NSE 2.1

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

AGIES

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica

Normas de Seguridad Estructural para Guatemala

2018

Actualización 15/07/2020

NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL PARA GUATEMALA

NSE 2.1

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

Edición 2018
Actualización 15/07/2020

Normas de Seguridad Estructural para Guatemala
Estudios Geotécnicos
NSE 2.1 Edición 2018
Derechos reservados --
© Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES
Proyecto desarrollado por AGIES por medio de la Dirección de Comités Técnicos

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

El contenido técnico y opiniones expresados en este documento no reflejan de ninguna manera tecnología en uso ni opiniones de la Unión Europea, por lo que ésta no se hace responsable de la información que contiene este documento. Tampoco las otras organizaciones mencionadas.

La redacción, actualización y discusión de la Edición 2018 de estas normas ha sido posible por los aportes ad-honorem de tiempo de los miembros de los comités técnicos de AGIES y grupos revisores.

Nota de AGIES

Los aportes directos de nuestros patrocinadores se utilizan para diseminación de tecnología por medio de seminarios, mesas técnicas de trabajo, conferencias, cursos cortos, publicaciones colaterales y otros medios de difusión. Los aportes para impresión y publicación se reciben frecuentemente en especie.

La redacción de los documentos, la investigación bibliográfica o de campo y actividades relacionadas con la actualización y/o generación de textos, son aportadas por los miembros de los comités técnicos en su propio tiempo disponible. Ningún directivo de AGIES y ningún miembro de comités técnicos reciben emolumentos por parte de AGIES.

AGIES
Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
Edificio de los Colegios Profesionales de Guatemala
Cuarto Nivel
Zona 15, Ciudad de Guatemala 0115
Guatemala
Tel. (502) 5493-0807
www.agies.org

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

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

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

NSE 2.1

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

Edición 2018
Actualización 15/07/2020

RECONOCIMIENTO

Este documento ha sido elaborado por un comité de ingenieros bajo la supervisión de la Dirección de Comités Técnicos de AGIES.

Director Comités Técnicos

- Dr. Héctor Monzón Despang

Comité Redactor

- Ing. Alberto Pérez Zarco
- Dr. Rodolfo Semrau Lago
- Ing. Héctor Valdéz Arandi
- Dr. Fernando Callejas Benitez

Se agradece el aporte de comentarios de:

- Ing. José Antonio Rodas
- Ing. Erik Flores
- Ing. Byron Paiz

Coordinación

- Inga. Lucia Mercedes Borja Ortiz
- Ing. Fernando Szasdi Bardales

Créditos

- Organización y Diseño: AGIES
- Diagramación: Nydia Monroy
- Foto de portada: Ing. Fernando Szasdi Bardales

TABLA DE CONTENIDO

PRÓLOGO

CAPÍTULO 1
GENERALIDADES
1.1 — Título
1.2 — Alcance
1.3 — Objetivos

CAPÍTULO 2
CLASIFICACIÓN DE SITIOS
2.1 — Condiciones del suelo

CAPÍTULO 3
CRITERIO BÁSICO
3.1 — Caracterización geotécnica y geológica del sitio

CAPÍTULO 4
CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO
4.1 — Introducción
4.2 — Clasificación de los estudios geotécnicos
  4.2.1 — Visita al sitio o reconocimiento preliminar
  4.2.2 — Estudio Geotécnico General Tipo I
  4.2.3 — Estudio Geotécnico General Tipo II
  4.2.4 — Estudio Geotécnico General Tipo III, obras de gran envergadura
  4.2.5 — Estudio Geotécnico General Tipo IV, para atender problemas específicos
4.3 — Profesionales que pueden realizas los estudios geotécnicos
4.4 — Contenido mínimo de los estudios geotécnicos
  4.4.1 — Estudio Geotécnico General Tipo I
  4.4.2 — Estudio Geotécnico General Tipo II
  4.4.3 — Estudio Geotécnico General Tipo III
  4.4.4 — Estudio Geotécnico General Tipo IV
4.5 — Metodología de los estudios geotécnicos
  4.5.1 — Clasificación de sitio según facilidad de investigación
  4.5.2 — Prospección
  4.5.3 — Ensayos de campo
  4.5.4 — Toma de muestras
  4.5.5 — Caracterización de macizos rocosos
  4.5.6 — Actividades de gabinete y laboratorio
  4.5.7 — Diseño y construcción de la cimentación

CAPÍTULO 5
CIMENTACIÓN
5.1 — Introducción
5.2 — Alcance
5.3 — Requerimientos
5.4 — Suelos cuestionables
5.5 — Suelos expansivos
5.6 — Nivel de las aguas subterráneas
5.7 — Estados de desempeño
5.8 — Estado límite de servicio o permisible
5.9 — Elección de la profundidad de cimentación
5.10 — Capacidad Soporte
5.11 — Momento de Volteo

CAPÍTULO 6
EXCAVACIONES
6.1 — Introducción.
6.2 — Definición

CAPÍTULO 7
ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES

CAPÍTULO 8
ESTUDIO DE FALLAS ACTIVAS

CAPÍTULO 9
LICUEFACCIÓN DE SUELOS
9.1 — Definición
9.2 — Susceptibilidad a la licuefacción
9.3 — Potencial de licuefacción

CAPÍTULO 10
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXO A
CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO

PRÓLOGO

Esta Norma constituye la versión ampliada de lo que fue en su inicio la edición 1996, que luego se constituyó en el capítulo 2 de la NR-2 en la edición 2001 y por último en la NSE 2.1 en la edición 2010. En su elaboración participaron profesionales de la Asociación Guatemalteca de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, AMSIG.

En la realización de la presente norma sirvieron de base muchos de los códigos y reglamentos ya existentes a nivel mundial, de los cuales se han tomado las partes que se consideraban importantes y aplicables en nuestro medio. Así, la presente norma persigue utilizar los principales aspectos emanados por diversos códigos y ponerlos en práctica en nuestro medio, evaluar su aplicabilidad y aceptación.

Dentro de los documentos base para la elaboración de la presente norma se encuentran: el IBC 2006 y 2009, que son documentos referentes no solo para la presente normativa sino también para otras normativas elaboradas por AGIES, que no solo pretende ponerlas en práctica; si no también validar su aplicación, para luego adoptarlas definitivamente o bien adaptarlas a las necesidades a nivel local.

Esta norma tiene como objetivo buscar un desempeño satisfactorio de las estructuras a través de la correcta evaluación de la interacción suelo estructura. El desempeño de las cimentaciones es crucial para la funcionalidad de las estructuras y por consiguiente para seguridad de las mismas.

Comité Técnico NSE 2.1

CAPÍTULO 1 — GENERALIDADES

1.1 — Título

1.1.1 Esta norma de seguridad estructural podrá formar parte de un reglamento de construcción y se denominará en adelante como “esta norma”.

1.2 — Alcance

1.2.1 El alcance de esta norma es dar lineamientos geotécnicos de análisis y diseño de cimentaciones, obras de contención y otros aspectos geotécnicos que se deban tener en cuenta en el diseño y construcción de proyectos de desarrollo o infraestructura. Entre los temas que cubren estas normas se incluyen: fijar los estudios mínimos que se deben realizar para identificar las condiciones de sitio, así como las amenazas y la delimitación de las áreas de riesgo potencial. Las presentes normas deben ser revisadas y actualizadas periódicamente, pudiendo ser modificadas en etapas posteriores, ya sea porque así lo pidan estudios que actualicen el nivel del conocimiento o por el advenimiento de nuevas reglamentaciones sobre el tema.

1.3 — Objetivos

1.3.1 Los objetivos de estas normas son:

(a) Establecer los parámetros mecánicos del suelo para el desarrollo de edificaciones, obras de infraestructura y estabilidad de taludes y laderas.

(b) Establecer los lineamientos y parámetros técnicos mínimos obligatorios para la realización de estudios geotécnicos que se requieren para identificar las amenazas geológicas y/o geotécnicas de los sitios en los que se pretenda desarrollar o construir edificaciones y obras de infraestructura.

(c) Reglamentar los estudios técnicos mínimos que se requieren para determinar los niveles de amenaza geológica y/o geotécnica de cualquier proyecto, así como las medidas de mitigación requeridas.

FIN DEL CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 2 — CLASIFICACIÓN DE SITIOS

2.1 — Condiciones del suelo

2.1.1 Es de carácter obligatorio llevar a cabo las investigaciones necesarias a fin de clasificar el suelo de acuerdo con los procedimientos establecidos en los capítulos subsecuentes de esta norma.

2.1.2 En el Capítulo 4 de esta norma se dan procedimientos adicionales para la investigación y clasificación del suelo.

2.1.3 El sitio de construcción y el subsuelo deberán ser evaluados tomando en cuenta los riesgos asociados, tales como; ruptura o fallamiento por corte del suelo, asentamientos causados por compresibilidad del suelo en condiciones estáticas, inestabilidad de taludes, asentamientos causados por cargas dinámicas (sísmicas) y asentamientos o deformaciones permanentes causados por licuación o licuefacción. La posibilidad de ocurrencia de dichos fenómenos se investigará de acuerdo con la categoría ocupacional de la obra.

2.1.4 El efecto del sismo sobre el subsuelo deberá ser tomado en cuenta de acuerdo con los tipos de suelo presentes y a sus propiedades, mediante la consideración de lo establecido en la sección 4.3 de la norma NSE 2.

