

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES**ÍNDICE****NOTACIÓN****1. CONSIDERACIONES GENERALES**

- 1.1 Alcance
- 1.2 Unidades

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

- 2.1 Investigación de las colindancias
- 2.2 Reconocimiento del sitio
- 2.3 Exploraciones
- 2.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio
- 2.5 Investigación del hundimiento regional

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

- 3.1 Acciones de diseño
- 3.2 Factores de carga y de resistencia
- 3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas)
 - 3.3.1 Estado límite de falla
 - 3.3.2 Estado límite de servicio
- 3.4 Cimentaciones compensadas
 - 3.4.1 Estados límite de falla
 - 3.4.2 Estado límite de servicio
 - 3.4.3 Presiones sobre muros exteriores sobre la sub estructura
- 3.5 Cimentaciones con pilotes o pilas
 - 3.5.1 Estados límite de falla
 - 3.5.2 Estado límite de servicio
 - 3.5.3 Estimación de la fricción negativa

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

- 4.1 Condiciones de diseño
- 4.2 Cimentaciones someras
- 4.3 Pilas o pilotes

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

- 5.1 Estados límite de falla
 - 5.1.1 Taludes
 - 5.1.2 Falla por subpresión en estratos permeables
 - 5.1.3 Estabilidad de excavaciones ademadas
 - 5.1.4 Estabilidad de excavaciones vecinas
 - 5.1.5 Fricción negativa
- 5.2 Estados límite de servicio
 - 5.2.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga
 - 5.2.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

6. MUROS DE CONTENCIÓN

- 6.1 Estados límite de falla
 - 6.1.1 Restricciones del movimiento del muro
 - 6.1.2 Tipo de relleno
 - 6.1.3 Compactación del relleno
 - 6.1.4 Base del muro
- 6.2 Estados límite de servicio

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- 7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones
 - 7.1.1 Cimentaciones someras
 - 7.1.2 Plataformas de trabajo
 - 7.1.3 Cimentaciones con pilotes o pilas
 - 7.1.3.1 Pilas o pilotes colados en el lugar

- 7.1.3.2 Pilotes hincados a percusión
- 7.1.3.3 Pruebas de carga en pilotes o pilas
- 7.2 Excavaciones
 - 7.2.1 Consideraciones generales
 - 7.2.2 Control del flujo de agua
 - 7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar
 - 7.2.4 Secuencia de excavación
 - 7.2.5 Protección de taludes permanentes

8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

9. CIMENTACIONES ABANDONADAS

10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS

11. RECIMENTACIONES

12. MEMORIA DE DISEÑO

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

NOTACIÓN

A	área del cimiento
A'	área efectiva del cimiento
A _L	área lateral de un pilote
A _p	área transversal de la base de la pila o del pilote
A _T	área tributaria de pilotes o pilas
B	ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes o pilas
B'	ancho efectivo de la cimentación
C _f	capacidad de carga por adherencia lateral, para suelos cohesivos, o capacidad de carga por fricción lateral, para suelos friccionantes
C _p	capacidad de carga por punta
C _R	coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilas o pilotes apoyados en un estrato duro
c _u	cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)
D	diámetro del pilote o pila
D _f	profundidad de desplante
D _{perf}	diámetro de perforación previa
D _r	compacidad relativa
E	módulo de elasticidad del pilote
e	distancia a partir del eje longitudinal del cimiento en la que actúa la fuerza excéntrica resultante de las acciones sobre dicho cimiento
e _o	relación de vacíos inicial
F _C	factor de carga
F _R	factor de resistencia, especificado en la sección 3.2
FN	fricción negativa a lo largo del fuste de un pilote o pila
FP	fricción positiva a lo largo del fuste de un pilote o pila
G	módulo de rigidez al cortante del suelo
H	espesor de un estrato de suelo
h _c	altura de la construcción
h _i	espesor de una capa impermeable
h _w	altura piezométrica en el lecho inferior de una capa impermeable
I	momento de inercia de la sección transversal de un pilote
K	coeficiente de reacción horizontal del suelo
L	longitud del pilote o pila
L'	longitud efectiva de una cimentación
L _e	longitud de un pilote o pila empotrada en el estrato resistente
m	número de estratos a lo largo del fuste del pilote o pila
N	número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P _c
N _c	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$
N _c *	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ_u
N _{máx} , N _{mín}	coeficientes para el cálculo de N _q *

N_p	número de pilotes o pilas
N_q	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$
N_q^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ y de la relación L_e / B
N_γ	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$
P	perímetro de la construcción
P_c	fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro
P_p	perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas
p_v	presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
\bar{p}_v	presión vertical efectiva a la profundidad de desplante
R	capacidad de carga reducida del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas
r	capacidad de carga reducida de cimentaciones someras o compensadas
S	separación entre pilotes o pilas
V_s	velocidad de propagación de onda de corte
w	peso unitario medio de la estructura
Z	profundidad del nivel freático bajo el nivel de desplante de la cimentación
z	profundidad a la que se realiza el cálculo de Δe
z_i	profundidad media del estrato i
z_0	profundidad del eje neutro en un pilote o pila
α	coeficiente de adherencia lateral pilote-suelo o pila-suelo
β	coeficiente de fricción lateral pilote-suelo o pila-suelo
γ	peso volumétrico del suelo
γ'	peso volumétrico sumergido del suelo
γ_m	peso volumétrico total del suelo
γ_w	peso volumétrico del agua
Δe	variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial
ΔH	asentamiento de un estrato de espesor H
Δp	incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial
$\Delta \sigma_{z_0}$	incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad z_0
Δz	espesores de sub-estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes
δ	inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical
λ	coeficiente para el cálculo de ϕ
ξ	porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico
ΣQF_C	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por sus respectivos factores de carga
ΣqF_C	suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga
ϕ	ángulo de fricción interna del material
ϕ_u	ángulo de fricción aparente
ϕ^*	ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

Las presentes Normas no son un manual de diseño y por tanto no son exhaustivas. Sólo tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento. Los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Director Responsable de Obra y, en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural y serán de su responsabilidad. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan también puede ser aceptable, pero requerirá la aprobación expresa de la Administración.

