

NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES Y OBRAS DE INFRAESTRUCTURA PARA LA REPÚBLICA DE GUATEMALA

**AGIES NSE 2-10 DEMANDAS ESTRUCTURALES,
CONDICIONES DE SITIO Y NIVELES DE PROTECCIÓN**

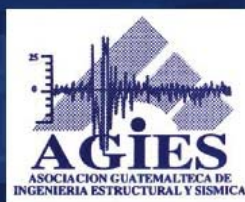


TABLA DE CONTENIDO

PRÓLOGO

NOMENCLATURA

1 CAPÍTULO 1 CRITERIOS Y DIRECTRICES

CAPÍTULO 2 **CARGAS MUERTAS**

- 2.1 Definición
- 2.2 Peso de materiales
- 2** 2.3 Pisos
- 2.4 Tabiques y particiones
- 2.5 Fachadas y cerramientos perimetrales
- 2.6 Equipos fijos
- 2.7 Equipos pesados

CAPÍTULO 3 **CARGAS VIVAS**

- 3.1 Definición
- 3.2 Cargas concentradas
- 3.3 Cargas vivas específicas
- 3** 3.4 Cargas vivas de uso frecuente
- 3.5 Empuje de pasamanos y barandas
- 3.6 Carga parcial
- 3.7 Impacto
- 3.8 Reducción de carga viva
- 3.9 Efectos dinámicos

CAPÍTULO 4 **ASPECTOS SÍSMICOS**

- 4.1 Alcances
- 4.2 Sismicidad y nivel de protección
 - 4.2.1 Índice de sismicidad
 - 4.2.2 Nivel de protección sísmica
- 4** 4.3 Sismo para diseño estructural
 - 4.3.1 General
 - 4.3.2 Definiciones
 - 4.3.3 Selección de parámetros
 - 4.3.4 Construcción de los espectros de diseño
- 4.4 Sismos específicos para un sitio determinado

- 4.4.1 Establecer espectro en la superficie a partir de sismo en basamento rocoso
- 4.4.2 Establecer espectro aplicable al sitio en base a un análisis de amenaza sísmica
- 4.4.3 Espectros permitidos en esta norma
- 4.5 Clasificación del sitio
 - 4.5.1 General
 - 4.5.2 Perfil de suelos de los sitios clase AB
 - 4.5.3 Perfil de suelos de los sitios clase F
 - 4.5.4 Perfil de suelos en los sitios clase C, D ó E
 - 4.5.5 Dictamen geotécnico
 - 4.5.6 Definición de parámetros de suelo
- 4.6 Proximidad de falla activa
 - 4.6.1 Método simplificado
 - 4.6.2 Métodos alternativos

CAPÍTULO 5 FUERZAS DE VIENTO

- 5.1 Cargas de viento
 - 5.1.1 Alcance
 - 5.1.2 Requisitos
 - 5.1.3 Volteo
 - 5.1.4 Levantamiento
 - 5.1.5 Presiones interiores
- 5.2 Método para el cálculo de la presión de diseño de viento
 - 5.2.1 Exposición
 - 5.2.2 Velocidad básica del viento
- 5.3 Presión de diseño de viento
- 5.4 Presión directa positiva
- 5.5 Presión negativa
- 5.6 Diseño de las estructuras
- 5.7 Elementos y componentes de las estructuras
- 5.8 Coeficiente de exposición
- 5.9 Coeficiente de presión
- 5.10 Presión de remanso del viento
- 5.11 Mapa de macro zonas de velocidad de viento

CAPÍTULO 6 OTRAS CARGAS

- 6.1 Aspectos volcánicos
- 6.2 Presiones hidrostáticas
- 6.3 Empuje en muros de contención de sótanos
- 6.4 Presión ascendente; subpresión en losas de piso de sótanos
- 6.5 Suelos expansivos

- 6.6 Zonas inundables
- 6.7 Cargas de lluvia

CAPÍTULO 7 CARGAS ACCIDENTALES

- 7**
- 7.1 Requisitos
 - 7.2 Colapso de elementos estructurales
 - 7.3 Método de integridad estructural

CAPÍTULO 8 COMBINACIONES DE CARGAS

- 8**
- 8.1 General
 - 8.1.1 Selección de combinación de carga para diseño estructural
 - 8.1.2 Notación
 - 8.2 Combinación de carga para diseñar por Método de Resistencia
 - 8.2.1 Carga de gravedad
 - 8.2.2 Carga de sismo
 - 8.2.3 Carga de viento
 - 8.2.4 Casos que hay empujes tipo F y/o tipo H
 - 8.2.5 Casos que considera temperatura
 - 8.2.6 Esfuerzos de diseño
 - 8.3 Combinaciones de carga para diseño por el Método de Esfuerzos de Servicio
 - 8.3.1 Carga de gravedad
 - 8.3.2 Carga de sismo
 - 8.3.3 Carga de Viento
 - 8.3.4 Casos en que hay empujes tipo F y/o tipo h
 - 8.3.5 Casos que se considera temperatura
 - 8.3.6 Esfuerzos permisibles de servicio
 - 8.4 Casos de carga no contemplados en la norma AGIES NSE 2

CAPÍTULO 9 LINEAMIENTOS PARA CIMENTACIONES

- 9**
- 9.1 General
 - 9.1.1 Jerarquía de resistencia
 - 9.1.2 Metodología
 - 9.1.3 Notación
 - 9.2 Solicitaciones para dimensionar cimientos
 - 9.2.1 Combinaciones permanentes o de larga duración
 - 9.2.2 Combinaciones gravitacionales de corta duración
 - 9.2.3 Solicitaciones sísmicas
 - 9.2.4 Reducción adicional de algunas solicitaciones sísmicas
 - 9.2.5 Solicitaciones de viento

- 9.2.6 Otras solicitaciones
- 9.3 Estimación de capacidad de suelo
 - 9.3.1 Capacidad soporte permisible del suelo (Q_a)
 - 9.3.2 Excentricidad de las solicitaciones
 - 9.3.3 Cálculos basados en módulos de subrasante
- 9.4 Esfuerzos internos de los cimientos

10 CAPÍTULO 10 CONDICIONES DEL TERRENO Y ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

11 CAPÍTULO 11 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXO A LISTADO DE AMENAZA SÍSMICA POR MUNICIPIOS

PRÓLOGO

La norma AGIES NSE 2, “Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección”, corresponde a una revisión de la norma NR 2, cuya edición surge como parte de las Normas Recomendadas de Diseño y Construcción para la República de Guatemala publicadas en febrero de 1996 con motivo del XX Aniversario del Terremoto de Guatemala, con una revisión en el año 2002.

Los capítulos revisados y que han sufrido modificaciones, son los que establecen las Demandas Estructurales, como las cargas Vivas, cargas Muertas y Aspectos Sísmicos. Entre los cambios que el lector encontrará están el mapa de zonificación sísmica y los parámetros del sismo, con datos obtenidos del proyecto RESIS II, desarrollados recientemente.

La presente revisión incluye capítulos que no se habían desarrollado, tales como Fuerzas de Viento, Cargas Accidentales y Otras Cargas, que deberán ser utilizadas por los ingenieros en los diseños estructurales y otros elementos de construcción; estos capítulos no se encuentran actualizados a normas internacionales, pero con la experiencia que se obtenga en su uso, se espera que en un breve periodo pueda realizarse una revisión e incluir metodologías más desarrolladas que ya se utilizan en otros países, como Estados Unidos, Colombia, México y El Caribe, cuyas normas de construcción han servido de referencia bibliográfica para esta norma y que en algunos casos se hace una referencia directa, especialmente en ASCE/SEI 7-05.

Para el capítulo de Fuerzas de Viento, se tomó como documento base el UBC 97 y se incluye el Mapa de Velocidades de Viento, desarrollado por AGIES, con datos obtenidos en INSIVUMEH, Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad de México y Código Modelo de Construcción para Cargas de Viento del Caribe.

Las Condiciones de Sitio, se desarrollan en el capítulo que corresponde a los Aspectos Sísmicos, cuya clasificación ha sido también modificada. Anteriormente se desarrollaba en esta norma, todo el aspecto geotécnico, pero por su importancia ha generado una nueva norma complementaria a la presente, denominada norma AGIES NSE 2.1

NOMENCLATURA

A_R	Cargas de arena
A_T	Área tributaria
C_e	Coefficiente de exposición por viento
C_q	Coefficiente de presión por viento para la estructura
d_i	Espesor de los estratos de suelo estudiados
F	Presión de fluidos
F_a	Coefficiente de sitio para períodos de vibración cortos
F_F	Componente de aplanado que controla abollamientos locales de la superficie de piso
FS_{cim}	Capacidad soporte permisible del suelo
F_v	Coefficiente de sitio para períodos de vibración largos
H	Presión de material a granel
H	Presiones de suelos
I	Coefficiente 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	Coefficiente por proximidad de las amenazas especiales para períodos de vibración cortos
N_p	Número ponderado de golpes de penetración estándar
N_v	Coefficiente 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
X	Carga de explosión
β	Factor incertidumbre y falta de homogeneidad del suelo
Φ_{flex}	Factor de reducción de capacidad del cimiento en flexión

1 CRITERIOS Y DIRECTRICES

1.1 Alcances

La Norma de Seguridad Estructural NSE 2 establece las solicitaciones de carga mínimas de diseño, los criterios de aceptabilidad del terreno y los niveles mínimos de protección que se debe emplear en el diseño estructural de edificaciones. También define las solicitaciones y otras condiciones que obligadamente forman parte del diseño estructural, incluyen pero no están limitados a: inestabilidad del terreno, cargas de gravedad, empujes de diversa naturaleza, sismos, actividad volcánica, viento y otros efectos meteorológicos y ambientales.

Se consultará la norma NSE 2.1 que establece los lineamientos básicos para efectuar estudios geológicos y geotécnicos de los sitios de proyecto.

1.2 Directrices generales

Para las obras y edificaciones y para los terrenos donde éstas están localizadas o donde se proyecta localizarlas, el diseñador establecerá con base en los capítulos 2 al 7 lo siguiente:

- Las cargas y solicitaciones que hay que aplicar a los modelos analíticos de las estructuras;
- Los niveles de protección necesarios;
- Las limitaciones, restricciones y recomendaciones que se deriven de cada tipo de peligro natural;
- Los parámetros numéricos que se requieran para evaluar los terrenos, y para analizar y diseñar estructuralmente las edificaciones.

Seguidamente el diseñador procederá a investigar y calificar el terreno del sitio de construcción conforme a las disposiciones de la norma NSE 2.1; y finalmente el diseñador establecerá las combinaciones de carga conforme al capítulo 8. También establecerá las limitaciones de deformación y deflexiones estructurales conforme NSE 3. En el Capítulo 9 establecerá las combinaciones de carga y métodos para diseñar los cimientos.

2 CARGAS MUERTAS

2.1 Definición

Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción. Incluyen, pero no están limitadas al peso propio de la estructura, pisos, rellenos, cielos, vidrieras, tabiques fijos, equipo permanente rígidamente anclado. Tabiques móviles son casos especiales. Las fuerzas netas de pre-esfuerzo también se consideran cargas muertas.

2.2 Peso de los materiales

Para la integración de cargas se utilizarán valores representativos de los pesos de los materiales.

Los pesos unitarios y otras suposiciones afines acerca de la carga muerta se dejarán consignados en los informes de diseño estructural.

Comentario: 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 total o parcialmente a 1.4 ó 1.5. Consideraciones análogas corresponderían a los casos en que se deba utilizar el método de esfuerzos de servicio.

2.3 Pisos

En ambientes o áreas donde esté previsto recubrir la superficie estructural con recubrimientos de piso se aplicará el peso propio del piso más el peso de los rellenos de nivelación necesarios para generar un substrato plano adecuado. Solamente cuando los planos especifiquen un coeficiente de planicidad* $F_F \leq 30$ de la superficie estructural, se podrán considerar rellenos de nivelación de menos de 100 kg/m^2 .

Comentario: para ampliar sobre la planicidad y números F , se puede consultar la Guía para la Construcción de Pisos y Losas de Concreto del Comité ACI 302.

2.4 Tabiques y particiones

Los tabiques y particiones interiores no incorporadas al sistema estructural deberán incluirse como cargas. Podrán considerarse como cargas uniformemente distribuidas sobre el entrepiso, tomando en cuenta el peso unitario de los mismos y su densidad de construcción. Ocasionalmente será posible considerarlas como cargas lineales aplicadas al entrepiso.

Cuando los tabiques interiores sean relocizables y no estén específicamente indicados en los planos de estructuras se consignará en los planos las suposiciones de carga de tabiques y los materiales de tabique previstos. En oficinas, vivienda y áreas para locales comerciales se deberá tomar una carga de tabiques no inferior a 75 kg/m^2 .

