suelos potencialmente licuables, arcillas sensitivas y suelos pobremente cementados.
- Turbas y/o arcillas con alto contenido orgánico cuyo espesor sea mayor de 3 metros.
- Arcillas con espesores superiores a 7.50 metros con índice de plasticidad mayor a 75
- Arcillas de rigidez baja a media con $S_u < 50$ kPa en espesores considerables de más de 12 metros

(b) Sitios con las características enlistadas en (a) **no podrán tratarse como las otras clases de sitio** por ser poco confiables sísmicamente.

(c) Se requerirá un análisis específico de la columna de suelo para evaluar un espectro propio del sitio. Véanse las opciones de evaluación en la sección 4.5.

4.4 — Sismos para diseño estructural

4.4.1 — General

(a) Esta norma define varios niveles de sismo para diseño estructural según la clasificación de la obra, como se indica en la Sección 4.4.2.

(b) Los sismos de diseño se definen por medio de espectros de respuesta sísmica simplificados para estructuras con 5% de amortiguamiento. En esta norma se les llamará “espectros genéricos de diseño” o simplemente “sismos de diseño”.

(c) Los Espectros Genéricos de Diseño se obtienen conforme se especifica en la Sección 4.5. Deberá confirmarse en la Sección 4.7.1 que se permite el uso de espectros genéricos; de lo contrario se establecerán conforme a la Sección 4.7.

4.4.2 — Definiciones

(a) Se define como "**sismo básico**" al que tiene un 10% de probabilidad nominal de ser excedido en un período de 50 años. Se utilizará para diseño estructural de Obra Ordinaria o donde lo permitan las disposiciones en las normas NSE 3, NSE 4, NSE 5 y NSE 7 u otras normas NSE.

(b) Se define como "**sismo severo**" al que tiene un 5% de probabilidad nominal de ser excedido en un período de 50 años. Se utilizará para diseño estructural de Obra Importante y de Obra Esencial o donde así lo indiquen las disposiciones en las normas NSE 3, NSE 5 y NSE 7 u otras normas NSE. Es electivo utilizarlo en lugar del Sismo Básico si el desarrollador del proyecto lo prefiere.

Comentario 4.4.2.b

El adjetivo "severo" tiene varias acepciones en español. La acepción 3 del Diccionario de la lengua española se refiere a condiciones ambientales muy desfavorables como "invierno severo"; en ese sentido se utiliza aquí.

(c) Se define como "**sismo extremo**" al que tiene un 2% de probabilidad nominal de ser excedido en un período de 50 años. Este sismo es la base para el mapa de zonificación sísmica (Figura 4.5.1).

(d) Se denomina "**sismo mínimo**" a una reducción del sismo básico que se permite únicamente en los casos de excepción específicamente indicados en estas normas, que incluyen obra utilitaria y algunos casos de readecuación sísmica de obra existente.

4.5 — Espectros genéricos para diseño

4.5.1 — Parámetros básicos:

(a) Son los parámetros S_{cr} y S_{1r} cuyos valores para el territorio de Guatemala están especificados en el Listado de Amenaza Sísmica por Municipios en Anexo A. La misma información, con menos detalle, puede obtenerse gráficamente del mapa de zonificación sísmica del país, Figura 4.5.1.

Comentario 4.5.1.a

Los parámetros S_{cr} y S_{1r} son respectivamente la ordenada espectral de período corto y la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés; en teoría, ambos parámetros están exentos de la influencia del suelo que cubre el basamento. Nótese que el espectro se configura a partir de dos parámetros que podrían requerir dos mapas diferentes; sin embargo, la información de amenaza disponible indicó que se podían colocar ambos parámetros en un solo mapa. La información base para el mapa en la Figura 4.5.1 y para el listado por municipios puede consultarse en Publicación Especial de AGIES PE 01 "Criterios para Mapa de Zonificación Sísmica de Guatemala" (pendiente de publicación a mayo 2017)

(b) En caso que $S_{cr} > 1.5 g$ y si los parámetros se requieren para una obra Categoría I o II de 5 niveles o menos, se podrá consultar NSE 3 Sección 2.1.5 para verificar si S_{cr} puede reducirse a 1.5 a pesar en zona sísmica 4.3.

Comentario 4.5.1.b

Esta reducción puede aplicar a casas y otras obras menores en el sur de Guatemala.

4.5.2 — Ajuste por clase de sitio: La Clase de Sitio se establecerá conforme a la Sección 4.3 según el perfil del suelo que cubra al basamento en el sitio. El valor de S_{cr} y S_{1r} estipulado en la Sección 4.5.1 deberá ser ajustado conforme a la Clase de Sitio y lo indicado en esta sección. Excepto por lo estipulado o lo permitido en la Sección 4.4.1 esto se hará en la forma genérica siguiente:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a \quad (4.5.2-1)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v \quad (4.5.2-2)$$

Donde:

- S_{cs} es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto;
- S_{1s} es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento nominal de 5% del crítico;
- F_a es el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos y se obtiene de la Tabla 4.5.1;
- F_v es el coeficiente de sitio para períodos largos y se obtiene de la Tabla 4.5.2.

4.5.3 — Ajuste por intensidades sísmicas especiales: En algunos casos el valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio. Estas condiciones están señaladas en la Sección 4.7. Cuando estén identificadas en el sitio de proyecto, se tomarán en cuenta en la forma genérica siguiente, excepto que la Sección 4.7 permita opciones:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (4.5.3-1)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (4.5.3-2)$$

Donde:

- N_a y N_v son los factores que aplican por la proximidad de las amenazas especiales indicadas en la Sección 4.6.

Figura 4.5.1 — Mapa de zonificación sísmica de Guatemala

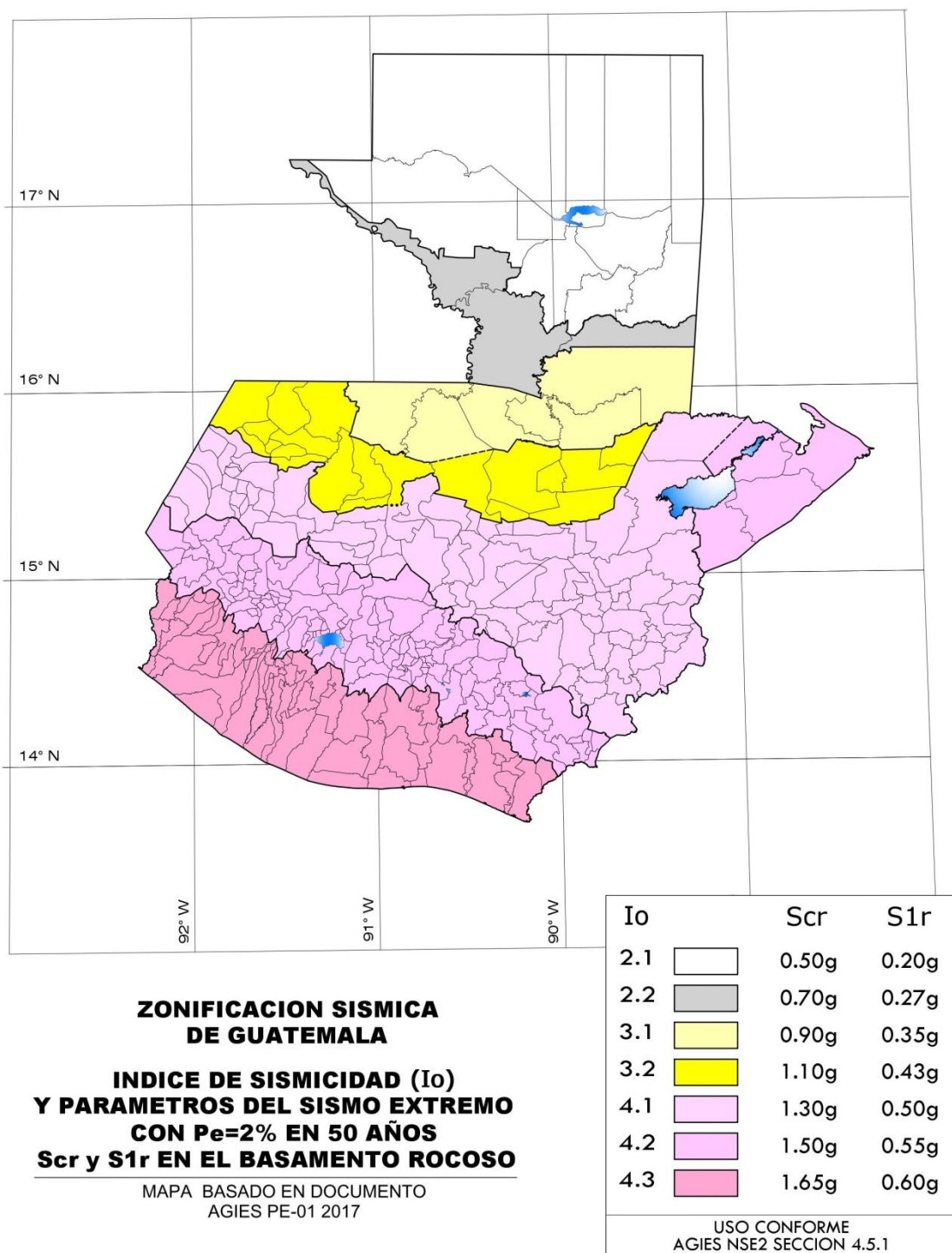


Tabla 4.5-1 — Coeficientes de sitio F_a

Clase de sitio	Índice de sismicidad					
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1	4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
C ^[1]	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0	
E	1.7	1.3	1.1	1.0	0.9	
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4					

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_a se tomará del suelo C.

Tabla 4.5-2 — Coeficientes de sitio F_v

Clase de sitio	Índice de sismicidad					
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1	4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4	
D ^[1]	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7	
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2	
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4					

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_v se tomará del suelo D.

4.5.4 — *Períodos de vibración de transición*

(a) Para construir los espectros de diseño genéricos en la Sección 4.5.7 se necesita definir los siguientes períodos de vibración (expresados en segundos):

(i) Período T_S que separa los períodos cortos de los largos

$$T_S = S_{1d} / S_{cd} \quad (4.5.4.i)$$

(ii) Período T_0 que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro

$$T_0 = 0.2 T_S \quad (4.5.4.ii)$$

4.5.5 — Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño

(a) Se determinará la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño, según el Nivel de Protección Sísmica que se requiera, mediante uno de los factores K_d indicados en la Tabla 4.5.5.a:

Tabla 4.5.5.a — Factores K_d de acuerdo al nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

(b) Se podrá utilizar un valor K_d mayor al requerido, haciéndolo del conocimiento del coordinador del proyecto.

Comentario 4.5.5.b

La correspondencia entre las probabilidades de ocurrencia de los sismos de diseño y los factores de escala K_d asociados puede consultarse en la Publicación Especial de AGIES PE 01 "Criterios para Mapa de Zonificación Sísmica de Guatemala" (pendiente de publicación a mayo de 2017). Derivar la probabilidad de los sismos de diseño mediante factores de reducción es un método simplificado; lo más importante es el concepto que se desea transmitir.

(c) Los parámetros del espectro se calibrarán a la probabilidad de estipulada mediante las expresiones:

$$s_{cd} = K_d * S_{cs} \quad (4.5.5.c-1)$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s} \quad (4.5.5.c-2)$$

Comentario 4.5.5.c — El factor K_d comparado con el Factor de Importancia clásico

*Nótese que la norma modelo SEI / ASCE 7-10 no considera el parámetro K_d y manejan su espectro de diseño como un sismo ordinario que tiene 10% de probabilidad nominal de excedencia en 50 años; para ello multiplica siempre los valores de los mapas de zonificación por 2/3; ello es similar al $K_d=0.66$ de esta norma. Cuando la clase de obra considerada en la norma modelo requiere reducir la probabilidad de excedencia de 10% a 5% (lo cual no se expresa sino se deja implícito en esa norma), se requiere multiplicar por un Factor de Importancia $I=1.25$; obsérvese $2/3 * 1.25 = 0.833$ que es similar al $K_d=0.80$ en esta norma. Finalmente, para obras esenciales la norma modelo estipula un Factor de Importancia $I=1.5$ (implícitamente reduce la probabilidad de excedencia a 2% que es el valor mapeado); $2/3 * 1.5 = 1.0$ igual al $K_d=1.00$ de esta norma. Las normas NSE no utilizan factor de importancia sino factores probabilísticos K_d explícitos. El concepto básico es el mismo.*

4.5.6— Espectro genéricos probables: Cuando se puedan utilizar los espectros de diseño genéricos, las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier período de vibración T , se definen con las siguientes expresiones

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_s \quad (4.5.6-1)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando } T > T_s \quad (4.5.6-2)$$

$$S_a(T) = S_{cd} \left[0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{cuando } T < T_0 \quad (4.5.6-3)$$

Comentario 4.5.6

En ediciones anteriores del Capítulo 4 de NSE 2 no se incluía la Ecuación 4.5.6-3 ya que estructuras con períodos de menos de 0.1 segundos son poco frecuentes; no obstante resulta conceptualmente importante considerar esta zona de períodos de vibración muy cortos para poder manejar espectros de sitio específicamente derivados para el sitio (Sección 4.7) en vista que en sectores ascendentes de la ordenada espectral no se debe utilizar directamente el modificador de respuesta R especificado en NSE 3; el tratamiento especial de R en esta zona no debe pasarse por alto; la edición anterior de NSE 2 (Sección 4.3.4.5) indicaba que se utilizara respuesta elástica $R=1.5$ cuando se considerara la región ascendente del espectro; en la nueva edición de normas NSE, el factor R puede tener valores variables en los períodos cortos. Véase la norma NSE 3 y otros casos especiales referidos por la NSE 3 a otras normas.

4.5.7 — Casos especiales períodos muy largos: Para estructuras con períodos fundamentales mayores que 4 segundos se podrán utilizar los espectros genéricos o bien establecer espectros específicos de sitio.

4.5.8 — Aceleración máxima del suelo (AMS): Para los casos en que sea necesario estimar una aceleración máxima del suelo correspondiente al sismo de diseño a partir de los espectros genéricos, se utilizará:

$$AMS_d = 0.40 * S_{cd} \quad (4.5.8)$$

Comentario 4.5.8

Este parámetro es conceptualmente equivalente a la “aceleración pico del suelo”, PGA , ampliamente utilizada como base del espectro de diseño antes de que se empezara a utilizar atenuación de coordenadas espectrales. Este parámetro indica el inicio del espectro de diseño en $T = 0$. Adicionalmente, este parámetro aún sirve de base a importantes estimaciones de respuesta sísmica como licuación y estabilidad de taludes. Véase el documento AGIES PE-01 2017 (pendiente de publicación a mayo de 2017) para mayor información sobre la obtención de este parámetro.

4.5.9 — Componente vertical del sismo de diseño

$$S_{vd} = 0.16 * S_{cd} \quad (4.5.9-1)$$

Comentario 4.5.9

El valor S_{vd} es nominal. Las componentes verticales de muchos de los sismos en la región de interés (Guatemala) fácilmente exceden 50 por ciento de la componente horizontal, aunque afortunadamente ambas no son simultáneas. En ASCE 7-10 Sección 12.4.2.2 el coeficiente es 0.20 o sea 1/5 de la aceleración horizontal. En esta norma arbitrariamente se ha utilizado 1/6. Esta componente vertical se utiliza entre las combinaciones de carga del Capítulo 8.

4.5.10 — Informe de diseño: Los niveles de diseño utilizados y los valores espectrales relevantes deberán ser consignados en planos y en los formularios correspondientes del informe de diseño estructural.

4.6 — Intensidades sísmicas especiales

4.6.1 La identificación de los peligros tratados en esta sección se considera asignatura de entes ediles y estatales por medio de programas de microzonificación de amenazas naturales. No se podrá requerir a proyectistas individuales que incluyan estas previsiones en los proyectos a menos que haya información disponible oficialmente reconocida por autoridades competentes.

Comentario 4.6.1

Queda sobre-entendido que si este tipo de información estuviera disponible o se pusiera en disponibilidad para un proyecto en particular, está en el interés del proyecto aplicarla.

4.6.2 — Proximidad de fallas activas

(a) En los casos en que esté establecida la proximidad de fallas geológicas activas, incluyendo los parámetros que definen el grado de actividad, se modificarán las ordenadas del espectro de diseño conforme a lo indicado en esta sección.

(b) Se calificarán las fallas activas próximas como fuentes sísmicas tipo A, B o C conforme la Tabla 4.6.2-1. Se determinarán los factores de falla cercana N_a y N_v conforme las Tablas 4.6.2-2 y 4.6.2-3. Se aplicarán los factores N_a y N_v conforme lo indican las Ecuaciones 4.5.3-1 y 4.5.3-2.

Comentario 4.6.2

Se tomó como referencia para estimar el incremento de intensidad sísmica por cercanía de falla lo estipulado en Uniform Building Code UBC-1997 Tablas 16-U, 16-S y 16-T; los coeficientes en 16-S y 16-T han sido rebajados respecto de la fuente original.