1.2 Unidades

En los estudios para el diseño de cimentaciones, se usará un sistema de unidades coherente, de preferencia el Sistema Internacional (SI). Sin embargo, en este último caso, respetando la práctica común en mecánica de suelos en México, será aceptable usar como unidad de fuerza la tonelada métrica, que se considerará equivalente a 10 kN.

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Investigación de las colindancias

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en cuanto a estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

2.2 Reconocimiento del sitio

Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, la Ciudad de México se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y
- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En la figura 2.2.1 se muestran las porciones de la Ciudad de México cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación anterior.

1) En la zona I se averiguará si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas y, en caso afirmativo, se obtendrá la información requerida para su apropiado tratamiento.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíficos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes, debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro o debajo de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas de la Ciudad de México, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

2) En las zonas II y III, se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, suelos inestables o colapsables, o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición abrupta entre las zonas I y III que se pueden apreciar aproximadamente en la figura 2.2.1.

En la zona II, la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre las diversas formaciones así como mantos de agua colgada y variaciones importantes en el espesor de los suelos compresibles.

2.3 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 2.3.1. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Director Responsable de la Obra, ni al Corresponsable de Seguridad Estructural, de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales, y sobre todo en terrenos afectados por irregularidades, serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 2.3.1.

Para la aplicación de la tabla 2.3.1, se tomará en cuenta lo siguiente:

a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.

b) La investigación del suelo deberá abarcar todas las formaciones que sean relevantes para el comportamiento de las cimentaciones. El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 2.3.1) será de una por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante en terreno firme o a la profundidad máxima a la que los incrementos de esfuerzos en el terreno sean significativos. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible al menos 3 m y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, deberán realizarse exploraciones suficientemente profundas para poder estimar los asentamientos inducidos por la carga combinada del conjunto de las estructuras individuales.

Tabla 2.3.1 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo**a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras**

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 40$ kPa (4 t/m²)

Perímetro de la construcción:

$$P \leq 80 \text{ m en las zonas I y II; o}$$

$$P \leq 120 \text{ m en la zona III}$$

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5$ m

ZONA I

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 80 kPa (8 t/m²), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m²), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m²), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 40 kPa (4 t/m²), bajo zapatas o de 15 kPa (1.5 t/m²) bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de análisis basados en los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 40$ kPa (4 t/m²)

Perímetro de la construcción:

$$P > 80 \text{ m en las Zonas I y II; o}$$

$$P > 120 \text{ m en la Zona III}$$

Profundidad de desplante $D_f > 2.5$ m

ZONA I

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
 - 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
 - 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de: a) los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y b) las condiciones piezométricas en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.
-

c) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, incluyendo los geofísicos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

1) Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

2) Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

3) Exploración continua o selectiva, mediante una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras, respetando en cada caso los procedimientos de ensaye e interpretación generalmente aceptados. Las pruebas de campo serán indispensables para los suelos en los que el muestreo de tipo inalterado resulte muy difícil o deficiente y en construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas. Las pruebas podrán consistir en medir:

– El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono). En la interpretación de los resultados se aplicarán los factores de corrección apropiados para tomar en cuenta la energía efectivamente aplicada, la presencia del nivel freático, la profundidad de la prueba y otros factores.

– La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Al ejecutar este tipo de prueba de campo, deberán respetarse los procedimientos generalmente aceptados, en particular en cuanto a la velocidad de penetración, la cual estará comprendida entre 1 y 2 cm/s.

– La respuesta esfuerzo–deformación del suelo registrada al provocar la expansión de una cavidad cilíndrica, constituyendo un ensaye de carga estática en el sondeo en el que se conocen las condiciones en los límites (prueba presiométrica). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III. Permite obtener dos características del suelo, una de ruptura caracterizada por la presión límite y otra de deformación representada por el módulo presiométrico. A partir de estas características se podrá estimar la resistencia y deformabilidad de los materiales del subsuelo.

– El coeficiente de esfuerzos horizontales y un módulo de deformación, a partir del hincado de una paleta gruesa de acero que se expande a presión en el suelo (dilatómetro). Este tipo de prueba queda limitado por la posibilidad del hincado de la paleta de acero.

– La resistencia al corte del suelo al extraer una sonda, que previamente se expande dentro del sondeo, midiendo la fuerza necesaria que induce la falla del suelo en una condición de deformación controlada (ficómetro). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.

– La resistencia al cortante del suelo, deducida al hincar en el suelo un dispositivo que se hace girar y moviliza la resistencia al corte del cilindro de revolución que se genera en la masa de suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de las zonas II y III.

– La velocidad de propagación de ondas en el suelo. Se podrá recurrir a ensayos de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante, G , a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s , que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de campo como los de pozo abajo, pozo arriba, el ensayo de cono sísmico, el de sonda suspendida o el ensayo de pozos cruzados. En este tipo de pruebas es generalmente recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones.

Las pruebas anteriores podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado, y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

4) Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras de las zonas II y III.

5) Sondeos de percusión o de avance midiendo variables de perforación controladas con registros continuos de la presión vertical en las tuberías o en las mangueras de la máquina de perforación, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, del gasto del fluido de perforación y de la velocidad instantánea de penetración. Serán aceptables para identificar tipos de material, variaciones estratigráficas o descubrir oquedades.

2.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensayo triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

2.5 Investigación del hundimiento regional

En las zonas II y III, se tomará en cuenta la información disponible respecto a la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta la parte lacustre de la Ciudad de México y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto. Se recurrirá a las instituciones públicas (Comisión Nacional del Agua y Sistema de Aguas de la Ciudad de México) encargadas del seguimiento de este fenómeno para obtener esta información.

En edificaciones del grupo A y del subgrupo B1 (véase artículo 139 del Capítulo I del Título Sexto del Reglamento), la investigación respecto al fenómeno de hundimiento regional deberá hacerse por observación directa de piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos, alejados de cargas, estructuras y excavaciones que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que los efectos de la fricción negativa actuando sobre ellos no afectarán las observaciones.