Comentario: 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 m^2 de tabiquería por cada metro cuadrado de superficie de piso.

2.5 Fachadas y cerramientos perimetrales

Las paredes exteriores de cierre, sillares, ventanería, muros cortina, barandales y otros cerramientos perimetrales deberán incluirse como cargas lineales uniformemente distribuidas sobre el perímetro del entrepiso.

2.6 Equipos fijos

Los equipos fijos rígidamente sujetos a la estructura de deberán considerar carga muerta

2.7 Equipos pesados

Los equipos fijos cuyo peso exceda al 50% de la provisión de carga viva concentrada alterna especificada en el capítulo 3 de esta norma deberán ser tomados específicamente en cuenta por el ingeniero estructural que decidirá si son carga muerta o carga viva. El diseñador general informará oportunamente al ingeniero estructural sobre la presencia de estas cargas.

3 CARGAS VIVAS

3.1 Definición

Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación (no debe incluirse cargas de viento y sismo)

3.1.1 Las cargas vivas en las cubiertas no accesibles, son aquellas causadas por los materiales, equipos y trabajadores, utilizados en el mantenimiento.

3.2 Cargas concentradas

Las cargas vivas concentradas (P_v) se aplicarán sobre el área real de aplicación conocida. Cuando el área de aplicación no se conozca, la carga viva concentrada (P_v) se distribuirán de acuerdo con el inciso 3.3 (b) y se aplicarán en la posición que ocasione los efectos más desfavorables.

3.3 Cargas vivas especificadas

- (a) Cargas uniformemente distribuidas (W_v): los entrepisos se diseñarán para las cargas uniformemente distribuidas mínimas especificadas en el cuadro 3.1
- (b) Cargas concentradas (P_v): se verificará que los entrepisos resistan localmente las cargas concentradas especificadas en el cuadro 3.1 que simulan efectos de equipo y mobiliario pesados. Estas cargas se colocarán en las posiciones más desfavorables; en el entrepiso sobre un área de 750 mm por 750 mm. Las cargas de los párrafos (a) y (b) no se aplicarán simultáneamente; se utilizarán para diseño las condiciones más críticas.
- (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 serán de 900 kg cada una. Las cargas de los párrafos (a) y (c) no se aplicarán simultáneamente; se utilizará para diseño la condición local más crítica.

- (d) Escaleras: los escalones individuales de una escalera se diseñarán para una carga concentrada de 150 kg. Las escaleras como un todo se diseñarán según lo especificado en la tabla 3-1.
- (e) Cargas especiales y cargas de impacto: el diseño deberá considerar agentes generadores de cargas de impacto y de otras cargas especiales. Los más comunes se listan en la tabla 3-1.
- (f) Cargas vivas de cubiertas pesadas, con o sin acceso, donde la cubierta en sí tenga un peso propio que exceda 120 kg/m^2 se listan en la tabla 3-1. La carga se aplica a la proyección horizontal de las cubiertas.
- (g) Cargas vivas de cubiertas livianas: la estructura portante de techos enlaminados, de cubiertas con planchas livianas y de cubiertas transparentes se diseñará para las cargas listadas en la tabla 3-1. La carga se aplica a la proyección horizontal de las cubiertas.
- (h) Si queda establecido 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.

3.4 Cargas vivas de uso frecuente

Tabla 3-1

Tipo de ocupación o uso	W _v (kg/m ²)	P _v (kg)
Vivienda		
Balcones	500	
Habitaciones y pasillos	200	
Escaleras	300	
Oficina		
Pasillos y escaleras	300	
Oficinas	250	800
Áreas de cafetería	500	
Hospitales		
Pasillos	500	450
Clínicas y encamamiento	250	
Servicios médicos y laboratorio	350	800
Farmacia	500	
Escaleras	500	
Cafetería y cocina	500	
Hoteles		
Habitaciones	200	450
Servicios y áreas públicas	500	800
Educativos		
Aulas	200	400
Pasillos y escaleras	500	
Salones de Lectura de Biblioteca	200	400
Área de estanterías de Biblioteca	700	800
Reunión		
Escaleras privadas	300	Ver 3.3(d)
Escaleras públicas	500	Ver 3.3(d)
Balcones	500	
Vestíbulos públicos	500	
Plazas a nivel de la calle	500	800
Salones con asiento fijo	300	
Salones sin asiento fijo	500	800
Escenarios y circulaciones	500	
Garajes		
Garajes para automóviles de pasajeros	250	Ver 3.3(c)
Garajes para vehículos de carga (2,000 Kg)	500	Ver 3.3(c)
Rampas de uso colectivo	750	Ver 3.3(c)
Corredores de circulación	500	Ver 3.3(c)
Servicio y reparación	500	Ver 3.3(c)

Tabla 3-1 (continuación)

Tipo de ocupación o uso	W _v (kg/m ²)	P _v (kg)
Instalaciones deportivas públicas		
Zonas de circulación	500	
Zonas de asientos	400	
Zonas sin asientos	800	
Canchas deportivas	ver nota ^(a)	
Almacenes		
Minoristas	500	800
Mayoristas	600	1,200
Bodegas		
Cargas livianas	600	800
Cargas pesadas	1,200	1,200
Fábricas		
Industrias livianas	500	800
Industrias pesadas	1,000	1,200
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)	
Cubiertas 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)	50 ^(b)	

Nota: (a) carga depende del tipo de cancha

(b) sobre proyección horizontal

3.5 Empuje en pasamanos y barandas

3.5.1 Las barandas y pasamanos de escaleras y balcones, deben diseñarse para que resistan una fuerza horizontal de 100 kg/m aplicada en la parte superior de la baranda o pasamanos y deben ser capaces de transmitir esta carga a través de los soportes a la estructura.

3.5.2 Para viviendas unifamiliares, la carga mínima es de 40 kg/m.

3.5.3 En estadios y otras instalaciones deportivas, esa carga mínima horizontal no debe ser menor a 250 kg/m. En estos y otros escenarios públicos, las barandas deberán ser sometidas a pruebas de carga, las cuales deber ser dirigidas y documentadas por el ingeniero responsable de la obra antes de ser puestas en servicio.

3.5.4 Los sistemas de barreras de vehículos, en el caso de automóviles de pasajeros, se deben diseñar para resistir una única carga de 3,000 kg, aplicada horizontalmente en cualquier dirección al sistema de barreras, y debe tener anclajes o uniones capaces de transferir esta carga a la estructura.

3.5.5 Para el diseño del sistema de barreras, se debe suponer que la carga va a actuar a una altura mínima de 0.5 m por encima de la superficie del piso o rampa sobre un área que no exceda 0.3 m de lado, y no es necesario suponer que actuará conjuntamente con cualquier carga para pasamanos o sistemas de protección especificada en el párrafo anterior.

3.5.6 Las cargas indicadas no incluyen sistemas de barreras en garajes para vehículos de transporte público y camiones; en estos casos se deben realizar los análisis apropiados que contemplen estas situaciones.

3.6 Carga parcial

Cuando la luz de un elemento esté cargada parcialmente con la carga viva de diseño produciendo un efecto más desfavorable que cuando está cargada en la totalidad de la luz, este efecto debe ser tomado en cuenta en el diseño.

3.7 Impacto

Cuando la estructura quede sometida a carga viva generadora de impacto, la carga viva debe incrementarse, para efectos de diseño, por los siguientes porcentajes

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%

3.8 Reducción de carga viva

3.8.1 Las cargas vivas uniformemente distribuidas especificadas en los incisos (a) y (f) de la sección 3.3, pueden reducirse en función del área tributaria por medio de un factor multiplicador K_v . La reducción no aplica a ninguno de los otros párrafos.

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

3.8.3 El factor de reducción para cargas uniformemente distribuidas será:

$$K_v = [1 - 0.008(A_T - 15)] \quad (3-1)$$

$$K_v \geq 0.77 - 0.23 \frac{M}{V} \quad (3-2)$$

3.8.4 En las expresiones anteriores A_T es el área tributaria en metros cuadrados y para ciertos miembros puede incorporar las áreas tributarias de varios pisos; M y V representan las cargas muerta y viva totales que tributen sobre el miembro; las ecuaciones no aplican a áreas tributarias menores que 15 metros cuadrados.

3.8.5 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. K_v será igual a 1.0 para lugares de reuniones públicas y cuando la carga viva sea 500 kg/m^2 o más.

3.9 Efectos dinámicos

Las edificaciones expuestas a excitaciones dinámicas producidas por el público tales como: estadios, gimnasios, teatros, pistas de baile, centros de reunión o similares, deben ser diseñadas de tal manera que tengan frecuencias naturales verticales iguales o superiores a 5 Hz.

Comentario: El efecto puede controlarse con el diseño de elementos horizontales continuos de periodos naturales verticales diferentes.

4 ASPECTOS SÍSMICOS

4.1 Alcances

Los requisitos de este capítulo establecen el 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*

4.2.1.1 El índice de sismicidad (I_0) es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad. 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.

4.2.1.2 Para efecto de esta norma, el territorio de la República de Guatemala se divide en macrozonas de amenaza sísmica caracterizadas por su índice de sismicidad que varía desde $I_0 = 2$ a $I_0 = 4$.

4.2.1.3 La distribución geográfica del índice de sismicidad se especifica en el Listado de Amenaza Sísmica por Municipios, Anexo A. Las macrozonas sísmicas se muestran gráficamente en Figura 4-1 que es el Mapa de Zonificación Sísmica de la República.

4.2.1.4 Adicionalmente, esta norma requiere la aplicación de un índice de sismicidad $I_0 = 5$ a nivel de microzona para tomar en cuenta condiciones sísmicas severas geográficamente localizadas (Como fallas geológicas activas o laderas empinadas).

4.2.1.5 Las zonas que deben tener índice de sismicidad $I_0 = 5$ están definidas en la norma NSE 2.1.

4.2.2 Nivel de protección sísmica

4.2.2.1 El Nivel de Protección Sísmica, necesario para alcanzar el objetivo de la sección 1.4.1 de la norma NSE 1 se establecerá en la tabla 4-1 en función del Índice de Sismicidad I_0 y la Clasificación de Obra.

4.2.2.2 Puede acatarse cualquier requerimiento que corresponda a un nivel de protección más alto que el nivel mínimo especificado en la tabla 4-1.

4.2.2.3 Nivel Mínimo de Protección Sísmica

Tabla 4-1
Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 5$	E	E	D	C
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

4.3 Sismos para diseño estructural

4.3.1 General

Esta norma define varios niveles de sismo para diseño estructural según la clasificación de la obra, como se indica en la sección 4.3.2.

Los sismos de diseño se describen por medio de espectros de respuesta sísmica simplificados para estructuras con 5% de amortiguamiento, a llamarse "espectros de diseño" o simplemente "sismos de diseño" que se obtienen conforme se especifica en la sección 4.3.3 ó se permite en la sección 4.4

4.3.2 *Definiciones*

4.3.2.1 Se define como "**sismo básico**" al que tiene un 10% de probabilidad 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 5 y NSE 7.

4.3.2.2 Se define como "**sismo severo**" al que tiene un 5 por ciento de probabilidad 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.

4.3.2.3 Se define como "**sismo extremo**" al que tiene una probabilidad del 2% de ser excedido en un período de 50 años. Este sismo es la base para el mapa de zonificación sísmica (Figura 4-1).

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

4.3.3 *Selección de parámetros*

4.3.3.1 *Parámetros iniciales*

Son los parámetros S_{cr} y S_{1r} cuyos valores para la República de Guatemala están especificados en el Listado de Amenaza Sísmica por Municipios en Anexo 1. La misma información, con menos detalle, puede obtenerse gráficamente del Mapa de Zonificación Sísmica de la República, figura 4-1.

Comentario: 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, sin 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 4-1 y para el listado por municipios puede consultarse en "Zonificación Sísmica de Guatemala" en Anexo 1.