Tabla 4.6.2-1 — Tipo de fuente sísmica

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad ^[1]	$M_o \geq 7.0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_o \geq 7.0$ $M_o < 7.0$ $M_o \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o < 6.5$	$TC \leq 2$

[1] La zona de subducción del territorio de Guatemala no debe considerarse en esta clasificación debido a la distancia a la fuente

Tabla 4.6.2-2 — Factor N_a para períodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^{[1] [2]}		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor N_a obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Tabla 4.6.2-3 — Factor N_v para períodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^{[1] [2]}			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor N_v obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

4.6.3 — Métodos alternos: Otras metodologías debidamente sustentadas podrán utilizarse, especialmente si están conexas con las evaluaciones de sitio específicas de la Sección 4.7.

4.7 — Espectros específicos para un sitio determinado

4.7.1 — Instancias en que se utilizarán

- (a) Deberá definirse un sismo específico para el sitio de proyecto cuando el sitio sea Clase F.
- (b) Deberá definirse un sismo específico para estructuras aisladas o amortiguadas que estén en Zona Sísmica 4.3 ($S_{r1} \geq 0.60g$).
- (c) Opcionalmente, para cualquier sitio podrán definirse los tres niveles de sismo de manera específica sin recurrir a los mapas de zonificación, ni al listado de amenaza por municipio, siempre que se cumpla con lo estipulado en esta sección, y que el resultado no sea inferior a 80% de lo estipulado en la Sección 4.5.6.

4.7.2 — Espectro en la superficie a partir del sismo en el basamento rocoso

- (a) Se establecerá por métodos geofísicos analíticos basados en datos físicos relevantes para el sitio. A menos que se utilice lo estipulado en la Sección 4.5.3, se podrá utilizar como guía de criterio la sección 21.1 del documento ASCE 7-10.

Comentario 4.7.2.a

Tomar en cuenta que las referencias al sismo MCE_R en ASCE 7-10 aplicarían al sismo extremo en esta norma. Las referencias a Suelo Perfil B aplicarían a suelo AB.

- (b) Se podrán utilizar otros métodos de análisis que estén de acuerdo a prácticas geofísicas reconocidas. La metodología estará descrita en el informe geofísico-geotécnico, avalada por el consultor geotécnico.

4.7.3 — Espectros de sitio con base en un análisis de amenaza sísmica:

Se podrá utilizar como guía de criterio la sección 21.2 del documento ASCE 7-10, donde se requiere efectuar un análisis de amenaza sísmica de un sitio basándose en modelos sismo-tectónicos aplicables a la región de interés de acuerdo a prácticas de análisis reconocidas.

(a) **Espectro probabilístico** — Para obtener un espectro de “sismo extremo” se utilizarán relaciones de atenuación para aceleraciones espectrales con 5% de amortiguamiento; los valores serán atenuados desde los modelos de fuentes sísmicas hasta el sitio de interés y se utilizarán los resultados que correspondan a una probabilidad de excedencia de 2% en un período de 50 años.

Comentario 4.7.3.a — MCE_R versus Sismo Extremo

En ASCE 7 Sección 21.2.1 se estipula un espectro probabilístico con 5% de amortiguamiento que denominan MCE_R (Risk Targeted Maximum Considered Earthquake) que debe generar aceleraciones horizontales tales que una estructura genérica tenga 1% de probabilidad de colapso en un período de 50 años. En esta norma se ha optado por estipular el empleo del “sismo extremo” en lugar de tratar de definir un SMC (“sismo máximo a ser considerado”) aplicable a estructuras “genéricas” locales.

(b) **Espectro determinístico** — Se obtiene con base en la envolvente de las aceleraciones espectrales producidas por un sismo con “magnitud máxima creíble” Los valores de aceleración espectral son atenuados desde la distancia más desfavorable a modelos de las fallas regionales relevantes para el sitio. Las magnitudes “máximas creíbles” podrán basarse en criterios que utilicen “magnitudes características” para las fallas de interés. Se utilizarán las atenuaciones medias o medianas multiplicadas por 1.5 o bien las medias más una desviación estándar. El espectro así calculado se considerará un “sismo extremo determinístico”.

Comentario 4.7.3.b — Sismos característicos

Numerosas fallas activas muestran “magnitudes características” que son ciertas magnitudes significativas que históricamente tienden a recurrir una y otra vez. En todo caso será un consultor experto en la materia quien indicará la magnitud que deba considerarse para establecer el “sismo extremo” determinístico.

(c) **Espectro extremo específico para el sitio** — Se obtendrá combinando el espectro probabilístico y el espectro determinístico y obteniendo el valor medio para cada período de vibración. El espectro así calculado se comparará con criterios mínimos estipulados en 4.7.3 (e).

(d) **Espectro opcional extremo específico para el sitio** — Opcionalmente podrá utilizarse directamente el espectro determinístico calculado conforme a 4.7.3 (b). El espectro así calculado se comparará con criterios mínimos estipulados en 4.7.3 (e).

(e) El espectro obtenido en 4.7.3 (c) o 4.7.3 (d) se considerará el “sismo extremo” para el sitio, con los atributos del estipulado en 4.4.2 (c). Las ordenadas del espectro extremo específico no serán menores al 80 por ciento de las ordenadas del espectro extremo genérico. El “espectro de diseño” se obtendrá multiplicando las ordenadas espectrales extremas por el factor K_d de la Sección 4.5.5 conforme al NPS requerido o seleccionado.

Comentario 4.7.3.e

El analista no deberá tratar de utilizar la fórmula 21.3-1 de ASCE 7-10. En la metodología de ASCE 7-10 siempre se multiplica el sismo MCE_R por 2/3 y después se lo corrige multiplicando por el factor de importancia 1.00, 1.25, 1.50, para obtener el sismo de diseño. En estas normas el “sismo extremo” se multiplica por el corrector probabilístico K_d 0.66, 0.80, 1.00 para obtener resultados correspondientes.

4.7.4 — Informe técnico: El profesional responsable de proponer el espectro de sitio documentará la metodología y suposiciones utilizadas en un informe que formará parte de la documentación del proyecto. La autoridad competente podrá requerir que un revisor independiente avale los espectros propuestos. El espectro propuesto será responsabilidad del proponente.

FIN DEL CAPÍTULO 4

CAPITULO 5 — ACCIONES DEL VIENTO

Comentario 5.0

Guatemala ha sido un país sin exposición a vientos huracanados de alta velocidad no obstante que la etimología de la palabra “huracán” sea indiscutiblemente maya: “hun rakán”, literalmente “una pierna”, tal vez en asociación a un tornado o torbellino, pero también tiene acepción de cosa grande y alta (L.E. Sam Colop 2008). Escrito “Junraqaan” en ortografía maya moderna. Una de sus manifestaciones es la poderosa deidad de una sola pierna, el Kawiil custodio de la dinastía real de Yax Mutal (Tikal).

En el Popol Vuh es **Corazón del Cielo llamado Jun Raqaan**, cuyos varios aspectos son la tempestad, el relámpago y el trueno (Popol Vuh traducción de L.E. Sam Colop, 2008).

En todo caso es afortunado que **Corazón del Cielo** sea relativamente benevolente con el territorio de

5.1 — Requisitos de diseño estructural

5.1.1 — Alcance de la norma

- (a) Las edificaciones serán diseñadas para resistir los empujes y succiones provocadas por la acción del viento.
- (b) Para efectos de diseño estructural deberá distinguirse entre:
 - el sistema estructural contra viento de la edificación;
 - la fachada (cerramiento vertical);
 - la cubierta;
 - los componentes adosados.
- (c) También deberán diseñarse para resistir la acción del viento estructuras que no son edificaciones que incluyen rótulos, antenas, chimeneas, silos y similares.

5.1.2 — Direcciones de análisis: Se supondrá que el viento puede provenir de cualquier dirección horizontal. Las estructuras se analizarán de manera que el viento actúe en por lo menos dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán aquellas direcciones que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la edificación en estudio (o parte de la misma), tomando en cuenta la rugosidad del terreno a barlovento. Los empujes y succiones exteriores sobre la estructura principal serán considerados simultáneamente.

Comentario 5.1.2

“Barlovento” es la dirección de donde proviene el viento. “Sotavento” es la dirección hacia donde azota el viento. A barlovento se generan empujes; a sotavento se generan succiones; ambas se suman al actuar sobre la estructura principal. En los costados perpendiculares a barlovento se generan succiones secundarias. En los techos de baja pendiente se generan succiones hacia arriba.

5.2 — Exposición al viento y velocidad básica

5.2.1 — Tipo de Exposición al viento: Se debe asignar un tipo de exposición al sitio donde se localizará la edificación. La exposición dependerá del cuadrante de 90° a barlovento, 45° a cada lado del eje de análisis.

(a) **Exposición B** — El 80% del cuadrante a barlovento será urbano con edificaciones de un nivel o más o bien bosques u otras irregularidades superficiales significativas que se extiendan más de 1500 metros desde el sitio del proyecto.

(b) **Exposición C** — El 80% del cuadrante a barlovento tendrá explanadas llanas y generalmente abiertas, con o sin cultivos agrícolas bajos que se extiendan más de 750 metros desde el sitio del proyecto. En general, será terreno que no clasifique como D ni como B.

(c) **Exposición D** — Es la exposición más crítica. El 80% del cuadrante a barlovento estará frente a un cuerpo de agua que se extiende más de 1500 metros de la costa. El sitio estará en exposición D si se localiza a menos de 500 metros, desde la costa, o a 10 veces la altura de la edificación, lo que resulte mayor.

5.2.2 — Velocidad básica del viento

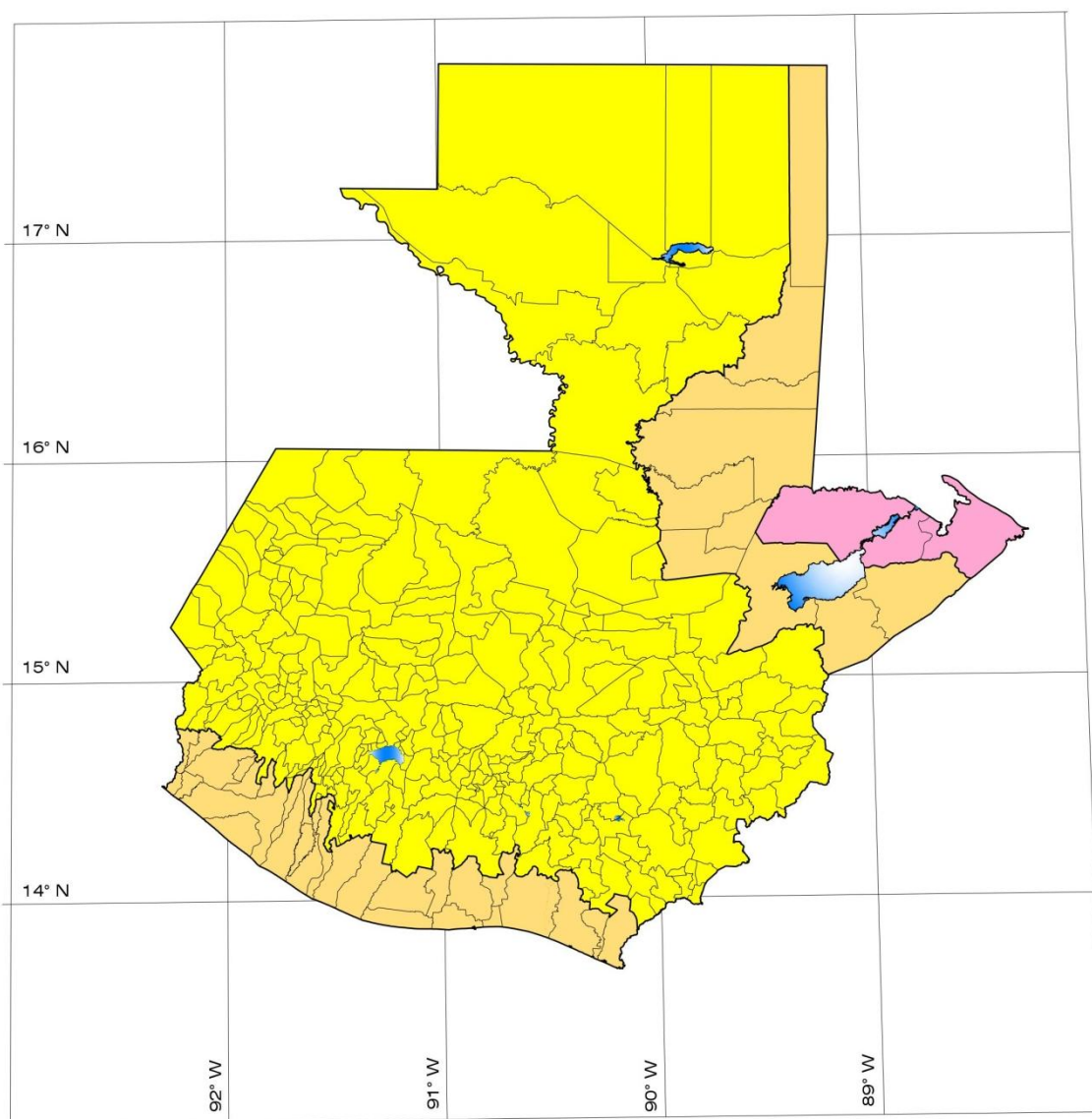
(a) **Definición** — Es la velocidad de una ráfaga de más de 3 segundos de duración, medida a 10 m sobre el nivel del suelo, en un área con tipo de exposición C; la ocurrencia de la velocidad de ráfaga tendrá una probabilidad anual de ser excedida del 2%.

Comentario 5.2.2.a

Los observatorios meteorológicos son los que suministran las velocidades que estadísticamente cumplen con el criterio expuesto en 5.2.2. Esto no es responsabilidad de proyectistas individuales. Para efectos de estas normas las velocidades básicas a considerar están indicadas en el Anexo A e ilustradas en la Figura 5.2.1. Como información, una probabilidad anual de 2% equivale a un período de retorno de 50 años o a una probabilidad de excedencia de 63% en un periodo de 50 años.

(b) **Zonificación por viento** — La velocidad básica del viento a utilizarse en el sitio de proyecto no será menor que la indicada en la lista de municipios en el Anexo A. La zonificación del territorio de Guatemala por viento se ilustra en la Figura 5.2.1.

Figura 5.2.1 — Mapa de zonificación por viento de Guatemala



MAPA BASADO EN DOCUMENTO AGIES PE-01 2017

**VELOCIDAD BASICA DEL VIENTO
TERRITORIO DE GUATEMALA**

Uso conforme AGIES NSE 2 - Seccion 5.2.2

**VELOCIDAD BASICA
10m SOBRE EL SUELO**

	120 kph
	110 kph
	100 kph

5.3 — Presiones de viento para diseño

Comentario 5.3

Dado que este país no está expuesto a vientos huracanados de alta velocidad esta norma ha retenido una metodología simple tomada de UBC 1997 (Uniform Building Code, California). También contribuye a esta decisión el que la generalidad de las estructuras en el país tienen menos de 100 metros de altura sobre el terreno y que las estructuras habitables tienden a ser de concreto reforzado (con mayor amortiguamiento inherente que el acero estructural) por lo tanto son dinámicamente menos sensitivas al viento.

5.3.1 — Cálculo de la presión de viento: Las presiones de diseño por viento para la estructura principal o para componentes de las mismas, se determinarán para cualquier altura sobre el suelo conforme a la siguiente ecuación:

$$P_z = C_{ez} * C_q * q_s * I_c \quad (5.3.1-1)$$

Donde:

- P_z es la presión de diseño por viento, z metros sobre el suelo, en Kg/m²;
- C_{ez} es el coeficiente de exposición y altura estipulado en la Sección 5.3.3 conforme la Tabla 5.3.3;
- C_q es el coeficiente de presión conforme la Tabla 5.3.6.
- q_s es la presión de remanso del viento en Kg/cm² a la altura estándar de 10 metros conforme se establece en la Sección 5.3.2, Tabla 5.3.2.
- I_c es el factor de importancia. Se usará 1.15 para obras Categoría IV; se usará 1.00 para las otras categorías

5.3.2 — Presión básica del viento q_s

(a) Se correlaciona directamente con la velocidad básica del viento V definida en la Sección 5.2.2 mediante la fórmula siguiente:

$$q_s = 0.0048 v_s^2 \quad (5.3.2.a-1)$$

Donde:

- V está en Kph
- q_s está en Kg/m²

(b) La Tabla 5.3.2 proporciona directamente la presión para las tres zonas de viento en Guatemala.

Tabla 5.3.2 — Presión básica dada la velocidad básica

Velocidad básica V_s (Kph)	100	110	120
Presión q_s (Kg/m ²)	48.0	58.0	69.1

5.3.3 — Intensidad y distribución de presiones

- (a) Las presiones de diseño de viento a lo alto de la edificación serán proporcionales a los valores C_{ez} ; deben aplicarse perpendicularmente a la superficie.
- (b) Las fuerzas que actúan hacia adentro se aplicarán en cada piso tomando en cuenta la altura z sobre el suelo. En estructuras continuas, las presiones se aplicarán en incrementos no mayores de 6.0 metros de altura cada vez.
- (c) Para las fuerzas que actúan hacia afuera de la edificación, considerada como un todo, el valor de C_{ez} se obtendrá a la altura $[0.5 Z]$ donde Z es la altura completa de la edificación; la presión negativa resultante se aplica uniforme sobre toda la altura Z .
- (d) Para sub-estructuras adosadas o sobrepuestas se calculan los empujes y las succiones para diseñar la subestructura y después se transmitirán las reacciones a la estructura principal.
- (e) Para segmentos de fachada se evaluará el empuje o la succión en diseños separados.