FIN DEL CAPÍTULO 2

CAPÍTULO 3 — CRITERIO BÁSICO

3.1 — Caracterización geotécnica y geológica del sitio

3.1.1 Debe ser la Autoridad Competente, definida en la sección 1.2 de la norma NSE 1, la encargada de exigir la evaluación específica de cada terreno en el que se planifique un proyecto en el área bajo su jurisdicción, para determinar las propiedades mecánicas del suelo e identificar las amenazas geológicas y/o geotécnicas. Esta evaluación deberá de ser realizada por profesionales colegiados activos

FIN DEL CAPÍTULO 3

CAPÍTULO 4 — CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

4.1 — Introducción

4.1.1 Los estudios geotécnicos se realizan para conocer las condiciones del terreno y del subsuelo y proporcionar los parámetros geotécnicos que permitan efectuar un análisis y diseño estructural adecuado. Estos estudios también incluirán las medidas de mitigación para los riesgos identificados. Los estudios se clasifican en cuatro tipos, dependiendo de la clasificación de la obra, de la aplicación y jerarquía del Estudio siendo en su orden de importancia los siguientes:

(a) Estudio Geotécnico Tipo I, para obras utilitarias y obras ordinarias de hasta 200 m^2 de construcción.
(b) Estudio Geotécnico Tipo II, para obras ordinarias.
(c) Estudio Geotécnico Tipo III, para obras importantes y esenciales.
(d) Estudio Geotécnico Especial Tipo IV, para investigar amenazas geotécnicas y/o geológicas, esto sin importar la clasificación de la obra.

4.1.2 Los estudios geotécnicos deben ser requeridos previos al período de diseño y están orientados principalmente hacia el conocimiento del tipo de sitio y de las características de las unidades geotécnicas que conforman el subsuelo y su estructura.

4.1.3 Los estudios geotécnicos requieren comprender las condiciones del entorno (estabilidad general), evaluando la existencia de amenazas naturales que puedan afectar al proyecto. De existir estas amenazas, se deben delimitar, cuantificar y hacer las recomendaciones para mitigar el riesgo. Se debe definir el área y la profundidad de influencia de las cargas de la obra sobre el terreno, lo que servirá para planificar las actividades mínimas de exploración.

4.2 — Clasificación de los estudios geotécnicos

4.2.1 ***Visita al sitio o reconocimiento preliminar —*** Es obligatorio que el profesional responsable realice una visita al sitio de construcción en la que se verifiquen las condiciones superficiales generales del mismo y su entorno, para determinar en función del proyecto a desarrollar el tipo de estudio a realizar.
En el caso de tratarse de obras menores (menos de 100 m2 de construcción), tales como; levantado de muros perimetrales, ampliación o remodelación de obras existentes, etc. Se podrá utilizar el informe por escrito de dicha visita como un estudio de suelos. Quedando a criterio de la autoridad competente la solicitud de los estudios adicionales que ésta crea convenientes.

4.2.2 — *Estudio Geotécnico Tipo I*

(a) El Estudio Geotécnico Tipo I está orientado a obras utilitarias, y obras ordinarias de hasta 200 m2 de construcción, a construir en un terreno no sujeto a amenazas geológicas tales como deslizamientos, inundaciones, licuefacción, fallas geológicas, discontinuidades, etc. En estos estudios la información geológica general disponible y la experiencia geotécnica local servirán como base de este.

(b) Si durante la ejecución del Estudio Geotécnico Tipo I se detecta alguna amenaza geológica y/o geotécnica, el profesional responsable podrá requerir a su criterio de un Estudio Geotécnico de mayor jerarquía o estudios complementarios que considere necesarios.

4.2.3 — *Estudio Geotécnico Tipo II*

(a) El Estudio Geotécnico Tipo II está orientado a obras ordinarias de más de 200 m2 por construir en terrenos no sujetos a amenazas geológicas tales como deslizamientos, inundaciones, licuefacción, fallas geológicas, discontinuidades, etc.

(b) Si durante la ejecución del Estudio Geotécnico Tipo II se detecta alguna amenaza geológica y/o geotécnica, el profesional responsable podrá requerir a su criterio de un Estudio Geotécnico de mayor jerarquía o estudios complementarios que considere necesarios.

4.2.4 — *Estudio Geotécnico Tipo III*

(a) El Estudio Geotécnico Tipo III está orientado a obras importantes o esenciales por construir en terrenos no sujetos a amenazas geológicas tales como deslizamientos, inundaciones, licuefacción, fallas geológicas, discontinuidades, etc.

(b) Si durante la ejecución del Estudio Geotécnico Tipo III se detecta alguna amenaza geológica y/o geotécnica se deberá realizar un Estudio Geotécnico Tipo IV.

4.2.5 — *Estudio Geotécnico Especial Tipo IV, para investigar amenazas geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas*

(a) El Estudio Geotécnico Especial Tipo IV está orientado a obras de cualquier categoría ocupacional situadas en terrenos en los que se ha identificado una amenaza geológica evidente tal como: cercanía a un talud, a la ladera de un barranco, en riveras de ríos o cercanas a cuerpos de agua, a fallas geológicas activas, a zonas con evidencia de inestabilidad o con historial de deslizamientos, zonas potencialmente afectas a crecidas de ríos, licuefacción o condiciones geotécnicas adversas.

(b) La planificación de un Estudio Geotécnico Especial Tipo IV debe contar con la participación de un profesional en geotecnia y un profesional en geología.

4.3 — Profesionales que pueden realizar los estudios geotécnicos

4.3.1 Los estudios y la elaboración de los reportes deberán ser realizados y estar bajo la responsabilidad de un profesional y/o un profesional en geología y/o un profesional en geotecnia, de acuerdo con lo que se establece para cada tipo de estudio. Dichos profesionales deberán tener la calidad de colegiado activo.

4.3.2 Los profesionales mencionados en 4.3.1 deberán poseer al menos una de las características siguientes:

(a) Profesional con posgrado en geotécnica con por lo menos tres años de experiencia comprobable en la elaboración de análisis e investigación de suelos e informes geotécnicos.

(b) Profesional con por lo menos cinco años de experiencia comprobable en la elaboración de análisis e investigación de suelos e informes geotécnicos.

Comentario 4.3.2
Cuando el tipo de estudio implique la participación de un profesional en geología y un profesional en geotecnia, se recomienda que los informes sean preparados y/o revisados conjuntamente entre ambos profesionales, encargándosele al profesional en geología la caracterización de las condiciones geológicas y al profesional en geotecnia el diseño y las medidas de mitigación de la obra recomendadas para la disminución de cualquier riesgo. Esto asegurará que las amenazas son debidamente identificadas, estimadas y mitigadas. Es indispensable incluir el estudio geotécnico como requisito para la obtención de la licencia de construcción.

4.4 — Contenido mínimo de los estudios geotécnicos

4.4.1 — *Estudio Geotécnico Tipo I*

4.4.1.1 El responsable de un Estudio Geotécnico Tipo I debe ser un profesional según la definición de la Sección 4.3.

4.4.1.2 El Estudio Geotécnico Tipo I debe tener como mínimo el siguiente contenido:

(1) Introducción
(2) Información general
  a. Información de la obra y su entorno
    i. Descripción
    ii. Colindancias
    iii. Sistema constructivo y clasificación
    iv. Nivel de Protección
    v. Relieve
(3) Información geológica
  a. Marco geológico general
  b. Geología local
(4) Información geotécnica del terreno
  a. Plan de exploración
    i. Técnicas de exploración
    ii. Características de exploración
  b. Ensayos de laboratorio o ensayos in situ
  c. Caracterización geotécnica del terreno
    i. Características del subsuelo
    ii. Perfil estratigráfico.
  d. Cota de cimentación, capacidad soporte y estimación de asentamientos
(5) Recomendaciones para la construcción de la cimentación
(6) Conclusiones y recomendaciones
(7) Bibliografía
(8) Anexos

4.4.1.3 Para un Estudio Geotécnico Tipo I se deben realizar como mínimo las siguientes actividades:

(a) Actividades de campo,
(b) Reconocimiento del terreno, por lo menos una exploración de 2m de profundidad y los ensayos de laboratorio que el profesional responsable considere.
(c) Análisis del tipo de construcción.

4.4.1.4 Además de lo expresado en estas normas, se debe utilizar como referencia la categoría ocupacional en la cual se clasifican las obras, contenida en la sección 3.1 de la norma NSE 1.

4.4.2 — *Estudio Geotécnico Tipo II*

4.4.2.1 El responsable de un Estudio Geotécnico Tipo II debe ser un profesional según la definición de la Sección 4.3.

4.4.2.2 El Estudio Geotécnico Tipo II seguirá como mínimo los lineamientos, estructura y contenido del Estudio Geotécnico Tipo I, atendiendo la cantidad y profundidad de exploraciones establecidos para estructuras ordinarias en las Tablas 4.5.1-1, 4.5.1-2 y 4.5.1.10.

4.4.3 — *Estudio geotécnico Tipo III*

4.4.3.1 El responsable de un Estudio Geotécnico Tipo III debe ser un profesional según la definición de la Sección 4.3.

4.4.3.2 El Estudio Geotécnico Tipo III es complementario a los estudios Tipo I o Tipo II. Debe incluir el estudio de interacción suelo-estructura y/o de cimentaciones especiales.

4.4.3.3 La información de la obra, así como del sitio y del subsuelo, en el Estudio Geotécnico Tipo III será similar a la de los estudios Tipo II, quedando a criterio del profesional el tomar en cuenta o no los aspectos siguientes, debiéndose justificar en el informe del Estudio Geotécnico.