4.3.3.2 *Ajuste por clase de sitio*

El valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser ajustado a las condiciones en la superficie, según el perfil del suelo que cubra al basamento en el sitio. Esto podrá hacerse en forma específica, según se indica en la sección 4.4 o en la forma genérica siguiente:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a \quad (4-1)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v \quad (4-2)$$

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 de 5% del crítico; F_a es el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos y se obtiene de la tabla 4-2; F_v es el coeficiente de sitio para períodos largos y se obtiene de la tabla 4-3. La caracterización de la clase de sitio, en función del perfil del suelo en el sitio, necesaria para utilizar las tablas 4-2 y 4-3 se establece en la sección 4.5

4.3.3.3 *Ajuste por intensidades sísmicas especiales*

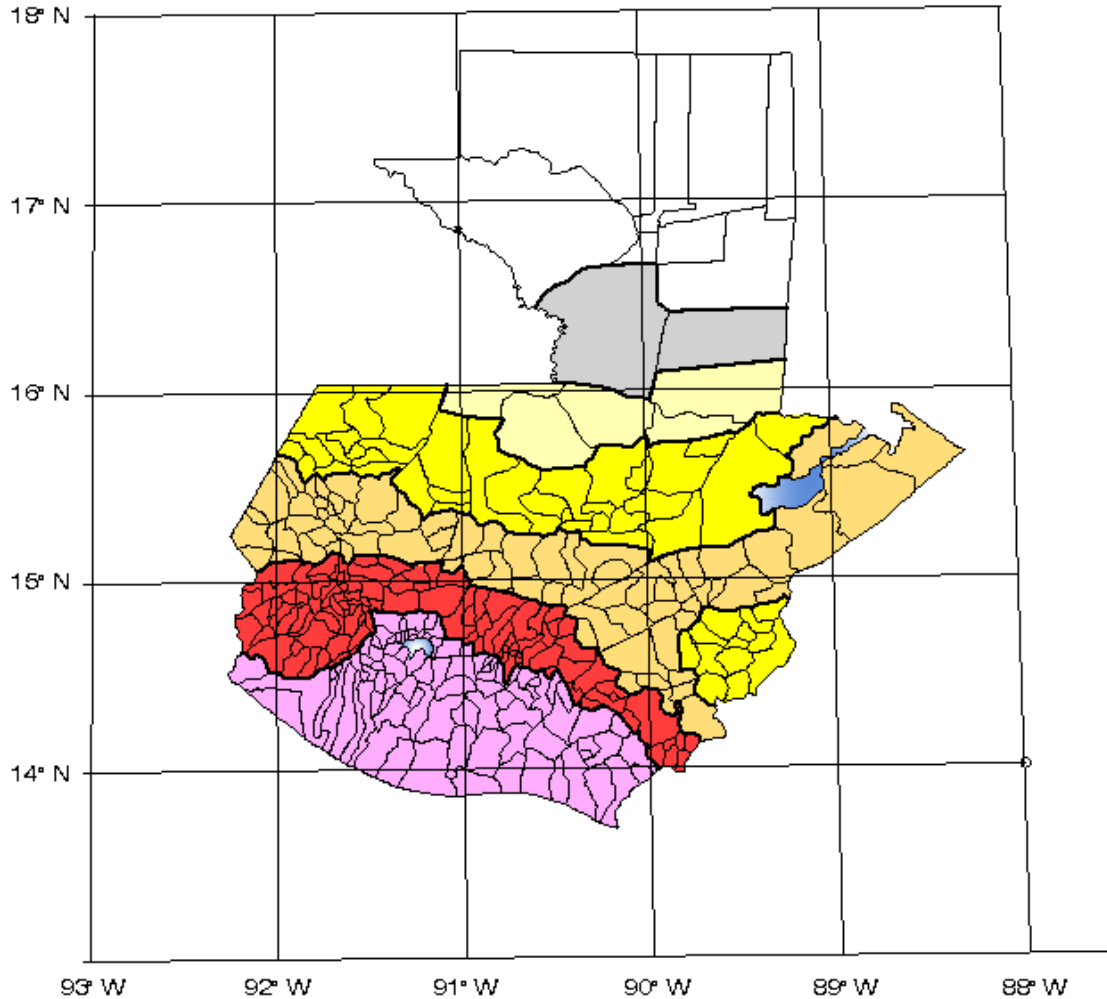
En algunos casos el valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio. Estas condiciones están señaladas en la sección 4.6. Cuando estén identificadas en el sitio de proyecto, se tomarán en cuenta en la forma genérica siguiente, excepto que la sección 4.6 permita opciones:








$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (4-1a)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (4-2a)$$

N_a y N_v son los factores que apliquen por la proximidad de las amenazas especiales indicadas en la sección 4.6.

Figura 4-1
Zonificación sísmica para la República de Guatemala



	Io	Scr	S1r
2a		0.50g	0.20g
2b		0.70g	0.27g
3a		0.90g	0.35g
3b		1.10g	0.43g
4		1.30g	0.50g
4		1.50g	0.55g
4		1.65g	0.60g

**ZONIFICACION SISMICA
REPUBLICA DE GUATEMALA**

**INDICE DE SISMICIDAD (Io)
Y PARAMETROS DEL SISMO EXTREMO
CON Pe=2% EN 50 AÑOS
Scr y S1r EN EL BASAMENTO ROCOSO**

MAPA AGIES BASADO EN RESIS II

4.3.3.4 Período de transición

El período T_s (en s) que separa los períodos cortos de los largos es

$$T_s = S_{1s} / S_{Cs} \quad (4-3)$$

4.3.3.5 Coeficiente de Sitio F_a

Tabla 4-2

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

4.3.3.6 Coeficiente de Sitio F_v

Tabla 4-3

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

4.3.4 Construcción de los espectros de diseño

4.3.4.1 Factores de escala

Los siguientes factores determinan los niveles de diseño:

Sismo ordinario	-- 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d=0.66$
Sismo severo	-- 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d=0.80$
Sismo extremo	-- 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d=1.00$
Sismo mínimo	-- condición de excepción	$K_d=0.55$

Comentario: La correspondencia entre las probabilidades de ocurrencia de los sismos de diseño y los factores de escala asociados puede consultarse en "Zonificación Sísmica de Guatemala" de las publicaciones especiales de AGIES.

4.3.4.2 Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{cd} = K_d S_{cs} \quad (4-4)$$

$$S_{1d} = K_d S_{1s} \quad (4-5)$$

Las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier período de vibración T , se definen con

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T \leq T_s \quad (4-6 \text{ a})$$

$$S_a(T) = S_{1d} / T \quad \text{si } T > T_s \quad (4-6 \text{ b})$$

4.3.4.3 Aceleración Máxima del Suelo (AMS)

Para los casos en que sea necesario estimar la Aceleración Máxima del Suelo del sismo de diseño se utiliza

$$AMS_d = 0.40 * S_{cd} \quad (4-7)$$

Comentario: Este parámetro es equivalente a la "Aceleración pico del suelo" (PGA) ampliamente utilizada como base del espectro de diseño antes de que se empezará a utilizar atenuación de coordenadas espectrales. Este parámetro fija el inicio del espectro de diseño en $T = 0$

4.3.4.4 Componente vertical del sismo de diseño

$$S_{vd} = 0.15 S_{cd} \quad (\text{EC 4-8})$$

4.3.4.5 **Casos especiales**

Para estructuras de período mayor que 8 s es electivo utilizar las ordenadas espectrales especiales del documento ASCE 7-05 Capítulo 11 para estructuras de período largo, o utilizar la ecuación 4-6b.

Para estructuras cuyo período fundamental sea menor que $0.2 T_s$ pueden utilizarse las ordenadas espectrales reducidas de la ecuación 11.4-5 de ASCE 7-05 únicamente si la estructura permanece elástica ($R = 1$) al estar sujeta al sismo de diseño correspondiente. Si $R > 1$ se aplica la ecuación 4-6a.

4.3.4.6 **Memoria de diseño**

Los niveles de diseño utilizados y los valores espectrales relevantes deberán ser consignados en planos y en los formularios con el informe de diseño estructural.

4.4 **Sismos específicos para un sitio determinado**

Hay dos instancias en que se define o puede definirse un sismo específico para un sitio determinado:

1. Cuando se necesite establecer el espectro de respuesta para un sitio clase F.
2. 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 85% de lo estipulado en 4.3.4.

4.4.1 **Establecer espectro en la superficie a partir de sismo en el basamento rocoso**

Se establecerá por métodos geofísicos analíticos basados en datos físicos relevantes para el sitio. Se puede utilizar como guía de criterio la sección 21.1 del documento ASCE 7-05. La sección 21.1.1 describe una manera de modelar la excitación sísmica en el basamento rocoso utilizando como factores de escala los parámetros S_{cr} y S_{1r} del sitio de interés. La sección 21.1.2 se refiere a modelar la columna de suelo. La sección 21.1.3 se refiere a la respuesta en la parte superior del perfil de suelo.

Se pueden utilizar otros métodos de análisis que estén de acuerdo a práctica geofísica reconocida. La metodología estará descrita en el informe geofísico - geotécnico, avalada por el ingeniero responsable de estudios de suelos.

4.4.2 *Establecer espectros aplicables al sitio con base en un análisis de amenaza sísmica*

Se puede utilizar como guía de criterio la sección 21.2 del documento ASCE 7-05. Se requiere efectuar un análisis de amenaza sísmica basado en modelos sismo-tectónicos aplicables a la región de interés de acuerdo a práctica de análisis reconocida. La sección 21.2.1 describe las características requeridas del espectro sísmico probabilístico (llamado sismo MCE en ASCE 7 y llamado sismo extremo en estas normas). Las ordenadas del espectro son aceleraciones con 5% de amortiguamiento y deben tener una probabilidad de excedencia de 2% en un período de 50 años. La sección 21.2.2 describe las características que debe tener un espectro determinístico extremo (bajo el concepto de “sismo máximo creíble”).

4.4.3 *Espectros permitidos en estas normas*

La sección 21.2.3 de ASCE 7-05 requiere que el espectro probabilístico y el espectro determinístico se comparen para generar un “espectro de sitio”. A diferencia del documento guía citado, estas normas permiten dos opciones:

- (a) **Establecer solamente un espectro determinístico** basado en la envolvente espectral generada de modelar la magnitud sísmica máxima creíble a la distancia más desfavorable en modelos tectónicos de las fallas regionales relevantes para el sitio. Las magnitudes máximas “creíbles” podrán basarse en criterios de sismos característicos para las fallas de interés. Se utilizarán las atenuaciones medias o medianas multiplicadas por 1.5. El espectro así calculado se considerará un “sismo extremo” como el descrito en la sección 4.3.2.
- (b) **Establecer un espectro probabilístico “extremo”** (probabilidad de excedencia de 2% en 50 años) y además establecer el espectro determinístico descrito en el párrafo anterior. Ambos espectros se pueden combinar, ya sea por criterio envolvente (como ASCE 7-05) o por un criterio de combinación ponderada. El espectro así calculado se considerará un “sismo extremo” como el descrito en la sección 4.3.2.

4.4.3.1 *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.

4.5 Clasificación del sitio

4.5.1 *General*

El sitio de interés se clasificará con base en las características del perfil de suelo en los 30 m bajo los cimientos.

Los sitios se clasificarán en alguna de las siguientes categorías: **AB, C, D, E ó F.**

La clasificación del sitio es necesaria para configurar correctamente el espectro del sismo de diseño.

Comentario: Las designaciones A a la F son usuales en la literatura técnica actual. Para la República de Guatemala no se ha considerado distinguir entre perfil A y B y se utilizan los parámetros correspondientes a perfil B.

4.5.2 *Perfil de suelo de los sitios clase AB*

Roca o depósitos densos profundos caracterizados por valores promedio de velocidad de onda de corte $V_{ps} > 750$ m/s. En el caso de roca sólida, roca moderadamente fragmentada y moderadamente intemperizada, la velocidad V_{ps} podrá ser estimada por geotecnista, geofísico o geólogo competente. La roca fragmentada, intemperizada o roca relativamente blanda requiere medición de campo de la velocidad V_{ps} o bien se clasificará como suelo C.

No podrá asignarse un perfil AB a un sitio donde haya más de 3.0 metros de un depósito de suelo entre el fondo de los cimientos y la superficie rocosa.

Comentario: Para el caso de ciudad de Guatemala se incluyen como posibles suelos AB los depósitos volcánicos del terciario (B), que comprenden rocas entre sanas y medianamente fracturadas, especialmente en las márgenes este y oeste del graben, así como también las rocas sedimentarias del cretácico (B'), que incluyen rocas de consolidación muy similar a la anterior, pero de origen sedimentario y que están presentes en el margen norte del graben. Para otras ciudades como Escuintla, Antigua, Zacapa, Cobán y Quetzaltenango se puede consultar la referencia 10 en Capítulo 14 de NSE 2.1.

4.5.3 *Perfil de suelo de los sitios clase F*

Cualquier perfil del suelo que contenga en los 30 metros debajo de los cimientos estratos que posean 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.
- Estratos de turbas y/o arcillas con alto contenido orgánico cuyo espesor sea mayor de 3 metros.
- Arcillas con espesores superiores a 7.50 m. e 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

Sitios con estas características tienden a ser poco confiables sísmicamente. **No podrán tratarse como las otras clases de sitio.** Se requiere un análisis específico de la columna de suelo para evaluar un espectro propio del sitio. Véase la sección 4.4. Además el ingeniero responsable de la geotecnia deberá referirse a la norma NSE 2.1 para asegurarse que el sitio de proyecto no tenga otras limitantes relacionadas con el perfil F del suelo.