Tabla 5.3.3 — Coeficiente C_{ez}

Altura sobre el nivel promedio del terreno (m) ^[1] ^[2]	Exposición D	Exposición C	Exposición B
4.5	1.39	1.06	0.62
6.0	1.45	1.13	0.67
7.5	1.50	1.19	0.72
9.0	1.54	1.23	0.76
12.0	1.62	1.31	0.84
18.0	1.73	1.43	0.95
24.0	1.81	1.53	1.04
30.0	1.88	1.61	1.13
36.0	1.93	1.67	1.20
48.0	2.02	1.79	1.31
60.0	2.10	1.87	1.42
90.0	2.23	2.05	1.63
120.0	2.34	2.19	1.80

[1] Alturas menores a 4.50m deben utilizar el factor C_e para 4.50m

[2] Alturas mayores a 4.50m pueden ser interpoladas

5.3.4 — *Succión vertical*

- (a) Las cubiertas livianas, los techos enlaminados y otros recubrimientos cuasi-horizontales de construcciones, serán diseñados para resistir fuerzas de succión vertical debidas al viento. Al analizar esta condición se considerarán nulas las cargas vivas que puedan contribuir a reducir el efecto de la succión. Una cubierta se considera liviana si su peso es menor que 1.6 veces la succión.
- (b) Estos requerimientos también son valederos para obras provisionales, especialmente enlaminados. Las obras con vida útil menor a 2 años podrán diseñarse para las 2/3 partes de las cargas estipuladas para edificaciones de mayor duración.

5.3.5 — *Presiones interiores adicionales*

- (a) Se producen cuando hay fachadas abiertas o fachadas permeables en las que hay ventanas, ventilas o puertas que permiten la entrada del viento a la edificación. Al penetrar el viento se generan presiones adicionales dentro de los recintos que se suman a los empujes a barlovento. El diseño considerará estas fachadas como se indica en la Tabla 5.3.6 de factores de presión.
- (b) Una sector de fachada será abierto si $A_a > 0.75 A_f$, donde A_a es el área de aberturas en el sector y A_f es el área del sector de fachada considerado. Cuando el viento puede penetrar bajo un techo deberá considerarse un empuje hacia arriba sumado a la succión vertical conforme a las tablas de factores de presión.
- (c) Un sector de fachada se considerará permeable si $A_a > 0.15 A_f$.

Comentario 5.3.5

A_f no es el área total de fachada a barlovento de la edificación, sino el área a barlovento entre los soportes de fachada que habría de estar cerrado en el sector.

5.3.6 — Coeficiente de presión

Tabla 5.3.6 — Coeficiente C_q

	DESCRIPCIÓN	COEFICIENTE C_q
1 Sistema resistente principal	PRESIÓN SOBRE SUPERFICIES VERTICALES	
	Superficie a barlovento	0.8 empuje
	Superficie a sotavento	0.5 succión
	TECHO PLANO ^[1]	0.7 succión
	TECHO INCLINADO ^[1]	
	Viento perpendicular a la cumbrera	
	Sector a sotavento	0.7 succión
	Sector a barlovento:	
	- Pendiente $\leq 1:6$ $1:6 < \text{Pendiente} \leq 3:4$ $3:4 < \text{Pendiente} \leq 1:1$ - Pendiente $> 1:1$	0.7 succión 0.9 succión - 0.3 empuje 0.4 empuje 0.7 empuje
	Viento paralelo a la cumbrera	0.7 succión
2 Elementos y componentes que NO están en áreas de discontinuidad ^[2]	ELEMENTOS VERTICALES	
	Todos los casos	1.2 empuje
	Recintos cerrados y abiertos	1.2 succión
	Recintos permeables	1.6 succión
	Parapetos	1.3 succión - 1.3 empuje
	ELEMENTOS INCLINADOS	
	Recintos cerrados	
	- Pendiente $\leq 1:2$ $1:2 < \text{pendiente} \leq 1:1$ - Pendiente $> 1:1$	1.3 succión 1.3 succión - 1.3 empuje Como elemento vertical

DESCRIPCIÓN		COEFICIENTE C_q
3 Elementos y componentes que SI están en áreas de discontinuidad. [2] [3] [4] [5]	Recintos abiertos	
	• Pendiente $\leq 1:2$	1.3 succión
	• $1:2 < \text{pendiente} \leq 1:1$	1.3 succión - 1.3 empuje
	• Pendiente $> 1:1$	Como elemento vertical
	Recintos permeables	
	• Pendiente $\leq 1:6$	1.7 hacia afuera
	• $1:6 < \text{pendiente} \leq 1:2$	1.6 succión - 1.8 empuje
	• $1:2 < \text{pendiente} \leq 1:1$	1.7 succión - 1.7 empuje
	Esquinas de superficies verticales	1.5 succión - 1.2 empuje
	Bordes de techo sin voladizo, cumbreras sin crestas	
4 Chimeneas, tanques, silos, torres sólidas	• Pendiente $\leq 1:6$	2.3 succión
	• $1:6 < \text{pendiente} \leq 1:2$	2.6 succión
	• $1:2 < \text{pendiente} \leq 1:1$	1.6 succión
	Aleros volados, cumbreras con cresta y toldos	0.5 sumado a valores anteriores
5 Torres con estructura reticular abierta [6] [7] [8]	Planta cuadrada o rectangular	1.4 en cualquier dirección
	Planta hexagonal u octagonal	1.1 en cualquier dirección
	Planta circular o elíptica	0.8 en cualquier dirección
6 Accesorios adosados Escaleras, conductos, lámparas, ascensores	Planta cuadrada o rectangular	
	• Dirección diagonal	4.0
	• Dirección normal	3.6
7 Señalización Vallas, astas, postes, estructuras menores	Planta triangular	3.2
	Elementos cilíndricos $\Phi \leq 60 \text{ mm}$	1.0
	Elementos cilíndricos $\Phi > 60 \text{ mm}$	0.8
	Miembros planos o angulares	1.3
		1.4 en cualquier dirección

- [1] Para condiciones permeables alrededor del techo añadir 0.5 a coeficientes de succión
- [2] Los valores indicados son para áreas tributarias de 1 m^2 . Para áreas tributarias de 10 m^2 o más, reducir 0.3 al valor de C_q , excepto que para áreas de discontinuidad con pendientes que 1:2 la reducción en C_q puede ser de 0.8. Para áreas tributarias entre 1 m^2 y 10 m^2 puede interpolarse el valor de C_q . Para áreas tributarias mayores de 100 m^2 considerarlo como elemento del sistema resistente principal. Ver sección 5.4.1(b).
- [3] El ancho desde la arista en que se aplica la discontinuidad será el menor entre 3 metros y un décimo de la menor dimensión en planta de la edificación.
- [4] Una arista se considera una discontinuidad si el ángulo interno es menor que 170 grados.
- [5] Las cargas se aplican alternadamente a cada lado de la discontinuidad; no simultáneas.
- [6] Superficie expuesta es el área proyectada a barlovento del frente de la torre.
- [7] Si la estructura es de tubos usar 2/3 del área proyectada de la pieza.
- [8] Se permite usar los factores de la Telecommunication Industry Association (T.I.A. 222).

5.4 — Integración de fuerzas sobre estructura principal

5.4.1 — Discretización de fachadas

(a) Todas las fachadas o superficies de revestimiento se dividirán en “celdas” o segmentos utilizando como guías de división las líneas que unen los puntos de fijación de los revestimientos a la estructura principal. A cada “celda” se le asignará una presión normal con la Fórmula 5.3.1-1 que multiplicada por el área de la celda indicará la fuerza y dirección que deberá repartirse y aplicarse a la estructura principal.

(b) Por aparte cada “celda” se considerará un elemento o componente de la fachada para cuyo diseño local aplican los coeficientes C_q de los apartados 2 y 3 de la Tabla 5.3.6. El área de la “celda” es el área tributaria a que se hace referencia en la Nota [2] de la Tabla 5.3.6.

5.4.2 — Acciones sobre la estructura principal

(a) **Análisis estructural** — Un análisis estructural de la estructura principal que resiste las fuerzas de viento indicará las acciones internas y/o esfuerzos a las que quedan sujetos los elementos principales de la estructura.

(b) **Corte basal – diseño por viento vs. diseño sísmico** — El análisis estructural por viento indicará cuáles son los cortantes de piso que se van acumulando en una y otra dirección para una dirección dada de análisis. Estos cortantes (ya mayorados) se podrán comparar con los cortantes sísmicos, especialmente a nivel de la base de la edificación.

Si los cortantes mayorados de viento son menores que los cortantes sísmicos, el diseño por viento se podrá obviar. En los casos en que el cortante mayorado de viento fuera mayor que el de sismo, no necesariamente se podrá obviar el diseño por sismo ya que este último recurre a diseños y refuerzos que se aplican para desarrollar la capacidad post-elástica de los elementos. Los efectos de viento y sismo no serán acumulativos.

(c) **Volteo** — Deberá verificarse la estabilidad contra volteo de las edificaciones expuestas al viento sin considerar las cargas vivas que pudieran contribuir a disminuir las acciones de volteo. Para las obras Categoría I, II y III la relación entre el momento estabilizador aportado por el peso de la edificación y el momento actuante de volteo por viento no será menor que 1.5. Para las obras Categoría IV no será menor que 1.8.

FIN DEL CAPÍTULO 5

CAPÍTULO 6 — OTRAS CARGAS

6.1 — Aspectos volcánicos

6.1.1 — Alcance

- (a) Las edificaciones y otras estructuras y todas las partes de las mismas que se encuentren en zonas bajo amenaza de caída de ceniza o arena volcánica conforme lo haya establecido autoridad competente deberán diseñarse para resistir las cargas de tefra (arena volcánica aerotransportada) indicadas en la Sección 6.1.2.
- (b) En estas normas no se considera protección estructural contra otras amenazas volcánicas como lahares, flujos piroclásticos, flujos de lava y bombas incandescentes. Ni plantearlas, ni evaluarlas, ni establecerlas, queda dentro de la competencia de proyectistas, ingenieros estructurales o constructores individuales.

Comentario 6.1.1

*La protección por medios estructurales contra las amenazas citadas en el segundo párrafo, **no es en general viable**. La protección contra tales amenazas debe ser objeto de restricciones de ocupación del terreno conforme a lo establecido por autoridad competente, por ejemplo CONRED o la propia Municipalidad. En Guatemala hay disponibles algunos estudios de amenaza volcánica para los 3 focos eruptivos actualmente activos (puede consultarse en INSIVUMEH).*

La amenaza por depósito de tefra sobre los techos, citada en el primer párrafo, puede protegerse por medios estructurales dentro de ciertos límites, como se indica en 6.1.2.

6.1.2 — Cargas de tefra

- (a) Para poder aplicar una carga de tefra a los techos y superficies expuestas se utilizará un mapa de amenaza publicado por autoridad competente seleccionando la isopaca que tenga una probabilidad anual de 0.05 para obras Categoría I y II. Usar un factor de 1.5 para Categoría III y 1.75 para Categoría IV. A menos que el mapa de amenaza de tefra volcánica indique otra cosa, se utilizará una densidad de arena húmeda de 1700 kg/m^3 .
- (b) De no estar publicado por autoridad competente algún mapa de amenaza de tefra se aplicará la carga distribuida indicada en la Tabla 6.1.2 sobre las cubiertas de edificaciones en aquellos sitios de proyecto que estén dentro de un radio de 10 km del foco eruptivo central. Aplica a los volcanes Pacaya, Fuego y Santiaguito.

Tabla 6.1.2 — Cargas Nominales de Tefra en un radio de 10 km del foco eruptivo

Para Obras categoría II considerar que la carga reduce a 25 kg/m^2 a 15 km del foco
 Para Obras III y IV considerar que la carga reduce a 25 kg/km^2 a 20 km del foco
 que aplica a la lámina y a la estructura que la soporta
 Entre 10 km y el radio exterior se puede interpolar o utilizar el valor mayor

Categoría de Obra	Aplicada a estructura [1]	Impuesta a lámina (cuando aplique) [2]
Categorías II	85 kg/m^2 [3]	55 kg/m^2 [4]
Categoría III	125 kg/m^2	85 kg/m^2
Categoría IV	150 kg/m^2	150 kg/m^2

[1] En techos artesonados de metal o madera “estructura” se refiere a las armaduras incluyendo las costaneras.

[2] En techos enlaminados se permite que la lámina propiamente soporte menos que la estructura principal; esto podría ser contraproducente para el contenido, pero se permite en atención a una reducción de costos en situaciones de mínima inversión

[3] Cinco cm de tefra húmeda de 1700 kg/m^3

[4] Dos tercios de la carga principal

Comentario Tabla 6.1.2

La selección de radios de 15 km y 20 km alrededor del foco eruptivo para cargas incrementadas de techo es arbitraria cuando no media un estudio de amenaza volcánica, pero se consideró que 700 km^2 y 1200 km^2 que son las áreas contenidas en esos radios representaban ya áreas de territorio significativas.

La implicación práctica para Obras Categoría III y IV (que incluyen escuelas, centros de salud y edificios del estado)) es que utilizar azoteas de losa de concreto reforzado en al menos un radio de 20 km alrededor del foco eruptivo.

La implicación para vivienda y obra menor es la misma en un radio menor; en Guatemala la azotea de concreto es, de todos modos, suficientemente común.

6.2 — Presiones hidrostáticas

6.2.1 Son presiones de líquidos con peso unitario conocido y altura de tirante conocido. El tirante de fluido deberá siempre considerarse hasta el máximo nivel físicamente posible. Estas presiones de baja incertidumbre, se denominan F en las combinaciones de carga del Capítulo 8, Tabla 8.2.4 de esta norma.

6.3 — Empujes de materiales a granel

6.3.1 Los materiales a granel generan presiones horizontales y verticales sobre las paredes que los contienen; estas presiones dependen del material contenido y de la rugosidad de las paredes del contenedor; también se genera una carga vertical remanente sobre el fondo del contenedor. Se consultará literatura técnica reconocida para estimar las presiones y cargas citadas.

6.3.2 Estas presiones, entran bajo la denominación G en las combinaciones de carga del Capítulo 8, Tabla 8.2.4 de esta norma y tienen asignados los mismos criterios de mayoración que los empujes de suelo.

6.3.3 La masa sísmica efectiva de materiales a granel granulados podrá tomarse como el 80% de su peso gravitacional. En el caso de materiales pulverizados se utilizará juicio de ingeniería para usar una masa efectiva entre 80% y 100% del peso gravitacional.

Comentario 6.3

Los pesos específicos del material y las presiones ejercidas por materiales a granel, incluyendo granos, material granular y material pulverizado, tienen incertidumbres relativamente altas. Los ángulos de reposo y las cohesiones aparentes son inciertas y también variables conforme el contenido de humedad. No solo son inciertos los pesos específicos sino también la relación entre presiones horizontales y verticales.

Por lo anterior, las presiones laterales deben tratarse como cargas tipo G; las cargas verticales estarán sujetas a los mismos criterios de mayoración. Si se demostrara que los factores de mayoración correspondientes pueden reducirse, por ejemplo en un ambiente industrial controlado, se podrían modificar, bajo responsabilidad del ingeniero estructural, aunque en las combinaciones las cargas se seguirán considerando cargas tipo G.

Lineamientos para integración de cargas se pueden hallar en varias fuentes entre ellas el Euro code EC 1991-4.

6.4 — Empujes de suelos

6.4.1 — General

(a) Los empujes de suelo deberán establecerse conforme se indique en NSE 2.1, en función de las propiedades de los estratos de suelo a ser retenidos y en función de la manera de deformarse de la estructura o dispositivo de contención. Estas presiones, se denominan G en las combinaciones de carga del Capítulo 8, Tabla 8.2.4 de esta norma con las que se diseña la contención.

(b) Se tendrán en cuenta las posibles sobrecargas, tanto vivas como muertas, que pueda haber en la parte superior del suelo retenido; las presiones derivadas de estas sobrecargas también se clasificarán como G en las combinaciones de carga con las que se diseña la contención.

6.4.2 — Taludes auto-soportantes

(a) La estabilidad de taludes auto-soportantes deberá establecerse en función de las propiedades de los estratos de suelo en el propio talud y de los estratos debajo del mismo conforme se indique en NSE 2.1. Véase la Sección 10.3.2 en la que se estipulan los factores de seguridad.

(b) Se podrá incrementar la capacidad auto-soportante de un talud con una retención parcial o transfiriendo parte de las cargas actuantes a estratos inferiores (por medio de pilotes). Véase la Sección 10.3.2, en la que se estipulan los factores de seguridad.

6.4.3 — Retenciones enclavadas

(a) Insertar refuerzos horizontales o con alguna inclinación dentro de la masa de suelo es una forma de reforzar el suelo que se necesita retener. Su uso más frecuente será para sostener taludes verticales. Las opciones de refuerzo y los métodos de cálculo serán conforme se indica en la NSE 2.1. Véase la Sección 10.3.2, en la que se estipulan los factores de seguridad.