(a) ***Exploración de campo***

(i) Se requiere realizar estudios de prospección geofísica, (por ejemplo, resistividad, gravimetría, refracción sísmica, magnetometría), cuya metodología específica será dispuesta según sea el caso y la factibilidad de aplicación. Dichos estudios se realizarán con el propósito de evaluar y definir los estratos del subsuelo, así como la consolidación y los espesores probables de los mismos; los resultados deberán tratar de correlacionar los perfiles estratigráficos de la geología del sitio con los obtenidos en los sondeos y pozos de exploración efectuados.

(ii) Se deberá especificar el tipo de equipo utilizado y sus alcances y limitaciones, así como presentar tablas y archivos de los datos generados y su posterior interpretación, mediante gráficos y valores comúnmente aceptados para determinadas aplicaciones. Para estudios sísmicos o dinámicos de suelo estructura, deberán realizarse ensayos para determinar las propiedades dinámicas del sitio, tal como un perfil

de la velocidad de onda de corte (shear wave velocity). Para estas propiedades dinámicas es necesario realizar exploraciones de campo, por ejemplo: (1) downhole shear wave velocity, (2) crosshole shear wave velocity, ó (3) Spectral Análisis of Surface Waves (SASW) o Multi Analysis Surface Wave (MASW).

(b) ***Análisis geotécnico —*** A lo indicado para los estudios Tipo I y Tipo II, se deberá agregar una descripción detallada de la selección de los parámetros para el diseño de las cimentaciones.

(i) Estudios sísmicos y dinámicos — Los estudios Tipo III deberán contar con las propiedades dinámicas y elásticas del suelo, módulo de cortante, **G** y módulo de reacción del terreno de cimentación K_D. Será necesaria la evaluación de la interacción suelo-estructura en cimentaciones especiales, tales como placas de cimentación, vigas de soporte elástico, pilotes o similares que deban estudiarse en conjunto con el comportamiento elástico del subsuelo.

(ii) Estabilidad de taludes — Se deberán incluir:

- Los ensayos necesarios para poder ejecutar un análisis de la estabilidad de taludes descritos en el Capítulo 7 de esta norma. Asimismo, es necesario incluir los métodos, descripción detallada del cálculo y software utilizado.

- Evaluación de las medidas generales de drenaje superficiales y subterráneas (sin incluir los detalles de estas).

- La propuesta sobre mitigación y estabilización de este.

- La evaluación geológico-estructural del macizo rocoso, planos de falla, diaclasas etc.

4.4.4 — *Estudio geotécnico especial Tipo IV*

4.4.4.1 Los responsables de un Estudio Geotécnico Especial Tipo IV deben ser un profesional en geotecnia y un profesional en geología, en conjunto.

4.4.4.2 El Estudio Geotécnico Especial Tipo IV es complementario a los estudios Tipo I, II o III, cuando la obra esté en zonas de atención o precaución especial o sobre suelos problemáticos.

4.4.4.3 En el Estudio Geotécnico Especial tipo IV, la información de la obra, así como del sitio y del subsuelo, será similar a la de los estudios Tipo III, debiendo tomar en cuenta además los aspectos siguientes:

(a) ***Exploración de campo —*** La campaña de exploración de campo se planificará dependiendo del tipo de estructuras, y su amplitud queda a discreción del equipo profesional responsable.

(b) ***Análisis geotécnico —*** El análisis varía, dependiendo del tipo de estructuras y queda a discreción del equipo profesional responsable. Las amenazas que no fueron mencionadas en los estudios Tipo I, II y III, están descritas en los siguientes párrafos.

(i) Amenazas geológicas, hidrogeológicas y sísmicas— Se deberá identificar el sistema de fallas, tipo de fallas, desplazamientos, longitud, sismicidad local, criterios sobre posible actividad de estas, consulta de fracturas históricos en el área, estudios geofísicos para la delimitación de estas, realización de trincheras para la comprobación en campo de posibles fracturas. Así mismo se podrán analizar las posibles amenazas hidrogeológicas.
La amenaza sísmica se deberá estimar basada en lo establecido en la NSE 2.

(ii) Amenazas geotécnicas — Se deberán realizar un análisis según las características propias del terreno y del proyecto para la estimación de la susceptibilidad a la licuefacción según lo presentando en el capítulo 9 de esta norma y el análisis de estabilidad de taludes cuando éste sea necesario.

4.5 — Metodología de los estudios geotécnicos

4.5.1 — *Clasificación de sitio según facilidad de investigación*

4.5.1.1 De acuerdo con su facilidad de investigación, los sitios se clasificarán de la siguiente forma:

(a) ***T-1, sitios favorables —*** Son aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados. En los que el consultor tiene experiencia o información comprobable.

(b) ***T-2, sitios intermedios —*** Son los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, que probablemente no superen los 3.0 m de espesor.

(c) ***T-3, sitios desfavorables —*** Son los que no pueden clasificarse en ninguno de los dos tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los terrenos en los que se detecten o encuentren las siguientes condiciones:

(i) Suelos expansivos
(ii) Suelos colapsables
(iii) Suelos blandos o sueltos
(iv) Terrenos kársticos
(v) Terrenos heterogéneos en cuanto a su composición y estado
(vi) Rellenos antrópicos o con espesores superiores a los 3 m
(vii) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos
(viii) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades
(ix) Terrenos con pendiente superior a los 15º
(x) Suelos residuales de pobres propiedades geotécnicas
(xi) Marismas

4.5.1.2 La densidad y profundidad de reconocimiento o prospección debe permitir una cobertura correcta de la zona a edificar. Para definirlos se tendrá en cuenta el tipo de edificio, la superficie de ocupación en planta y el grupo de terreno.

4.5.1.3 Con carácter general el mínimo de puntos a reconocer será de dos para obras utilitarias y tres para las demás. En las Tablas 4.5.1-1 y 4.5.1-2 se indican las distancias máximas, $\mathbf{d_{máx}}$, entre puntos de reconocimiento que no se deben sobrepasar y las profundidades mínimas **P** bajo el nivel final de la excavación. La profundidad del reconocimiento en cada caso se fijará teniendo en cuenta el resto de lo mencionado en este capítulo y las condiciones geotécnicas del terreno.

Tabla 4.5.1-1 — Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades mínimas recomendadas para edificaciones [1]

Tipo de Obra	Clasificación del tipo de sitio T1		T2	
	d_{max} (m)	Profundidad (m)	d_{max} (m)	Profundidad (m)
Utilitarias	40	6	30	10
Ordinarias	35	8	25	12
Importantes	30	10	20	15
Esenciales	25	15	15	30

[1] En el caso de que las distancias $d_{máx}$ excedan las dimensiones de la superficie a reconocer, deben disminuirse hasta que se cumpla con el número de puntos mínimos requeridos.

donde:

- **T1** y **T2** son el tipo de sitio según lo indicado anteriormente
- Profundidad es la profundidad mínima de prospección medida a partir del fondo de la excavación a efectuar.
- $\mathbf{d_{máx}}$ es la separación máxima entre sitios de prospección

Tabla 4.5.1-2 — Puntos de reconocimiento por metros cuadrados de edificación y profundidades de exploración para edificaciones [1]

Tipo de Obra	Clasificación del tipo de sitio T1 Área por Sondeo (m^2)	T2 Área por Sondeo (m^2)
Utilitarias	1000	400
Ordinarias	750	350
Importantes	650	350
Esenciales	400	300

[1] El área por sondeo divide el área en planta del terreno.

donde:

- T1 y T2 son el tipo de sitio según lo indicado anteriormente

4.5.1.4 Todos los puntos de reconocimiento, en planta y perfil, deben quedar reflejados en un plano, referidos a puntos fijos claramente reconocibles del entorno, o en su defecto a coordenadas UTM.

4.5.1.6 La cantidad y profundidad mínima de sondeos que se deben realizar para la construcción de puentes se presenta en la Tabla 4.5.1-3:

Tabla 4.5.1-3 — Número mínimo de sondeos mecánicos y profundidades mínimas para la construcción de puentes [1][2]

Número mínimo de sondeos	
Número de carriles	**Numero de sondeos por apoyo**
Hasta 3 carriles	1
Más de 3 carriles	2
Profundidades mínimas de prospección	
Luz libre entre apoyos	**Profundidad de sondeos [2]**
< a 10 m	15 m
≥ a 10 m y < a 20 m	20 m
≥ a 20 m y < a 40 m	25 m
≥ a 40 m	30 m

[1] Al encontrarse roca sana con RQD > 80, se requieren 4m de perforación en dicha roca.
[2] La profundidad es medida desde el nivel de entrada de la carretera. En cualquier caso, la profundidad no podrá ser menor a la profundidad del punto mas bajo por debajo del puente.