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

En el diseño de toda cimentación se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

a) De falla:

- 1) Flotación;
- 2) Falla local y general del suelo bajo la cimentación; y
- 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos, numéricos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales o a partir de pruebas de campo o de carga como se señala en las secciones 3.3 a 3.5. Tal capacidad se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo de falla más crítico.

En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación, así como entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

b) De servicio:

- 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
- 2) Inclinación media de la construcción, y
- 3) Deformación diferencial de la propia estructura y otras que pudieran resultar afectadas.

En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1.1.

3.1 Acciones de diseño

De acuerdo con lo señalado en el inciso 2.3 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

Tabla 3.1.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación¹

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)			
Concepto			Límite
En la zona I:			
Valor medio en el área ocupada por la construcción:			
Asentamiento:	Construcciones aisladas		50 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes		25 mm
En las zonas II y III:			
Valor medio en el área ocupada por la construcción:			
Asentamiento:	Construcciones aisladas		300 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes		150 mm
Emersión:	Construcciones aisladas		300 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes		150 mm
Velocidad del componente diferido			10 mm/semana
b) Inclinación media de la construcción			
Tipo de daño	Límite		Observaciones
Inclinación visible	100 / (100 + 3h _c) por ciento		h _c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento		En dirección longitudinal

c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas (véase tabla 6.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones)

¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.

² En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

b) Segundo tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá en primera aproximación como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la estructura y de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la estructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método del capítulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

c) Fricción negativa

En el caso de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I deberá tomarse en cuenta la fricción negativa que pueda desarrollarse en sus paredes. Esta fricción deberá considerarse exclusivamente en la revisión de la seguridad por falla estructural y para la estimación de los desplazamientos diferidos de la cimentación (asentamientos o emersiones).

Para el caso de pilotes o pilas, el procedimiento recomendado para estimar la fricción negativa se presenta en el inciso 3.5.3.

Tanto para la revisión de la seguridad por falla estructural como para la estimación de los desplazamientos diferidos, se utilizará la primera combinación de acciones agregando la fricción negativa que puede desarrollarse en las paredes de los elementos estructurales combinada con acciones variables con su intensidad media.

3.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, F_C , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. La acción del peso propio del suelo y de la subpresión se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato friccionante; y
- $F_R = 0.65$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos, se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\frac{\sum Q F_C}{A} < r \quad (3.3.1)$$

donde:

- $\sum Q F_C$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por su respectivo factor de carga;
- A es el área del elemento de cimentación;
- r es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

Para evaluar r , se recurrirá a por lo menos dos de los métodos siguientes:

A) Métodos analíticos.

Este enfoque será aplicable solamente a suelos sensiblemente uniformes. En este caso, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante, dependiendo del nivel de deformación esperado. Se tendrá:

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$r = [c_u N_c] F_R + p_v \quad (3.3.2)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$r = \left[\frac{\overline{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2}}{\overline{p}_v} \right] F_R + p_v \quad (3.3.3)$$

donde:

- γ es el peso volumétrico del suelo;
- c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);
- B es el ancho de la cimentación;
- p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;
- \overline{p}_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad
- N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f / B + 0.25B/L) \quad (3.3.4)$$

para $D_f / B < 2$ y $B/L < 1$;

donde D_f es la profundidad de desplante y L la longitud del cimient; en caso de que D_f / B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (3.3.5)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplicará por: $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para cimientos circulares o cuadrados;

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3.3.6)$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados; y

F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 3.2.

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang} \tan (\lambda \tan \phi^*) \quad (3.3.7)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor de 67 por ciento, el coeficiente λ será igual a $0.67 + D_r - 0.75D_r^2$. Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado, λ será igual a 1.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación 3.3.3 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (3.3.8)$$

donde:

- γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan (45^\circ + \phi/2)$; y
- γ_m es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a fuerzas resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimientto, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (3.3.9)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimientto para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimientto será $A' = B' L'$.

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación, se multiplicarán los coeficientes N_q y N_c de las ecuaciones 3.3.4 y 3.3.5 por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor H bajo el nivel de desplante y que a su vez esté apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:

- 1 Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
)
- 2 Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es B+H.
)
- 3 Si $H < 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:
)

$$B [1 + 2/3 (H/B)^2] \quad (3.3.10)$$

- 4 En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.
)

B) Métodos basados en pruebas de campo

Para evaluar la capacidad de carga unitaria reducida de las cimentaciones, será también aceptable recurrir a los resultados de pruebas de campo respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los suelos de la Ciudad de México (inciso 2.3.d.3). Estas pruebas podrán usarse para determinar los valores de los parámetros del suelo a introducir en las ecuaciones del apartado A) o, en caso de que la prueba lo permita, directamente para obtener el valor de la capacidad de carga unitaria, la cual se afectará por el factor de resistencia que señala la sección 3.2 para obtener el valor de r .

C) Métodos de análisis límite

En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las ecuaciones del apartado A), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimientto, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente.

En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia que señala la sección 3.2. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado en 3.2.

D) Métodos de modelación numérica.

Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (método de los elementos finitos o similares) para revisar la seguridad de las cimentaciones cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema sean complejas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado en 3.2. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensaye y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga unitaria alcanzada será afectada por el factor de reducción de la sección 3.2 para obtener el valor de r .

El modelo constitutivo que se emplee debe ser representativo del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

E) Métodos de pruebas de carga en campo

Será aceptable estimar la resistencia unitaria reducida del suelo a partir de pruebas de carga realizadas in situ, siempre que la homogeneidad del suelo y el número de pruebas realizadas permitan extender los resultados a todos los elementos de la cimentación.

F) Métodos basados en la experiencia local

La revisión de la seguridad de cimentaciones no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Si los valores estimados de la capacidad de carga unitaria reducida r de la cimentación difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita los elementos que justifican esta diferencia.

Consideraciones adicionales:

No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecuaciones 3.3.2 y 3.3.3, deberá tomarse igual a la mitad del definido en 3.2 para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Administración, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.

En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- 1) Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
- 2) Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
- 3) Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas podrán calcularse en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo correspondientes al segundo tipo de combinación de acciones, se calcularán, cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_o} \right] \Delta z \quad (3.3.11)$$

donde:

- ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H ;
- e_o es la relación de vacíos inicial;
- Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y
- Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo–estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

Como alternativa al procedimiento simplificado anterior, se podrá recurrir a modelado numérico para estimar los asentamientos, especialmente cuando las condiciones geométricas y de carga resulten complejas.