(b) Los refuerzos insertos podrán ser de tipo activo o tipo pasivo. Los refuerzos activos pre-comprimen la masa de suelo para compensar la distensión que incurre el suelo antes de que los refuerzos insertos alcancen a desarrollar su función. Los refuerzos pasivos no impiden la distensión. El consultor geotécnico podrá optar entre ambos tipos o combinarlos a su criterio tomando en cuenta el desempeño deseable de la corona del talud.

Comentario 6.4.3.b

El control del desempeño de la corona del talud queda a decisión del consultor geotécnico: inclusiones pasivas próximas a la superficie pueden permitir agrietamientos inconvenientes, especialmente en propiedades vecinas ajenas a su proyecto.

(c) Los refuerzos insertos (sean activos o pasivos) podrán ser de acción “temporal” (de corta vida útil) o de acción “permanente” (de vida útil prolongada por medio de una apropiada protección contra corrosión del refuerzo). Los insertos llamados temporales solo se podrán utilizar para sostener taludes durante un proceso constructivo; al finalizar el proceso deberá quedar provisto otro medio de retención que sea permanente. En el caso de sótanos, cuando se pretenda depender de las presiones perimetrales de suelo para generar las retenciones a largo plazo, deberá considerarse la posibilidad de la futura excavación de sótanos en los predios vecinos.

Comentario 6.4.3.c

Para un sótano aislado puede ser válido depender de las presiones de suelo perimetrales para lograr retenciones en equilibrio si los refuerzos insertos se deterioran. No obstante debe considerarse la posibilidad de un sótano vecino futuro en propiedad ajena, en cuyo caso la pared de sótano opuesta ejercerá presiones laterales que la estructura principal del sótano puede no estar preparada para resistir. Igual consideración debe hacerse si ya existe un sótano vecino. Las paredes de sótano podrían tomar empujes perpendiculares a ellas por medio de esfuerzos de fricción pero nuevamente debe considerarse que la masa de suelo proporcionando esa fricción pueda ser removida en el futuro. El comentario es que para diseño estructural no se puede en general contar con la presencia del suelo propiedad de un vecino (excepto, tal vez, el terreno municipal de una calle).

En Guatemala ha sido práctica común que la pared de sótano enclavada sea una cortina de concreto lanzado de mínimo espesor y mínimo refuerzo poco capaz de resistir fuerzas cortantes en su propio plano; por lo tanto de producirse un desequilibrio de presiones de suelo como los descritos la estructura interna del sótano puede quedar sujeta a presiones laterales aleatorias e imprevistas.

Comentario 6.4.3.c (continuación)

Para un sótano aislado puede ser válido depender de las presiones de suelo perimetrales para lograr retenciones en equilibrio si los refuerzos insertos se deterioran. No obstante debe considerarse la posibilidad de un sótano vecino futuro en propiedad ajena, en cuyo caso la pared de sótano opuesta ejercerá presiones laterales que la estructura principal del sótano puede no estar preparada para resistir. Igual consideración debe hacerse si ya existe un sótano vecino. Las paredes de sótano podrían tomar empujes perpendiculares a ellas por medio de esfuerzos de fricción pero nuevamente debe considerarse que la masa de suelo proporcionando esa fricción pueda ser removida en el futuro. El comentario es que para diseño estructural no se puede en general contar con la presencia del suelo propiedad de un vecino (excepto, tal vez, el terreno municipal de una calle).

En Guatemala ha sido práctica común que la pared de sótano enclavada sea una cortina de concreto lanzado de mínimo espesor y mínimo refuerzo poco capaz de resistir fuerzas cortantes en su propio plano; por lo tanto de producirse un desequilibrio de presiones de suelo como los descritos la estructura interna del sótano puede quedar sujeta a presiones laterales aleatorias e imprevistas.

6.5 — Sub-presiones en sótanos y otras estructuras

6.5.1 En el caso de pisos de sótanos y otras estructuras localizadas bajo el nivel del suelo, el consultor geotécnico deberá tomar en cuenta la presión hidrostática que pueda desarrollarse debajo de la edificación. La misma consideración se hará en el diseño de tanques, piscinas, canales y otras obras hidráulicas. La altura de presión hidrostática se medirá desde el nivel freático máximo estimado.

6.5.2 Estas presiones se considerarán tipo G en las combinaciones de carga del Capítulo 8 de esta norma debido a la incertidumbre del posible nivel freático.

6.6 — Cargas de lluvia

6.6.1 En el diseño estructural de cubiertas se deberán considerar los efectos de agua empozada. Cada sector de un techo será diseñado para soportar la carga de toda el agua pluvial que pudiera acumularse sobre él en caso que el sistema de drenaje primario para ese sector deje de funcionar.

6.6.2 — Carga de lluvia sobre techo: La carga de lluvia sobre el techo será $[w_p = 10 d_h \text{ kg/m}^2]$, donde d_h (en cm) es la profundidad de agua sobre el techo hasta la entrada del sistema de drenaje de rebalse cuando el sistema de drenaje primario esté bloqueado; es importante que los rebalses escurran el agua visiblemente. La carga pluvial se denomina P_L en las combinaciones de carga del Capítulo 8, Tabla 8.2.4.

6.6.3 — Drenaje controlado: Los techos equipados con mecanismos para controlar el ritmo del drenaje serán equipados con un sistema de rebalse a una elevación que impida la acumulación de agua en el techo por encima de esa elevación. Tales techos serán diseñados para sostener la carga de toda el agua de lluvia que se acumulará en ellos hasta la elevación del sistema de drenaje secundario, más una sobre-altura razonable.

6.7 — Esfuerzos internos auto-inducidos

6.7.1 Los esfuerzos auto-inducidos por cambios de volumen de la edificación se denominan T en las combinaciones de carga del Capítulo 8, Tabla 8.2.4.

6.7.2 —Efectos de temperatura: Deberá ejercerse juicio de ingeniería para identificar las situaciones en que se hace necesario tomar en cuenta los efectos del cambio de temperatura en una estructura. Deberá consultarse documentación de apoyo relevante. Deberán atenderse los refuerzos mínimos para control de contracciones que requiera el sistema estructural según se estipule en la NSE 7 correspondiente.

6.7.3 —Contracción por fraguado del concreto: Será preferentemente controlado limitando el área de concreto a fundir en una sola etapa y programando la localización y calendario de fundiciones. Además será muy importante atender los refuerzos mínimos para control de contracciones que requiera el sistema estructural según se estipule en la NSE 7 correspondiente.

FIN DEL CAPÍTULO 6

CAPÍTULO 7 — CARGAS Y SINIESTROS INCIDENTALES

7.1 — Alcances

7.1.1 — Definición: Se entenderá como cargas incidentales aquellos esfuerzos de intensidades imprevisibles, no considerados en circunstancias normales, provocados principalmente siniestros como explosiones, impactos con la estructura y sobrecargas en exceso de lo estipulado en esta norma. El origen puede ser accidental o intencional lo cual no hace diferencia para efectos de esta norma.

7.1.2 — Limitación de responsabilidad: Ni el ingeniero estructural, ni el constructor ni el desarrollador estarán obligados a considerar en un proyecto cargas incidentales extraordinarias y no previsibles. Tampoco serán responsables del daño causado por una de estas cargas siempre y cuando hayan cumplido con los requisitos de integridad estructural estipulados en la Sección 1.2.4 de la NSE 3.

7.1.3 — Previsiones mínimas: Sí deberán tomarse en cuenta impactos y cargas que generen impacto que puedan originarse durante el uso normal de la edificación y que queden dentro de lo estipulado en la Sección 7.2.1.

7.1.4 — Previsiones por diseño: Los términos de referencia de un proyecto en particular podrán requerir protección contra cargas incidentales. La capacidad de las previsiones será decidida por las partes. El alcance de las protecciones adicionales podrá quedar reservado sin que tengan que ser necesariamente registrados en planos los detalles de la protección. La estructura resultante si quedará representada en los planos. Véase la Sección 7.2.2 para impactos mayores y la Sección 7.3 para lineamientos básicos contra explosión.

7.1.5 — Incendio: Los daños causados por incendios también se consideran siniestros incidentales. La responsabilidad por daños a la estructura por parte de los proyectistas y constructores queda limitada al cumplimiento de lo estipulado en la Sección 7.4.

Nota transitoria:

Sección 7.4 pendiente de desarrollar a la fecha de publicación de esta edición de NSE 2 – Consultar sitio AGIES o sitio CONRED para verificar actualizaciones.

7.1.6 — Otros siniestros naturales: Los requisitos de protección contra otros siniestros naturales están estipulados en el Capítulo 10.

7.2 — Impactos

7.2.1 — Impactos en circulaciones de vehículos: Están considerados en la Sección 3.4 (b) para las pistas y en 3.3 (c) para colisiones. Se considerará proteger los soportes de la edificación contra el impacto indicado en 3.3.(c).

7.2.2 — Impactos mayores

(a) Los impactos de vehículos terrestres y navales se resolverán por métodos de absorción de energía tomando en cuenta la masa y velocidad del móvil.

Comentario 7.2.2.a

Los impactos de gran magnitud impartidos en forma directa a una estructura también pertenecen a la categoría de cargas análogas a la de sismo porque la sollicitación excede la resistencia a la cedencia del sistema estructural; para efectos de combinación de carga, los impactos pueden ser tratados como si fueran sismo, reemplazando la sollicitación S_h y S_v por I_{ph} e I_{pv} . Deberá ejercerse juicio de ingeniería y localizar la documentación de apoyo relevante.

(b) Para impactos accidentales de vehículo terrestre contra estructuras portantes se considerará interponer un obstáculo frente a la estructura amenazada.

Comentario 7.2.2.b

Cada vez se vuelve más necesario considerar la protección de los soportes de edificios y otras estructuras contra impactos de toda índole; un método eficiente es la protección por medio de gradas y barreras arquitectónicamente poco imperceptibles.

(c) Para protección de impactos cotidianos como en muelles de servicio terrestre o acuático deberán proveerse amortiguadores de impacto que protejan a la estructura y al móvil.

7.3 — Protección contra explosión

7.3.1 Para analizar los efectos de una explosión se considerará típicamente un impulso dinámico a ser resistido por la estructura en el rango post-elástico. La carga impartida a la estructura es función de la intensidad del pulso y del área expuesta a la onda expansiva. El diseño será análogo al diseño por sismo en cuanto a la naturaleza de la carga y análogo al viento en cuanto a la forma de impartir la carga.

7.3.2 Con referencia al alcance de esta norma aplica en primera instancia la Sección 7.1.2. En segunda instancia, como caso especial, aplicaría la Sección 7.1.4.

Comentario 7.3

Este tipo de sollicitación estructural se ha hecho más relevante en años recientes. Hay poca documentación detallada accesible ya que estas cargas son comúnmente tratadas como información confidencial por aquellos que han desarrollado datos sobre ellas.

Una explosión puede modelarse de la misma forma que un sismo. El sismo es una serie de pulsos en el tiempo; la explosión es una pulsación única de gran intensidad. Una diferencia fundamental (que no se manifiesta a nivel de combinación de carga) es que el efecto de una explosión es proporcional al área expuesta y el de un sismo es proporcional a la masa expuesta. Pero la técnica de análisis es análoga.

El efecto de una explosión también es análogo al de un sismo porque la sollicitación excede la resistencia a la cedencia del sistema estructural; como combinación de carga pueden utilizarse las combinaciones sismo, reemplazando la sollicitación S_h y S_v por X_h y X_v .

Deberá ejercerse juicio de ingeniería y localizar la documentación de apoyo relevante.

FIN DEL CAPÍTULO 7

CAPÍTULO 8 — COMBINACIONES DE CARGA

8.1 — Introducción

8.1.1 En este capítulo se establecen las combinaciones de carga que deben utilizarse para determinar la capacidad resistente mínima que deben tener los componentes de una estructura.

8.1.2 La selección de las combinaciones de carga para diseño estructural depende del método de diseño que norma al sistema estructural de interés.

8.2 — Selección de combinaciones de carga

8.2.1 — Método de diseño por resistencia: Estas normas utilizan en general este método de diseño estructural, conocido también como “método de diseño por factores de carga y resistencia” (Load and Resistance Factor Design, LRFD por sus siglas en inglés). Las excepciones se indican explícitamente.

Comentario 8.2.1

Compara una combinación de cargas factorada o mayorada con una resistencia nominal del componente estructural, reducida por un factor de confiabilidad que depende del sistema constructivo y el tipo de esfuerzo. Permite una aproximación más selectiva a las incertidumbres de los distintos tipos de carga y los diferentes tipos de esfuerzos.

8.2.2 — Método de esfuerzos de servicio: Conocido también como “método de esfuerzos permisibles” (Allowable Stress Design, ASD por sus siglas en inglés). En los casos en que las normas de la serie NSE 7, u otras normas NSE, aún especifiquen el método de esfuerzos de servicio o esfuerzos permisibles, para diseñar el sistema constructivo respectivo, se utilizarán las combinaciones de la Sección 8.4.

Comentario 8.2.2

Compara una combinación de cargas con una resistencia nominal dividida por un factor de seguridad. Las ediciones de normas NSE desde 2010 ya no utilizan esta metodología excepto en aspectos geotécnicos. Puede permanecer para algunos sistemas constructivos pendientes de actualización.

8.2.3 — Presiones y esfuerzos internos en el suelo

(a) Los esfuerzos causados en la masa del suelo por cimentaciones son un caso especial cuya capacidad se verifica con una variante del método de esfuerzos admisibles, aunque la cimentación en sí se diseñe por el método que requiera el sistema constructivo del que esté hecha la cimentación. Para establecer las combinaciones de carga aplicables se recurrirá a las directrices del Capítulo 9.

(b) Los esfuerzos internos en la masa de suelo causados por excavaciones y conformación de taludes también se verifican con una variante del método de esfuerzos admisibles. Para establecer las combinaciones de carga aplicables se recurrirá a las directrices del Capítulo 9.

8.2.4 — Notación: La notación a utilizar para cada tipo de carga se indica en la Tabla 8.2.4.

Tabla 8.2.4 — Notación

Tipo de carga	Símbolo en la combinación	Referencia
Cargas muertas	M	Capítulo 2
Cargas vivas	V	Capítulo 3
Cargas vivas de techo	V_t	Capítulo 3
Carga sísmica horizontal	S_{hd}	Capítulo 4
Carga sísmica vertical	S_{vd}	Sección 4.5.9
Cargas de viento	W	Capítulo 5
Cargas de tefra volcánica	A_R	Sección 6.1
Presión de fluidos	F	Sección 6.2
Presiones de material a granel	G	Sección 6.3
Empujes de suelos	G	Sección 6.4
Sub-presiones hidrostáticas	G	Sección 6.5
Cargas de lluvia	P_L	Sección 6.6
Efectos de cambios de temperatura	T	Sección 6.7
Carga de impacto	I_p	Sección 7.2
Carga de explosión	X	Sección 7.3

8.3 — Combinaciones de carga – Método de Resistencia

8.3.1 Se utilizarán las combinaciones de carga de esta sección para establecer las solicitaciones mayoradas que controlen el diseño por resistencia requerido en Sección 8.2.1. No aplica a dimensionamiento de cimentaciones.

8.3.2 — Combinaciones para cargas de gravedad

$$1.4 M \quad (\text{CR1})$$

$$1.3 M + 1.6 V + 0.5 (V_t \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R) \quad (\text{CR2})$$

$$1.3 M + V + 1.6 (V_t \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R) \quad (\text{CR3})$$

(a) **Reducciones a la carga viva** — En todas las combinaciones donde se señala carga viva V, ésta será la carga V ya reducida si se ha optado por hacer las reducciones de la Sección 3.5, cuando la reducción sea permitida.

8.3.3 — Carga de sismo

$$1.2 M + V + S_{vd} \pm S_{hd} \quad (\text{CR4})$$

$$0.9 M - S_{vd} \pm S_{hd} \quad (\text{CR5})$$

- Excepto que para diseñar muros, columnas y cimientos, la Ecuación CR5 puede limitarse a:

$$1.0 M - S_{vd} \pm S_{hd} \quad (\text{CR5-a})$$

Comentario 8.3.3

La carga de sismo está definida en las normas NSE como una acción que corresponde al nivel de resistencia a la cedencia del sistema estructural al que se aplica. Por eso el término que representa al sismo (S) no tiene factor de carga (el factor implícito es 1.0).

El término S_{hd} , que corresponde al sismo horizontal, puede estar compuesto por dos o más sumandos vectoriales según se requiera en la norma NSE de interés (NSE 3, NSE 4 o NSE 5). Esto se debe usualmente a requerimientos de aplicar sismo concurrente en dirección perpendicular a la dirección analizada. Los términos S_{hd} y S_{vd} pueden incorporar internamente otros factores multiplicativos especificados por la norma NSE que rija el diseño de la estructura de interés (NSE 3, NSE 4 o NSE 5). Tales factores pueden ser factores de castigo requeridos por irregularidades estructurales o factores adicionales aplicables a componentes clave para incrementar su confiabilidad sísmica.

El término S_{vd} , que corresponde al sismo vertical, es una aceleración espectral vertical expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad conforme a la Sección 4.5.9, de manera que lo práctico es simplemente sumar o restar esa fracción al factor de la carga muerta.