4.5.1.7 La cantidad y profundidad mínima de sondeos que se deben realizar para la construcción de urbanizaciones se presentan en la Tabla 4.5.1-4:

Tabla 4.5.1-4 — Número mínimo de sondeos mecánicos, calicatas y profundidad mínima para la construcción de Urbanizaciones [1][2][3]

Número mínimo de sondeos		
Tipo de estructura	**T-1**	**T-2**
1 manzana edificada	2 sondeos de 6 m	4 sondeos de 8 m
100 m de calle	1 calicata de 1 m	1 calicata de 1.5 m
Tanque elevado de hasta 18 m de altura y hasta 30 m^3.	1 sondeo de 8 m	1 sondeo de 15 m
Depósito de agua subterráneos, cisternas, plantas de tratamiento.	1 sondeo de 6 m a partir de la cota de fondo	1 sondeo de 10 m a partir de la cota de fondo

[1] Las profundidades se deben tomar a partir de la cota de la plataforma terminada o de subrasante.
[2] Para la construcción de cualquier edificación dentro de las urbanizaciones se deberá seguir lo especificado en las Tablas 4.5.1-1 y 4.5.1-2 de esta norma.
[3] En sitios tipo T-2 se deberá realizar un perfil geofísico entre cada punto de exploración para complementar esta información.

4.5.1.8 Los sondeos pueden ser sustituidos por pozos excavados a mano en terrenos de comprobada estabilidad, sin presencia de nivel freático y deben ser acompañados por la extracción muestras inalteradas que serán ensayadas en el laboratorio.

4.5.1.9 En el caso de edificios con superficies en planta superiores a los 10.000 m^2 se podrá reducir la densidad de puntos. Para el área por encima de los 10.000 m^2 la cantidad de sondeos establecidos mediante las Tablas 4.5.1-1 y 4.5.1-2 podrá ser reducida en hasta un 50%.

4.5.1.11 Debe comprobarse que la profundidad planificada de los puntos de reconocimiento o prospección ha sido suficiente para alcanzar una cota por debajo de la cual no se desarrollarán asentamientos significativos bajo las cargas que pueda transmitir el edificio. Dicha cota podrá definirse como la correspondiente a una profundidad tal que en ella el aumento neto de presión en el terreno bajo el peso del edificio sea igual o inferior al 10% de la presión efectiva vertical existente en el terreno en esa cota antes de construir el edificio, a menos que se haya alcanzado una unidad geotécnica resistente tal que las presiones aplicadas sobre ella por la cimentación del edificio no produzcan deformaciones apreciables.

4.5.1.12 La unidad geotécnica resistente a la que se hace referencia en 4.5.1.11 debe comprobarse en una profundidad de al menos 2 metros, más 0.3 metros adicionales por cada planta que tenga la construcción. De no cumplirse con esta condición se deberá considerar en el calculo la estratificación del terreno.

4.5.1.13 El aumento neto de presión en el terreno, al que se hace referencia en 4.5.1.12, podrá determinarse utilizando los gráficos y tablas existentes en la literatura geotécnica de uso habitual o también, de forma aproximada, suponiendo que la carga del edificio se distribuye uniformemente en cada profundidad sobre una superficie definida por planos que, buzando hacia el exterior del área cargada en la superficie del terreno, alcanzan dicha profundidad con líneas de máxima pendiente 1H:2V.

4.5.1.14 En el caso de que se prevean cimentaciones profundas, se llevarán a cabo las comprobaciones indicadas en 4.5.1.11, 4.5.1.12 y 4.5.1.13, suponiendo que la cota de aplicación de la carga del edificio sobre el terreno es la correspondiente a una profundidad igual a las dos terceras partes de la longitud de los pilotes. Salvo justificación, en el caso de pilotes columna se comprobará que la profundidad investigada alcanza aproximadamente cinco diámetros (5D) por debajo de la punta del pilote previsible a utilizar.

4.5.1.15 En caso de terrenos del grupo T-3 o cuando el reconocimiento se derive de otro que haya resultado insuficiente, se intercalarán puntos de reconocimiento en las zonas problemáticas hasta definirlas adecuadamente.

4.5.2 — *Prospección*

4.5.2.1 La prospección del terreno podrá llevarse a cabo mediante calicatas, sondeos mecánicos, pruebas continuas de penetración o métodos geofísicos.

4.5.2.2 En los reconocimientos el profesional geotecnista deberá seleccionar entre sondeos, calicatas, o ambos según su criterio.

4.5.2.3 En el marco de la presente norma no se pueden utilizar exclusivamente métodos geofísicos para caracterizar el terreno, debiendo siempre contrastarse sus resultados con los sondeos mecánicos, pozos y/o calicatas.

4.5.2.4 En general, se podrán aplicar las técnicas geofísicas para la caracterización geotécnica y geológica, con el objeto de complementar datos, mejorar su correlación, acometer el estudio de grandes superficies y determinar los cambios laterales de facies, no siendo aconsejable en cascos urbanos consolidados.

4.5.3 — *Ensayos de campo*

4.5.3.1 Son ensayos que se ejecutan directamente sobre el terreno natural y que proporcionan datos que pueden correlacionarse con la resistencia y deformabilidad de una unidad geotécnica a una determinada profundidad. Los más usuales son los siguientes:

(a) Ensayo de penetración dinámica (SPT),
(b) Ensayo de penetración con cono estático (CPT),
(c) Ensayo de veleta (Vane Test),
(d) Ensayo presiométrico (PMT),
(e) Ensayo de carga con placa vertical (alineado con el eje donde se aplicará la carga),
(f) Ensayo con Dilatómetro (DMT)

4.5.3.2 En el caso de suelos con un porcentaje apreciable de grava gruesa, cantos rodados y bolos y cuando la importancia del edificio lo justifique, se puede determinar con levantamientos de geofísica el espesor de la capa y se pueden contrastar los valores de resistencia SPT con los valores de velocidad de transmisión de las ondas de corte S obtenidas mediante ensayos de tipo “cross-hole”, “down-hole” o "Multichannel Analysis Surface Wave, MASW”.

4.5.4 — *Toma de muestras*

4.5.4.1 El objetivo de la toma de muestras es la realización, con una fiabilidad suficiente, de los ensayos de laboratorio pertinentes según las determinaciones que se pretendan obtener. Por tanto, en la toma de muestras se deben cumplir unos requisitos diferentes según el tipo de ensayo que se vaya a ejecutar sobre la muestra obtenida.

4.5.4.2 Se especifican tres categorías de muestras:

(a) Muestras de categoría A: son aquellas que mantienen inalteradas las siguientes propiedades del suelo: estructura, características mecánicas, densidad, humedad, granulometría, plasticidad y componentes químicos estables;

(b) Muestras de categoría B: son aquellas que mantienen inalteradas las siguientes propiedades del suelo: humedad, granulometría, plasticidad y componentes químicos estables;

(c) Muestras de categoría C: todas aquellas que no cumplen todas las especificaciones de la categoría B.

4.5.4.3 La categoría mínima de la muestra requerida según los tipos de ensayos de laboratorio que se vayan a realizar se señala en la Tabla 4.5.4-1:

Tabla 4.5.4-1 — Categoría de las muestras de suelos y rocas para ensayos de laboratorio

Propiedades a determinar	Categoría mínima de la muestra
- Identificación visual	C
- Granulometría	C
- Humedad	B
- Límites de Atterberg	C
- Peso específico de las partículas	B
- Contenido en materia orgánica y en $CaCO_3$	C
- Peso específico aparente. Porosidad	A
- Permeabilidad	A
- Resistencia	A
- Deformabilidad	A
- Expansividad	A
- Contenido en Sulfatos Solubles	C

4.5.4.4 En la categoría A, los toma muestras o muestreadores que se empleen en los sondeos se deberán ajustar, en función del tipo de suelo en que se ejecute la toma y el diámetro interior **D_i** de la zapata utilizada, a las especificaciones de la tabla 4.5.4-2:

Tabla 4.5.4-2 — Especificaciones de la categoría A de toma muestras

Tipo de suelo	Sistema de hincado	Diámetro interior D_1	Despeje interior D	Relación de Áreas R_3	Espesor Zapata del toma muestras E	Angulo de zapata de corte
Arcillas, Limos, Arenas finas	Presión	> 70 mm	≤ 1 %	≤ 15	≤ 2 mm	≤ 5º
Arenas medias Arenas gruesas Mezclas	Presión Golpeo	> 80 mm	≤ 3 %	≤ 15	≤ 5 mm	≤ 10º

Donde:
Se utilizan con los valores de las siguientes expresiones:

$$D = \frac{D_e - D_i}{D_i} * 100 \qquad (4.5.4\text{-}1)$$

$$R_a = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} * 100 \qquad (4.5.4\text{-}2)$$

$$E = \frac{D_e - D_i}{2} \qquad (4.5.4\text{-}3)$$

- D_e es el diámetro exterior de la zapata del tomamuestras
- D_i es el diámetro interior de la zapata del tomamuestras

4.5.4.5 Las muestras también podrán ser tomadas a mano en pozos a cielo abierto o en taludes.

4.5.4.6 Una vez extraídas las muestras se procederá a su parafinado o protección adecuada y se trasladarán al laboratorio de ensayo en las mejores condiciones posibles.

4.5.5 — *Caracterización de macizos rocosos*

4.5.5.1 A los efectos de esta norma, un macizo rocoso se caracteriza por la resistencia de la roca matriz, que debe matizarse con otras propiedades de su discontinuidad, como son: apertura, rugosidad, tipo de relleno, espaciamiento, índice de fracturación, persistencia, RQD, o presencia de agua. Dichos parámetros podrán utilizarse para determinar otros índices, tales como el RMR o el GSI, indicativos del comportamiento global del macizo rocoso.

Comentario 4.5.5.1
RMR se refiere la Clasificación de Cuerpos de Roca (Rock Mass Rating), mientras que GSI se refiere al Índice de Resistencia Geológica (Geological Strength Index).