3.4 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre-compensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobre-compensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

3.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

3.4.2 Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo anteriormente descargado por la excavación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo el segundo tipo de combinación de acciones. Se tomará en cuenta que las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar grandes deformaciones permanentes bajo la combinación de carga estática más carga sísmica cíclica cuando se alcanza un esfuerzo cortante superior al 90 por ciento de la resistencia estática no-drenada.
- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en el inciso 3.3.1 tomando en cuenta, además, el hundimiento regional. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobrecompensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Esto es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional, que disminuye localmente por estar el suelo preconsolidado por descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobre-compensación no será superior a 10 kPa (1 t/m²) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida del cuidado puesto al hacer la excavación (Capítulo 5).

3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a cimientos vecinos y a sobrecargas permanentes y accidentales en la superficie del terreno. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa solicitud.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrollen fuerzas que puedan dañar a cualquiera de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5 Cimentaciones con pilotes o pilas

Los pilotes y pilas son cimentaciones del tipo profundo que generalmente complementan una cimentación somera o semiprofunda. Comúnmente, en la ciudad de México se emplean para este fin pilotes de concreto prefabricados e hincados con o sin perforación previa y pilotes o pilas colados en perforación previa con o sin ademe. Generalmente, se llama pilas a los elementos de más de 600 mm de diámetro colados en perforación previa.

En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, los pilotes o pilas se usan comúnmente como complemento de cimentaciones parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes o pilas no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar solicitudes accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Opcionalmente, pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, la losa suele separarse con el tiempo del suelo de apoyo, por lo que es prudente suponer que no contribuye a la capacidad de carga global.

En el caso de la zona I, los pilotes o pilas se emplean comúnmente para atravesar depósitos arenosos superficiales en estado suelto o cohesivos relativamente blandos y rellenos no controlados. Por tanto su diseño se hace en términos de capacidad de carga.

En cualquier caso, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla ni los de servicio.

3.5.1 Estados límite de falla

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes o pilas y para cada elemento individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente ante las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_c < R \quad (3.5.1)$$

donde:

ΣQF_c es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas;

R es la capacidad de carga reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente), cuyo valor será:

- 1) Para la revisión de cada pilote o pila individual, igual a la capacidad de carga de punta más la capacidad de adherencia del elemento considerado;
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes o pilas en que pueda subdividirse la cimentación, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de elementos considerados; y
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto, igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes o pilas más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de elementos considerados.

Para evaluar R, se recurrirá a alguno, y de preferencia a varios, de los métodos siguientes:

A) Métodos analíticos

a) La capacidad de carga por adherencia lateral, C_f , para suelos cohesivos se calculará como:

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i c_{ui} L_i \quad (3.5.2)$$

donde:

- P_p es el perímetro del pilote o pila o de la envolvente del grupo o subgrupo de pilotes o pilas;
 F_R se tomará igual a 0.65, salvo para pilotes hincados en perforación previa (inciso 7.1.3.2);
 m número de estratos cohesivos a lo largo del fuste del pilote o pila;
 α_i es el coeficiente de adherencia lateral elemento-suelo del estrato i ;
 c_{ui} es la cohesión media aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU) del estrato i ;
 L_i es la longitud del pilote o pila correspondiente al estrato i ;

El coeficiente α_i se calculará como:

$$\alpha_i = 0.5 \sqrt{\frac{\bar{p}_{vi}}{c_{ui}}} \quad (3.5.3)$$

donde:

\bar{p}_{vi} es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad media del estrato i ;

Los valores mínimos y máximos de α_i serán de 0.3 y 1, respectivamente.

b) La capacidad de carga por fricción lateral, C_f , para suelos friccionantes, se calculará como:

$$C_f = P_p F_R \sum_{i=1}^m \bar{p}_{vi} \beta_i L_i \quad (3.5.4)$$

donde:

- F_R se tomará igual a 0.65;
 m número de estratos friccionantes a lo largo del fuste del pilote o pila;
 β_i es el coeficiente de fricción elemento-suelo en el estrato i , que se estimará como:

$$\beta_i = 1.5 - 0.24 \sqrt{z_i}; \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \quad (3.5.5)$$

donde:

z_i es la profundidad media del estrato i .

Deberá considerarse que el valor límite de la resistencia unitaria en el fuste ($\bar{p}_{vi} \beta_i$, de la ecuación 3.5.4) no podrá ser superior a 200 kPa.

Para rellenos sueltos, basureros y en general para suelos de baja compactación, no será aplicable la ecuación 3.5.5. En tales casos no se considerará el aporte de la fricción lateral a la capacidad de los pilotes o pilas. Para suelos arenosos con contenido de gravas superior al 25% o para gravas medianamente o muy compactas, podrán emplearse valores del coeficiente β superiores a 1.2, siempre y cuando se cuente con información experimental o con pruebas de carga que lo respalden.

c) La capacidad de carga por punta, C_p , para suelos cohesivos se calculará como:

$$C_p = (c_u N_c * F_R + p_v) A_p \quad (3.5.6)$$

donde:

- A_p es el área transversal de la base de la pila o del pilote;
 p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas;
 F_R se tomará igual a 0.65;
 c_u es la cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU) y
 N_c^* es el coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla 3.5.1.

Tabla 3.5.1 Coeficiente N_c^*

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_u es el ángulo de fricción aparente;

d) La capacidad de carga de un pilote o pila, C_p , apoyado en un estrato friccionante, se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes o pilas (Método D). En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (3.5.7)$$

donde:

- \bar{p}_v es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes o pilas;
 N_q^* es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)} \quad (3.5.8)$$

cuando $L_e / B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{\max} \quad (3.5.9)$$

cuando $L_e / B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

Tabla 3.5.2 Valor de N_{\max} y N_{\min} para el cálculo de N_q^*

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{\max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{\min}	7	11.5	20	39	78	130

- L_e es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato friccionante;
 B es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes;
 ϕ es el ángulo de fricción interna, con la definición del inciso 3.3.1.A.a; y
 F_R se tomará igual a 0.35.