8.3.4 — Carga de viento

$$1.2 M + V \pm 1.3 W + 0.5 (P_L \text{ o bien } V_t) \quad (\text{CR6})$$

$$0.9 M \pm 1.3 W \quad (\text{CR7})$$

- El viento y el sismo no se consideran cargas concurrentes, sino alternas. Se diseñará para la envolvente de ambas solicitaciones.

Comentario 8.3.4

El término W que representa a los efectos de viento puede constar de varios sumandos vectoriales o incorporar internamente factores adicionales según lo indique la norma NSE que rija el diseño de la estructura. El factor de mayoración del viento se ha conservado en 1.3 porque las normas NSE aún conservan la metodología de la referencia UBC 1997.

Cuando se opte por seguir metodología de ASCE7 conforme se permite en la Sección 5.3, los factores de mayoración por viento deben ajustarse correspondientemente.

8.3.5 — Casos en que hay empujes tipo F y/o tipo G

- (a) En combinaciones gravitacionales

$$CR1 + 1.4 F + 1.4 G \quad (CR8)$$

$$CR2 + 1.2 F + 1.6 G \quad (CR9-a)$$

$$CR3 + 1.2 F + 1.6 G \quad (CR9-b)$$

- (b) En combinación con sismo o viento

$$(CR4 \text{ o } CR6) + 1.2 F + 1.6 G \quad (CR10-a)$$

- Si G reduce el esfuerzo pero es permanente, entonces

$$(CR4 \text{ o } CR6) + F - 0.9 G \quad (CR10-b)$$

$$\text{Si } G \text{ reduce el esfuerzo pero no es permanente se supondrá } 0 \quad (CR10-c)$$

- (c) En combinaciones de reversión de sismo o viento

- si G es permanente

$$(CR5 \text{ o } CR7) + 0.9 G \quad (CR11-a)$$

$$\text{Si } G \text{ no es permanente se supondrá } 0 \quad (CR11-b)$$

- Deberá ejercerse juicio de ingeniería para discernir aquellos casos no contemplados por CR10 o CR11 que resulten en combinaciones menos favorables.

8.3.6 — Esfuerzos auto-inducidos

- (a) Los esfuerzos T auto-inducidos por contracción o expansión de la estructura se incluirán algebraicamente en la combinación

$$CR9 + 1.2 T \quad (CR12)$$

- (b) Podrán añadirse directamente a CR2 cuando no haya F o G que considerar.

8.3.7 — Cargas aún no contemplados en la norma NSE 2

- (a) Para aplicar cargas no contempladas en la norma actual deberá ejercerse juicio de ingeniería para estimar el grado de certidumbre que haya en la magnitud y naturaleza de la carga.
- (b) Cargas para las que se considere una incertidumbre alta serán mayoradas usando un factor 1.6.
- (c) Cargas para las que se considere una incertidumbre baja serán mayoradas usando un factor 1.3.

8.3.8 — Capacidades resistentes: Los esfuerzos correspondientes a las sollicitaciones anteriores no excederán los esfuerzos a la cedencia reducidos por un factor Φ (phi), que depende del material y tipo de esfuerzo, según se especifica para cada sistema estructural en las normas de la serie NSE 7 u otras normas NSE.

8.4 — Combinaciones de carga – Método de Esfuerzos de Servicio

8.4.1 Se utilizarán las combinaciones de carga de esta sección para establecer las sollicitaciones que controlan el diseño por el método de esfuerzos de servicio (si se permite según la Sección 8.2.2). No aplica a dimensionamiento de cimentaciones.

8.4.2 — Carga de gravedad

$$M + V \quad (\text{CS1})$$

$$M + \text{máx} (V_t, P_L, A_R) \quad (\text{CS2})$$

$$M + 0.75 V + 0.75 \text{máx} (V_t, P_L, A_R) \quad (\text{CS3})$$

- (a) **Reducciones a la carga viva —** En todas las combinaciones donde se señala carga viva V, ésta será la carga V ya reducida si se ha optado por hacer las reducciones de la Sección 3.5, cuando la reducción sea permitida.

8.4.3 — Carga de sismo

$$M + 0.70 (S_{vd} \pm S_{hd}) \quad (\text{CS4-a})$$

$$M + 0.75 V + 0.75 * 0.70 (S_{vd} \pm S_{hd}) \quad (\text{CS4-b})$$

$$0.80 M \pm 0.70 (S_{vd} \pm S_{hd}) \quad (\text{CS5})$$

Comentario 8.4.3

La carga de sismo está definida en las normas NSE como una acción que corresponde al nivel de resistencia a la cedencia del sistema estructural al que se aplica; por eso se recurre al artificio de “reducir” el sismo al 70%, reducción que quedará compensada al comparar los esfuerzos resultantes con una capacidad “de servicio” y no una capacidad cedente.

El término S_{hd} , que corresponde al sismo horizontal, puede estar compuesto por dos o más sumandos vectoriales según se requiera en la norma NSE de interés (NSE 3, NSE 4 o NSE 5). Esto se debe usualmente a requerimientos de aplicar sismo concurrente en dirección perpendicular a la dirección analizada. Los términos S_{hd} y S_{vd} pueden incorporar internamente otros factores multiplicativos especificados por la norma NSE que rija el diseño de la estructura de interés (NSE 3, NSE 4 o NSE 5). Tales factores pueden ser factores de castigo requeridos por irregularidades estructurales o factores adicionales aplicables a componentes clave para incrementar su confiabilidad sísmica.

El término S_{vd} , que corresponde al sismo vertical, es una aceleración espectral vertical expresada como un decimal de la aceleración de la gravedad conforme a la Sección 4.5.9, de manera que lo práctico es simplemente sumar o restar ese decimal multiplicado por 0.70 a la carga muerta.

8.4.4 — Carga de viento

$$M \pm W \quad (\text{CS6})$$

$$M + 0.75 V + 0.75 P_L \pm 0.75 W \quad (\text{CS7})$$

$$0.80 M \pm W \quad (\text{CS8})$$

- El sismo y el viento no se consideran concurrentes.

8.4.5 — Casos en que hay empujes tipo F o G

- (a) Se sumará F a las combinaciones CS1, CS2, CS3, CS4, CS6 y CS7;
- (b) Se sumará G a las combinaciones CS1 a CS8 cuando incrementan las acciones;
- (c) Se sumará algebraicamente 0.6 G a las combinaciones CS1 a CS8 aun cuando reduzcan las acciones si están permanentemente presentes;
- (d) Las cargas G se tomarán como cero cuando reduzcan las acciones y no estén permanentemente presentes.

8.4.6 — Esfuerzos auto-inducidos

- (a) Los esfuerzos T auto-inducidos por contracción o expansión de la estructura se sumarán algebraicamente a la combinación CS1. Se sumará algebraicamente $0.75 T$ a la combinación CS3.
- (b) Los esfuerzos T auto-inducidos no se consideran concurrentes con viento o sismo. Los esfuerzos T pueden ser concurrentes con acciones F o G en las combinaciones CS1 a CS3.

8.4.7 — Capacidades permisibles de servicio: Los esfuerzos correspondientes a las combinaciones anteriores no excederán los esfuerzos de servicio permitidos en las normas de la serie NSE 7, u otra norma NSE cuando ésta admita diseño por este método. Al utilizar las combinaciones de la Sección 8.4 no se permitirán incrementos de esfuerzos por solicitaciones transitorias.

Comentario 8.4.7

Nótese el multiplicador 0.75 (o sea el inverso de 1.33) integrado a algunas combinaciones de servicio; este procedimiento suple el antiguo incremento de esfuerzos de 1.33. Nótese que el multiplicador de reducción se aplica solamente a las cargas transitorias y no a las solicitaciones permanentes.

FIN DEL CAPÍTULO 8

CAPÍTULO 9 — LINEAMIENTOS PARA DISEÑO DE CIMIENTOS

9.1 — General

9.1.1 — Localización de los cimientos: Los cimientos sólo se construirán sobre terrenos que satisfagan la Sección 10.1.

9.1.2 — Jerarquía de resistencias: Los cimientos propiamente dichos deberán alcanzar sus resistencias de cedencia antes de que el suelo incurra en falla estructural abrupta. Para ello el consultor geotécnico deberá especificar la capacidad del suelo con base en los lineamientos en la Sección 9.3.

Comentario 9.1.2

Los lineamientos para especificar la capacidad soporte del suelo están planteados para obtener un margen de seguridad mayor que el que corresponde al sistema constructivo de los cimientos. En otras palabras, una zapata de concreto reforzado debe ceder en flexión antes que la masa de suelo falle por la acción de esa zapata. Véase Comentario 9.3.1 b.

9.1.3 — Metodología

(a) Las dimensiones de los cimientos se establecerán limitando las presiones que según análisis estructural lineal-elástico causen en el suelo las combinaciones de carga estipuladas en la Sección 9.2.

(b) Las presiones nominales no excederán los valores admisibles definidos en la Sección 9.3.

(c) Los cimientos propiamente dichos se diseñarán por el método de resistencia con las combinaciones de carga indicadas en la Sección 9.4.

9.1.4 — Notación: La notación a utilizar para cada tipo de carga se indica en la Tabla 9.1.4.

Tabla 9.1.4 — Notación

Tipo de carga	Símbolo en la combinación	Referencia
Cargas muertas	M	Capítulo 2
Cargas vivas	V	Capítulo 3
Cargas vivas de techo	V_t	Capítulo 3
Carga viva permanente	V_P	Sección 9.2.1 b
Carga sísmica horizontal	S_{hd}	Capítulo 4
Carga sísmica vertical	S_{vd}	Sección 4.5.9
Cargas de viento	W	Capítulo 5
Cargas de tefra volcánica	A_R	Sección 6.1
Presión de fluidos	F	Sección 6.2
Presiones de material a granel	G	Sección 6.3
Empujes de suelos	G	Sección 6.4
Sub-presiones hidrostáticas	G	Sección 6.5
Cargas de lluvia	P_L	Sección 6.6
Efectos de cambios de temperatura	T	Sección 6.7
Carga de impacto	I_p	Sección 7.2
Carga de explosión	X	Sección 7.3

9.2 — Cargas para dimensionar cimientos

9.2.1 — General

(a) En todas las combinaciones de carga para diseño de cimentación el término **M** puede o no incluir el peso del cimiento y el relleno sobre la cota de desplante dependiendo si la Capacidad Soporte especificada es neta o bruta (véase Sección 9.3.1 (c)).

(b) En todas las combinaciones para diseño de cimentación donde se señala carga viva V_p , ésta es la parte de la carga viva que se considera permanente. La fracción considerada permanente podrá ser el 50% de la carga viva no reducible acumulada hasta el cimiento más el 50 % de la carga reducible acumulada hasta el cimiento.

9.2.2 — Combinaciones gravitacionales

(a) Combinación para carga permanente o de larga duración

$$M + V_p \quad (\text{CCS1})$$

(b) Combinaciones gravitacionales de corta duración

$$M + V + (V_t \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R) \quad (\text{CCS2})$$

Donde:

- V es la carga viva acumulada reducible más no reducible

9.2.3 — Solicitaciones sísmicas

(a) Para dimensionar el cimiento se establecerán tantos juegos de combinaciones CCS3 y CCS4 como direcciones de análisis por sismo se hayan planteado para la estructura soportada.

$$M + V_p + 0.7 k_z S_v \pm 0.7 k_z S_h \quad (\text{CCS3})$$

$$M \pm 0.7 k_z S_h \quad (\text{CCS4})$$

Comentario 9.2.3.a - Factor 0.7

El sismo en las normas NSE está definido para aplicarse a nivel de capacidad cedente de los sistemas estructurales. El suelo también es un “sistema estructural” pero su capacidad “cedente” puede no tener correspondencia física y necesitaría ser artificialmente definida por el consultor geotécnico. Como eso no se hace actualmente en geotecnia, la ingeniería estructural recurre al artificio de “reducir” la carga sísmica del nivel de resistencia al que está definida, a un “nivel equivalente de servicio” que se toma como el 70% del nivel definido en el Capítulo 4 de esta norma.

(b) El término del sismo horizontal (S_h) deberá incluir el 30% de los efectos del sismo perpendicular a la dirección analizada.

(c) $k_z \geq 1.4$ es un factor de sobre-resistencia para guardar la jerarquía de falla del cimiento.

Comentario 9.2.3.c - Factor k_z

Un cimiento (como una zapata) es esencialmente un sistema de transferencia mediante el cual la carga axial de un soporte se transfiere por flexión y corte al suelo. Por lo tanto su margen de seguridad a falla debe ser menor que el del sistema estructural soportado. Más aún, un cimiento queda oculto y es virtualmente imposible inspeccionarlo después de un sismo significativo, razón adicional para ascenderlo en la jerarquía de falla mediante un factor de sobre-resistencia. La sobre-resistencia es un atributo inherente difícilmente cuantificable; su valor esperado ronda 1.5, aunque podría llegar casi a 2, como se comenta en NSE 3 (2017). Por simplicidad de cálculo numérico se ha estipulado que el factor k_z sea (al menos) 1.4 ya que al combinarlo con el factor 0.7 en la combinación de carga el producto es 1.0.

9.2.4 — Modificaciones adicionales al sismo para dimensionar cimientos:

Los efectos sobre la cimentación derivados de los volteos sísmicos que resultan del análisis estructural podrán reducirse de la manera siguiente:

- (a) Hasta al 90% si las acciones de volteo provienen de un análisis dinámico modal o un análisis dinámico paso-a-paso como los descritos en la norma NSE 3.
- (b) Hasta al 75% si las acciones de volteo provienen de un análisis por el método de la fuerza lateral equivalente o un análisis de empuje incremental como los descritos en la norma NSE 3, siempre que el período fundamental empírico de vibración T_a sea mayor que 0.6 segundos; si el período T_a es menor que 0.3 segundos se limitará la reducción al 90%; se podrá interpolar linealmente para períodos intermedios.
- (c) No se podrán aplicar estas reducciones a los cimientos de sistemas estructurales de péndulo invertido (Sistema E6, norma NSE 3).

Comentario 9.2.4

Las reducciones aplican a los efectos de volteo mas no a los efectos cortantes. Los efectos a ser reducidos son las acciones axiales sobre los cimientos.

9.2.5 — Solicitaciones de viento

- (a) Para diseñar el cimiento se establecerán tantos juegos de combinaciones CCS5 y CCS6 como direcciones de análisis por viento se hayan planteado para la estructura soportada.

$$M + V_p \pm W \quad \text{(CCS5)}$$

$$M \pm W \quad \text{(CCS6)}$$

- (b) El término W deberá incluir el 30% de los efectos del viento perpendicular a la dirección analizada.

(c) Los efectos sobre la cimentación derivados de los volteos por viento que resultan del análisis estructural podrán reducirse hasta el 85%. La reducción aplica a los efectos de volteo mas no a los efectos cortantes.

9.2.6 — Otras solicitaciones

(a) De existir empujes F y/o G se sumarán algebraicamente F + G a las combinaciones CCS2, CCS3 y CCS5. Se sumará algebraicamente G a CCS4 o CCS6. G se tomará como 0 si contrarresta las solicitaciones W o S.

(b) De considerarse esfuerzos inducidos por la temperatura, se sumará algebraicamente la solicitación T a CCS2 únicamente.

9.3 — Estimación de la capacidad del suelo

9.3.1 — Capacidad soporte permisible del suelo (Q_A)

(a) Q_A se define como el máximo esfuerzo al que puede someterse el suelo bajo la acción de cargas de servicio. Las cargas de servicio para cimentaciones son las estipuladas en la Sección 9.2.

(b) Q_A será el menor valor entre

$$\frac{Q_R}{FS_{\text{suelo}}} \quad (9.3.1.b-1)$$

$$Q_D \quad (9.3.1.b-2)$$

Donde:

- Q_R es el esfuerzo de ruptura por corte directo
- Q_D es la presión que produce la deformación máxima aceptable; Q_D es función del ancho y proporción largo/ancho del cimiento; Q_D será un valor esperado sin “factor de seguridad”; si la incertidumbre es alta se podrá reportar un rango de valores.

Comentario 9.3.1.b

Para asegurar la jerarquía de falla requerida por la Sección 9.1.2 es necesario que FS_{suelo} tenga un valor mayor que los márgenes de falla del propio cimiento.

En principio, la cimentación actuando a flexión tiene un margen $[F_{\text{MAY}} \beta / \Phi_{\text{flex}}]$

Donde:

$F_{\text{MAY}} \approx 1.45$ que corresponde a una ponderación de los factores de mayoración

$\Phi_{\text{flex}} \approx 0.90$ es el factor de reducción de capacidad del cimiento en flexión

$\beta \approx 1.5$ corresponde a la sobre-resistencia de un cimiento de concreto reforzado; véase el concepto de sobre-resistencia en la NSE 3 (2017) Sección 1.5.2.