4.5.6 — *Actividades de Gabinete y Laboratorio*

4.5.6.1 De todas las muestras obtenidas en calicatas o sondeos se hará una descripción detallando aquellos aspectos que no son objeto de ensayo, como el color, textura, estructura, litología de las gravas o trozos de roca, presencia de escombros o materiales artificiales, etc., así como eventuales defectos en la calidad de la muestra, para ser incluida en algunas de las categorías A o B.

4.5.6.2 El número de determinaciones del valor de un parámetro de una unidad geotécnica investigada será el adecuado para que éste sea fiable. Para una superficie de estudio de hasta 2,000 m^2, en cada unidad de importancia geotécnica se considera orientativo el número de determinaciones que se indica en la Tabla 4.5.6-1:

Tabla 4.5.6-1 — Número orientativo de determinaciones "in situ" o ensayos de laboratorio para superficies de estudio de hasta 2,000 m² [1][2]

Propiedad	Terreno	
	T-1	T-2
Identificación		
- Granulometría	3	6
- Humedad	3	5
Deformabilidad		
- Arcillas y limos	4	6
- Arenas	3	5
Resistencia a compresión simple		
- Suelos muy blandos	4	6
- Suelos blandos a duros	4	5
- Suelos fisurados	5	7
Resistencia al corte		
- Arcillas y limos	3	4
- Arenas	3	5
Contenido de sales agresivas	3	4

[1] Deberá procurarse que los valores se obtengan de muestras procedentes de puntos de investigación diferentes, una vez que se hayan identificado como pertenecientes al mismo estrato.
[2] Las determinaciones se podrán obtener mediante ensayos en laboratorio, o si es factible con ensayos "in situ", aplicando las oportunas correlaciones si fueran necesarias.

4.5.6.3 Para superficies mayores se multiplicarán los números de la Tabla 4.5.6.2 por (**S** / 2,000) * 0.5, donde **S** es la superficie de estudio en m^2.

4.5.6.4 Los ensayos indicados en la Tabla 4.5.6-1 corresponden a cada unidad geotécnica que pueda ser afectada por las cimentaciones. El número de determinaciones "in situ" o ensayos indicados corresponde a edificaciones ordinarias. Para edificios importantes o esenciales los valores del cuadro se recomienda incrementarlos en un 50%.

4.5.6.5 Para terrenos tipo T-3 se decidirá el tipo y número de determinaciones, que nunca serán inferiores a las indicadas para el T-2.

4.5.6.6 Como mínimo se requerirán los siguientes ensayos **físicos** para clasificación del suelo: (1) Humedad natural, (2) granulometría y (3) plasticidad. Otras propiedades físicas comunes dependiendo del proyecto, no obligatorias, son: (4) peso unitario, (5) gravedad específica, (6) curva de compactación (Proctor) para rellenos estructurales, (7) límites de contracción, (8) contenido orgánico, y (9) otros pertinentes.

4.5.6.7 Para los ensayos que determinan la resistencia al corte del suelo, quedan a la discreción del profesional los siguientes ensayos (elegir al menos uno de ellos): (1) compresión no-confinada, (2) corte directo, y (3) triaxial no-consolidado/no-drenado, consolidado/no-drenado, consolidado/drenado.

Comentario 4.5.6.7
Los ensayos in situ, CPT, SPT, DMT o PMT podrán sustituir los ensayos de laboratorio para determinar la resistencia del suelo, siempre y cuando el profesional responsable esté de acuerdo.

4.5.6.8 Para determinar deformabilidad se podrá realizar el ensayo de consolidación unidimensional, el ensayo de carga con placa in situ, CPT, SPT, DMT o PMT.

Comentario 4.5.6.8
El número de sondeos y su profundidad (en metros) establecidos en esta norma son los mínimos. El profesional en geotecnia podrá aumentarlos de acuerdo con el tipo de obra; él será el responsable de todo lo efectuado en cuanto al estudio de suelos.

4.5.6.9 Se deberán considerar como mínimo las siguientes Normas estándar de ensayos de campo y de laboratorio ASTM: (Book of Standards Volume 4.08, March 2004 Soil and Rock (I): D420 - D5779).

(a) De campo:

- D420-98 Guide to Site Characterization for Engineering, Design, and Construction Purposes
- D1586-99 Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils
- D1452-80(2000) Standard Practice for Soil Investigation and Sampling by Auger Borings
- D1556-00 Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Sand-Cone Method
- D1587-00 Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Soils for Geotechnical Purposes
- D2113-99 Standard Practice for Rock Core Drilling and Sampling of Rock for Site Investigation

- D2167-94(2001) Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Rubber Balloon Method
- D3550-01 Standard Practice for Thick Wall, Ring-Lined, Split Barrel, Drive Sampling of Soils
- D4220-95(2000) Standard Practices for Preserving and Transporting Soil Samples
- D5092-02 Standard Practice for Design and Installation of Ground Water Monitoring Wells in Aquifers

(b) De laboratorio:

- D421-85 Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants
- D422-63(2002) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils
- D698-00a Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft^3 (600 kN-m/m^3))
- D854-02 Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer
- D1140-00 Standard Test Methods for Amount of Material in Soils Finer Than the No. 200 (75-um) Sieve
- D1557-02 Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft^3 (2,700 kN-m/m^3))
- D1558-99 Standard Test Method for Moisture Content Penetration Resistance Relationships of Fine-Grained Soils
- D1883-99 Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils
- D1997-91(2001) Standard Test Method for Laboratory Determination of the Fiber Content of Peat Samples by Dry Mass
- D2166-00 Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil
- D2216-98 Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass
- D2434-68(2000) Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head)
- D2435-02 Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils
- D2850 Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression
- D2487-00 Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)
- D2488-00 Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)

- D3080-04 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions
- D4254-00 Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density
- D4318-00 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils
- D4767-04 Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils
- D5195-02 Standard Test Method for Density of Soil and Rock In-Place at Depths Below the Surface by Nuclear Methods
- D4546 - 08 Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Cohesive Soils.
- C88 - 05 Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate

4.5.7 — *Diseño y construcción de la cimentación*

4.5.7.1 Deberán incluirse obligatoriamente en el informe las siguientes recomendaciones de diseño y construcción de la cimentación:

(a) Indicar capacidad soporte del suelo, factor de seguridad (si aplica), asentamientos calculados y admisibles, estructuras de contención requeridas o formas de estabilización de cortes y taludes si fuera necesario.

(b) Delimitar áreas de suelos problemáticos cuando haya movimiento de taludes y terrazas, y si existen cortes verticales mayores de 2 metros, verificar empujes laterales y estabilidad de taludes (ver Norma NSE 5.3-18).

FIN DEL CAPÍTULO 4

CAPITULO 5 — CIMENTACIÓN

5.1 — Introducción

5.1.1 El sitio en donde se cimentarán las construcciones y edificaciones deberá cumplir con ciertas características mínimas y deberá tener unas propiedades mínimas que permitan el adecuado soporte de la obra. La cimentación puede ser superficial o profunda dependiendo de las características del terreno y las solicitaciones de la estructura. Se buscará estabilidad y seguridad que eviten asentamientos, hundimientos, licuefacción, erosión, deslizamientos y condiciones inseguras a corto y a largo plazo.

5.2 — Alcance

5.2.1 Los lineamientos acá presentados permiten señalar requerimientos mínimos a considerar en el diseño de las cimentaciones de acuerdo con la naturaleza de la edificación y del tipo de cimentación elegida, así como del valor soporte del suelo, considerando los estados límites de falla y los estados límite de servicio de los mismos. El diseño deberá basarse y justificarse con los resultados de los ensayos de laboratorio y de campo que se hayan realizado.

5.2.2 Los lineamientos descritos son aplicables a cimentaciones superficiales y profundas que comprenden: zapatas aisladas, zapatas corridas, losas de cimentación, cajones, pilotes, micropilotes y mejoras del terreno.

5.2.3 La calidad y el diseño de los materiales usados estructuralmente en excavaciones, rellenos, zapatas y cimientos deberán cumplir con los requerimientos mínimos de calidad establecidos por las normas guatemaltecas que sean aplicables o en su defecto las establecidas por la ASTM u otras instituciones internacionales.

5.3 — Requerimientos

5.3.1 Las investigaciones del suelo deberán ser realizadas conforme lo establecido en el Capítulo 4.

5.4 — Suelos cuestionables

5.4.1 Cuando la clasificación, resistencia o compresibilidad de un suelo estén en duda o donde el valor de la capacidad soporte sea superior al especificado en la Tabla 5.10.1-1 de este capítulo, la Autoridad Competente requerirá presentar el estudio geotécnico. Dicha investigación deberá cumplir con los requerimientos establecidos en el Capítulo 4.

5.5 — Suelos expansivos

5.5.1 En las áreas donde exista la presencia de suelos expansivos la Autoridad Competente deberá requerir ensayos de campo y/o laboratorio para determinar su extensión, características y/o propiedades mecánicas.