B) Métodos basados en pruebas de campo

Para evaluar la capacidad de carga reducida de cimentaciones a base de pilotes o pilas, será también aceptable recurrir a los resultados de pruebas de campo respaldados por evidencias experimentales confirmadas en los suelos de la Ciudad de México (inciso 2.3.d.3). Estas pruebas podrán usarse para determinar los valores de los parámetros del suelo por usarse en las ecuaciones del apartado A) o, en caso de que la prueba lo permita, directamente para obtener el valor de la capacidad de carga, la cual se afectará por el factor de resistencia que señala la sección 3.2 para obtener el valor de R.

C) Métodos de análisis límite

En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general implícito en las ecuaciones del apartado A), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimientado, y la posible extrusión de estratos muy blandos.

En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará asimismo la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente.

En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente será afectado por el factor de resistencia que señala la sección 3.2. Las fuerzas motrices asociadas a peso propio del suelo serán afectadas por un factor de carga unitario. Las fuerzas sísmicas serán por su parte afectadas por el factor de carga indicado en 3.2.

D) Métodos de modelación numérica

Convendrá recurrir a modelaciones numéricas (método de los elementos finitos o similares) para revisar la seguridad de las cimentaciones a base de pilotes o pilas cuando las condiciones geométricas y estratigráficas del problema sean complejas. Las acciones asociadas a peso propio del suelo se considerarán con factor de carga unitario. Las demás acciones serán afectadas por el factor de carga indicado en 3.2. La resistencia límite se determinará aumentando las acciones por ensayo y error para definir la carga que provoca un mecanismo de falla. La carga alcanzada será afectada por el factor de reducción de la sección 3.2 para obtener el valor de R.

El modelo y las relaciones constitutivas que se empleen deben ser representativos del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

E) Métodos basados en pruebas de carga en campo

Las estimaciones de la resistencia reducida de pilotes o pilas basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos se verificarán mediante pruebas de carga cuando exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación sea de los grupos A o B1. Los pilotes o pilas ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de la hinca, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes o pilas que recargan su punta en un estrato friccionante, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta.

F) Métodos basados en la experiencia local

La revisión de la seguridad de cimentaciones sobre pilotes o pilas no podrá basarse solamente en la experiencia local. Sin embargo, los resultados obtenidos por los métodos de los incisos anteriores deberán siempre compararse con la práctica local. Si los valores estimados de la capacidad de carga reducida R del pilote o pila difieren significativamente de los valores generalmente aceptados, deberán presentarse en forma explícita los elementos que justifican esta diferencia.

Consideraciones adicionales:

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad estructural intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En suelos blandos en proceso de consolidación, como los de las zonas II y III, de acuerdo con el tipo de diseño adoptado (sección 3.5), la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que alguna de las capacidades de carga siguientes resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción:

a) Capacidad de carga del sistema suelo–zapatas o suelo–losa de cimentación.

Despreciando la capacidad de los pilotes o pilas, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.3.1. En tal caso, la losa o las zapatas y las contrarabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga total de cada pilote o pila dada por la ecuación 3.5.1 con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

b) Capacidad de carga del sistema suelo–pilotes o suelo-pilas.

Despreciando la capacidad del sistema suelo–losa, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.5.1.

En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, si se quiere que la estructura siga, por lo menos parcialmente, el hundimiento regional; el espacio dejado entre la punta de los pilotes o pilas y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición dicha punta pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación regional.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por cada uno de los pilotes o pilas individuales o subgrupos se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo-estructura. Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes o pilas sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para trabajar en estas condiciones.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de pilotes o pilas, deberá verificarse que el espesor H de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga;
- 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$; y
- 3) Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (3.5.10)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos o subgrupos de pilotes o pilas.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas sollicitaciones horizontales.

3.5.2 Estados límite de servicio

En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, si se quiere que una cimentación a base de pilotes o pilas siga, por lo menos parcialmente, el hundimiento regional, los asentamientos o emersiones bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los pilotes o pilas y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de dichos asentamientos y emersiones se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes o pilas.

Cuando los pilotes o pilas se desplanten en un estrato duro, los asentamientos se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la deformación de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.5.3 Estimación de la fricción negativa

La fricción negativa es la tracción descendente que se genera en el fuste de pilotes o pilas cuando el terreno que los circunda se consolida por el abatimiento piezométrico en el interior del suelo o por una carga superficial aplicada sobre el mismo. Las acciones que entonces se oponen a la penetración de los pilotes o pilas son la fricción positiva y la resistencia por punta, figura 3.5.1. Se denomina nivel neutro a la elevación donde los desplazamientos relativos entre el pilote o pila y el suelo son nulos, es decir donde la fricción pasa de negativa a positiva.

Siendo la estimación de la fricción negativa un problema complejo, es recomendable recurrir a la modelación numérica explícita del problema. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo. Alternativamente, esta estimación podrá efectuarse de la forma siguiente:

- 1) La magnitud de la fricción negativa deberá considerarse nula cuando la combinación de las acciones permanentes más las acciones variables (con su intensidad media) sea igual o mayor a la capacidad de carga de la pila o pilote (inciso 3.5.1) considerando un factor de resistencia F_R unitario.

2) En pilas o pilotes apoyados sobre un estrato duro, con separación S (de centro a centro) y ancho o diámetro B , deberá considerarse que la magnitud de la fricción negativa será igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.5.2, con factor de resistencia F_R unitario), considerando los coeficientes de reducción (C_R) que se indican en la tabla 3.5.1.