4.5.4 Perfil del suelo en los sitios clase C, D o E

Cuando un sitio no califica como clase AB ni como clase F, se decidirá si es C, D, o E utilizando los criterios y mediciones resumidos en la tabla 4-4.

Para determinar la clase de sitio tiene preferencia el uso, conforme la tabla 4-4, de la velocidad ponderada de onda de corte V_{ps} calculada con la ecuación 4-10. Como una segunda opción, se podrá estimar un valor ponderado de resistencia a la penetración estándar N_p , calculada con la Ecuación 4-11, como base de criterio para determinar la clase de sitio. Una tercera opción es evaluar N_{nc} y S_{uc} con las ecuaciones 4-12 y 4-13 y escoger entre ambos el valor que indique menor rigidez de suelo.

Comentario sobre sitios clase C: Para el caso del Valle de Guatemala los posibles suelos C comprenden los depósitos piroclásticos conformados de ignimbritas, cenizas y arenas. Se presentan en casi toda la superficie del valle a algunos metros de profundidad. Los requisitos para perfil C se logran frecuentemente para proyectos con varios sótanos que penetran debajo de los depósitos superficiales menos densos.

Comentario sobre sitios clase E: Para el caso de la Ciudad de Guatemala probablemente deban incluirse en esta clasificación los aluviones fluviales cuaternarios, que son sedimentos aluviales holocénicos no consolidados incluyendo gravas, arenas, limos y arcillas, erosionados de los depósitos piroclásticos, formando lentes elongados de espesores de hasta 25 m.

Tabla 4-4
Guía para clasificación de sitio

Clase de Sitio		V_{ps} todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{nc} sector no-cohesivo	S_{uc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $S_{uc} < 25$ kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

4.5.5 *Dictamen geotécnico*

Cuando se desconozcan parcialmente las propiedades del perfil del suelo y no se tenga detalle suficiente para enmarcarlo dentro de alguna de las categorías, se deberá utilizar la clasificación D a menos de que el profesional responsable del suelo o bien datos geotécnicos generales indiquen que la clasificación pudiera ser E, en cuyo caso el profesional responsable aplicará lo más conservador. Si hay datos específicos o estudios geotécnicos generales que indiquen que el perfil pudiera ser F, el profesional responsable del suelo indicará en el informe geotécnico las evaluaciones necesarias a tomar, que serán congruentes con lo estipulado en la tabla 4-4. Debe consultarse el capítulo 4 de NSE 2.1.

Lo dictaminado sobre la clase de sitio formará parte del informe geotécnico avalado por el profesional responsable del suelo.

4.5.6 *Definición de parámetros de suelo*

Los valores V_{ps} , N_p , N_{nc} y S_{uc} son ponderaciones de inversos que destacan la influencia de estratos de poco espesor cuya presencia tiende a influenciar significativamente la vibración sísmica del perfil de suelo.

La velocidad ponderada de onda de corte se obtiene de la ecuación 4-10, donde d_i es el espesor del estrato i y V_{si} la velocidad en ese estrato.

$$V_{ps} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad (4-10)$$

$\sum_{i=1}^n d_i$ es 30 metros bajo el nivel de cimentación o un espesor total mayor si así se investigó.

El número ponderado de golpes de penetración *estándar* en la profundidad de 30 metros se obtiene con la Ecuación 4-11

$$N_p = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4-11)$$

donde los estratos de espesor d_i son todos los de la columna de suelo investigada, sean o no cohesivos.

En caso de utilizar el tercer criterio para determinar la clase de sitio conforme a la sección 4.5.4, se utilizarán las ecuaciones 4-12 y 4-13. Se observará que la sumatoria del espesor de estratos utilizada en cada ecuación, se refiere respectivamente al espesor parcial d_s de estratos no cohesivos, en ecuación 4-12 y espesor parcial d_c de estratos cohesivos, en ecuación 4-13. Ambos espesores parciales sumarán el mínimo de 30 metros de columna de suelo a investigar. El parámetro s_i es la resistencia al corte no-drenada del i -ésimo estrato cohesivo.

$$N_{nc} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad (4-12)$$

$$\sum_{i=1}^m d_i = d_s$$

$$S_{uc} = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_i}} \quad (4-13)$$

$$\sum_{i=1}^k d_i = d_c$$

4.6 Amenaza de intensidades sísmicas especiales

La identificación de los peligros tratados en esta sección se considera tarea 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 los entes ediles o estatales.

Comentario: existe información dispersa conocida por geólogos y geofísicos acerca de las amenazas naturales contenidas en esta sección. Se exhorta a los desarrolladores públicos y privados a tomar en cuenta esta información en los proyectos por medio de consultorías pertinentes. Una frecuente desventaja de la información disponible es que no tiene la precisión geográfica suficiente para aplicarla directamente en proyectos específicos.

Se consultará la norma NSE 2.1 por requerimientos adicionales relacionados con el sitio de proyecto.

4.6.1 Proximidad de fallas activas

En los casos en que el equipo de diseño del proyecto establezca la proximidad de fallas geológicas activas, se modificarán las ordenadas espectrales de diseño conforme a lo indicado en esta sección.

4.6.1.1 Método simplificado

Utilizar el procedimiento de la fuerza estática que se indica en la sección 1630.2.1 de UBC 97.

Comentario: este método esta basado en las tablas 16-S, 16-T y 16-U de la referencia UBC-97, observar que los factores numéricos han sido modificados respecto de los indicados en la referencia.

este método se basa en la sección 1630.2.1 de la referencia UBC 1997. Los factores numéricos han sido reducidos respecto de los indicados en la referencia.

Se calificarán las fallas activas próximas como Fuentes Sísmicas tipo A, B o C conforme la tabla 4-5. Se determinarán los Factores de Falla Cercana N_a y N_v conforme las tablas 4-6 y 4-7. Se aplicarán los factores N_a y N_v conforme lo indican las ecuaciones 4-1a y 4-2 a.

Tabla 4-5
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 (nota 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	$M_o < 6.5$	$TC < 2$

Nota 1: la zona de subducción de Guatemala no se considera por la distancia a la fuente
 Nota 2: la magnitud M_o y el TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente sísmica

Tabla 4-6
Factor N_a para períodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	≤ 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

Nota 1: tomar la 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
 Nota 2: utilizar el factor N_a que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes

Tabla 4-7
Factor N_v para períodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	≤ 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

Nota 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
 Nota 2: utilizar el factor N_v que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes

4.6.2 *Métodos alternos*

Otras metodologías debidamente sustentadas pueden utilizarse especialmente si están conexas con las evaluaciones de sitio específicas de la sección 4.4

5 FUERZAS DE VIENTO

5.1 Cargas de viento

5.1.1 *Alcance*

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñadas para resistir las cargas (empujes o succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que este proviene de cualquier dirección horizontal. En la estructura, la ocurrencia de empujes y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

5.1.2 *Requisitos*

Dirección del análisis: Las estructuras se analizan de manera que el viento pueda actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre si. Se elegirán aquellas que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura en estudio (o parte de la misma), tomando en cuenta la rugosidad del terreno según la dirección del viento.

5.1.3 *Volteo*

Debe verificarse la seguridad de las construcciones sin considerar las cargas vivas que contribuyen a disminuir el volteo. Para las obras importantes, ordinarias y utilitarias, la relación entre el momento estabilizador y el actuante de volteo no deberá ser menor que 1.5, y para las obras críticas y esenciales, no deberá ser menor que 2.0

5.1.4 *Levantamiento*

Las estructuras ligeras o provisionales, así como techos y recubrimientos de construcciones, pueden presentar problemas al generarse fuerzas de levantamiento debidas al viento. Al analizar esta posibilidad, se considerarán nulas las cargas vivas que disminuyen el efecto del levantamiento.

5.1.5 *Presiones interiores*

Se presentan en estructuras permeables, que son aquéllas con ventanas, ventilas o puertas que permiten la entrada y salida del aire de la construcción. El

efecto de estas presiones se combinará con el de las presiones exteriores, de manera que el diseño considere los efectos más desfavorables.

Comentario: En este capítulo se presenta el método básico para el cálculo de la presión dinámica de viento que será utilizado para calcular la fuerza aplicada a cada estructura no sensible a efectos dinámicos del viento o elemento de esta. Para estructuras sensibles a los efectos dinámicos, el diseñador estructural debe referirse al capítulo 26 de ASCE/SEI 7-10, cuyos métodos son recomendados también para todo tipo de estructura.

5.2 Método para el cálculo de la presión de diseño de viento

5.2.1 Exposición

Se debe asignar una exposición al sitio donde se diseñará la estructura.

5.2.1.1 Exposición B tiene suelo con edificaciones, bosques o irregularidades superficiales que cubre por lo menos el 20% del área a nivel del suelo, extendiéndose 1.50 km o más desde el lugar

5.2.1.2 Exposición C tiene suelo plano y generalmente abierto, extendiéndose 0.75 km o más desde el lugar en cualquier cuadrante completo.

5.2.1.3 Exposición D representa la exposición más crítica en áreas con velocidades básicas de viento de 120 km/h o mayores y tiene un terreno plano y sin obstrucciones frente a grandes cuerpos de agua de más de 1.5 km o mayores en ancho relativo a cualquier cuadrante del lugar de la obra. La exposición D se extiende al interior desde la costa 0.50 km ó 10 veces la altura de la edificación, lo que resulte mayor.

5.2.2 Velocidad básica del viento es la mayor velocidad que se asocia con una probabilidad anual del 2% medida en un punto situado a 10 m sobre el nivel del suelo para un área que tiene categoría de exposición C.

5.2.2.1 La velocidad básica mínima del viento en cualquier lugar no debe ser menor de la que se muestra en el mapa de zonas de Velocidad Básica del Viento para la República de Guatemala, figura 5-1.

5.2.2.2 El diseñador debe investigar si en el sitio de la obra se cuenta con registro de velocidades mayores a las del mapa de Velocidades Básicas del Viento, y utilizarlas.

5.3 Presiones de diseño de viento

5.3.1 Las presiones de diseño de viento para estructuras y elementos de las mismas se deben determinar para cualquier altura de acuerdo con

$$P = C_e C_q q_s I \quad (5-1)$$

donde

P es la presión de diseño de viento

C_e es el coeficiente de exposición (tabla 5-1)

C_q es el coeficiente de presión para la estructura o la parte de la misma bajo consideración (tabla 5-2)

q_s es la presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros como se establece en la tabla 5-3, y conforme la ubicación de la estructura según el mapa de zonas de Velocidad Básica del Viento (km/h) que aparece en la figura 5-1.

I es el factor de importancia. Usar 1.15 para obras esenciales y 1.0 para las otras clasificaciones.

5.4 Presión directa positiva

Las superficies que se encuentran en dirección opuesta al viento y perpendiculares a su trayectoria reciben un efecto de impacto directo de la masa de aire en movimiento. Este se conoce como lado de barlovento.

5.5 Presión negativa

En el lado opuesto a la dirección del viento, que se conoce como lado de sotavento, se genera una presión hacia fuera de la superficie de la construcción.

5.6 Diseño de las estructuras

Las estructuras deben diseñarse para las presiones calculadas utilizando la ecuación 5-1 y los coeficientes de presión.

5.7 Elementos y componentes de las estructuras

Las presiones de diseño de viento para cada elemento o componente de una estructura deben determinarse a partir de la ecuación 5-1 y de los valores C_q , y debe aplicarse perpendicularmente a la superficie. Para las fuerzas que actúan

hacia fuera el valor de C_e debe obtenerse en base a la altura promedio del techo y aplicarse a toda la altura de la estructura.