5.6 — Nivel de las aguas subterráneas

5.6.1 Se determinará la presencia del nivel de agua subterránea y/o nivel freático.

5.7 — Estados de desempeño

5.7.1 Los estados de desempeño a ser considerados en este capítulo abarcan:

(a) Pérdida de estabilidad general
(b) Ubicación del nivel freático
(c) Falla por capacidad soporte
(d) Posibles fallas por cortante y punzonamiento
(e) Falla por deslizamiento
(f) Influencia de taludes
(g) Existencia de suelos blandos
(h) Falla estructural debido a movimientos de la cimentación
(i) Asentamientos excesivos
(j) Vibraciones inaceptables
(k) Existencia de fisuras, grietas, oquedades o cavernas

5.8 — Estado límite de servicio o permisible

5.8.1 El estado límite de servicio o permisible es el definido como el valor límite de deformación obtenido para una situación particular en la que se alcance ese estado límite. Para los fines de diseño de un proyecto de cimentación se deben establecer los valores límites de dichas deformaciones. Los componentes a ser considerados incluyen:

(a) Asentamientos
(b) Asentamientos por consolidación primaria
(c) Asentamientos por consolidación secundaria
(d) Asentamientos por sismos
(e) Inclinaciones
(f) Giros relativos
(g) Desplazamientos horizontales
(h) Vibraciones
(i) Profundidad de nivel freático (sección 5.6)
(j) Elección de la profundidad de la cimentación

5.9 — Elección de la profundidad de cimentación

5.9.1 La profundidad mínima de cimentación estará en función de la capacidad soporte del suelo y deberá tomar en cuenta los aspectos siguientes:

(a) Utilizar la profundidad que evite problemas de erosión, socavación, meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por el flujo de las aguas superficiales o subterráneas.

(b) En presencia de suelos arcillosos la profundidad deberá llevarse hasta un nivel en el que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos.

(c) Evitar los efectos de, materia orgánica y desechos que puedan ser susceptibles a cambios de volumen o que disminuyan las propiedades del suelo.

5.10 — Capacidad Soporte

5.10.1 Los procedimientos descritos en la bibliografía actual de la mecánica de suelos para el cálculo de la capacidad de carga última son aceptados. La Tabla 5.10.1-1 puede ser utilizada para la estimación de esta.

Comentario 5.10.1
Para determinar la Capacidad de Soporte se han utilizado tradicionalmente fórmulas clásicas de equilibrio límite, pero también es posible determinarla mediante pruebas "in situ" comúnmente aceptadas.

Tabla 5.10.1-1 — Valores permisibles de capacidad de carga y presión lateral [1][2][3]

Tipo de Material	Capacidad de Carga – presión vertical del cimiento (kPa)	Resistencia lateral (kPa/m) debajo de la gradación natural	Deslizamiento lateral	
			Coeficiente de Fricción [4]	Cohesión (kPa) [5]
1. Basamento cristalino	550	180	0.70	-
2. Roca sedimentaria y foliada	190	60	0.35	-
3. Gravas arenosas y/o grava (GW y GP)	140	30	0.35	-
4. Arena, arena limosa ,arena arcillosa, grava limosa y grava arcillosa (SW, SP, SM, SC, GM y GC)	90	20	0.25	-
5. Arcilla, arcilla arenosa, arcilla limosa, limo arcilloso, limo, y limo arenoso (CL, ML, MH y CH)	70 [6]	15	-	5

[1] Para el sistema imperial: 20.87834 lb/pie2 = 1 kPa, 6.3535 lb/pie3 = 1 kPa/m.
[2] Para utilizar esta tabla al menos se deben realizar ensayos de campo y/o laboratorio.
[3] La profundidad mínima de cimentación será de 0.80 m.
[4] Coeficiente a ser multiplicado por la carga muerta.
[5] Valor de resistencia al deslizamiento natural a ser multiplicado por el área de contacto.
[6] Cuando se establezca en el sitio un suelo con una capacidad soporte de menos de 71.93 kPa la capacidad soporte permisible deberá ser determinada por una investigación del suelo.

5.11 — Momento de Volteo

5.11.1 Toda edificación y sus cimientos deberán ser diseñados para resistir el momento de volteo que puede producir un evento sísmico. El factor de seguridad deberá ser mayor o igual a 1.5.

5.11.2 Los lineamientos descritos son aplicables a cimentaciones superficiales y profundas que comprenden zapatas aisladas, zapatas corridas, losas de cimentación, cajones y pilotes.

FIN DEL CAPÍTULO 5

CAPITULO 6 — EXCAVACIONES

6.1 — Introducción

6.1.1 Las excavaciones son comunes durante el proceso de construcción de las edificaciones y están sujetas a posible inestabilidad de sus paredes dependiendo de la profundidad de estas, por lo que resulta importante proporcionar especificaciones para su realización. Este capítulo proporciona los requisitos mínimos, así como recomendaciones para su adecuado sostenimiento y protección.

6.2 — Definición

6.2.1 Se entiende como excavación al proceso de extracción de suelo o roca de la superficie del terreno creando una diferencia de cotas. La naturaleza y propiedades del suelo o roca juegan un papel importante en cuanto a la facilidad de la extracción, así como de la estabilidad de esta.

6.2.2 Al emprender cualquier tipo de excavación se deberán tomar, como mínimo, los siguientes criterios:

(a) A criterio del profesional responsable, se realizará un estudio geotécnico y de estabilidad de taludes para excavaciones cuya altura exceda 2.00 m de profundidad.

(b) Al inicio de la excavación se recomienda que el constructor prepare un documento legal en cuanto al estado del terreno.

6.2.3 El factor de seguridad para excavaciones temporales en condiciones estáticas será igual o superior a 1.35 y para condiciones sísmicas igual o superior a 1.00. Mientras que para excavaciones permanentes en condiciones estáticas será superior a 1.50. y para condiciones sísmicas igual o superior a 1.10,
Los valores para los análisis dinámicos se deben obtener de lo expresado en las normas NSE 2 y 5.3.

Comentario 6.2.3
Se define como excavación temporal aquella que se genera durante el período de construcción y que no dure más de 18 meses.

En la determinación de los coeficientes sísmicos deberá tomarse en cuenta que el nivel de protección a proveerse sea el correspondiente al tipo de estructura a construir o al tipo de estructura o estructuras vecinas existentes a proteger, el que sea mayor. La aceleración horizontal y vertical se podrá reducir en un 50% al usar métodos pseudo estáticos y hasta en un 65% para taludes en carreteras o al realizar un estudio de sitio específico.

6.2.4 Para propósitos de esta normativa deberá verificarse la seguridad de las excavaciones a fin de garantizar:

(a) La estabilidad de los taludes y paredes de la excavación
(b) Evitar el sifonamiento o falla en el fondo debido a subpresiones
(c) Reducir asentamientos y/o deformaciones que puedan causar fallas en estructuras colindantes

6.2.5 No se permitirá que una excavación sobrepase una altura mayor de 3.00m para taludes verticales sin apuntalar, salvo autorización del profesional responsable. Se deberá proveer inclinación adecuada a cualquier excavación no apuntalada mayor a 3.00 m, con un mínimo de 30° respecto a la vertical (1.7V:1H).

6.2.6 La clase de soporte dependerá del tipo de excavación, la naturaleza del terreno y la presencia de agua subterránea.

6.2.7 No se deben almacenar ni colocar materiales o equipos cerca de las orillas de las excavaciones a menos que su efecto haya sido tomado en cuenta en el análisis de estabilidad. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en sitios próximos a excavaciones nunca será menor que 5 kPa (0.5 t/m²).

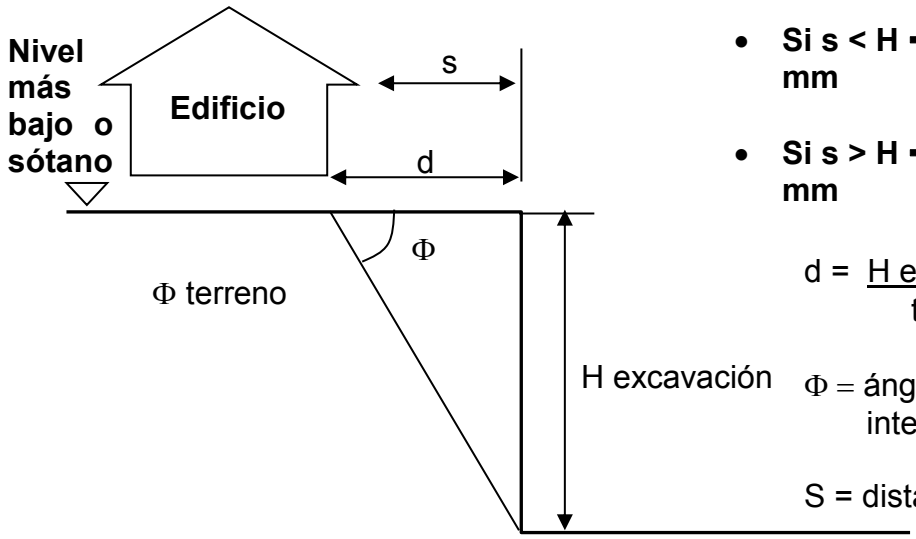
6.2.8 La seguridad y estabilidad de las excavaciones sin soporte se analizará tomando en cuenta la influencia de las sobrecargas, condiciones de presión de agua en el subsuelo, así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas o discontinuidades.

6.2.9 La estabilidad de las excavaciones podrá verificarse utilizando los métodos clásicos de estabilidad. Así también, se verificará la falla por capacidad de soporte en el fondo sin dejar de considerar también el sifonamiento o la pérdida de resistencia de un suelo producto de la acción de fuerzas de filtración que puede producirse al abatir el nivel freático en las excavaciones.

6.2.10 Cuando las excavaciones se realicen cerca de estructuras o edificios, se deberán analizar las deformaciones que puedan ocurrir, y que estén asociadas con asentamientos o deslizamiento de terrenos adyacentes.