Tabla 3.5.1 Coeficientes de reducción para el cálculo de la fricción negativa sobre pilas o pilotes apoyados sobre un estrato duro

Tipo de pila o pilote	S/B	C_R
Individual	-----	1.0
De esquina	2.5	0.5
	5	0.9
De borde	2.5	0.4
	5	0.8
Interior	2.5	0.15
	5	0.5

3) En pilas o pilotes interiores que no alcanzan a apoyarse en un estrato duro, la magnitud de la fricción negativa deberá estimarse por tanteos, variando la profundidad del nivel neutro (z_0), hasta que se cumpla la siguiente ecuación, figura 3.5.1:

$$\frac{\Sigma Q}{N_p} + FN = FP + C_p \quad (3.5.11)$$

donde:

ΣQ acciones permanentes más acciones variables con intensidad media;

N_p número de pilotes o pilas;

$FP = C_f \Big|_{z_0}^{D_f + L_p}$ fricción positiva igual a la capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.5.2), desde z_0 hasta la profundidad de la punta del pilote o pila ($D_f + L_p$), considerando un factor de resistencia unitario;

C_p capacidad de carga por punta (ecuación 3.5.6), considerando un factor de resistencia unitario;

L_p longitud del pilote o pila;

D_f profundidad de desplante de la zapata, losa o cajón de cimentación; y

FN fricción negativa, igual a:

$$FN = \text{mín.} \left\{ \begin{array}{l} C_f \Big|_{D_f}^{z_0} \\ \Delta \sigma_{z_0} A_T \end{array} \right. \quad (3.5.12)$$

donde:

$C_f \Big|_{D_f}^{z_0}$ capacidad de carga por adherencia lateral (ecuación 3.5.2) desde D_f hasta z_0 , considerando un factor de resistencia unitario.

$\Delta \sigma_{z_0}$ incremento del esfuerzo efectivo a la profundidad z_0 (sin considerar la presencia de los pilotes o pilas) generado por: a) el abatimiento de la presión de poro en el futuro que se considere más probable; o b) una sobrecarga en el terreno circundante; y

A_T área tributaria entre pilotes o pilas.

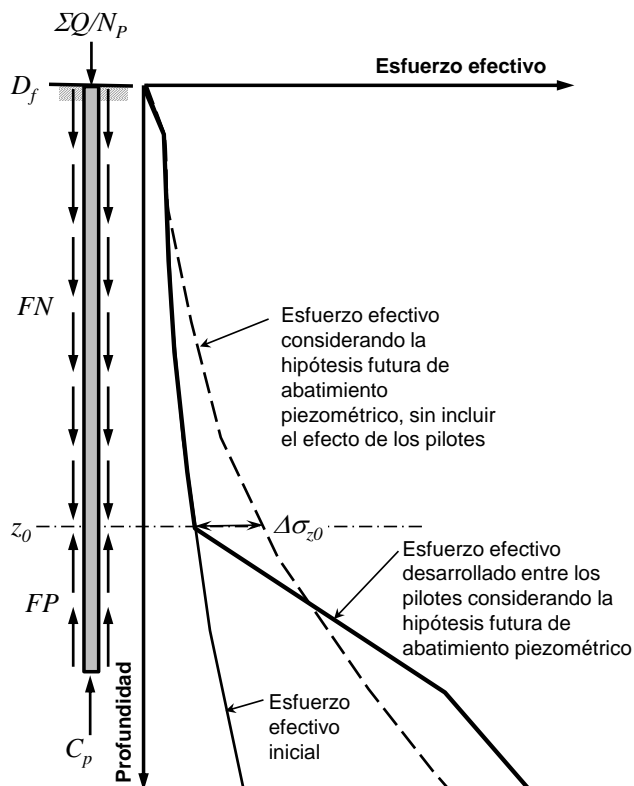


Figura 3.5.1. Consideraciones para la estimación de la fricción negativa.

4) Para el caso de pilas o pilotes perimetrales o independientes que no alcanzan a apoyar su punta en un estrato duro, la fricción negativa podrá estimarse con el criterio establecido en el punto 3), considerando que $FN = C_f \Big|_{D_f}^{z_0}$.

3.6 Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante sollicitaciones sísmicas.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

El diseño estructural de la cimentación deberá ajustarse a lo especificado en el Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y de Estructuras Metálicas. Se tomará además muy en cuenta lo señalado en el inciso 1.2.3 de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo.

4.1 Condiciones de diseño

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) a usar en el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en la sección 3.1.

4.2 Cimentaciones someras

El análisis y el diseño de los elementos de la cimentación como: zapatas, contratraves, traves de liga y losas, se realizarán tomando en cuenta la rigidez relativa de la estructura y del suelo. Para dimensionar la subestructura, las presiones de contacto, principalmente en

cimentaciones continuas, deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y entre las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;
- b) Que con las presiones de contacto consideradas los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos sean aceptables en términos de las presentes Normas (tabla 3.1.1); y
- c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos de las presentes Normas.

La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo-estructura.

4.3 Pilas o pilotes

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar las fuerzas transmitidas por la estructura que incluyen carga axial, fuerza cortante y momento flexionante en la cabeza del elemento; asimismo se considerará el peso propio del pilote. En pilotes prefabricados deberán revisarse además las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte y el izaje, así como las que se presentan en el hincado. Los pilotes deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

La protección de pilotes y pilas ante la agresividad del medio ambiente deberá cumplir con los requisitos de durabilidad señalados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes o pilas que recarguen su punta en un estrato duro, en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes o pilas pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional de los estratos del subsuelo a todo lo largo del elemento. La subestructura deberá entonces diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo bajo las zapatas o losas de cimentación como sin él, es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes o pilas.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.
- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación del suelo por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, más las sobrecargas permanentes y accidentales que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

5.1 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. Se tomarán en cuenta las sobrecargas existentes en zonas próximas a excavaciones con su respectivo factor de carga. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública será de 15 kPa (1.5 t/m²).

5.1.1 Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de la presión y el flujo del agua en el subsuelo, así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento, especialmente en la proximidad de la corona, y la presencia de otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo en una proporción que puede alcanzar 30 por ciento en un plazo de pocas semanas.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles y que tomen en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual correspondiente a grandes deformaciones.

En la revisión de la estabilidad del talud, los momentos o fuerzas motoras asociados a peso propio del suelo se afectarán de un factor de carga unitario y las resistentes de un factor de resistencia de 0.6.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos o el uso de los espacios públicos, ni presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de los medios de estabilización y protección de los cortes propuestos y del procedimiento constructivo especificado (inciso 7.2.5).

5.1.2 Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se revisará la estabilidad del fondo de la excavación en presencia de flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio. El nivel dinámico al que debe mantenerse dicho bombeo por debajo del fondo de la excavación será expresamente determinado al diseñar la obra.