5.8 Coeficiente de exposición C_e

Tabla 5-1

ALTURA SOBRE EL NIVEL PROMEDIO DEL TERRENO (m)	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

Alturas menores a 4.50m debe utilizar el factor C_e para 4.50m
 Alturas mayores a 4.50m pueden ser interpoladas

5.9 Coeficiente de presión C_q

Tabla 5-2

ESTRUCTURA O PARTE DE LA MISMA	DESCRIPCIÓN	FACTOR C_q
1. Estructuras y Sistemas Primarios	<p>Muros: Muro en barlovento Muro en sotavento</p> <p>Techos: Viento perpendicular a la cumbrera Techo en sotavento o techo plano Techo en barlovento: Pendiente menor a 1:6 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 3:4 Pendiente mayor a 3:4 y menor a 1:1 Pendiente mayor a 1:1 Viento paralelo a la cumbrera y techo plano</p>	0.8 hacia adentro 0.5 hacia fuera 0.7 hacia fuera 0.7 hacia fuera 0.9 hacia fuera ó 0.3 hacia adentro 0.4 hacia adentro 0.7 hacia adentro 0.7 hacia fuera
2. Elementos y componentes que no están en áreas de discontinuidad	<p>Elementos de Muros: Todas las estructuras Estructuras encerradas y no encerradas Estructuras parcialmente encerradas Parapetos</p> <p>Elementos de Techos: Estructuras encerradas y no encerradas Pendiente menor a 7:12 Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1 Estructuras parcialmente encerradas Pendiente menor a 1:6 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12 Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1</p>	1.2 hacia dentro 1.2 hacia fuera 1.6 hacia fuera 1.3 hacia dentro o hacia fuera 1.3 hacia fuera 1.3 hacia fuera o hacia dentro 1.7 hacia fuera 1.6 hacia fuera 0.8 hacia dentro 1.7 hacia adentro o hacia fuera
3. Elementos y componentes en áreas de discontinuidades	Esquinas de Muros Aleros de techos, cornizas inclinadas o cumbreras sin voladizos Pendiente menor a 1:6 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12 Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1 Voladizos en aleros de techos, cornizas inclinadas o cumbreras y toldos	2.3 hacia arriba 2.6 hacia fuera 1.6 hacia fuera 0.5 sumado a los valores anteriores
4. Chimeneas, tanques y torres sólidas	Cuadrado o rectangular Hexagonal u octogonal Redondo o elíptico	1.4 en cualquier dirección 1.1 en cualquier dirección 0.8 en cualquier dirección
5. Torres de estructuras abiertas	Cuadrado y rectangular Diagonal Normal Triangular	4.0 3.6 3.2
6. Accesorios de torres (escaleras, conductos, lámparas y ascensores)	Elementos cilíndricos 51 mm o menor diámetro Mayores de 51 mm de diámetro Miembros planos o angulares	1.0 0.8 1.3
7. Señalización, astas de bandera, postes de luz y estructuras menores		1.4 en cualquier dirección

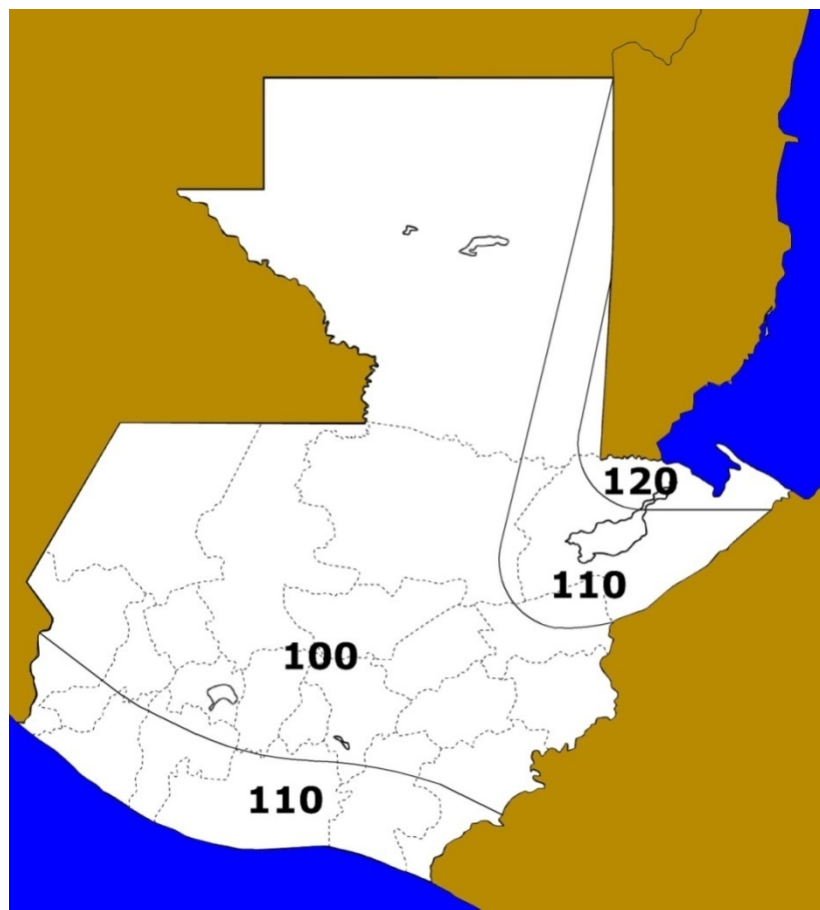
5.10 Presión de remanso del viento q_s

Tabla 5-3

Velocidad básica del viento (Km/h)	100	110	120
Presión (Pa)	474	573	682

5.11 Mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala (km/h)

Figura 5-1



Fuente: AGIES

6 OTRAS CARGAS

6.1 Aspectos volcánicos

6.1.1 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 deben diseñarse para resistir las cargas de arena volcánica húmeda, de acuerdo con las combinaciones de carga establecidas en el capítulo 8 de esta norma.

6.1.2 El diseñador estructural debe investigar la zona donde se construirá la obra, para establecer la altura de arena volcánica que se estimará, conforme la cercanía al volcán generador.

6.1.3 La carga se debe estimar de la altura en metros a considerar por la densidad de la arena húmeda que puede establecerse en $1,800 \text{ kg/m}^3$

6.2 Presiones hidrostáticas

Son presiones tipo F en las combinaciones de carga del Capítulo 8 de esta norma. Se consideran tipo F porque son presiones de líquidos con peso unitario y altura de tirante de líquido bien conocidas, de baja incertidumbre.

6.3 Empuje en muros de contención de sótanos

6.3.1 En el diseño de muros de contención de los sótanos y otras estructuras verticales localizadas bajo tierra, debe tomarse en cuenta el empuje lateral del suelo adyacente. Deben tenerse en cuenta las posibles sobrecargas tanto vivas como muertas que pueda haber en la parte superior del suelo adyacente. Cuando parte o toda la estructura de sótano está por debajo del nivel freático, el empuje debe calcularse para el peso del suelo sumergido y la totalidad de la presión hidrostática.

6.3.2 El coeficiente de empuje de tierra deberá elegirse en función de las condiciones de deformabilidad de la estructura de contención, pudiéndose asignar el coeficiente de empuje activo cuando las estructuras tengan la libertad de giro y de traslación; en caso contrario, el coeficiente será el de reposo o uno mayor hasta el valor del pasivo, a juicio del ingeniero geotecnista y de acuerdo con las condiciones geométricas de la estructura y de los taludes adyacentes.

6.4 Presión ascendente, subpresión en losas de piso de sótanos

6.4.1 En el diseño de la losa de piso del sótano y otras estructuras horizontales localizadas bajo tierra deben tomarse en cuenta la totalidad de la presión hidrostática aplicada sobre el área. La cabeza de presión hidrostática debe medirse desde el nivel freático. La misma consideración debe hacerse en el diseño de tanques y piscinas.

6.5 Suelos expansivos

6.5.1 Cuando existan suelos expansivos bajo la cimentación de la edificación, o bajo losas apoyadas sobre el terreno, la cimentación, las losas y los otros elementos de la edificación, deben diseñarse para que sean capaces de tolerar los movimientos que se presenten, y resistir las presiones ascendentes causadas por la expansión del suelo, o bien los suelos expansivos deben retirarse o estabilizarse debajo y en los alrededores de la edificación, de acuerdo con las indicaciones del ingeniero geotecnista.

6.6 Zonas inundables

6.6.1 En zonas inundables, el sistema estructural de la edificación debe diseñarse y construirse para que sea capaz de resistir los efectos de flotación y de desplazamiento lateral causados por los efectos hidrostáticos, hidrodinámicos y de impacto de objetos flotantes. El Ingeniero Estructural debe investigar el riesgo de inundación del sitio. Referirse a capítulo 12 de NSE 2.1

Comentario: pueden consultarse los mapas existentes en el INSIVUMEH.

6.7 Cargas de lluvia

6.7.1 En el diseño estructural de cubiertas se deben considerar los efectos de agua empozada.

6.7.2 El agua empozada se produce por obstrucción de los sistemas de drenaje de la cubierta, el cual puede ocurrir debido a residuos, hojas de árboles o granizo, entre otras fuentes de obstrucción.

6.7.3 Cada porción de un techo será diseñado para soportar la carga de toda el agua R que se acumulará a causa de lluvia sobre ella si el sistema de drenaje primario para esa porción está tapado, más la carga uniforme causada por agua

que asciende por encima de la entrada del sistema de drenaje auxiliar en su flujo de diseño.

6.7.4 Carga de lluvia sobre techo no deformado

$$R = 0.0098(d_s + d_h) \quad (6-1)$$

donde

R es la carga de lluvia sobre el techo no deformado, en kPa

d_s es la profundidad de agua sobre el techo no deformado hasta la entrada del sistema de drenaje secundario cuando el sistema de drenaje primario está bloqueado, en mm

d_h es la profundidad de agua adicional sobre el techo no deformado por encima de la entrada del sistema de drenaje secundario en su flujo de diseño, en mm

En el techo no deformado, no se consideran las deformaciones a causa de cargas (incluyendo cargas permanentes) cuando se determina la cantidad de lluvia sobre el techo.

6.7.5 Inestabilidad por estancamiento

El estancamiento se refiere a la retención de agua debida únicamente a la deformación de techos relativamente planos. Los techos con una pendiente menor al 2% serán investigados mediante un análisis estructural para asegurar que posean la rigidez adecuada para excluir la deformación progresiva (es decir inestabilidad) conforme la lluvia cae sobre ellos. La carga de lluvia será utilizada en este análisis. El sistema de drenaje primario dentro de un área sujeta a estancamiento será considerado como obstruido en este análisis.

6.7.6 Drenaje controlado

Los techos equipados con mecanismos para controlar el ritmo del drenaje serán equipados con un sistema de drenaje secundario a una elevación mayor, que limite la acumulación de agua en el techo por encima de esa elevación. Dichos 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 la carga uniforme causada por el agua que se eleva por encima de la entrada del sistema de drenaje secundario.

7 CARGAS ACCIDENTALES

7.1 Requisito

El diseño de estructuras nuevas deberá garantizar una Integridad Estructural General ante cargas accidentales como explosión, fuego o colisión de vehículos. Además de los requisitos de amarre entre partes de la estructura y entre los elementos estructurales que se dan por razones sísmicas, debe tomarse en cuenta que por razones de accidentes o debido a que la estructura se utiliza para fines diferentes a los previstos en el diseño, ésta puede sufrir daño local o la falta de capacidad resistente en un elemento o en una porción menor de la edificación. Debido a esto, los sistemas estructurales deben estar unidos con el fin de obtener una integridad estructural que les permita experimentar daño local sin que la estructura en general pierda su estabilidad ni se presente colapso progresivo.

7.2 Colapso de elementos estructurales

Será necesario revisar la estabilidad estructural asumiendo el colapso del elemento por efectos extraordinarios como fuego, explosión o colisión de vehículos.

7.3 Método de integridad estructural

El método más común para obtener integridad estructural consiste en disponer los elementos estructurales de tal manera que provean estabilidad general a la estructura, dándoles continuidad y garantizando que tengan suficiente capacidad de absorción y disipación de energía para que pueda redistribuir cargas desde una zona dañada a las regiones adyacentes sin colapso. Los sistemas estructurales que han demostrado un desempeño adecuado ante las cargas accidentales son las formadas por elementos de concreto reforzado fundido en el lugar y las estructuras metálicas con entrepisos de concreto reforzado.

8 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

8.1 General

8.1.1 Selección de combinaciones de carga para diseño estructural

La selección de combinaciones de carga para diseño estructural depende del método de diseño que corresponda según norma al sistema estructural de interés:

- (a) En los casos en que las normas de la serie NSE 7, u otras normas NSE, especifiquen el **“método de diseño por factores de carga y resistencia”** para diseñar el sistema constructivo respectivo, se utilizarán las combinaciones de la sección 8.2. El método de resistencia es conocido también como método de diseño por factores de carga y resistencia (*Load and Resistance Factor Design*, LRFD por sus siglas en inglés)
- (b) 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 8.3. El método de esfuerzos de servicio es conocido también como **“método de esfuerzos permisibles”** (*Allowable Stress Design*, ASD por sus siglas en inglés)
- (c) Las presiones en el suelo causadas por cimentaciones son un caso especial de un medio (el suelo) 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. Se recurrirá a las directrices del capítulo 10.