6.2.11 El desplazamiento máximo permitido ($\boldsymbol{\delta_{máx}}$) será inferior a 120.00 mm ó 25.00 mm, de acuerdo con la Figura 6.2.11-1:

Figura 6.2.11-1 — Desplazamiento máximo permitido



- **Si s < H ➔ $\delta_{máx}$ = 20.00 mm**
- **Si s > H ➔ $\delta_{máx}$ = 25.00 mm**

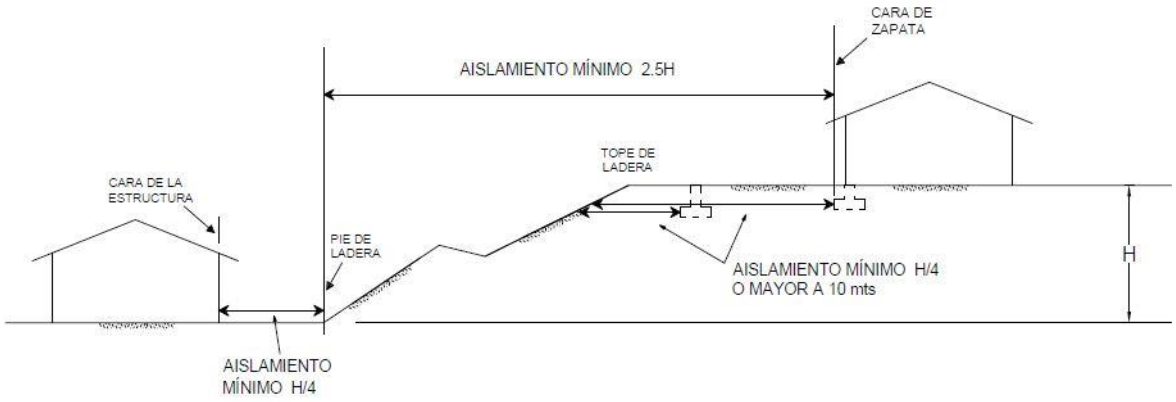
$$d = \frac{H\ excavación}{\tan(\Phi)}$$

Φ = ángulo de fricción interna del suelo

S = distancia horizontal

6.2.12 La distancia mínima para la ubicación del proyecto desde el borde del barranco se indica en la Figura 6.2.12-1:

Figura 6.2.12-1 — Distancia mínima para ubicación del proyecto desde el borde del barranco [1]



[1] Se deberá también calcular los posibles asentamientos detrás de la excavación.

Comentario 6.2.12
Las distancias presentadas en la Figura 6.2.12-1 se podrán cambiar realizando un análisis de estabilidad específico para el sitio según los descrito en el capítulo 7 de esta norma.

6.2.13 Si la posibilidad de falla de un talud o de las paredes de la excavación es alta, se debe adjuntar un sistema de sostenimiento provisional por medio de puntales, andamios, muros o similares.

6.2.14 Acciones mínimas a considerar por parte del constructor antes de empezar cualquier trabajo de excavación:

(a) Verificar las condiciones del suelo
(b) La existencia de instalaciones de servicio público en los alrededores
(c) La proximidad de edificios
(d) La vibración inducida por el tráfico y otras fuentes
(e) Proximidad de agua subterránea, sistemas de drenaje antiguos, cables soterrados, entre otras
(f) Si cambian las condiciones del suelo después de la ocurrencia de precipitaciones pluviales
(g) Las condiciones del apuntalamiento y sus condiciones con el avance de las obras

6.2.15 Los muros de claveteado de suelo (*soil nailing*) y/o de anclajes activos deberán cumplir con lo indicado en este capítulo y en la norma NSE 5.3. Se deberá analizar la deformación y los posibles asentamientos detrás de los muros.

FIN DEL CAPÍTULO 6

CAPÍTULO 7 — ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES

7.1 El sitio y sus alrededores deberán ser evaluados para determinar la estabilidad de los taludes (remociones de masa) y de las laderas aledañas, que podrían afectar la seguridad de la obra. Deben considerarse las características geológicas, hidráulicas y de pendiente del terreno local (mapas de susceptibilidad de deslizamientos); por lo cual, deberán analizarse los efectos de procesos de inestabilidad aledaños o regionales que puedan tener incidencia en el sitio objeto de estudio.

7.2 Para toda edificación planificada total o parcialmente sobre una ladera, o que se encuentra al borde o al pie de una de ellas, se deberá realizar un análisis de la estabilidad de los taludes que representen una amenaza para la edificación.

7.3 El análisis de estabilidad consiste en el cálculo de los factores de seguridad de los taludes utilizando metodologías aceptadas internacionalmente, pudiendo utilizarse programas de computadora.

7.4 El factor de seguridad para excavaciones temporales en condiciones estáticas será igual o superior a 1.35 y para condiciones sísmicas igual o superior a 1.00. Mientras que para excavaciones permanentes en condiciones estáticas será superior a 1.50. y para condiciones sísmicas igual o superior a 1.10.
Los valores para los análisis dinámicos se deben obtener de lo expresado en las normas NSE 2 y 5.3.

Comentario 7.4
Se define como excavación temporal aquella que se genera durante el período de construcción y que no dure más de 18 meses.

En la determinación de los coeficientes sísmicos deberá tomarse en cuenta que el nivel de protección a proveerse sea el correspondiente al tipo de estructura a construir o al tipo de estructura o estructuras vecinas existentes a proteger, el que sea mayor.

La aceleración horizontal y vertical se podrá reducir en un 50% al usar métodos pseudo estáticos y hasta en un 65% para taludes en carreteras o al realizar un estudio de sitio específico.

7.5 Todos los parámetros utilizados para los análisis de estabilidad se deben sustentar con ensayos de laboratorio de muestras representativas o ensayos de resistencia en el campo.

7.6 Los valores para los análisis dinámicos se deben obtener de lo expresado en las normas NSE 2 y 5.3.

7.7 En el análisis y diseño de taludes se debe evaluar el efecto del agua en la disminución del esfuerzo efectivo del suelo y de la resistencia al corte, pudiéndose emplear las metodologías y prácticas internacionalmente aceptadas.

FIN DEL CAPÍTULO 7

CAPÍTULO 8 — ESTUDIO DE FALLAS ACTIVAS

8.1 Las condiciones geológicas del sitio se deben describir con suficiente detalle para evaluar la presencia de una falla estructural o tectónica. Si se conoce o se intuye que la falla está presente, se requiere información referente a la actividad, tipo de falla, sentido del desplazamiento con respecto a la geometría del edificio, estimación de los valores de los desplazamientos vertical y/o horizontal con estimación de intervalos de recurrencia y ancho de la zona de ruptura potencial.

8.2 El potencial de la ocurrencia de una falla superficial deberá estimarse para el sitio. Los métodos usados y las investigaciones a efectuar deberán ser lo suficientemente detalladas de acuerdo con la naturaleza del proyecto.

8.3 Una falla se considerará como activa sobre la base de los datos geológicos, geofísicos, geodésicos o sismológicos, o si alguna de las condiciones siguientes es aplicable:

(a) Si muestra evidencia de movimientos pasados (deformaciones y/o dislocaciones) o movimientos con naturaleza recurrente dentro de un periodo de tiempo en el que es razonable inferir que ocurrirán movimientos adicionales en o cerca del sitio. En regiones altamente activas, en donde los datos geológicos y sísmicos consistentemente revelan intervalos cortos de recurrencia, periodos del orden de decenas a miles de años, dicha información será apropiada en la estimación de actividad de dicha falla.

(b) Si existe una relación estructural con una falla activa conocida (ha sido demostrado que el movimiento de una falla puede causar el movimiento de otras en o cerca de la superficie).

(c) Si el potencial máximo de terremoto asociado con la estructura sismogénica es suficientemente grande, tal que a determinada profundidad es razonable inferir, en el contexto geodinámico del sitio, que producirá un movimiento en o cerca de la superficie.

8.4 Para el emplazamiento de una obra o edificación deberá considerarse la localización de fallas geológicas que estén comprendidas a una distancia de al menos un kilómetro del proyecto planteado, así como la de fallas activas que puedan generar sismos en un área de radio superior a los 100 km. Se deberán indicar todas las trazas de la falla, incluir descripciones y registros fotográficos y realizar trincheras cuando sea pertinente. Deben seguirse, además, los lineamientos establecidos en la NSE 2 Sección 4.6 (proximidad de fallas activas).

8.5 Siempre deberá hacerse la consulta del mapa de fallas y fracturamiento posteriores al terremoto del año 1976 editado por el Instituto Geográfico Nacional.

FIN DEL CAPÍTULO 8

CAPÍTULO 9 — LICUEFACCIÓN DE SUELOS

9.1 — Definición

9.1.1 Los suelos granulares, especialmente los suelos arenosos saturados y de graduación uniforme (mal graduados), pueden sufrir del fenómeno denominado "licuefacción o licuación" del suelo.

9.1.2 La licuefacción del suelo describe el comportamiento de suelos que, estando sujetos a la acción de una fuerza externa (carga), en ciertas circunstancias pasan de un estado sólido a un estado líquido, o adquieren la consistencia de un líquido viscoso. Durante el proceso en que actúa la fuerza exterior, por lo general una fuerza cíclica sin drenaje, tal como una carga sísmica, las arenas sueltas tienden a disminuir su volumen, lo cual produce un aumento en la presión de agua en los poros, originando una reducción del esfuerzo efectivo.