Por lo tanto, $FS_{\text{suelo}} > [F_{\text{MAY}} \beta / \Phi_{\text{flex}}] \approx 2.5$

Comentario 9.3.1.b (continuación)

Entonces $FS_{\text{suelo}} = 2.5$, sería el mínimo aconsejable a usar con suelos relativamente homogéneos. Aún se puede acomodar cierta incertidumbre en la estimación de Q_R , alrededor de 1.2, llevando el valor de FS_{suelo} a 3.0 tan frecuentemente utilizado. En suelos de propiedades heterogéneas un valor mayor de FS_{suelo} podría ser apropiado. La decisión es del consultor geotécnico responsable.

(c) **Capacidad bruta vs. Capacidad neta** — el consultor geotécnico especificará claramente si la capacidad soporte reportada es neta, ya calculada a cierta profundidad especificada de cimentación sin tener que descontar el peso del relleno sobre el cimientto, o debe considerarse bruta. En ambos casos especificará el rango de profundidades de cimentación considerado.

9.3.2 — Cargas de larga y corta duración: Las solicitaciones de la Sección 9.2 no excederán los siguientes esfuerzos permisibles:

(a) Para cargas permanentes o cargas de larga duración

- Esfuerzos causados por $CCS1 \leq Q_A$

(b) Cuando intervienen cargas transitorias (como las de viento o sismo) o cargas de corta duración como V_t , P_L o A_R , entonces se permitirá incrementar la capacidad soporte permisible en K_T según lo indique el informe geotécnico, de tal manera que:

- Esfuerzos por $CCS2 \leq Q_A$
- Esfuerzos por $CCS3$ o $CCS4 \leq K_T Q_A$
- Esfuerzos por $CCS5$ o $CCS6 \leq K_T Q_A$

Comentario 9.3.2

La tecnología geotécnica actual expresa la capacidad estructural del suelo en términos de esfuerzos de servicio como Q_A el cual a su vez está en función de un Q_R obtenido de un ensayo estático. Sin embargo, el suelo soporta esfuerzos mayores a Q_R cuando la carga es dinámica con ciclos de poca duración. Por eso el informe geotécnico suele dar un factor de multiplicación K_T para incrementar la capacidad Q_A durante cargas transitorias como el viento o el sismo.

Los consultores geotécnicos en Guatemala suelen especificar valores de K_T entre 1.3 y hasta 1.5 cuando los valores de Q_A provienen de ensayos triaxiales.

9.3.3 — Distribución de esfuerzos bajo los cimientos

(a) Los cimientos se podrán dimensionar utilizando una distribución lineal elástica de esfuerzos del suelo, excepto que no se considerarán esfuerzos de tracción o adherencia entre el suelo y el cimiento.

(b) La excentricidad de las solicitaciones respecto del centroide del cimiento no deberá exceder un sexto de la longitud del cimiento en la dirección analizada (la resultante de las acciones verticales caerá dentro del tercio medio del cimiento). Esto aplica a las combinaciones CCS1 a CCS6, excepto por lo indicado en 9.3.3 (c) y 9.3.3 (d).

Comentario 9.3.3.b

Esta limitación tiene como propósito que todo el cimiento asiente sobre el suelo. De hecho, un buen diseño buscará que la combinación CCS1 distribuya presiones lo más uniformemente posible. En el caso de las combinaciones sísmicas CCS3 y CCS4, aunque las excentricidades extremas son casi instantáneas, tampoco se quiere exceder un sexto de la longitud del cimiento porque ese cálculo se hace con los efectos de volteo reducidos según 9.2.3; al no haber esfuerzos de tracción el incremento del esfuerzo máximo no es proporcional al incremento de solicitación y se arriesga un sobre-esfuerzo no previsto.

(c) En el caso de cimentaciones que resistan empujes tipo G o F se podrán admitir excentricidades que caigan fuera del tercio medio, tomando en cuenta que no se modelen tracciones entre el suelo y el cimiento.

(d) En estructuras donde controle el viento de diseño (incluyendo rótulos, torres de celulares, tanques elevados, marcos de subestaciones eléctricas, pasarelas, muros de contención, naves industriales con techo de lámina, postes eléctricos y telefónicos, y similares.) Se podrán admitir excentricidades que caigan fuera del tercio medio, tomando en cuenta que no se modelen tracciones o adherencias entre el suelo y el cimiento.

9.3.4 — Cálculos basados en módulos de subrasante (k_s)

(a) Las cimentaciones se podrán dimensionar con base en módulos de subrasante (constante de resorte del suelo por unidad de área del cimiento). El módulo de subrasante será especificado por el consultor geotécnico con base en lo estipulado en NSE 2.1. Los asentamientos tolerables (los admisibles a largo plazo y los instantáneos) quedarán a juicio del consultor geotécnico.

(b) Las combinaciones de carga para dimensionar el cimiento serán las de la Sección 9.2.

(c) El ingeniero estructural planteará el modelo elástico de la cimentación tomando en cuenta la fracturación de las secciones de concreto reforzado; a menos que se calculen formalmente los momentos de inercia de las secciones reforzadas fracturadas, una reducción de 50% del momento de inercia de la sección bruta de concreto se considerará satisfactoria. Se verificará que los asentamientos resultantes del análisis no excedan los asentamientos tolerables. Se verificará que los desplazamientos diferenciales que resulten del análisis sean compatibles con la capacidad de deformación de la estructura.

(d) Se verificará que las presiones resultantes del análisis no excedan la capacidad soporte Q_A .

(e) Las combinaciones de carga para diseñar el cimiento propiamente dicho serán las de la Sección 9.4.

9.3.5 — Cimentación sobre pilotes o inclusiones similares en el suelo

(a) Las estructuras se podrán cimentar sobre pilotes u otras inclusiones en el suelo.

(b) Para satisfacer la jerarquía de resistencias estipulada en la Sección 9.1.2, la capacidad de servicio neta especificada por el consultor geotécnico tendrá un factor de seguridad de al menos 3 respecto de la resistencia cedente o de rotura del suelo que sostiene al pilote.

Comentario 9.3.5.b

*La capacidad **net** del pilote se define como la carga que puede aplicarse en la cabeza del pilote descontando su peso propio. Podrá hacerse referencia a la capacidad neta de servicio o a la resistencia cedente neta del pilote mismo.*

(c) Las capacidades de servicio netas serán establecidas por el consultor geotécnico conforme lo estipulado en la NSE 2.1. El informe geotécnico señalará, con fines de dejar constancia del criterio, si la capacidad de servicio proviene de acción de punta, acción de fricción o una combinación.

Comentario 9.3.5.c

En los suelos rígidos de ceniza volcánica será importante que el consultor geotécnico considere si la contracción del concreto del fuste de un pilote de concreto fundido en sitio permite una efectiva acción de fricción.

(d) El informe geotécnico indicará la distancia mínima entre pilotes que permita desarrollar la capacidad de servicio especificada. Además proporcionará un criterio de reducción de capacidad para poder plantear separaciones menores al mínimo indicado cuando esto se haga necesario.

Comentario 9.3.5.d

Son frecuentes los casos en que se necesita más de un pilote para sostener una carga concentrada y se requiere agruparlos a corta distancia.

(e) El consultor geotécnico proporcionará un estimado de asentamiento del pilote sometido a la capacidad de servicio neta. Podrá ser un rango si la incertidumbre es alta; el valor reportado será un valor esperado sin “factor de seguridad”.

Comentario 9.3.5.e

El calculista estructural debe poder tener los datos para estimar posibles asentamientos diferenciales, especialmente si hay combinación de pilotes con cimientos superficiales.

9.3.6 — Cargas para dimensionar pilotes

(a) Desde el punto de vista geotécnico, se determinará la dimensión y número de pilotes utilizando las combinaciones de carga CCS1 a CCS6 de la Sección 9.2, incluyendo lo estipulado en Sección 9.2.6, de manera que no se exceda la capacidad de servicio neta especificada.

(b) Al utilizar las combinaciones sísmicas CCS3 y CCS4 aplica lo estipulado en la Sección 9.2.3.

Comentario 9.3.6.b

Los mismos comentarios a la Sección 9.2.3 aplican al dimensionamiento de pilotes.

(c) Los asentamientos esperados (los admisibles a largo plazo y los instantáneos) serán reportados por consultor geotécnico que también decidirá los asentamientos tolerables.

Comentario 9.3.6.c

Con la información de asentamientos esperados, el ingeniero estructural estará en capacidad de tomar en cuenta los posibles asentamientos diferenciales, especialmente en proyectos donde haya pilotes combinados con cimientos superficiales.

(d) Los pilotes mismos serán diseñados por el método de resistencia utilizando las combinaciones de carga de la Sección 9.4.2.

9.3.7 — Pilotes en tracción: Cuando se requiera utilizar pilotes en tracción, el suelo que lo sujeta deberá ser capaz de desarrollar lo siguiente:

(a) 1.3 veces la fuerza de extracción combinando la posible adherencia, más la posible acción de bulbo en la punta del pilote, más el peso del pilote más el peso de cabezal. Esto será evaluado por el consultor geotécnico con la metodología adecuada o por ensayo.

(b) En caso de que la tracción sea sísmica el pilote deberá resistir la combinación CCS3 o CCS4 sin aplicar la reducción de 0.70.

9.3.8 — Manejo de esfuerzos laterales en los cimientos

(a) Para todos los niveles de protección sísmica, las cimentaciones sobre zapatas aisladas o zapatas combinadas para grupos de columnas y/o muros, deberán tener una solera de amarre perimetral, uniendo las zapatas más exteriores. La solera tendrá una resistencia en tracción y compresión tal que:

$$P_u \geq [0.10 S_{SD} P_y] \quad (9.3.8)$$

donde:

- P_y es la segunda mayor carga axial de la combinación **CR2**, Sección 8.3.2 de entre las columnas de ese perímetro. Las soleras de amarre pueden localizarse sobre las zapatas siempre que estén directamente conectadas en corte a las zapatas y no a través del núcleo de las columnas o sus pedestales.

Comentario 9.3.8.a

Se utiliza la palabra “solera de amarre” o “solera” para enfatizar que el elemento que es horizontal o con poca inclinación se diseña en compresión y tracción y no en flexión como podría sugerir la palabra “viga”.

(b) Para los niveles de protección D y E se instalará además del anillo prescrito en el inciso anterior, una retícula de soleras de amarre interconectando los cimientos centrales y éstos al perímetro. La retícula no necesita ser completa sino cada cimiento aislado conectará con al menos un cimiento vecino en cada dirección. La capacidad en compresión y en tracción de las soleras será la especificada en el inciso anterior, donde P_y es la segunda mayor carga axial de la combinación **CR2** de entre las columnas del sector central.

(c) Cuando se utilicen pilotes y se modele la estructura con simple apoyo, para los niveles de protección sísmica, A, B, C, o D, los cabezales de pilotes hincados o fundidos en sitio estarán interconectados en dos direcciones por soleras de amarre. La capacidad en compresión y en tracción de las soleras será la especificada en los incisos anteriores, donde P_y es la mayor carga axial de la combinación CR2 de entre las columnas de la edificación; como en los dos casos anteriores, podrá diferenciarse entre las zapatas perimetrales y las centrales. Por aparte se proveerá una conexión a corte eficaz entre los cabezales y los pilotes mismos, preferentemente por encapsulamiento de la cabeza del pilote. Si el pilote llegara a estar en tracción, también se proveerá una conexión positiva suficiente. El procedimiento ideal es modelar las soleras de amarre y diseñarlas con los efectos resultantes del análisis más los efectos de la ecuación 9.3.8 sin embargo, cuando en el modelo se utilicen empotramientos las vigas deberán tener la rigidez suficiente para restaurar como mínimo el 90% del momento en la columna.

(d) Donde el informe geotécnico reporte fisuras visibles en la masa de terreno bajo la cimentación, la retícula de soleras de amarre será completa en dos direcciones. La capacidad P_u se incrementará a $0.20 P_y$.

9.4 — Esfuerzos internos en los cimientos

9.4.1 — Combinaciones de carga

- (a) Los esfuerzos internos en los cimientos se calcularán por el método de resistencia, con las combinaciones de carga en la Sección 8.2 y conforme los requerimientos para cada sistema constructivo en las normas de la serie NSE 7.
- (b) Aplican las reducciones a la carga sísmica de la Sección 9.2.4.

Comentario 9.4.1.b

Evidentemente no aplican la reducción de 0.7 aplicada a la carga sísmica de la Sección 9.2.3 ya que las cargas se están comparando con resistencias y no con esfuerzos admisibles como es el caso con la Sección 9.2.3.

9.4.2 — Consideraciones de sobre-resistencia

- (a) Para diseñar cimientos (incluyendo pilotes), las acciones sísmicas en todas las combinaciones de carga de la Sección 8.2 se afectarán por el factor de sobre-resistencia k_z estipulado en la Sección 9.2.3
- (b) El valor mínimo de k_z será 1.4.

Comentario 9.4.2

Aplica el Comentario 9.2.3 sobre k_z .

FIN DEL CAPÍTULO 9

CAPÍTULO 10 — CONDICIONES DEL TERRENO

10.1 — Localización de las edificaciones

10.1.1 Las edificaciones se construirán solamente sobre terrenos que tengan baja probabilidad de quedar sujetos durante su vida útil a inestabilidad por causa de erosión, fracturas geológicas, derrumbes, deslizamientos, licuación del suelo u otras fallas estructurales de la masa de suelo. Los proyectos se construirán en terrenos que tengan una baja probabilidad de quedar soterrados por inestabilidad de terrenos próximos. Los proyectos se construirán en terrenos que tengan una baja probabilidad de quedar inundados, soterrados o ser arrastrados por correntadas y otros efectos hidro-meteorológicos.

Comentario 10.1

La tecnología actual no puede ofrecer una condición de riesgo cero, especialmente cuando se necesita establecer la capacidad de una masa de suelo con propiedades puntualmente muestreadas, potencialmente variables para resistir eventos de intensidad aleatoria cuya ocurrencia tampoco es predecible. Para enfrentar estas incertidumbres, la tecnología actual comienza a estimar probabilidades y paralelamente debe establecer probabilidades aceptables; la probabilidad aceptable de que ocurra un siniestro depende de las consecuencias del evento. Si el evento involucra colapsos, los criterios actuales buscan probabilidades que no excedan 2% en un período de 50 años. Si el evento involucra daños materiales a numerosas personas sin arriesgar su vida la probabilidad aceptable suele incrementarse a 5% en un período de 50 años. Si el número de posibles afectados es reducido la probabilidad aceptable suele incrementarse a 10%.

Por ejemplo, estos criterios se reflejan en la técnica sismo-resistente para estructuras: las normas establecen un sismo extremo como referencia y se diseña una estructura con sismos reducidos bajo la premisa que la estructura sufre daños al nivel de sismo reducido pero tiene la capacidad post-elástica suficiente para poder resistir aún el sismo extremo, para el que no fue diseñada específicamente, con altas probabilidades de no colapsar (implícitamente más de 90% de probabilidad de no colapsar durante el sismo extremo; esto no se calcula, se infiere del hecho de usar la norma).

En evaluaciones geotécnicas se deberían aplicar entonces criterios consistentes: de haber condiciones de colapso de la masa de terreno bajo el sitio de proyecto, estas tendrían que ser referidas al sismo extremo, especialmente si la falla es frágil, súbita; si el proceso de falla que lleva al colapso es gradual (por ejemplo utilizando inclusiones) entonces las condiciones de inicio de falla pueden referirse a un sismo ordinario o severo, según el caso, pero la condición final de colapso completo del suelo debería estar asociada al sismo extremo. Tendría poco sentido aplicar esos criterios a las estructuras sobre la superficie pero no a la masa de suelo que las soporta. Comentarios más específicos para las condiciones de falla de suelo evaluadas están en los apartados correspondientes de NSE 2.1.

10.2 — Identificación de amenazas de sitio

10.2.1 — Amenazas de sitio locales: El desarrollador del proyecto deberá comisionar los estudios geotécnicos indicados en la NSE 2.1 de acuerdo a la Categoría de Obra para identificar las posibles amenazas de sitio que puedan generarse u originarse dentro del sitio de proyecto. De ser identificada alguna amenaza de este tipo, ésta deberá corregirse, cuando sea posible, hasta reducir la probabilidad de falla del terreno a niveles que sean aceptables según norma. De lo contrario el proyecto no deberá desarrollarse en el sitio.

Comentario 10.2.1

Entre las amenazas originadas dentro del propio sitio se cuentan estabilidad de taludes, suelos erosionables, suelos licuables, oquedades, cavernas o discontinuidades estratigráficas, estratos excesivamente compresibles, estratos de alta plasticidad, estratos saturados, estratos sujetos a cambios volumétricos y otras anomalías detectables por métodos geotécnicos o investigaciones geofísicas que son requeridas de oficio por la NSE 2.1 para obras Categoría III o IV o para terrenos con topografías o morfologías especiales según lo indique la NSE 2.1 o Autoridad Competente.

10.2.2 — Amenazas de sitio locales por modificación de terreno

- (a) Son amenazas de sitio generadas al modificar un sitio y que pueden resultar amenaza a su propia integridad o a la integridad de terceros o amenaza a los bienes de terceros.
- (b) El desarrollador del proyecto deberá comisionar los estudios geotécnicos apropiados, cualquiera que sea la Categoría de Obra que plantee desarrollar para identificar las posibles amenazas que genere la modificación significativa de terreno de su propiedad. De ser identificada alguna amenaza de este tipo, ésta deberá corregirse, cuando sea posible, hasta reducir la probabilidad de falla del terreno a niveles que sean aceptables según norma. De lo contrario el proyecto no deberá desarrollarse en el sitio.