Notación

M	Cargas muertas	NSE 2, capítulo 2
V	Cargas vivas	NSE 2, capítulo 3
V _t	Cargas vivas de techo	NSE 2, capítulo 3
S _h	Carga sísmica horizontal	NSE 2, capítulo 4
S _v	Carga sísmica vertical	NSE 2, capítulo 4
W	Cargas de viento	NSE 2, capítulo 5
P _L	Cargas de Lluvia	NSE 2, capítulo 6

A _R	Cargas de Arena Volcánica (tefra)	NSE 2, capítulo 6
F	Presión de fluidos	NSE 2, capítulo 6
H	Presión de material a granel	sección 8.4 – nota 1
H	Presiones de suelos	sección 8.4 – nota 2
T	Efectos de cambios de temperatura	sección 8.4 – nota 3
X	Carga de explosión	sección 8.4 – nota 4
I _p	Impacto	sección 8.4 – nota 5

8.2 Combinaciones de carga para diseñar por Método de Resistencia

Se utilizarán las combinaciones de carga de esta sección para establecer las sollicitaciones que controlan el diseño por resistencia. No aplica a dimensionamiento de fundaciones.

8.2.1 Carga de gravedad

1.4M.	(CR1)
1.3M + 1.6V + 0.5(V _t o bien P _L o bien A _R)	(CR2)
1.3M + V + 1.6(V _t o bien P _L o bien A _R)	(CR3)

Reducciones a la carga viva

En todas las combinaciones donde se señala carga viva V, ésta es la carga V ya reducida si se ha optado por hacer las reducciones permitidas en el capítulo 3

8.2.2 Carga de sismo

1.2M + V + S _v ± S _h	(CR4)
0.9M – S _v ± S _h	(CR5)

Excepto que para diseñar muros y columnas, la ecuación CR5 puede limitarse a

$$1.0M - S_v \pm S_h \quad (\text{CR5a})$$

Comentario sobre sollicitaciones sísmicas:

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_h que corresponde al sismo horizontal puede estar compuesto por dos o más sumandos según se requiera en la norma NSE que rija el diseño de la estructura 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_h y S_v 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.

8.2.3 *Carga de viento*

$$1.2 M + V \pm 1.3 W + 0.5 P_L + 0.0 V_t \quad (\text{CR6})$$

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

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

Comentario sobre solicitaciones de viento:

El término W que representa a los efectos de viento puede constar de varios sumandos 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. No concurren las razones por las que la referencia ASCE 7-05 incrementó los factores de mayoración de viento.

8.2.4 *Casos en que hay empujes tipo F y/o tipo H*

$$\text{CR1} + 1.4F \quad (\text{CR8})$$

$$\text{CR2} + 1.2F + 1.6H \quad (\text{CR9})$$

Deberá ejercerse juicio de ingeniería para determinar si la combinación CR10 genera esfuerzos capaces de controlar el diseño. Además si F y/o H contrarrestan los efectos de reversión en CR11, considerarlas 0.

$$(\text{CR4 o CR6}) + F + 1.2H \quad (\text{CR10})$$

$$(\text{CR5 o CR7}) + F + H \quad (\text{CR11})$$

Comentario: Es posible que el suelo y las masas a granel (solicitaciones H) no actúen en fase con el resto de la estructura. Lo mismo aplica a las presiones de los fluidos (solicitaciones F). Consultar los fascículos sobre prácticas estructurales recomendables de AGIES.

8.2.5 Para casos en que se considera temperatura

$$\text{CR9} + 1.2 \text{ T} \qquad \qquad \qquad (\text{CR12})$$

Los esfuerzos generados por temperatura no se consideran concurrentes con viento o sismo. Puede aplicarse solamente a CR9 (o CR2 si no hay F o H que considerar)

8.2.6 Esfuerzos de diseño

Los esfuerzos correspondientes a las solicitaciones 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.

8.3 Combinaciones de carga para diseño por el Método de Esfuerzos de Servicio

Para algunos sistemas estructurales, las normas de la serie NSE 7 u otras normas SE, permiten que el diseño estructural de los elementos se haga por el método de esfuerzos de servicio. En esos casos, se utilizarán las combinaciones de carga en esta sección para establecer las solicitaciones que controlan el diseño. No aplica a dimensionamiento de cimentaciones.

8.3.1 Carga de gravedad

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

$$M + (V_t \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R) \qquad \qquad \qquad (\text{CS2})$$

$$M + 0.75V + 0.75 (V_t \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R) \qquad \qquad \qquad (\text{CS3})$$

Reducciones a la carga viva: en todas las combinaciones donde se señala carga viva V , ésta es la carga V ya reducida si se ha optado por hacer las reducciones permitidas en el capítulo 3 de la NSE 2

8.3.2 Carga de sismo

$$M + 0.70 (S_v \pm S_h) \qquad \qquad \qquad (\text{CS4a})$$

$$M + 0.75 V + 0.75 \times 0.70 (S_v \pm S_h) \qquad \qquad \qquad (\text{CS4b})$$

$$0.80 M \pm 0.70 (S_v \pm S_h) \qquad \qquad \qquad (\text{CS5})$$

Comentario sobre solicitaciones sísmicas:

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 un esfuerzo de servicio y no un esfuerzo cedente.

El término S_h que corresponde al sismo horizontal puede estar compuesto por dos o más sumandos según se requiera en la norma NSE que rija el diseño de la estructura 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_h y S_v 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.

8.3.3 *Carga de viento*

$$M \pm W \quad (CS6)$$

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

$$0.80 M \pm W \quad (CS8)$$

El sismo y el viento no se consideran concurrentes.

8.3.4 *Casos en que hay empujes tipo F y/o tipo H*

Se suman algebraicamente $F + H$ a las combinaciones CS1, CS2, CS3, CS4, CS6 y CS7. Se suma algebraicamente H a CS5 y CS8. H se tomará como 0 si contrarresta W o S

8.3.5 *Casos en que se considera temperatura*

Se suma algebraicamente T a la combinación CS1. Se suma algebraicamente $0.75 T$ a la combinación CS3. E , H y T son concurrentes en las combinaciones CS1 a CS3.

Los esfuerzos de temperatura no se consideran concurrentes con viento o sismo.

8.3.6 *Esfuerzos 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 8.3 no se permiten incrementos de esfuerzos por solicitaciones transitorias.

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

8.4 Casos de cargas aún no contemplados en la norma NSE 2

Para aplicar cargas aún no contempladas en la normativa actual deberá ejercerse juicio de ingeniería y consignar en planos el resumen de los criterios utilizados y de los documentos de referencia que apliquen.

Las siguientes notas servirán de orientación para algunos casos específicos.

Nota 1 -- Presiones de material a granel como en silos y otros depósitos

Las cargas que se generan sobre la estructura se descomponen en presiones laterales y cargas verticales. Los pesos específicos del material y las presiones ejercidas tienen incertidumbres relativamente altas. Las presiones laterales deben tratarse como cargas tipo H y las cargas verticales como cargas V pero que no son reducibles. Si se demostrara que los factores de mayoración correspondientes pueden reducirse, se podrán modificar, pero las cargas se seguirán considerando H y V (no-reducibles) en las combinaciones. Se observará que su masa sísmica no puede reducirse como la de una carga viva típica (frecuentemente se adoptará el 80% como masa efectiva).

Lineamientos para integración de cargas se pueden hallar en varias fuentes pero se recomienda consultar el Eurocódigo EC 1991-4.

Nota 2 -- Presiones de suelos

Los suelos en general son medios compuestos por partículas y/o fragmentos y son en ese sentido un material a granel. No obstante, muchos suelos tienen cohesión, otros presentan cementación (real o aparente) y eso los hace diferentes a los materiales a granel más comunes. Consecuentemente las presiones laterales deben tratarse como presiones tipo H. Las presiones verticales serán tratadas como cargas V no reducibles; además de no reducibles

son permanentes, pero frecuentemente las componentes verticales de la carga de suelo son externas a la estructura en sí. La masa sísmica que puede actuar sobre la estructura es altamente incierta y frecuentemente es reducida o nula. Los suelos volcánicos de Guatemala presentan características que no están consideradas en los libros de texto convencionales: las cenizas volcánicas e ignimbritas son no-cohesivas pero presentan cementación aparente (por la forma irregular de las partículas). Consecuentemente son más resistentes y son mucho menos deformables de lo que acreditan los textos extranjeros convencionales para este tipo de suelos volcánicos.

Lineamientos para el manejo de cargas estructurales generadas por suelos como los locales son poco frecuentes. Se recomienda consultar los títulos disponibles en la colección de publicaciones especiales AGIES de temas estructurales.

Nota 3 -- Efectos de temperatura

Generalmente son importantes en instalaciones industriales o en estructuras estáticamente indeterminadas de gran longitud o área.

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

Nota 4 -- Cargas de explosión

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 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 puede ser tratado en vez del 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.

Nota 5 -- Cargas de impacto

Los impactos también pertenecen a la categoría de cargas análogas a la de sismo porque la sollicitación excede la resistencia a la cedencia del sistema estructural; como combinación de carga puede ser tratado en vez del 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.

9 LINEAMIENTOS PARA DISEÑO DE CIMIENTOS

9.1 General

9.1.1 *Localización de las obras*

Las obras y edificaciones sólo se construirán sobre terrenos que tengan muy baja probabilidad de quedar sujetos durante su vida útil a inestabilidad por causa directa o indirecta de fracturas geológicas, derrumbes, deslizamientos, licuación del suelo, agentes meteorológicos u otras fallas estructurales de la masa de suelo, en el propio terreno o en las vecindades inmediatas del sitio. Referirse a la sección 10.1.

9.1.2 *Estudios geotécnicos*

El desarrollador está obligado a efectuar o solicitar los estudios geotécnicos requeridos, de acuerdo a la clasificación de la obra de capítulo 3 de la norma NSE 1, y los tipos de estudios geotécnicos señalados en la norma NSE 2.1. Referirse a la sección 10.2.

9.1.3 *Jerarquía de resistencias*

Los cimientos deberán alcanzar sus esfuerzos de cedencia antes de que el suelo incurra en falla estructural abrupta. Para ello el ingeniero geotécnista especificará para el suelo un margen de seguridad mayor que el que corresponde al sistema constructivo de los cimientos. Referirse a los lineamientos en la sección 9.3.

9.1.4 *Metodología*

Las dimensiones de las cimentaciones se establecerán limitando las presiones nominales o limitando las deformaciones que, según análisis estructural, causan en el suelo las solicitaciones enumeradas en la sección 9.2.

Las presiones nominales (o en su caso las deformaciones) no excederán los **valores admisibles** definidos en la sección 9.3.

La cimentación se diseñará por el método de resistencia u otro que se permita para el sistema constructivo del cimiento propiamente dicho, con las combinaciones de carga enumeradas en la sección 9.4.

9.1.5 Notación

La notación es igual a la utilizada en el capítulo 8.

M	Cargas muertas	NSE 2, capítulo 2
V	Cargas vivas	NSE 2, capítulo 3
V_p	Cargas vivas permanentes	sección 9.2.1
V_t	Cargas vivas de techo	NSE 2, capítulo 3
S_h	Carga sísmica horizontal	NSE 2, capítulo 4
S_v	Carga sísmica vertical	NSE 2, capítulo 4
W	Cargas de viento	NSE 2, capítulo 5
P_L	Cargas de Lluvia	NSE 2, capítulo 6
A_R	Cargas de Arena	NSE 2, capítulo 6
F	Presión de fluidos	NSE 2, capítulo 6
H	Presión de material a granel	sección 8.4 – nota 1
H	Presiones de suelos	sección 8.4 – nota 2
T	Efectos de cambios de temperatura	sección 8.4 – nota 3
X	Carga de explosión	sección 8.4 – nota 4
I_p	Impacto	sección 8.4 – nota 5

9.2 Solicitaciones para dimensionar cimientos

9.2.1 Combinaciones permanentes o de larga duración

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

En todas las combinaciones donde se señala carga viva V_p , ésta es la parte de la carga viva que se considera permanente. La fracción considerada permanente no será menor que el 50% de la carga viva total (reducible y no-reducible). Se permitirá, en lugar de la fracción anterior, utilizar la carga viva reducida si se ha optado por hacer las reducciones permitidas en el capítulo 3 de NSE 2.

9.2.2 *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 sin reducir. Considérese corta duración hasta 72 horas.

9.2.3 *Solicitaciones sísmicas*

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

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

Donde el término de sismo horizontal S_h deberá incluir el 100% de efectos de sismo en una dirección y 30% de efectos del sismo perpendicular.