Cuando una excavación corte una capa impermeable que a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo necesario, h_i , del estrato impermeable para evitar inestabilidad del fondo se considerará:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w \quad (5.1.1)$$

donde:

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;

γ_w es el peso volumétrico del agua; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica en el estrato permeable por medio de bombeo.

5.1.3 Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usar elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar para soportar las paredes de la excavación, se revisará la estabilidad general de una masa de suelo que incluirá el propio elemento, ante la posibilidad de falla de fondo y falla estructural del sistema de troquelamiento.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará también el empotramiento y el momento resistente mínimo requeridos para garantizar la estabilidad del elemento estructural.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \sum q F_C < c_u N_c F_R \quad (5.1.2)$$

donde:

c_u	es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU);
N_c	es el coeficiente de capacidad de carga definido en el inciso 3.3.1 que depende de la geometría de la excavación, es decir, de B, el ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;
p_v	es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;
$\Sigma q F_C$	son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga; y
F_R	se tomará igual a 0.7

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones basada en modelaciones analíticas o numéricas y en la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, su grado de fisuramiento y su posible reducción de resistencia con el tiempo. Con el nivel freático a poca profundidad, los empujes sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1. En el caso de troqueles precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar con el tiempo por relajación y por efecto de cambios de temperatura.

Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo.

5.1.4 Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

En caso de usar anclas temporales para el soporte de ademes deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse para asegurar su debido funcionamiento. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor-lechada, de la adherencia lechada-terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

5.1.5 Fricción negativa

De acuerdo con la sección 3.1, deberá considerarse en el diseño estructural, la fricción negativa que pueda generarse en las paredes de cajones de cimentación, estructuras permanentes de sistemas de retención para las excavaciones y cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I.

Para el caso de pilotes o pilas, el procedimiento recomendado para estimar la fricción negativa se presenta en el inciso 3.5.3. Para los demás casos podrán emplearse las expresiones 3.5.2 y 3.5.3.

5.2 Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

5.2.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación 3.3.11 a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes, sustituyendo en plazos cortos el peso del suelo excavado por el de la subestructura construida.

En el caso de excavaciones ademas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.

5.2.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCIÓN

Las presentes Normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales, o de concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado empotrados en su base, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad al terreno en desniveles, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite

a) de falla: la rotura estructural, el volteo, el desplazamiento horizontal de la base del muro, la falla por capacidad de carga de la cimentación del mismo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

b) de servicio: asentamiento, inclinación o deformación excesiva instantánea o diferida del muro.

Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes de agua superiores a los de diseño. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o tubos de desagüe perforados. El filtro deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán en la forma indicada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

6.1 Estados límite de falla

La capacidad de carga de la cimentación del muro se revisará en la forma indicada en el capítulo 3.

Para combinaciones de carga clasificadas en la sección 2.3.a de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones en la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados por el factor de carga indicado en la sección 3.4 de dichas normas y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento, los momentos o fuerzas motores serán afectados por el mismo factor de carga que en el caso anterior y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9; en la revisión de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motoras serán afectados por un factor de carga unitario y las resistentes por un factor de resistencia de 0.5.

Para combinaciones de cargas clasificadas en el inciso 2.3.b de las Normas citadas, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados por el factor de carga indicado en la sección 3.4 de las mismas normas mencionadas en esta sección y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento los momentos o fuerzas motores serán afectados por el mismo factor de carga que en el caso anterior y las resistentes por un factor de resistencia de 0.9; en la revisión de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motoras serán afectados por un factor de carga unitario y las resistentes por un factor de resistencia de 0.8.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semi-empírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de existir una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los aspectos que se indican a continuación:

6.1.1 Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

6.1.2 Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

6.1.3 Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor y contenido de agua de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compactación relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

6.1.4 Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro y/o profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

6.2 Estados límite de servicio

Se revisarán los estados límite de servicio: asentamiento, inclinación o deformación excesiva instantánea o diferida del muro. Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar al concreto o al acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se prestará especial atención a la protección de los pilotes en la parte oriente de la zona III de la Ciudad de México donde el subsuelo presenta una alta salinidad.

7.1.2 Plataformas de trabajo

Las plataformas de trabajo en el sitio, deberán diseñarse para soportar la carga de los equipos de construcción que realizarán los trabajos. Deberá revisarse el espesor de la plataforma, así como su grado de compactación, para las diferentes operaciones posibles: izaje, tránsito, maniobras, penetración y extracción.

Los factores que se deben considerar deben incluir, al menos: peso y dimensiones del equipo y sus componentes, brazo de palanca al centro de gravedad, fuerzas de tirón y fuerzas descendentes.

7.1.3 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de diámetro menor de 400 mm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R \left(\frac{N^2 \pi^2 E I}{4 L^2} + \frac{4 K D L^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (7.1.1)$$

donde:

- K es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;
- D es el diámetro del pilote;
- E es el módulo de elasticidad del material del pilote;
- I es el momento de inercia de la sección transversal del pilote;
- N es el número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P_c ;
- L es la longitud del pilote; y
- F_R se tomará igual a 0.35.

7.1.3.1 Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 200 mm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 500 mm. No deben construirse campanas bajo agua o lodos, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 200 mm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 200 mm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el “sangrado” del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilotes de menos de 600 mm de diámetro hasta 20 m de profundidad, ni pilas de menos de 800 mm hasta 30 m de profundidad, ni de menos de 1000 mm hasta profundidades mayores. En la misma forma, las pilas de sección no circular deberán tener dimensiones suficientes para garantizar una buena colocación del concreto.

Los pilotes o pilas deberán ser construidos con ademe o estabilizados con lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas o pilotes se aceptará una tolerancia de 10 por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

Se deberán realizar pruebas para verificar la integridad de pilotes o pilas, de acuerdo con lo especificado en la tabla 7.1.1.

Los ensayos de integridad deberán ser realizados por métodos reconocidos, cuya validez haya sido confirmada por la experiencia local. Se podrán emplear métodos geofísicos como pulso simple o combinado, pozo-abajo, pozos cruzados, gama-gama o térmicos.