Comentario 10.2.2

Entre las amenazas típicas de este tipo se cuentan excavaciones, excavaciones junto a linderos, construcción de rellenos poco estables o rellenos que amenacen a terceros.

10.2.3 — Micro-zonas con amenazas especiales

- (a) Habrá varios tipos de micro-zona cuya identificación y delimitación no será competencia de proyectos individuales sino de Autoridad Competente.
 - (i) Zona amenazada por abanicos de escombros causados por deslizamientos o deslaves cuando el origen de estos no esté dentro de la propiedad;

- (ii) Zona próxima a falla geológica activa donde corresponda estipular el uso de factores para incrementar el espectro (Sección 4.6);
- (iii) Zona de fracturas de terreno provocada sismos u otros procesos geodinámicos;
- (iv) Zonas amenazadas por maremoto (tsunami);
- (v) Zonas sujetas a las amenazas volcánicas listadas en Sección 6.1.1;
- (vi) Zonas sujetas a inundaciones.

(b) Los consultores en proyectos individuales no estarán obligados a identificar estas amenazas. No obstante, no habrá ninguna objeción a que consultores en proyectos individuales identifiquen la posibilidad de amenazas de esta índole y las reporten a Autoridad Competente o bien que apliquen medidas de prevención o mitigación por su cuenta cuando esto sea factible.

Comentario 10.2.3

Estas amenazas son difíciles o imposibles de determinar sin un proyecto formal de identificación de amenazas de zona que trasciende sitios de proyecto individuales. Ocasionalmente podrá identificarse alguna amenaza a un sitio específico sin que sea posible reducirla por estar en propiedad ajena o pública.

10.2.4 — Zona o micro-zona con restricciones de construcción: Las autoridades competentes podrán establecer zonas de restricción o de atención especial con base en estudios de microzonificación que deberán ser acatadas por los desarrolladores. Por ser los estudios de microzonificación investigaciones genéricas que no necesariamente atienden cada sitio en detalle, el propietario del sitio podrá tratar de comprobar, comisionando evaluaciones adecuadas, que la restricción solo aplica parcialmente a un sitio en particular o no aplica del todo.

Comentario 10.2.4

El que la Autoridad Competente acepte o no una propuesta de modificar una restricción en una micro-zona de amenaza de sitio no depende de esta norma que únicamente abre la posibilidad de que un propietario pueda analizar su sitio en mayor detalle que el originalmente empleado por la Autoridad Competente para establecer la restricción.

10.2.5 — Zonas inundables o erosionables

(a) La advertencia de que la zona puede ser inundable, sedimentable o sujeta a erosión provendrá en primera instancia de Autoridad Competente por medio de mapas de amenazas territoriales.

(b) De no existir el mapeo de amenaza territorial, donde la amenaza sea patente por la posición o localización del proyecto respecto de cuencas o riberas u otras depresiones, la evaluación de la amenaza provendrá del desarrollador por intermedio de un consultor geotécnico o de un hidrólogo.

(c) En zonas inundables, el sistema estructural de la edificación u obra de infraestructura se diseñará y construirá de manera que sea capaz de resistir los efectos de flotación y de desplazamiento lateral causados por los efectos hidrostáticos. Se investigará la posibilidad de efectos hidrodinámicos y de impacto de objetos flotantes. La información de estos efectos debe estar consignada en un estudio hidráulico.

10.2.6 — Suelos expansivos o contráctiles

(a) Cuando haya suelos expansivos o contráctiles bajo la cimentación de la edificación, bajo losas apoyadas sobre el terreno o bajo pavimentos, la condición tratará de corregirse por sustitución o estabilización del suelo debajo y en los alrededores de la edificación.

(b) Alternativamente, las construcciones podrán diseñarse para que sean capaces de tolerar los movimientos que se presenten y resistir las presiones ascendentes causadas por la expansión del suelo.

(c) Las opciones serán indicadas y recomendadas por el consultor geotécnico.

10.3 — Estabilidad de taludes

10.3.1 — Evaluación

(a) La estabilidad de un talud, sea éste de relleno o generado por excavación, se evaluará conforme lo indique la NSE 2.1. La evaluación de estabilidad se reportará indicando el factor de seguridad contra colapso del talud.

(b) El factor de seguridad tal como está definido en la NSE 2.1 es la relación entre las reacciones estabilizantes y las acciones desestabilizantes. Se utilizará el valor esperado de las reacciones estabilizantes sin aplicar un factor de seguridad de segundo orden. El peso seco de rellenos planteados al pie del talud podrá tomarse como reacción estabilizante.

(c) Las acciones desestabilizantes incluirán los pesos de las edificaciones que haya sobre la corona del talud. Ese peso podrá reducirse transfiriendo las cargas gravitacionales a estratos inferiores por medio de pilotes. La masa inercial horizontal de esas edificaciones solo podrá reducirse con anclajes horizontales.

10.3.2 — Factor de seguridad

(a) El factor de seguridad de un talud cuya falla no amenace la estabilidad de una edificación o de la vía pública podrá regirse por el criterio $FS \geq 1.5$ para cargas gravitacionales y $FS \geq 1.2$ para Sismo Ordinario.

(b) Un talud que soporte una edificación deberá tener una probabilidad de colapso menor o a lo sumo igual a la probabilidad de colapso de la estructura de la edificación. Para conseguirlo se considerará que $FS \geq 1.5$ será suficiente para cargas gravitacionales que incluyan todos los pesos tributarios. Con respecto a sismo: $FS \geq 1.0$ para Obra Categoría II aplicando el Sismo Extremo en el análisis; $FS \geq 1.2$ para Obra Categoría III y IV aplicando el Sismo Extremo en el análisis.

Comentario 10.3.2.b

Deberá recordarse que se considera que una Obra Categoría II diseñada para Sismo Ordinario tiene suficiente sobre-resistencia y capacidad post-elástica para tener un 10% de probabilidad nominal de colapso de ser sometida al sismo extremo (al menos esa es la intención implícita); de manera que el análisis para evaluar colapso del talud debe hacerse con el Sismo Extremo; con este criterio solo se requiere que los parámetros de suelo (Cohesión y ángulo de fricción interna) tengan su valor esperado.

El Sismo Extremo en un sitio específico podrá ser re-evaluado por un proyectista usando la tecnología apropiada. Véase la sección sobre espectros de respuesta sísmica específicos para un sitio en NSE 3(2017)

FIN DEL CAPÍTULO 10

CAPÍTULO 11 — REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 11.1** EN 1991 Eurocode. Actions on structures. European Committee for Standardization.
- 11.2** Uniform Building Code. International Conference of Building Officials. 1997
- 11.3** Código Modelo de Construcción para Cargas de Viento del Caribe. 2003
- 11.4** Normas de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala. 2002.
- 11.5** ASCE/SEI 7-10. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. 2010
- 11.6** Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad de México (CFE). 2008.
- 11.7** International Building Code. International Code Council, INC. 2009
- 11.8** NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Colombia, 2010.
- 11.9** Proyecto RESIS II. Evaluación de la Amenaza Sísmica en Centroamérica. 2010.
- 11.10** Estudio de las Velocidades de Viento en Guatemala y la aplicación de las Reglas N. V. 65 (Francia) para la determinación de las acciones del viento sobre las construcciones. Tesis de Ingeniería Civil 1982. Ana Victoria Rodríguez Marroquín.
- 11.11** Mapa de Velocidad del Viento promedio anual, del Departamento de Investigación y Servicios Meteorológicos. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología de Guatemala.
- 11.12** Popol Vuh. Sam Colop, Luis Enrique (2008). Traducción al español y notas, Editorial Cholsamaj.

FIN DEL CAPÍTULO 11

ANEXO A — LISTADO DE AMENAZA SÍSMICA Y VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO POR MUNICIPIOS

Tabla A-1 — Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I_o	S_{cr}	S_{1r}	
1	Acatenango	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
2	Agua Blanca	Jutiapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
3	Aguacatán	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
4	Almolonga	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
5	Alotenango	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
6	Amatitlán	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
7	Antigua Guatemala	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
8	Asunción Mita	Jutiapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
9	Atescatempa	Jutiapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
10	Ayutla	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	110
11	Barberena	Santa Rosa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
12	Cabañas	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
13	Cabricán	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
14	Cajola	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
15	Camotán	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
16	Canillá	Quiché	4.1	1.30 g	0.50 g	100
17	Cantel	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
18	Casillas	Santa Rosa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
19	Catarina	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	100
20	Chahal	Alta Verapaz	3.2	1.10 g	0.43 g	110
21	Chajul	Quiché	3.2	1.10 g	0.43 g	100
22	Champerico	Retalhuleu	4.3	1.65 g	0.60 g	110
23	Chiantla	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
24	Chicacao	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
25	Chicamán	Quiché	4.1	1.30 g	0.50 g	100
26	Chiché	Quiché	4.2	1.50 g	0.55 g	100
27	Chichicastenango	Quiché	4.2	1.50 g	0.55 g	100
28	Chimaltenango	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
29	Chinautla	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
30	Chinique	Quiché	4.1	1.30 g	0.50 g	100
31	Chiquimula	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
32	Chiquimulilla	Santa Rosa	4.3	1.65 g	0.60 g	110
33	Chisec	Alta Verapaz	3.1	0.90 g	0.35 g	100
34	Chuarancho	Guatemala	4.1	1.30 g	0.50 g	100
35	Ciudad Vieja	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
36	Coatepeque	Quetzaltenango	4.3	1.65 g	0.60 g	110
37	Cobán (Norte)	Alta Verapaz	3.1	0.90 g	0.35 g	100
	Cobán (Sur)	Alta Verapaz	3.2	1.10 g	0.43 g	100
38	Colomba	Quetzaltenango	4.3	1.65 g	0.60 g	100
39	Colotenango	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
40	Comapa	Jutiapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
41	Comitancillo	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
42	Concepción	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
43	Concepción Chiquirichapa	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
44	Concepción Huista	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
45	Concepción Las Minas	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
46	Concepción Tutuapa	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
47	Conguaco	Jutiapa	4.3	1.65 g	0.60 g	100
48	Cubulco	Baja Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
49	Cuilapa	Santa Rosa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
50	Cuilco	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
51	Cunén	Quiché	4.1	1.30 g	0.50 g	100
52	Cuyotenango	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	110
53	Dolores	Petén	2.1	0.50 g	0.20 g	110
54	El Adelanto	Jutiapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
55	El Asintal	Retalhuleu	4.3	1.65 g	0.60 g	110
56	El Chal	Petén	2.1	0.50 g	0.20 g	100
57	El Estor	Izabal	4.1	1.30 g	0.50 g	110
58	El Júcaro	El Progreso	4.1	1.30 g	0.50 g	100
59	El Palmar	Quetzaltenango	4.3	1.65 g	0.60 g	100
60	El Progreso	Jutiapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
61	El Quetzal	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	100
62	El Rodeo	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	100
63	El Tejar	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
64	El Tumbador	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	100
65	Escuintla	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	100
66	Esquipulas	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
67	Esquipulas Palo Gordo	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	100
68	Estanzuela	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
69	Flores	Petén	2.1	0.50 g	0.20 g	100
70	Flores Costa Cuca	Quetzaltenango	4.3	1.65 g	0.60 g	110
71	Fraijanes	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
72	Fray Bartolomé de las Casas	Alta Verapaz	3.1	0.90 g	0.35 g	110
73	Génova	Quetzaltenango	4.3	1.65 g	0.60 g	110
74	Granados	Baja Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
75	Gualán	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
76	Guanagazapa	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	110
77	Guastatoya	El Progreso	4.1	1.30 g	0.50 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
78	Guatemala	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
79	Guazacapán	Santa Rosa	4.3	1.65 g	0.60 g	110
80	Huehuetenango	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
81	Huitán	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
82	Huité	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
83	Ipala	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
84	Ixcán	Quiché	3.1	0.90 g	0.35 g	100
85	Ixchiguan	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
86	Iztapa	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	110
87	Jacaltenango	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
88	Jalapa	Jalapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
89	Jalpatagua	Jutiapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
90	Jerez	Jutiapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
91	Jocotán	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
92	Jocotenango	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
93	Joyabaj	Quiché	4.2	1.50 g	0.55 g	100
94	Jutiapa	Jutiapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
95	La Blanca	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	110
96	La Democracia	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	110
97	La Democracia	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
98	La Esperanza	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
99	La Gomera	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	110
100	La Libertad	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
101	La Libertad	Petén	2.1	0.50 g	0.20 g	100
102	La Reforma	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	100
103	La Unión	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
104	Lanquín	Alta Verapaz	3.2	1.10 g	0.43 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
105	Las Cruces	Petén	2.2	0.70 g	0.27 g	100
106	Livingston Oriente	Izabal	4.2	1.50 g	0.55 g	120
	Livingston Poniente	Izabal	4.1	1.30 g	0.50 g	120
107	Los Amates	Izabal	4.2	1.50 g	0.55 g	110
108	Magdalena Milpas Altas	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
109	Malacatán	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	100
110	Malacatancito	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
111	Masagua	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	110
112	Mataquescuintla	Jalapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
113	Mazatenango	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
114	Melchor de Mencos	Petén	2.1	0.50 g	0.20 g	110
115	Mixco	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
116	Momostenango	Totonicapán	4.2	1.50 g	0.55 g	100
117	Monjas	Jalapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
118	Morales	Izabal	4.2	1.50 g	0.55 g	110
119	Morazán	El Progreso	4.1	1.30 g	0.50 g	100
120	Moyuta	Jutiapa	4.3	1.65 g	0.60 g	110
121	Nahualá	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
122	Nebaj	Quiché	3.2	1.10 g	0.43 g	100
123	Nentón	Huehuetenango	3.2	1.10 g	0.43 g	100
124	Nueva Concepción	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	110
125	Nueva Santa Rosa	Santa Rosa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
126	Nuevo Progreso	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	100
127	Nuevo San Carlos	Retalhuleu	4.3	1.65 g	0.60 g	100
128	Ocós	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	110
129	Olintepeque	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
130	Olopa	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
131	Oratorio (norte)	Santa Rosa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
	Oratorio (sur)	Santa Rosa	4.3	1.65 g	0.60 g	100
132	Pachalum	Quiché	4.2	1.50 g	0.55 g	100
133	Pajapita	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	110
134	Palencia	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
135	Palestina de Los Altos	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
136	Palín	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	100
137	Panajachel	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
138	Panzós	Alta Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
139	Parramos	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
140	Pasaco	Jutiapa	4.3	1.65 g	0.60 g	110
141	Pastores	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
142	Patulul	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
143	Patzicía	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
144	Patzité	Quiché	4.2	1.50 g	0.55 g	100
145	Patzún	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
146	Petatán	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
147	Pochuta	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
148	Poptún	Petén	2.2	0.70 g	0.27 g	110
149	Pueblo Nuevo	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
150	Pueblo Nuevo Viñas	Santa Rosa	4.3	1.65 g	0.60 g	100
151	Puerto Barrios	Izabal	4.2	1.50 g	0.55 g	120
152	Purulhá	Baja Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
153	Quesada	Jutiapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
154	Quetzaltenango	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
155	Quetzaltepeque	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
156	Rabinal	Baja Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
157	Raxruhá	Alta Verapaz	3.1	0.90 g	0.35 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
158	Retalhuleu	Retalhuleu	4.3	1.65 g	0.60 g	110
159	Río Blanco	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
160	Río Bravo	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
161	Río Hondo	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
162	Sacapulas	Quiché	4.1	1.30 g	0.50 g	100
163	Salamá	Baja Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
164	Salcajá	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
165	Samayac	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
166	San Agustín Acasaguastlán	El Progreso	4.1	1.30 g	0.50 g	100
167	San Andrés	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
168	San Andrés	Petén	2.1	0.50 g	0.20 g	100
169	San Andrés Sajcabajá	Quiché	4.1	1.30 g	0.50 g	100
170	San Andrés Semetabaj	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
171	San Andrés Villa Seca	Retalhuleu	4.3	1.65 g	0.60 g	110
172	San Andrés Xecul	Totonicapán	4.2	1.50 g	0.55 g	100
173	San Antonio Aguas Calientes	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
174	San Antonio Huista	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
175	San Antonio Ilotenango	Quiché	4.2	1.50 g	0.55 g	100
176	San Antonio La Paz	El Progreso	4.1	1.30 g	0.50 g	100
177	San Antonio Palopó	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
178	San Antonio Sacatepéquez	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
179	San Antonio Suchitepéquez	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
180	San Bartolo	Totonicapán	4.2	1.50 g	0.55 g	100
181	San Bartolomé Jocotenango	Quiché	4.1	1.30 g	0.50 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
182	San Bartolomé Milpas Altas	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
183	San Benito	Petén	2.1	0.50 g	0.20 g	100
184	San Bernardino	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
185	San Carlos Alzatate	Jalapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
186	San Carlos Sija	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
187	San Cristóbal Acasaguastlán	El Progreso	4.1	1.30 g	0.50 g	100
188	San Cristóbal Cucho	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
189	San Cristóbal Totonicapán	Totonicapán	4.2	1.50 g	0.55 g	100
190	San Cristóbal Verapaz	Alta Verapaz	4.1	1.10 g	0.50 g	100
191	San Diego	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
192	San Felipe	Retalhuleu	4.3	1.65 g	0.60 g	100
193	San Francisco	Petén	2.1	0.50 g	0.20 g	100
194	San Francisco El Alto	Totonicapán	4.2	1.50 g	0.55 g	100
195	San Francisco La Unión	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
196	San Francisco Zapotitlán	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
197	San Gabriel	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
198	San Gaspar Ixchil	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
199	San Ildefonso Ixtahuacán	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
200	San Jacinto	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
201	San Jerónimo	Baja Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
202	San Jorge	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
203	San José (Escuintla)	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	110
204	San José (Petén)	Petén	2.1	0.50 g	0.20 g	100
205	San José Acatempa	Jutiapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
206	San José Chacayá	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
207	San José del Golfo	Guatemala	4.1	1.30 g	0.50 g	100
208	San José El Idolo	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
209	San José La Arada	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
210	San José La Máquina	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	110
211	San José Ojetenam	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
212	San José Pinula	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
213	San José Poaquil	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
214	San Juan Atitán	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
215	San Juan Bautista	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
216	San Juan Chamelco	Alta Verapaz	3.2	1.10 g	0.43 g	100
217	San Juan Comalapa	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
218	San Juan Cotzal	Quiché	3.2	1.10 g	0.43 g	100
219	San Juan Ermita	Chiquimula	4.1	1.30 g	0.50 g	100
220	San Juan Ixcoy	Huehuetenango	3.2	1.10 g	0.43 g	100
221	San Juan La Laguna	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
222	San Juan Ostuncalco	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
223	San Juan Sacatepéquez	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
224	San Juan Tecuaco	Santa Rosa	4.3	1.65 g	0.60 g	100
225	San Lorenzo	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
226	San Lorenzo	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	110
227	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
228	San Lucas Tolimán	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
229	San Luis	Petén	3.1	0.90 g	0.35 g	110
230	San Luis Jilotepeque	Jalapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
231	San Manuel Chaparrón	Jalapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
232	San Marcos	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
233	San Marcos La Laguna	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
234	San Martín Jilotepeque	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
235	San Martín Sacatepéquez	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
236	San Martín Zapotitlán	Retalhuleu	4.3	1.65 g	0.60 g	100
237	San Mateo Ixtatán	Huehuetenango	3.2	1.10 g	0.43 g	100
238	San Mateo Ixtatán	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
239	San Miguel Acatán	Huehuetenango	3.2	1.10 g	0.43 g	100
240	San Miguel Chicaj	Baja Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
241	San Miguel Dueñas	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
242	San Miguel Ixtahuacán	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
243	San Miguel Panán	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
244	San Miguel Petapa	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
245	San Miguel Sigüilá	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
246	San Pablo	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
247	San Pablo Jocopilas	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
248	San Pablo La Laguna	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
249	San Pedro Ayampuc	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
250	San Pedro Carchá	Alta Verapaz	3.2	1.10 g	0.43 g	100
251	San Pedro Jocopilas	Quiché	4.1	1.30 g	0.50 g	100
252	San Pedro La Laguna	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
253	San Pedro Necta	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
254	San Pedro Pinula	Jalapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
255	San Pedro Sacatepéquez	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
256	San Pedro Sacatepéquez	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
257	San Pedro Soloma	Huehuetenango	3.2	1.10 g	0.43 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
258	San Rafael La Independencia	Huehuetenango	3.2	1.10 g	0.43 g	100
259	San Rafael Las Flores	Santa Rosa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
260	San Rafael Petzal	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
261	San Rafael Pie de la Cuesta	San Marcos	4.3	1.65 g	0.60 g	100
262	San Raymundo	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
263	San Sebastián	Retalhuleu	4.3	1.65 g	0.60 g	100
264	San Sebastián Coatán	Huehuetenango	3.2	1.10 g	0.43 g	100
265	San Sebastián Huehuetenango	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
266	San Vicente Pacaya	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	100
267	Sanarate	El Progreso	4.1	1.30 g	0.50 g	100
268	Sansare	El Progreso	4.1	1.30 g	0.50 g	100
269	Santa Ana	Petén	2.1	0.50 g	0.20 g	100
270	Santa Ana Huista	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
271	Santa Apolonia	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
272	Santa Bárbara	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
273	Santa Bárbara	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
274	Santa Catalina La Tinta	Alta Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
275	Santa Catarina Barahona	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
276	Santa Catarina Ixtahuacán	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
277	Santa Catarina Mita	Jutiapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
278	Santa Catarina Palopó	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
279	Santa Catarina Pinula	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
280	Santa Clara La Laguna	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
281	Santa Cruz Balanyá	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I _o	S _{cr}	S _{1r}	
282	Santa Cruz Barillas	Huehuetenango	3.2	1.10 g	0.43 g	100
283	Santa Cruz del Quiché	Quiché	4.2	1.50 g	0.55 g	100
284	Santa Cruz el Chol	Baja Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
285	Santa Cruz La Laguna	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
286	Santa Cruz Muluá	Retalhuleu	4.3	1.65 g	0.60 g	110
287	Santa Cruz Naranjo	Santa Rosa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
288	Santa Cruz Verapaz	Alta Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
289	Santa Eulalia	Huehuetenango	3.2	1.10 g	0.43 g	100
290	Santa Lucía Cotzumalguapa	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	100
291	Santa Lucía La Reforma	Totonicapán	4.2	1.50 g	0.55 g	100
292	Santa Lucía Milpas Altas	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
293	Santa Lucía Utatlán	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
294	Santa María Cahabón	Alta Verapaz	3.2	1.10 g	0.43 g	110
295	Santa María Chiquimula	Totonicapán	4.2	1.50 g	0.55 g	100
296	Santa María de Jesús	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
297	Santa María Ixhuatán	Santa Rosa	4.3	1.65 g	0.60 g	100
298	Santa María Visitación	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
299	Santa Rosa de Lima	Santa Rosa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
300	Santiago Atitlán	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
301	Santiago Chimaltenango	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
302	Santiago Sacatepéquez	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
303	Santo Domingo Suchitepéquez	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	110
304	Santo Domingo Xenacoj	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I_o	S_{cr}	S_{1r}	
305	Santo Tomás La Unión	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100
306	Sayaxché	Petén	2.2	0.70 g	0.27 g	100
307	Senahú	Alta Verapaz	3.2	1.10 g	0.43 g	100
308	Sibilia	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
309	Sibinal	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
310	Sipacapa	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
311	Sipacate	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	110
312	Siquinalá	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	100
313	Sololá	Sololá	4.2	1.50 g	0.55 g	100
314	Sumpango	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100
315	Tacaná	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
316	Tactic	Alta Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
317	Tajumulco	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
318	Tamahú	Alta Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
319	Taxisco	Santa Rosa	4.3	1.65 g	0.60 g	110
320	Tecpán Guatemala	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
321	Tectitán	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
322	Teculután	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
323	Tejutla	San Marcos	4.2	1.50 g	0.55 g	100
324	Tiquisate	Escuintla	4.3	1.65 g	0.60 g	110
325	Todos Santos Cuchumatanes	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
326	Totonicapán	Totonicapán	4.2	1.50 g	0.55 g	100
327	Tucurú	Alta Verapaz	4.1	1.30 g	0.50 g	100
328	Unión Cantinil	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
329	Uspantán (norte)	Quiché	3.2	1.10 g	0.43 g	100
	Uspantán (sur)	Quiché	4.1	1.30 g	0.50 g	100
330	Usumatlán	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
331	Villa Canales	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100