Comentario: 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 ingeniero geotécnista. Como eso no se hace actualmente en geotecnia, la ingeniería estructural recurre al artificio contrario: reducir la carga sísmica del nivel de resistencia al que está definida, a un “nivel de servicio” artificial que es el 70% del nivel definido en el Capítulo 4 de esta norma.

9.2.4 *Reducción adicional de algunas solicitaciones sísmicas*

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

- (1) Hasta al 90% si las acciones de volteo provienen de un análisis dinámico modal o un análisis dinámico paso-a-paso descritos en la norma NSE 3.
- (2) 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 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.
- (3) No se podrán aplicar estas reducciones a los cimientos de sistemas estructurales de péndulo invertido (sistema E5, norma NSE 3).

9.2.5 *Solicitaciones de viento*

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

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

Donde el término de viento W debe incluir el 100% de efectos en una dirección y 30% de efectos del viento perpendicular.

Los efectos sobre la cimentación derivados de los momentos de volteo por viento que resultan del análisis estructural podrán reducirse hasta el 85%.

9.2.6 *Otras solicitaciones*

De existir empujes F y/o H se sumará algebraicamente $F + H$ a las combinaciones CCS2, CCS3 y CCS5. Se suma algebraicamente H a CCS4. H se tomará como 0 si contrarresta las solicitaciones W o S

De considerarse esfuerzos inducidos por la temperatura, se sumará algebraicamente la sollicitación T a CCS2 únicamente.

9.3 *Estimación de la capacidad del suelo*

9.3.1 *Capacidad soporte permisible del suelo (Q_a)*

Q_a se define como el máximo esfuerzo al que puede someterse el suelo bajo la acción de cargas de servicio. Considerando que la cimentación actuando a flexión tenga un factor de seguridad $FS_{cim} = F_{May} / \Phi_{flex}$, el factor de seguridad de la capacidad soporte permisible no será menor que

$$FS_{suelo} > \beta FS_{cim} \quad (9-1)$$

donde

F_{May} corresponde a una ponderación los factores de mayoración de la sección 10.4;

Φ_{flex} es el factor de reducción de capacidad del cimiento en flexión y β , no menor que 1.6, depende de la incertidumbre y falta de homogeneidad del suelo.

Comentario: Por ejemplo, si el cimiento es de concreto reforzado, $\Phi_{flex} = 0.90$ y (conservadoramente) $F_{May} = 1.6$; entonces $FS_{cim} = 1.78$ y al aplicar la ecuación 10-1 con $\beta = 1.7$, $FS_{suelo} = 3$, un valor frecuentemente utilizado. Si se concluyera (más realísticamente) que el factor de mayoración ponderado es 1.4 con $\Phi_{flex} = 0.90$ y $\beta = 1.6$, entonces $FS_{suelo} = 2.5$, quizás el mínimo aconsejable de usar con suelos relativamente homogéneos. La

decisión es responsabilidad del ingeniero geotécnico firmante. Nótese también que al evaluar la presión admisible con la ecuación 9.2b únicamente intervienen en el factor β .

Q_a será el menor valor entre

$$Q_r / FS_{\text{suelo}} \quad (9-2a)$$

$$Q_d / \beta \quad (9-2b)$$

donde

Q_r es el esfuerzo de ruptura por corte directo y Q_d es la presión media que produce la deformación máxima aceptable.

El resultado varía según el ancho y proporción largo/ancho del cimiento.

Cuando los cimientos se analizan como placas o estructuras rígidas (no deformables) que ejercen esfuerzos elásticos lineales sobre el suelo, las solicitaciones de la sección 9.2 no excederán los siguientes esfuerzos permisibles:

Esfuerzos por CCS1 $\leq Q_a$

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 $1.33 \leq K_s \leq 1.5$ según lo indique el ingeniero geotécnico en su informe, de tal manera que:

Esfuerzos por CCS2 $\leq K_s Q_a$

Esfuerzos por CCS3 o CCS4 $\leq K_s Q_a$

Esfuerzos por CCS5 o CCS6 $\leq K_s Q_a$

Comentario: La tecnología geotécnica actual expresa la capacidad estructural del suelo en términos de esfuerzos de servicio, como Q_a . La magnitud de este esfuerzo permisible está frecuentemente regida por las estimaciones de la potencial deformación (asentamiento) del suelo en el mediano a largo plazo. En general, el suelo soporta elásticamente cargas mayores a las indicadas por la capacidad soporte Q_a cuando éstas son de poca duración. Por eso el informe geotécnico suele dar un factor de multiplicación para incrementar la capacidad Q_s durante cargas transitorias como el viento o el sismo.

9.3.2 ***Excentricidad de las solicitaciones***

- (1) 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 caerá dentro del tercio medio del cimiento). Esto aplica a las combinaciones CCS1, CCS2, CCS5 y CCS6.
- (2) En el caso de las solicitaciones sísmicas (expresiones CCS3 y CCS4) la excentricidad tampoco deberá exceder un sexto de la longitud del cimiento porque el cálculo se hace con los efectos de volteo reducidos según 9.2.3 y 9.2.4.
- (3) En el caso de cimentaciones que resistan empujes tipo H o F se podrán admitir excentricidades que caigan fuera del tercio medio. En estos casos se tomará en cuenta que no se desarrollan tracciones entre el suelo y el cimiento.

9.3.3 ***Cálculos basados en módulos de subrasante***

Las cimentaciones se podrán dimensionar con base en módulos de subrasante (constante de resorte del suelo por metro cuadrado de superficie de cimiento).

- (1) Cuando se utilice esta metodología, el módulo de subrasante será aportado por un ingeniero geotecnista que lo estimará con base a prácticas aceptadas de ingeniería geotécnica, las cuales citará en su informe. El ingeniero geotecnista especificará un valor MRd para calcular las deformaciones que será menor o igual que el estimado medio del módulo (MRm)
- (2) Los asentamientos tolerables (los admisibles a largo plazo y los instantáneos) quedarán a juicio del ingeniero geotecnista. No excederán 40 mm (asentamiento absoluto más diferencial), a menos que se pueda argumentar que un asentamiento mayor es admisible. El responsable de estructuras vigilará los desplazamientos diferenciales que resulten del análisis para que sean compatibles con la capacidad de deformación de la estructura. Las rigideces de las cimentaciones de concreto reforzado tomarán en cuenta reducciones por secciones fracturadas. 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.
- (3) Las solicitaciones de análisis serán las de la sección 9.2.

- (4) Se verificará que las presiones resultantes del análisis sean compatibles con los valores admisibles que dictamine el ingeniero geotecnista.

9.3.4 ***Cimentación sobre pilotes o inclusiones similares en el suelo***

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

- (1) Cuando se utilice esta metodología, las capacidades portantes de los pilotes serán especificadas por un ingeniero geotecnista que las estimará con base a prácticas aceptadas de ingeniería geotécnica, las cuales citará en el informe geotécnico. El informe señalará, con fines de dejar constancia del criterio, si la capacidad portante proviene de acción de punta, acción de fricción o una combinación.
- (2) El ingeniero geotecnista indicará explícitamente si las capacidades especificadas son de servicio con un cierto factor de seguridad o si son valores límite. Esto permitirá al responsable estructural escoger las combinaciones de carga CCS o CCR que decidirán tamaño y longitud de las inclusiones. Dependerá de lo previamente acordado si el ingeniero geotecnista es el que dimensiona geoméricamente los pilotes con base en las solicitudes aportadas por el diseñador estructural, o si será éste quien dimensiona, con base en información aportada por el ingeniero geotecnista, o si será una combinación de lo anterior. El procedimiento acordado constará en el informe geotécnico y se resumirá como una anotación en los planos de cimentación.
- (3) Los asentamientos tolerables (los admisibles a largo plazo y los instantáneos) quedarán a juicio del ingeniero geotecnista. No excederán 40 mm (asentamiento absoluto más diferencial), a menos que se pueda argumentar que un asentamiento mayor es admisible. El responsable de estructuras tomará en cuenta los desplazamientos diferenciales que resulten del análisis para que sean compatibles con la capacidad prevista de deformación de la estructura.
- (4) Las combinaciones para dimensionar geotécnicamente los pilotes serán las de la sección 9.2 si la capacidad especificada en el informe geotécnico sigue el criterio tradicional de esfuerzos de servicio. **Importante:** En todos los casos, aún cuando se utilicen las combinaciones CCS3 y CCS4 de la sección 9.2.3, las cargas sísmicas de análisis S_h y S_v se multiplicarán por el factor de sobre-resistencia Ω_r definido en 1.6.2 de NSE 3 para dimensionar inclusiones y pilotes.

Comentario: El uso de los factores de sobre-resistencia contribuye a cumplir con la sección 9.1.3. No es posible garantizar la fluencia de un elemento sujeto a esfuerzos axiales (como un pilote) por lo que los esfuerzos inducidos en el suelo, en el extremo de

los pilotes, para el sismo de diseño, se mayoran con el factor Ω_r . Se sugiere intercambiar información con el ingeniero geotécnico para que los factores de seguridad incorporados finalmente al diseño sean realistas y no haya un exceso de conservadurismo.

- (5) Anclaje de pilotes a la superestructura: Para pilotes que requieran diseño por tracción, la conexión desarrollará la menor de las siguientes tres condiciones: la resistencia nominal a cedencia del refuerzo longitudinal del pilote; la tracción del sismo de diseño multiplicada por el factor de sobre resistencia; 1.3 veces la fuerza de extracción (combina la adherencia última más el peso del pilote más el peso de cabezal. Para cabezas de pilote que requieran conexión a momento, la conexión desarrollará la menor de la capacidad a cedencia del pilote (momento-corte-axial) o los efectos causados por el sismo de diseño, multiplicados por el factor de sobre-resistencia.

9.3.5 *Manejo de esfuerzos laterales en los cimientos*

- (1) Para todos los niveles de protección, los cabezales de pilotes hincados o colados en sitio estarán interconectados en dos direcciones por soleras capaces de desarrollar en tensión o compresión una fuerza igual o mayor que $0.10 * S_{cd} * P_y$, donde P_y es la carga mayor carga axial factorada (combinación CR2, sección 8.2.1) en el entorno de la solera. Las soleras pueden ser sustituidas por vigas incorporadas a la losa de pavimentación, o vigas uniendo la base de las columnas.
- (2) para todos los niveles de protección, las cimentaciones sobre zapatas aisladas o zapatas de grupos de columnas y muros, deberán tener una solera perimetral uniendo las zapatas más exteriores capaz de desarrollar una fuerza igual o mayor que $0.10 * S_{cd} * P_y$, donde P_y es la carga mayor carga axial factorada (combinación CR2, sección 8.2.1) en el entorno de la solera.
- (3) para niveles de protección D y E se instalará además del anillo prescrito en el inciso anterior, una retícula de soleras interconectando cimientos aislados. Para el nivel de protección D, 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 cumplirá con la carga especificada en los incisos anteriores. Las soleras pueden ser sustituidas por vigas incorporadas a la losa de pavimentación, o vigas uniendo la base de las columnas.
- (4) Donde los cimientos estén progresivamente escalonados porque la edificación se levanta sobre una pendiente la retícula de soleras será completa en dos direcciones. Donde el informe geotécnico reporte fisuras visibles en la masa de terreno bajo la cimentación la retícula de

soleras será completa en dos direcciones. En ambos casos la carga axial de referencia incrementará a $0.15 S_{cd}$.

9.4 Esfuerzos internos en los cimientos

Los esfuerzos internos en los cimientos se calcularán por el método de resistencia, con las combinaciones de carga de la sección 8.2 de NSE 2 y conforme los requerimientos para cada sistema constructivo en las normas de la serie NSE 7.

Los esfuerzos internos debidos a sismo en pilotes y otras inclusiones que transmitan cargas axiales se afectarán por el factor de sobre-resistencia Ω_r .

10 CONDICIONES DEL TERRENO Y ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

10.1 Localización de las edificaciones

Las edificaciones sólo se construirán solamente sobre terrenos que tengan baja probabilidad de quedar sujetos durante su vida útil a inestabilidad por causa directa o indirecta de fracturas geológicas, sismos, derrumbes, deslizamientos, licuefacción de suelo, agentes meteorológicos u otras fallas estructurales de la masa de suelo. Se construirán en terrenos que tengan una baja probabilidad de quedar soterrados por inestabilidad de terrenos próximos.