7.1.3.2 Pilotes hincados a percusión

Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Tabla 7.1.1 Número mínimo de pruebas de integridad para pilotes o pilas colados en el lugar

Edificación, de acuerdo con el Art. 139 del RCDF	Número de ensayos mínimo, en % del total de pilotes o pilas
Grupo A	100
Grupo B1: Zona III	75
Grupo B1: Zonas I y II	50
Grupo B2	30

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hincada para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En el caso de pilotes hincados en suelos cohesivos blandos como los de las zonas II y III, el diámetro de la perforación previa para facilitar la hincada o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que 75 por ciento del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote. En caso de recurrir a perforación previa, el factor de reducción F_R de la ecuación 3.5.2 se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación $(1-0.4D_{\text{perf}}/D)$ donde D_{perf} y D son respectivamente el diámetro de la perforación previa y el del pilote.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 200 mm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 100 mm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un suelo compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote, mediante nivelaciones, si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote que se apoya en un estrato duro se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si el diseño de la cimentación prevé que la punta del pilote quede separada del estrato resistente y si dicho pilote se rechaza por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sean equiparables con las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

7.1.3.3 Pruebas de carga en pilotes o pilas

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba;
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación;
- c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba;
- d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila;
- e) Representación gráfica de la curva asentamientos–tiempo para cada incremento de carga;
- f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba; y
- g) Representación gráfica de la curva asentamientos-carga.

7.2 Excavaciones

7.2.1 Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo 5.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte constituido por ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas instaladas en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

Los análisis de las condiciones de flujo de agua en excavaciones se realizarán recurriendo a métodos analíticos o numéricos adaptados a la permeabilidad de los materiales del subsuelo, tomando en cuenta que, según el caso, pueden presentarse condiciones de flujo establecidas o transitorias.

7.2.2. Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y de la composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aislen.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto ampliamente superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico tiende a abatirse espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación;
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo; e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclas horizontales instaladas en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

7.2.4 Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores tolerables por la propia estructura o edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

7.2.5 Protección de taludes permanentes

En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado. Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud.

En caso de usar anclas pasivas o activas para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse para asegurar su debido funcionamiento. Las anclas activas deberán analizarse e instalarse tomando en cuenta lo señalado en 5.1.4. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.).

8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

En las edificaciones del grupo A y subgrupo B1 a que se refiere el artículo 139 del Capítulo I del Título Sexto del Reglamento, deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a la Administración cuando ésta lo solicite y a los diseñadores de inmuebles que se construyan en predios contiguos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 40 kPa (4 t/m²) o que requieran excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique la Administración, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros seis meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Después de este lapso, será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 176 del Capítulo IX del Título Sexto del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

9. CIMENTACIONES ABANDONADAS

Al demoler edificios, se tomarán las precauciones necesarias para que los elementos de cimentación dejados en el suelo no causen daños a las construcciones vecinas, a los servicios públicos o a las edificaciones que se construirán en el futuro en el mismo predio. Se tomará en cuenta que la presencia de una cimentación abandonada en un subsuelo sometido a consolidación regional tiende a generar una emersión del terreno a largo plazo, similar a la inducida por cimentaciones sobre-compensadas. Deberá demostrarse, a satisfacción de la Administración, que las precauciones tomadas garantizan que estos elementos de cimentación no tendrán efectos indeseables. En caso contrario, deberá procederse a su extracción y a la restitución de condiciones análogas a las del suelo natural.

10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS

En ningún caso será aceptable cimentar sobre rellenos naturales o artificiales que no hayan sido colocados en condiciones controladas o estabilizados.

Será aceptable cimentar sobre terraplenes de suelos no orgánicos compactados, siempre que estos hayan sido construidos por capas de espesor no mayor de 300 mm, con control del contenido de agua y del peso volumétrico seco en las condiciones marcadas por el estudio de mecánica de suelos.

La construcción de terraplenes con suelos estabilizados con cemento u otro cementante deberá basarse en pruebas mecánicas y de intemperización realizadas en el laboratorio. Estas pruebas deberán permitir definir los porcentajes de cementante requeridos así como las condiciones de colocación y compactación. Las características de los materiales colocados en la obra deberán ser verificadas por muestreo y/o pruebas de campo en el sitio. Las propiedades del material estabilizado deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad del terraplén y de las cimentaciones que descansen sobre él a corto y a largo plazo, aun bajo el efecto de infiltraciones de agua y de otros agentes de intemperización.

Al cimentar sobre rellenos controlados, deberán revisarse los estados límites de servicio y de falla de la cimentación del terraplén, del terraplén mismo y de la propia cimentación, con base en los criterios definidos en las presentes Normas.

11. RECIMENTACIONES

La recimentación de una estructura será obligatoria cuando existan evidencias observacionales o analíticas que indiquen que no cumple con las presentes Normas. La recimentación o nivelación podrá ser exigida por la Administración en el caso de construcciones que hayan sido dictaminadas como inseguras y riesgosas para las construcciones vecinas y/o los servicios públicos.

Los trabajos de recimentación o de nivelación deberán basarse en un estudio estructural y de mecánica de suelos formal. Se verificará la adecuación de la estructura existente y de la nueva cimentación. Los elementos de cimentación agregados a los existentes deberán ser precargados para asegurar su trabajo conjunto con el resto de la cimentación.

Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán realizarse por etapas de tal forma que, en ningún instante se ponga en peligro la seguridad ni se causen daños en la propia construcción, en las construcciones adyacentes y/o en los servicios públicos.

12. MEMORIA DE DISEÑO

Todo estudio o diseño geotécnico deberá incluir una memoria detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente verificada. La memoria de diseño incluirá una descripción detallada de las características del subsuelo, la justificación del tipo de cimentación o recimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados, así como una exposición de los métodos de análisis usados y sus resultados de acuerdo con las presentes Normas en cuanto a estados límite de falla y de servicio. También incluirá una descripción clara del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicado en las presentes Normas. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y de campo y otras determinaciones y análisis, las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, los cálculos realizados, así como el comportamiento futuro esperado de la construcción y de las cimentaciones de los inmuebles colindantes. Se especificarán también las distancias dejadas entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción detallada de estas condiciones y la manera como se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.