Tabla A-1 — (continuación)

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I_o	S_{cr}	S_{1r}	
332	Villa Nueva	Guatemala	4.2	1.50 g	0.55 g	100
333	Yepocapa	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
334	Yupiltepeque	Jutiapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
335	Zacapa	Zacapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
336	Zacualpa	Quiché	4.1	1.30 g	0.50 g	100
337	Zapotitlán	Jutiapa	4.2	1.50 g	0.55 g	100
338	Zaragoza	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
339	Zunil	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
340	Zunilito	Suchitepéquez	4.3	1.65 g	0.60 g	100

FIN DEL ANEXO A

ANEXO B — CARGAS MUERTAS MÍNIMAS DE DISEÑO

Tabla B-1 — Listado de cargas muertas mínimas de diseño^[1]

Componente	Carga (Kgf/m ²)
TECHOS	
<i>Tablero de fibra acústica</i>	5
<i>Tablero de yeso (por mm de espesor)</i>	0.8
<i>Deducción mecánica del conducto</i>	19
<i>Repello sobre baldosa o concreto</i>	24
<i>Repello sobre regletas de madera</i>	38
<i>Sistema de canales de acero suspendido</i>	10
<i>Franjas metálicas suspendidas y repello de cemento</i>	72
<i>Franjas de metal suspendido y repello de yeso</i>	48
<i>Sistema de suspensión de recubrimiento de madera</i>	12
REVESTIMIENTOS, TECHOS Y PAREDES	
<i>Shingles de asbesto-cemento</i>	19
<i>Shingles de asfalto</i>	10
<i>Tejas de cemento 0.77</i>	77
<i>Tejas de arcilla (para mortero agregar 0.48 kN / m2)</i>	
• <i>Tejas de 51 mm</i>	57
• <i>Tejas de 76 mm</i>	96
• <i>Teja tipo Ludowici</i>	48
• <i>Teja Romana</i>	57
• <i>Teja Española</i>	91
<i>Composición:</i>	
• <i>Techos de tres capas listos</i>	5
• <i>Fieltro de cuatro capas y grava</i>	26
• <i>Fieltro de cinco capas y grava</i>	29
<i>Cobre o estaño</i>	5
<i>Revestimiento de asbesto-cemento corrugado</i>	19
<i>Cubierta, metal, calibre 20</i>	12

Componente	Carga (Kgfl/m ²)
<i>Cubierta, metal, calibre 18</i>	14
<i>Madera de 51 mm</i>	24
<i>Madera de 76 mm</i>	38
<i>Tablero de fibras, 13 mm</i>	4
<i>Revestimiento de yeso, 13 mm 0,10</i>	10
<i>Aislamiento, tableros de techo (por mm de espesor)</i>	
• <i>Vidrio celular</i>	0.13
• <i>Vidrio fibroso</i>	0.21
• <i>Fibra de madera</i>	0.28
• <i>Perlite</i>	0.15
• <i>Espuma de poliestireno</i>	0.04
• <i>Espuma de uretano con piel</i>	0.09
<i>Plywood (por mm de espesor)</i>	0.6
<i>Aislamiento rígido, 13 mm</i>	4
<i>Skylight de marco metálico, vidrio con cables de 10 mm</i>	38
<i>Pizarra, 5 mm</i>	34
<i>Pizarra, 6 mm</i>	48
<i>Membranas impermeabilizantes:</i>	
• <i>Bituminosos, cubiertos de grava</i>	26
• <i>Superficie bituminosa, lisa</i>	7
• <i>Líquido aplicado</i>	5
• <i>Hoja de pliegue sencillo</i>	3
<i>Revestimiento de madera (por mm de grosor)</i>	
• <i>Plywood</i>	0.57
• <i>Tableros de fibra orientada</i>	0.62
<i>Tejas de madera</i>	14
RELLENO DE PISO	
<i>Concreto pómez, por milímetro</i>	1.7
<i>Concreto ligero, por milímetro</i>	1.5
<i>Arena, por milímetro</i>	1.5
<i>Concreto ciclópeo, por milímetro</i>	2.3

Componente	Carga (Kgfl/m ²)
PISOS Y ACABADOS DE SUELOS	
<i>Bloque asfáltico (51 mm), mortero de 13 mm</i>	144
<i>Acabado de cemento (25 mm) sobre relleno de hormigón de piedra</i>	153
<i>Azulejo de cerámica o quarry tile (19 mm) sobre lecho de mortero de 13 mm</i>	77
<i>Azulejo de cerámica o quarry tile (19 mm) sobre la cama de mortero de 25 mm</i>	110
<i>Acabado de relleno de concreto (por mm de espesor)</i>	2.3
<i>Madera dura, 22 mm</i>	19
<i>Azulejos de linóleo o asfalto, 6 mm</i>	5
<i>Mármol y mortero llenado de concreto ciclópeo</i>	158
<i>Pizarra (por mm de espesor)</i>	2.8
<i>Azulejos sólidos en la base de mortero de 25 mm</i>	110
<i>Piso elevado, 19 mm</i>	14
<i>Baldosa (38 mm) directamente sobre la losa</i>	91
<i>Baldosa (25 mm) sobre el relleno de hormigón de piedra 1,53</i>	153
<i>Baldosa (25 mm), 51 mm de hormigón de piedra 1,53</i>	153
<i>Bloque de madera (76 mm) sobre masilla, sin relleno</i>	48
<i>Bloque de madera (76 mm) sobre base de mortero de 13 mm</i>	77
PARTICIONES DE MARCOS	
<i>Tabiques móviles de acero</i>	19
<i>Clavos de madera o de acero, tablero de yeso de 13 mm cada lado</i>	38
<i>Clavos de madera, 51 × 102, sin repello 0,19</i>	19
<i>Clavos de madera, 51 × 102, repello en un lado 0.57</i>	57
<i>Postes de madera, 51 × 102, repello en ambos lados 0,96</i>	96

Componente	Carga (Kgf/m ²)
PAREDES DE MARCO	
<i>Paredes para vigas exteriores:</i>	
• 51 mm × 102 mm @ 406 mm, yeso de 16 mm, aislado, revestimiento de 10 mm	53
• 51 mm x 152 mm a 406 mm, yeso de 16 mm, aislado, revestimiento de 10 mm	57
<i>Paredes exteriores con revestimiento de ladrillo</i>	230
<i>Ventanas, vidrio y marco</i>	38
<i>Sogas de ladrillo de arcilla:</i>	
• 102 mm	187
• 203 mm	378
• 305 mm	551
• 406 mm	742

[1] A los pesos de la mampostería incluyen el mortero, pero no el repello. Para yeso, añadir 24 kgf/m² para cada cara repellada. Los valores dados representan promedios. En algunos casos hay una gama considerable de peso para la misma construcción.

Tabla B-2 — Listado de cargas muertas para pisos, madera-joist (sin repello, doble piso de madera) ^[1]

Tamaño de juntas (mm)	Espaciamiento 305-mm (kgf/m ²)	Espaciamiento 406-mm (kgf/m ²)	Espaciamiento 610-mm (kgf/m ²)
51 x 152	29	24	24
51 x 203	29	29	24
51 x 254	29	29	29
51 x 305	34	34	29

[1] A los pesos de la mampostería incluyen el mortero, pero no el repello. Para yeso, añadir 24 kgf/m² para cada cara repellada. Los valores dados representan promedios. En algunos casos hay una gama considerable de peso para la misma construcción.

Tabla B-3 — Listado de cargas muertas para sogas de unidades de block hueco de concreto

SOGAS DE UNIDADES DE BLOCK HUECO DE CONCRETO ^[1]						
Espesor de soga (en mm)		102	152	203	254	305
Densidad de la unidad (1,649 kgf/m³)		(kgf/m²)				
Sin graut		105	129	168	201	235
	1,219 mm		148	192	235	278
	1,016 mm		158	206	254	302
Espaciamiento del graut	813 mm		163	215	268	316
	610 mm		177	235	292	345
	406 mm		201	268	335	402
Graut completo			273	369	469	570
Densidad de la unidad (1,964 kgf/m³)		(kgf/m²)				
Sin graut		125	135	172	211	239
	1,219 mm		158	211	259	297
	1,016 mm		163	215	268	311
Espaciamiento del graut	813 mm		172	225	278	326
	610 mm		187	244	302	359
	406 mm		211	278	350	417
Graut completo			282	388	488	589
Densidad de la unidad (2,121 kgf/m³)		(kgf/m²)				
Sin graut		139	168	215	259	302
	1,219 mm		158	239	292	345
	1,016 mm		172	254	311	369
Espaciamiento del graut	813 mm		182	263	326	383
	610 mm		196	282	350	412
	406 mm		225	316	393	469
Graut completo			306	417	527	637

[1] A los pesos de la mampostería incluyen el mortero, pero no el repello. Para yeso, añadir 24 kgf/m² para cada cara repellada. Los valores dados representan promedios. En algunos casos hay una gama considerable de peso para la misma construcción.

Tabla B-4 — Listado de cargas muertas para sogas de unidades mampostería de concreto sólido

SOGAS DE UNIDADES DE MAMPOSTERÍA DE CONCRETO SÓLIDO ^[1]					
Espesor de sogá (en mm)	102	152	203	254	305
	(kgf/m ²)				
Densidad de la unidad (1,649 kgf/m ³)	153	235	321	402	488
Densidad de la unidad (1,964 kgf/m ³)	182	282	378	479	579
Densidad de la unidad (2,121 kgf/m ³)	196	302	412	517	627

[1] A los pesos de la mampostería incluyen el mortero, pero no el repello. Para yeso, añadir 24 kgf/m² para cada cara repellada. Los valores dados representan promedios. En algunos casos hay una gama considerable de peso para la misma construcción.

FIN DEL ANEXO B



Con el apoyo de



Trócaire
Working for a just world.