9.1.3 El fenómeno deberá ser investigado para suelos arenosos y suelos limosos de baja plasticidad, saturados. Los suelos cohesivos no están generalmente considerados de ser susceptibles a la licuefacción; sin embargo, son vulnerables a una pérdida significativa de resistencia bajo deformaciones relativamente menores del suelo los suelos cohesivos con:

(a) un contenido de arcilla (porcentaje de finos menor que 0.005 mm) es menor del 15%
(b) un límite líquido ≤ 36%
(c) un contenido de humedad del suelo ≥ que 0.92 veces el límite líquido (arcillas sensitivas)

.

9.1.4 La gran mayoría de amenazas de licuefacción están asociadas con suelos arenosos, suelos limosos de baja plasticidad, arenas limosas saturadas, arenas muy finas redondas y arenas limpias saturadas.

9.2 — Susceptibilidad a la licuefacción

9.2.1 Los aspectos mínimos a verificar en el sitio de emplazamiento, si el suelo donde se asentará la obra es propenso a la ocurrencia del fenómeno de licuefacción, comprenden:

(a) La estimación de la edad geológica del terreno (suelos del holoceno son más susceptibles que los del pleistoceno y la licuefacción de depósitos de edades anteriores no es común).

(b) El depósito del suelo debe estar saturado, o cerca de la saturación, para que ocurra licuefacción.

(c) Caracterización del ambiente de deposición. Los depósitos fluviales, coluviales, granulares, eólicos, cuando se saturan son susceptibles. Además, también se incluyen los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.

(d) Son muy susceptibles a la licuefacción las arenas finas, las arenas limosas relativamente uniformes, con densidad suelta.

(e) Los depósitos bien graduados con tamaños hasta de gravas, gravas arenosas y gravas areno-limosas, son menos susceptibles a la licuefacción, pero de todas formas deben verificarse. Estos materiales también pueden generar cambios volumétricos del terreno.

(f) Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad natural cercana al límite líquido son también susceptibles de presentar licuefacción o falla cíclica. Generalmente se produce la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente, llevándolos a la falla o generando grandes asentamientos del terreno y de las estructuras apoyadas en él.

(g) Los suelos con partículas redondeadas son más susceptibles de licuefactar, que los suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, también son susceptibles.

(h) Cuando el depósito está en condición seca o con bajo grado de saturación, se genera un proceso de densificación con las consecuentes deformaciones permanentes del terreno y estructuras apoyadas en él.

9.3 — Potencial de licuefacción

9.3.1 Para la evaluación del potencial de licuefacción y de las deformaciones permanentes, se deben emplear técnicas de laboratorio y/o ensayos de campo, que corresponden a las metodologías determinísticas o probabilísticas actualizadas y reconocidas internacionalmente. El estudio geotécnico deberá describir la susceptibilidad y consecuencias potenciales de la licuefacción, así como la pérdida de resistencia del suelo.

9.3.2 El potencial de licuefacción del suelo, la pérdida de resistencia y las deformaciones, deberán ser evaluadas para las aceleraciones máximas del terreno ($\mathbf{a_{max.}}$), las magnitudes **Mw** esperadas de los posibles escenarios de eventos sísmicos, número de ciclos de carga, la resistencia a la penetración del suelo (ensayos SPT, cono estático, CPT, piezocono, CPTu, velocidad de corte V_s, etc.) y demás características consistentes con los movimientos sísmicos del terreno y el método empleado. Se permite determinar la $\mathbf{a_{max}}$ basada en un estudio de microzonificación sísmica de la ciudad o en un estudio específico de respuesta de

sitio que tenga en cuenta efectos de amplificación. En suelos finos, por su comportamiento en particular, podrá verificarse mediante relaciones que incluyan el índice de plasticidad $\mathbf{W_n/L_L}$ (donde $\mathbf{W_n}$ es el contenido natural de humedad del suelo y $\mathbf{L_L}$ es el límite líquido) y demás parámetros sugeridos por las metodologías sobre el tema.

9.3.3 Si el potencial de licuefacción del suelo resulta inaceptable, el sitio deberá considerarse inapropiado, a menos que se proporcione medidas de mitigación adecuadas para el proyecto.

9.3.4 La amenaza de licuefacción se debe evaluar inicialmente para establecer si el sitio es claramente libre de esta amenaza o por el contrario se debe realizar una investigación detallada. Generalmente se puede suponer que la amenaza de licuefacción no existe si se cumple alguno de los criterios siguientes:

(a) Los materiales del subsuelo son roca o tienen muy baja susceptibilidad de licuefacción, basado en el ambiente general de deposición y edad geológica del terreno.

(b) Los suelos no cohesivos (arenas, limos o gravas) tienen una mínima resistencia normalizada en el ensayo de penetración estándar (SPT) N_{160} de 30 golpes/pie para profundidades bajo el nivel freático máximo. El parámetro $\mathbf{N_{160}}$ se define como el valor de **N** del SPT normalizado a una sobre presión efectiva de 100 kPa (presión atmosférica = **PA**). Se considera arcilla al suelo cuyas partículas son de diámetro nominal ≤ 0.002 mm.

(c) El nivel freático está por lo menos a 15 m bajo el cimiento más profundo, o 20 m bajo la superficie del terreno, incluyendo consideraciones para ascensos estacionales e históricos, y sin algún talud o condición de borde libre en la vecindad no se extiende bajo la elevación del agua subterránea en el sitio.

9.3.5 Si aplicando los criterios mencionados existe alguna posibilidad de amenaza por licuefacción, entonces se requiere una evaluación detallada del potencial de licuefacción.

9.3.6 Cuando se determine que el suelo es susceptible a licuefacción se deberá realizar un análisis específico. El análisis de licuefacción deberá presentar la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y la relación de resistencia cíclica (CRR). También se deberá presentar el factor de seguridad contra licuefacción que es el cociente de la división de CRR / CSR. Este factor deberá tener un valor mínimo de 1.00.

FIN DEL CAPÍTULO 9

CAPÍTULO 10 — REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

10.1 Asociación Costarricense de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones (1994) “Código de Cimentaciones de Costa Rica” 1era Edición Editorial Tecnológica de Costa Rica, 1994.

10.2 AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación. Eurocódigo 8 Disposiciones para el Proyecto de Estructuras Sismo-resistentes. Parte 1-1: Reglas Generales Acciones Sísmicas y Requisitos Generales de las Estructuras.

10.3 AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación. Eurocódigo 7 Proyecto Geotécnico. Parte 1. Reglas Generales.

10.4 AGIES (2005) “Guía para dictámenes geotécnicos recomendada por AGIES” PE-01-2005 Complemento al capítulo No.6 “Condiciones del Terreno” de la Norma NR-2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica – AGIES- Guatemala, julio 2005.

10.5 American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Building and other Structures” ASCE Standard ASCE/SEI 7-05 Including supplement No.1.

10.6 International Code Council “International Building Code 2006” 1rst. Edition, January 2006.

10.7 International Code Council “International Building Code 2009” 1rst. Edition, February 2009.

10.8 Marcellini A. “Methodology for Microzonation Assessment” Instituto per la Geofisica Della Litosfera. CNR.

10.9 Flores et al (2001) “Zonificación Sísmica Urbana en Guatemala: Fase I: Identificación de Unidades Geológicas y su Respuesta Sísmica Analítica. Informe Final. Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas, CESEM Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Proyecto CONCYT 42-99.

10.10 Nagaraj H. B.; Murty C.V.R & Jain Sudhir K. (2002) “Review of Geotechnical Provisions in Indian Seismic Code IS: 1893 (Part 1): 2002. Document No. : IITK-GSDMA-EQ13-V1.0 Final Report: A-Earthquake Codes. IITK-GSDMA Project on Building Codes.

10.11 Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES (2010) Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala. AGIES. Guatemala Agosto, 2010.

FIN DEL CAPÍTULO 10

ANEXO A — CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO

Tabla A-1 — Clasificación del tipo de suelo

Clase de suelo	Nombre Perfil de Suelo	PROPIEDADES PROMEDIO EN LOS PRIMEROS 30 METROS		
		Velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s$ (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, $\bar{N}$	Resistencia al corte del suelo no drenado, $\bar{s}_v$, (kpa)
A	Roca dura	$\bar{v}_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$750 < \bar{v}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo denso y roca suave	$365 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_v \geq 100$
D	Perfil de suelo rígido	$185 \leq \bar{v}_s \leq 365$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{s}_v \leq 100$
E	Perfil de suelo suave	$\bar{v}_s < 185$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_v < 0$
E	-	Cualquier perfil con más de 3 metros de suelo con las siguientes características: 1. Índice de plasticidad PI >20, 2. Contenido de humedad w ≥ 40%, 3. Resistencia al corte de suelo no drenado < 25 kPa		
F	-	Cualquier perfil con contenido de suelo que tenga una o más de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a fallas o colapsos bajo cargas sísmicas, así como suelos licuables, arcillas altamente sensibles, suelos débilmente cementados. 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H >3 metros de turba o arcilla altamente orgánica) 3. Arcillas altamente plásticas (H > 8 metros con coeficiente de plasticidad P > 75) 4. Arcillas en estratos de gran espesor, suave/medio rígidas (H >36 metros)		

FIN DEL ANEXO

Con el apoyo de

Financiado por
Unión Europea
Protección Civil y
Ayuda Humanitaria

Trocaire
Working for a just world.

ACCIÓN CONTRA EL HAMBRE

Pastoral Social San Marcos

Cáritas San Marcos, Guatemala

A.C.C.S.S.