Comentario: La tecnología actual no puede ofrecer una condición de riesgo cero. Pero si puede evaluar probabilidades. La probabilidad aceptable de que ocurra un siniestro depende de las consecuencias del eventos. Si el evento involucra riesgo a la vida las tasa anuales de ocurrencias no deberían de ser mayores que 0.0004 (esto coincide con la definición del “sismo externo” en el capítulo 4). Si el evento no involucra riesgos a la vida sino únicamente riesgos económicos u operativos significativos, los criterios actuales aceptan tasas anuales de ocurrencia de 0.0010 para obras especiales y de 0.0020 obras ordinarias. Tratandose de garantías de “ningún daño” ante eventos naturales, la tecnología estructural actual, no puede usualmente ofrecer tasa anuales de ocurrencia menores de 0.0200.

10.2 Estudios geotécnicos

El diseñador está obligado a efectuar o solicitar los estudios geotécnicos requeridos, de acuerdo a la clasificación de la obra del capítulo 3 de la norma NSE 1; y los tipos correspondientes de estudios geotécnicos señalados en la norma NSE 2.1.

11 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 11.1 1991 Euro Code.
- 11.2 1997 Uniform Building Code.
- 11.3 2003 Código Modelo de Construcción para Cargas de Viento del Caribe.
- 11.4 2002 Normas de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala.
- 11.5 2005 ASCE/SEI 7-05.
- 11.6 2008 Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad de México.
- 11.7 2009 International Building Code.
- 11.8 2010 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.
- 11.9 2010 ASCE/SEI 7-10.
- 11.10 2010 Proyecto RESIS II.
- 11.12 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.
- 11.13 Mapa de Velocidad del Viento promedio anual, del Departamento de Investigación y Servicios Meteorológicos. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología de la República de Guatemala.

ANEXO A: LISTADO DE AMENAZA SÍSMICA POR MUNICIPIOS

Anexo A

No.	Municipio	Departamento	I_0	S_{cr}	S_{1r}
1	Acatenango	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
2	Agua Blanca	Jutiapa	3b	1.10 g	0.43 g
3	Aguacatán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
4	Almolonga	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
5	Alotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
6	Amatitlán	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
7	Antigua Guatemala	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
8	Asunción Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
9	Atescatempa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
10	Ayutla	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
11	Barberena	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
12	Cabañas	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
13	Cabricán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
14	Cajola	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
15	Camotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
16	Canillá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
17	Cantel	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
18	Casillas	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
19	Catarina	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
20	Chahal	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
21	Chajul	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
22	Champerico	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
23	Chiantla	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
24	Chicacao	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
25	Chicamán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
26	Chiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
27	Chichicastenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
28	Chimaltenango	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
29	Chinautla	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
30	Chinique	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
31	Chiquimula	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
32	Chiquimulilla	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
33	Chisec	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
34	Chuarrancho	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
35	Ciudad Vieja	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
36	Coatepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
37	Cobán (Norte)	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
	Cobán (Sur)	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
38	Colomba	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
39	Colotenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Anexo A (continuación)

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
40	Comapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
41	Comitancillo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
42	Concepción	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
43	Concepción Chiquirichapa	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
44	Concepción Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
45	Concepción Las Minas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
46	Concepción Tutuapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
47	Conguaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
48	Cubulco	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
49	Cuilapa	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
50	Cuilco	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
51	Cunén	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
52	Cuyotenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
53	Dolores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
54	El Adelanto	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
55	El Asintal	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
56	El Estor	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
57	El Jícaro	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
58	El Palmar	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
59	El Progreso	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
60	El Quetzal	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
61	El Rodeo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
62	El Tejar	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
63	El Tumbador	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
64	Escuintla	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
65	Esquipulas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
66	Esquipulas Palo Gordo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
67	Estanzuela	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
68	Flores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
69	Flores Costa Cuca	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
70	Fraijanes	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
71	Fray Bartolomé de las Casas	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
72	Génova	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
73	Granados	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
74	Gualán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
75	Guanagazapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
76	Guatatoya	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
77	Guatemala	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
78	Guazacapán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
79	Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Anexo A (continuación)

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
80	Huitán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
81	Huité	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
82	Ipala	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
83	Ixcán	Quiché	3a	0.90 g	0.35 g
84	Ixchiguan	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
85	Iztapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
86	Jacaltenango	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
87	Jalapa	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
88	Jalpatagua	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
89	Jerez	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
90	Jocotán	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
91	Jocotenango	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
92	Joyabaj	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
93	Jutiapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
94	La Democracia	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
95	La Democracia	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
96	La Esperanza	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
97	La Gomera	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
98	La Libertad	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
99	La Libertad	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
100	La Reforma	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
101	La Unión	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
102	Lanquín	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
103	Livingston Oriente	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
	Livingston Poniente	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
104	Los Amates	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
105	Magdalena Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
106	Malacatán	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
107	Malacatancito	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
108	Masagua	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
109	Mataquescuintla	Jalapa	4	1.50 g	0.55 g
110	Mazatenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
111	Melchor de Mencos	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
112	Mixco	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
113	Momostenango	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
114	Monjas	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
115	Morales	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
116	Morazán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
117	Moyuta	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
118	Nahualá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g

Anexo A (continuación)

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
119	Nebaj	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
120	Nentón	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
121	Nueva Concepción	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
122	Nueva Santa Rosa	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
123	Nuevo Progreso	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
124	Nuevo San Carlos	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
125	Ocós	San Marcos	4	1.65 g	0.60 g
126	Olintepeque	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
127	Olopa	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
128	Oratorio	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
129	Pachalum	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
130	Pajapita	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
131	Palencia	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
132	Palestina de Los Altos	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
133	Palín	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
134	Panajachel	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
135	Panzós	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
136	Parramos	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
137	Pasaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
138	Pastores	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
139	Patulul	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
140	Patzicía	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
141	Patzité	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
142	Patzún	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
143	Pochuta	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
144	Poptún	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
145	Pueblo Nuevo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
146	Pueblo Nuevo Viñas	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
147	Puerto Barrios	Izabal	4	1.30 g	0.50 g
148	Purulhá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
149	Quesada	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
150	Quetzaltenango	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
151	Quetzaltepeque	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
152	Rabinal	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
153	Raxruhá	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
154	Retalhuleu	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
155	Río Blanco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
156	Río Bravo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
157	Río Hondo	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
158	Sacapulas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g

Anexo A (continuación)

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
159	Salamá	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
160	Salcajá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
161	Samayac	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
162	San Agustín Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
163	San Andrés	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
164	San Andrés	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
165	San Andrés Sajcabajá	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
166	San Andrés Semetabaj	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
167	San Andrés Villa Seca	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
168	San Andrés Xecul	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
169	San Antonio Aguas Calientes	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
170	San Antonio Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
171	San Antonio Ilotenango	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
172	San Antonio La Paz	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
173	San Antonio Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
174	San Antonio Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
175	San Antonio Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
176	San Bartolo	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
177	San Bartolomé Jocotenango	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
178	San Bartolomé Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
179	San Benito	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
180	San Bernardino	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
181	San Carlos Alzatate	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
182	San Carlos Sija	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
183	San Cristóbal Acasaguastlán	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
184	San Cristóbal Cucho	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
185	San Cristóbal Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
186	San Cristóbal Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
187	San Diego	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
188	San Felipe	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
189	San Francisco	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
190	San Francisco El Alto	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
191	San Francisco La Unión	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
192	San Francisco Zapotitlán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
193	San Gabriel	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
194	San Gaspar Ixchil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
195	San Ildefonso Ixtahuacán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
196	San Jacinto	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
197	San Jerónimo	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
198	San José (Escuintla)	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g

Anexo A (continuación)

No.	Municipio	Departamento	I_0	S_{cr}	S_{1r}
199	San José (Petén)	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
200	San José Acatempa	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
201	San José Chacayá	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
202	San José del Golfo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
203	San José El Idolo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
204	San José La Arada	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
205	San José Ojetenam	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
206	San José Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
207	San José Poaquil	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
208	San Juan Atitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
209	San Juan Bautista	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
210	San Juan Chamelco	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
211	San Juan Comalapa	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
212	San Juan Cotzal	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
213	San Juan Ermita	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
214	San Juan Ixcoy	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
215	San Juan La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
216	San Juan Ostuncalco	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
217	San Juan Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
218	San Juan Tecuaco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
219	San Lorenzo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
220	San Lorenzo	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
221	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
222	San Lucas Tolimán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
223	San Luis	Petén	3a	0.90 g	0.35 g
224	San Luis Jilotepeque	Jalapa	3b	1.10 g	0.43 g
225	San Manuel Chaparrón	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
226	San Marcos	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
227	San Marcos La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
228	San Martín Jilotepeque	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
229	San Martín Sacatepéquez	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
230	San Martín Zapotitlán	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
231	San Mateo Ixtatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
232	San Mateo Ixtatán	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
233	San Miguel Acatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
234	San Miguel Chicaj	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
235	San Miguel Dueñas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
236	San Miguel Ixtahuacán	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
237	San Miguel Panán	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
238	San Miguel Petapa	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g

Anexo A (continuación)

No.	Municipio	Departamento	I_0	S_{cr}	S_{1r}
239	San Miguel Sigüilá	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
240	San Pablo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
241	San Pablo Jocopilas	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
242	San Pablo La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
243	San Pedro Ayampuc	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
244	San Pedro Carchá	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
245	San Pedro Jocopilas	Quiché	4	1.30 g	0.50 g
246	San Pedro La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
247	San Pedro Necta	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
248	San Pedro Pinula	Jalapa	4	1.30 g	0.50 g
249	San Pedro Sacatepéquez	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
250	San Pedro Sacatepéquez	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
251	San Pedro Soloma	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
252	San Rafael La Independencia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
253	San Rafael Las Flores	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
254	San Rafael Petzal	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
255	San Rafael Pie de la Cuesta	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
256	San Raymundo	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
257	San Sebastián	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
258	San Sebastián Coatán	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
259	San Sebastián Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
260	San Vicente Pacaya	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
261	Sanarate	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
262	Sansare	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
263	Santa Ana	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
264	Santa Ana Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
265	Santa Apolonia	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
266	Santa Bárbara	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
267	Santa Bárbara	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
268	Santa Catalina La Tinta	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
269	Santa Catarina Barahona	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
270	Santa Catarina Ixtahuacán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
271	Santa Catarina Mita	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
272	Santa Catarina Palopó	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
273	Santa Catarina Pinula	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
274	Santa Clara La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
275	Santa Cruz Balanyá	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
276	Santa Cruz Barillas	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
277	Santa Cruz del Quiché	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
278	Santa Cruz el Chol	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g

Anexo A (continuación)

No.	Municipio	Departamento	I _o	S _{cr}	S _{1r}
279	Santa Cruz La Laguna	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
280	Santa Cruz Muluá	Retalhuleu	4	1.65 g	0.60 g
281	Santa Cruz Naranjo	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
282	Santa Cruz Verapaz	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
283	Santa Eulalia	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
284	Santa Lucía Cotzumalguapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
285	Santa Lucía La Reforma	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
286	Santa Lucía Milpas Altas	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
287	Santa Lucía Utatlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
288	Santa María Cahabón	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
289	Santa María Chiquimula	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
290	Santa María de Jesús	Sacatepéquez	4	1.65 g	0.60 g
291	Santa María Ixhuatán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
292	Santa María Visitación	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
293	Santa Rosa de Lima	Santa Rosa	4	1.50 g	0.55 g
294	Santiago Atitlán	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
295	Santiago Chimaltenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
296	Santiago Sacatepéquez	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
297	Santo Domingo Suchitepéquez	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
298	Santo Domingo Xenacoj	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
299	Santo Tomás La Unión	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
300	Sayaxché	Petén	2b	0.70 g	0.27 g
301	Senahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
302	Sibilia	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
303	Sibinal	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
304	Sipacapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
305	Siquinalá	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
306	Sololá	Sololá	4	1.65 g	0.60 g
307	Sumpango	Sacatepéquez	4	1.50 g	0.55 g
308	Tacaná	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
309	Tactic	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
310	Tajumulco	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
311	Tamahú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
312	Taxisco	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
313	Tecpán Guatemala	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
314	Tectitán	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
315	Teculután	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
316	Tejutla	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
317	Tiquisate	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
318	Todos Santos Cuchumatanes	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

Anexo A (continuación)

No.	Municipio	Departamento	I_o	S_{cr}	S_{1r}
319	Totonicapán	Totonicapán	4	1.50 g	0.55 g
320	Tucurú	Alta Verapaz	3b	1.10 g	0.43 g
321	Unión Cantinil	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
322	Uspantán	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
323	Usumatlán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
324	Villa Canales	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
325	Villa Nueva	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
326	Yepocapa	Chimaltenango	4	1.65 g	0.60 g
327	Yupiltepeque	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
328	Zacapa	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
329	Zacualpa	Quiché	4	1.50 g	0.55 g
330	Zapotitlán	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
331	Zaragoza	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
332	Zunil	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
333	Zunilito	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g



CON EL APOYO DE:

