

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DE LA LEY  
DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA  
CALIFORNIA, DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN  
MATERIA DE  
“DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
CIMENTACIONES”

**Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado  
de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de 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	
3.1.1 Capacidad de carga del terreno.....	
3.2 Factores de carga y de resistencia	
3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas).....	
3.3.1 Estados límite de falla.....	
3.3.2 Estados límite de servicio.....	
3.4 Cimentaciones compensadas	
3.4.1 Estados límite de falla.....	
3.4.2 Estados límite de servicio.....	
3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura.....	

3.5 Pilotes y Pilas.....	
3.5.1 Cimentaciones con pilotes de fricción	
3.5.2 Estados límite de falla.....	
3.5.3 Estados límite de servicio.....	
3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas.....	
3.6.1 Estados límite de falla.....	
3.6.1.1 Capacidad por punta.....	
3.6.1.2 Capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas.....	
3.6.2 Estados límite de servicio.....	
3.7 Pruebas de carga en pilotes.....	
3.8 Cimentaciones especiales.....	
4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.....	
5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES.....	
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 estructuras vecinas.....	
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 Cimentaciones con pilotes o pilas.....	
7.1.2.1 Pilas o pilotes colados en el lugar.....	
7.1.2.2 Pilotes hincados a percusión.....	
7.1.2.3 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 Tablaestacas y muros colados en el lugar.....	
7.2.4Secuencia de excavación.....	
7.2.5Protección de taludes permanentes.....	
8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.....	
9. CIMENTACIONES ABANDONADAS.....	
10.CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS.....	
11.RECIMENTACIONES.....	
12.MEMORIA DE DISEÑO.....	
ANEXO.	
13. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	
14. DETALLES CONSTRUCTIVOS Y ANCLAJES.....	
15. BIBLIOGRAFIA.....	

## 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

$B$  ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes de punta o pilas

$B'$  ancho efectivo de la cimentación

$C_f$  capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción

$C_p$  capacidad de carga de un pilote de punta o pila

$c_u$  cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)

$D$  diámetro del pilote

$D_f$  profundidad de desplante

$D_r$  compacidad relativa

$E$  módulo de elasticidad del pilote

$e$  distancia a partir del eje longitudinal del cimiento en la que actúa una resultante excéntrica

$e_o$  relación de vacíos inicial

$F_C$  factor de carga

$F_R$  factor de resistencia, especificado en la sección 3.2

$F_{re}$  factor que toma en cuenta el efecto de escala para corregir la capacidad por punta de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro

$G$  módulo de rigidez al cortante del suelo

$f$  adherencia lateral media pilote-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 del pilote  
 $K$  coeficiente de reacción horizontal del suelo  
 $L$  longitud del pilote  
 $L'$  longitud efectiva de la cimentación  
 $L_e$  longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente  
 $N$  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  $\phi_u$   
 $N_{m\acute{a}x}$ , y  
 $N_{m\acute{i}n}$  coeficientes para el cálculo de  $N_q^*$   
 $N_q$  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  $\phi$  y de la relación  
 $L_e/B$   
 $N_\gamma$  coeficiente de capacidad de carga, dado por  

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$
 $n$  exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso  
 $P$  perímetro de la construcción  
 $P_c$  fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro  
 $p_v$  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 de pilotes de fricción o de grupos de pilotes de este tipo  
 $V_s$  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  $\Delta e$
- $\alpha$  coeficiente para el cálculo de  $\phi$
- $\gamma$  peso volumétrico del suelo
- $\gamma'$  peso volumétrico sumergido del suelo
- $\gamma_m$  peso volumétrico total del suelo
- $\gamma_w$  peso volumétrico del agua
- $\Delta e$  variación de 1a relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo  $\Delta p$  inducido a la profundidad  $z$  por la carga superficial
- $\Delta H$  asentamiento de un estrato de espesor  $H$
- $\Delta p$  incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial
- $\Delta z$  espesores de sub-estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes
- $\delta$  inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical
- $\xi$  porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico
- $\Sigma QF_C$  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
- $\Sigma qF_C$  suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga
- $\phi$  ángulo de fricción interna del material
- $\phi_u$  ángulo de fricción aparente
- $\phi^*$  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 la Ley de Edificaciones para el Estado de Baja California. Los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Responsable Director 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 Autoridad Correspondiente.

En este capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de cimentaciones.

Toda construcción se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las construcciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Solo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyen materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

Siendo la finalidad de la subestructura transmitir carga al terreno de sobre el cual se soporta esta, de modo que no se sobrepase su capacidad de carga, para el caso del municipio de Tijuana B.C. se deberá realizar un estudio geotécnico para aquellas estructuras mayores de 100 m<sup>2</sup> de área construida, independientemente del uso de suelo autorizado. El estudio geotécnico deberá ser firmado por un responsable técnico a cargo de un Laboratorio que cuente con la clave de la especialidad de Mecánica de Suelos o Ingeniería Geológica en el Padrón Estatal de Contratistas otorgada por la Secretaria de Infraestructura y



Desarrollo Urbano del Estado de B.C.; el alcance del mismo deberá contener los requisitos mínimos siguientes:

- Ubicación de Sondeos en el Predio
- Registros de Perforación de cada sondeo
- Granulometrías de las muestra representativas obtenidas
- Pruebas Índice
- Clasificación SUCS
- Cálculo de Capacidad de Carga, estrato resistente y profundidad del mismo
- Propuesta de cimentación recomendada
- Cálculo de asentamientos
- Valor relativo de Soporte
- Análisis de Estabilidad de taludes (en caso que aplique)
- Propuesta de dos opciones de sistemas de contención (en caso que aplique)
- Propuesta de proceso constructivo para excavación y extracción del suelo, a profundidad mayor de 2.50 m, o en la colindancia de edificios existentes.
- Estudio Geológico para zona de riesgo. (Lomeríos, zonas de laderas falladas, etc.) (en caso que aplique)

El estudio geotécnico deberá contemplar también, las indicaciones contenidas en el reglamento para la excavación, extracción y nivelación de terrenos en el municipio de Tijuana.

Atendiendo al tipo de obra, características del terreno, topografía del mismo, tipo de suelo, zonificación sísmica, etc., los requisitos mínimos requeridos en el estudio geotécnico para la ciudad de Tijuana B.C., se deberán complementar con la información necesaria en función a las necesidades del proyecto. Queda a juicio del responsable técnico del Laboratorio acreditado ante la Secretaria de Infraestructura y Desarrollo Urbano del Estado de B.C la elaboración de un acta o informe de opinión técnica para aquellas construcciones residenciales o de uso comercial menores a 200 m<sup>2</sup> de construcción de hasta dos niveles, sin considerar sótano, dicha opinión técnica sustituirá el reporte geotécnico y deberá ser firmada por el responsable técnico acreditado ante la Secretaria de Infraestructura y Desarrollo Urbano del Estado de B.C.

Para el municipio de Mexicali B.C. bastará conocer el comportamiento de las construcciones existentes en la vecindad de la obra, de no tenerse este dato, o en estructuras importantes, a juicio del Responsable Proyectista, será necesario identificar el tipo de suelo de cimentación y determinar su capacidad o consistencia, ya sea por muestreo alterado con ensayos de penetración estándar o en el caso de suelos finos (limos y arcillas) y cuando ya se cuenta con datos previos en la localidad, a partir de los límites de consistencia y contenido natural de agua del suelo previamente identificado.

Siempre deberá investigarse el efecto de las nuevas construcciones sobre la cimentación de las edificaciones colindantes.

La estructura debe anclarse a los elementos de la cimentación los cuales deberán diseñarse para resistir las tensiones y momentos flexionantes inducidos por fuerzas horizontales.

## **1.2 Unidades**

En los estudios para el diseño de cimentaciones, se usará un sistema de unidades coherente, de preferencia el Sistema Métrico.

## **2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO**

### **2.1 Investigación de las colindancias**

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de 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**

A reserva de realizar un estudio de reconocimiento del suelo, el Municipio de Mexicali se divide en cuatro regiones generales:

- a) Región I. Ciudad
- b) Región II. Rio Nuevo
- c) Región III. Valle
- d) Región IV. San Felipe

En la vecindad de una falla geológica se deberán tomar precauciones especiales para el diseño de la cimentación y estructura, las restricciones y especificaciones se obtendrán en el estudio de reconocimiento del sitio.

En Tijuana los depósitos superficiales sobre los que se encuentra asentada la mayor parte de la ciudad, consisten de capas de boleo, gravas, arenas, limos y arcillas intercaladas y/o mezcladas. Los espesores de las capas pueden variar demasiado entre estas.

A la mayoría de estos conglomerados, geológicamente jóvenes, se les puede señalar como suelos no-consolidados. Es por ello que para el municipio de Tijuana se deberá consultar la información disponible acerca de las características particulares de los suelos existentes en la mancha urbana de acuerdo a los coeficientes sísmicos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Diseño Sísmico.

### **2.3 Exploraciones**

Los requisitos mínimos que debe de cumplir la investigación del subsuelo, serán los siguientes:

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSIÓN Y CON EXCAVACIONES SOMERAS.

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

- \* Peso unitario medio de la estructura: menor o igual de 4 ton/m<sup>2</sup>
- \* Perímetro de la construcción: menor o igual que 120 m
- \* Profundidad de desplante menor o igual de 2.5 m

1) Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2) Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

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.

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

1. Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales, para cualquiera de las zonas. También se emplearan en los suelos blandos con el objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando espécimen obtenidos en dichos sondeos.
2. Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas, solo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirá a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

3. Sondeos consistentes en realizar en forma continua o selectiva, una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras. La prueba podrá consistir en medir:

-El número de golpes requeridos para lograr impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (Prueba Proctor Estándar o SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono).

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

-La respuesta esfuerzo-deformación del suelo y la presión límite registradas al provocar en el sondeo la expansión de una cavidad cilíndrica (prueba presimétrica). Este tipo de prueba se considera principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de las diferentes zonas y los estratos duros

-La resistencia al cortante del suelo (prueba de veleta o similar) este tipo de prueba se considerara principalmente para suelos blandos.

-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 ondas de corte,  $V_s$ , que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de campo como los de pozo abajo, pozos arriba, el ensayo de cono sísmico, el de sonda suspendida o el ensayo de pozos cruzados. En este tipo de pruebas es recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la fuente emisora de vibraciones.

Estos sondeos podrán usarse para fines de verificación estratigráfica con el 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. Sondeo con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usará en los materiales firmes y rocas de cualquiera de las zonas donde se encuentren este tipo de suelos a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.
5. Sondeos de percusión o de avance con equipo ticcónico o sondeos con variables de perforación controladas, es decir sondeos con registros continuos de la presión en las tuberías o mangueras de la máquina de perforar, de la velocidad e avance, de la torsión aplicada, etc... Será aceptables para identificar tipos de material 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 a 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,  $\xi$ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensaye 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  $\xi$  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.

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente 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 tres 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 determinará, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. 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 y variación de cargas que se desea 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 mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados.

Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y/o de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

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 control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compactación relativa.

## **2.5 Investigación del hundimiento regional**

En edificaciones de los grupos AA, A y B, 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**

La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones del diseño.

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) Flujo plástico local o 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 o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y 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) Inclinação media de la construcción, y
- 3) Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

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 tomados de la tabla 4 de las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Criterios y Acciones de Diseño Estructural.

### **3.1 Acciones de diseño**

En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones señaladas en la Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Criterios y Acciones de Diseño Estructural, así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, la aceleración de la masa del suelo deslizante cuando se incluya sismo, y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación.

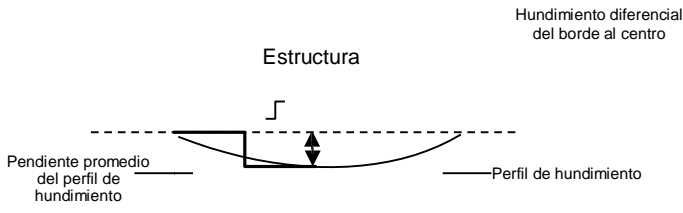
En el análisis de los estados límite de falla o servicio, se tomará en cuenta la subpresión del agua, que debe cuantificarse conservadoramente atendiendo a la evolución de la misma durante la vida útil de la estructura. La acción de dicha subpresión se tomará con un factor de carga voluntario.

De acuerdo con lo señalado en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Criterios y Acciones de Diseño Estructural, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

**a) Primer tipo de combinación**

Acciones permanentes más acciones variables, incluyendo la carga viva. 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, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, 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: Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación.**

TIPOS DE ESTRUCTURA	HUNDIMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE	OBSERVACIONES
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido extremo fijo extremo móvil	(unidades de radianes de la pendiente de asentamientos)  0.008 0.002 a 0.003 (dependiendo de los valores de la tapa flotante)	Valores aplicados a tanques sobre base flexible. Las losas rígida para la base no permitirán los asentamientos son fisuramiento y pandeo
Guías para grúas móviles	0.003	Valor tomado longitudinalmente a lo largo de la guía generalmente no rige el problema
Losa de cimentación circular o zapata anulares o rígidas para estructuras esbeltas y altas como torres, silos y tanques de agua	0.002 (pendiente transversal de cimentaciones rígidas)	
Tuberías forzadas de concretos juntas	0.015 (variación de ángulo en una junta en radianes)	La máxima variación angular en la junta es generalmente de 1 a 4 veces el promedio de las pendiente generalmente no rige el problema
Marcos de acero hasta 4 pisos de 4 a 14 pisos de 15 o más pisos 14 pisos	0.004 0.004(1.255 - 0.063n) 0.0012	n= número de pisos Deberán también analizarse los efectos de todo incremento semanal en el hundimiento superior a 0.002 veces la distancia entre columna
Estructuras de acero de 1 o 2 plantas, armaduras para techo, almacenes con muros flexibles	0.006 a 0.003	La presencia de grúas móviles y de líneas de transmisión pueden limitar el hundimiento tolerable
Casas de 1 o 2 plantas con muros de carga de ladrillo y estructuras ligeras	0.002 a 0.003	Valores mayores son tolerables si la mayor parte de hundimiento ocurre antes de completar el acabado interior
Estructura con acabado interior o exterior relativamente insensible, como mampostería en seco, paneles móviles o de vidrio	0.002 a 0.003	Desperfectos en la estructura pueden limitar los hundimientos tolerables
Estructura con acabado interior o exterior sensibles, como yeso, piedra, ornamenta, teja	0.001 a 0.002	Valores mayores son tolerables si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de terminar la obra
Estructura rígida de concreto pesado de varias plantas sobre losa de cimentación estructurada de +1.20m de espesor	0.0015	Daños al acabado interior a al exterior puede limitar los hundimientos tolerables
 <p>Hundimiento diferencial del borde al centro</p> <p>Estructura</p> <p>Pendiente promedio del perfil de hundimiento</p> <p>Perfil de hundimiento</p>		<p>El hundimiento diferencial tolerable se expresa en términos de la pendiente del perfil del hundimiento</p> <p>Valor de 0.001= 1cm de hundimiento deferencial en 10 m de distancia</p> <p>Valor de 0.008= 8cm de hundimiento diferencial en 10 m de distancia</p>

## **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 como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño 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 superestructura 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 de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Diseño Sísmico 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 de la sección A.6 del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado, de Seguridad Estructural en Materia de: Diseño por Sísmico.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Criterios y Acciones de Diseño Estructural.

En el caso de cimentaciones profundas construidas en rellenos compresibles se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

- 1) El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial consolidada–no drenada, realizada bajo una presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo in situ.
- 2) El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- 3) La fricción negativa desarrollada en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.
- 4) Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.



Cuando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo.

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.

### **3.1.1 Capacidad de carga del terreno**

La seguridad de las cimentaciones contra los estados límites de falla se evaluará en términos de la capacidad de carga neta, es decir del máximo incremento de esfuerzo que pueda soportar el suelo al nivel de desplante. La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de las resistencias medias de cada uno de los estratos afectados por el mecanismo de falla más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

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

Los esfuerzos y deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán fijarse tomando en cuenta las propiedades de la estructura y las de los suelos de apoyo. Con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras se determinará la distribución de esfuerzos compatibles con la deformación (ver tabla 3.1) y resistencia del suelo y de la subestructura para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, o mediante un estudio explícito de interacción suelo-estructura.

En el proyecto de la cimentación y con base en el estudio de mecánica de suelos, se deberá fijar el procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la seguridad durante y después de la construcción.

Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que deba hacerse al procedimiento de construcción especificado en el estudio de mecánica de suelos se analizará con base en la información contenida en dicho estudio.

### **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 de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Criterios y Acciones de Diseño de Estructural. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste.

La acción de la subpresión y de la fricción negativa 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:

- a)  $F_R=0.35$  para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad, y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y
- b)  $F_R=0.70$  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 (cimentaciones someras)**

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

En esta verificación, tomando en cuenta la existencia 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.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_v \quad (3.1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\Sigma Q F}{A} < \left[ \bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (3.2)$$

Donde

$\Sigma Q F_c$  es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga;

$A$  es el área del cimientto;

$p_v$  es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

$\bar{p}_v$  es la presión vertical efectiva a la misma profundidad;

$\gamma$  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;

$N_c$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$a) \text{ Para suelo friccionante } N_c = [ N_c - 1 ] \cot \phi \quad (3.3.a)$$

$$b) \text{ Para suelo cohesivo } N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L) \quad (3.3.b)$$

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

Donde  $D_f$ , es la profundidad de desplante y  $L$  la longitud del cimientó; 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:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (3.4)$$

Donde  $\phi$  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;

$N_\gamma$  es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.5)$$

El coeficiente  $N_\gamma$  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.

También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones 3.1 ó 3.2 una expresión basada en los resultados de pruebas de campo, respaldada por evidencias experimentales confirmadas en los suelos de Baja California.

Además, al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro  $\phi$  estará dado por:

$$\phi = \text{Ang } \tan (\alpha \tan \phi^*) \quad (3.6)$$

Donde  $\phi^*$  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  $\alpha$  será igual a  $0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$ . Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado,  $\alpha$  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 ec. 3.2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (3.7)$$

Donde

$\gamma'$  es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades  $Z$  y  $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$ ; y

$\gamma_m$  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 resultantes excéntricas actuando a una distancia  $e$  del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (3.8)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento 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 cimiento 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 3.1 y 3.2 por  $(1 - \tan \delta)^2$ , donde  $\delta$  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 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:

$$B [1 + 2/3 (H/B)^2] \quad (3.9)$$

- 4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.
- e) En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará 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 esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el inciso 3.2.a.
- f) 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 en un medio homogéneo implícito en las ecuaciones 3.1 y 3.2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos 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 cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente serán afectados por el factor de resistencia que señala el inciso 3.2.a.
- g) 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 3.1 y 3.2, deberá tomarse



igual a la mitad del definido en la sección 3.2 para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Autoridad Correspondiente, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.

h) 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.

Cuando se usen losas corridas en arcillas blandas se comprobará que el centro de gravedad de las cargas coincida con el centro de gravedad del área de cimentación.

Si se tiene conocimiento de que el suelo es una arcilla expansiva deberá hacerse un estudio de suelos para el proyecto de que se trate y tomar las precauciones necesarias.

Para obtener la capacidad de carga neta se comprobará que se satisfaga lo siguiente para zapatas continuas.

Los coeficientes de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ , se calcularán con las ecuaciones 3, 4 y 5 y a su vez, se podrán utilizar como guía los valores dados en la tabla 3.2.

**TABLA 3.2**  
**COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA**

$\varnothing$	Nc	Nq	$N_{\gamma}$	Nq/Nc	tan $\varnothing$
0°	5.14	1.00	0.00	0.20	0
5°	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
10°	8.34	2.47	1.22	0.3	0.18
15°	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
20°	14.83	6.4	5.39	0.43	0.35
25°	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
30°	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
35°	46.12	33.30	48.03	0.72	0.7
40°	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
45°	133.87	134.87	271.76	1.01	1
49°	229.92	265.50	613.18	1.15	1.15

Donde:

$$Nc = ( Nq - 1 ) \cot \varnothing \quad \text{Ec.(3.3.a) } Nq$$

$$= \exp( \pi \tan \varnothing ) \tan^2( 45^\circ + \varnothing/2 ) \quad \text{Ec.(3.4)}$$

$$N_{\gamma} = 2 ( Nq + 1 ) \tan \varnothing \quad \text{Ec.(3.5)}$$

### 3.3.2 Estados límite de servicio (cimentaciones someras)

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones estáticas se calcularán 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 desprestigiar 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 generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Diseño Sísmico. 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:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[ \frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \quad (3.10)$$

Donde

$\Delta H$  es el asentamiento de un estrato de espesor  $H$ ;

$e_0$  es la relación de vacíos inicial;

$\Delta e$  es la variación de 1a relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical  $\Delta p$  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

$\Delta z$  son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical  $\Delta p$  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.

### **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 (cimentaciones compensadas)**

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala la sección 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 (cimentaciones compensadas)**

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 descargado por la excavación.

- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se tomará en cuenta 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 deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación carga estática–carga sísmica cíclica se alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90 por ciento de su 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 la sección 3.3.2.

El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de 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 sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. 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 sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

### **3.5 Pilotes y Pilas**

Los pilotes son miembros estructurales con dimensiones pequeñas en su sección transversal comparada con su longitud y que transmiten su carga al terreno resistente a través de su punta y/o por fricción en su superficie.

Las pilas son elementos de cimentación con dimensiones grandes de la sección transversal (mayor de 80 cm) y que se encargan de transmitir la carga proveniente de la superestructura (edificación, puente, etc.) a un estrato que sea capaz de soportarla. Existen diversos métodos de excavación, incluyendo el hincado previo de un cilindro que forma después la pared exterior de la pila.

Los pilotes y pilas se diseñarán con los procedimientos y los factores de seguridad de las normas aplicables de diseño estructural de concreto acero o madera, según el caso.

Deberán considerarse los efectos de las siguientes acciones:

- a) Fuerzas transmitidas por la superestructura; además de la carga axial deberán considerarse, cuando sean significativos, las fuerzas laterales y momentos flexionantes aplicados en el extremo superior del pilote;
- b) Los efectos del peso propio del pilote y de la fricción, negativa o positiva, aplicada a lo largo de su fuste, y
- c) En pilotes prefabricados deberán, además, revisarse las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte y el izaje, así como las que se presentan en el hincado.

### **3.5.1 Cimentaciones con pilotes de fricción**

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. En suelos blandos, se usan comúnmente como complemento de un sistema de cimentación 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 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 solicitaciones 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, los pilotes de fricción 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, en suelos blandos en proceso de consolidación, la losa puede perder el sustento del suelo de apoyo por lo que resulta prudente considerar que no contribuye a la capacidad de carga global.



En ambos casos, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y de servicio.

El espacio dejado entre la punta de los pilotes de fricción y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación del estrato en el que se colocaron.

### **3.5.2 Estados límite de falla.**

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado, la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción alguna de las capacidades de carga siguientes:

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

Despreciando la capacidad de los pilotes, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.1 ó 3.2, de la sección 3.3, según el caso.

Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contratrabes 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 dada por la ec. 3.12 con un factor de resistencia  $F_R$  igual a 1.0.

b) Capacidad de carga del sistema suelo–pilotes de fricción

Despreciando la capacidad del sistema suelo–losa, se verificará entonces para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la

desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_C < R \quad (3.11)$$

Donde:

$\Sigma QF_C$  es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

$R$  es la capacidad de carga que se considerará igual a:

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

La capacidad de carga por punta de los pilotes individuales se calculará mediante las ecuaciones 3.13 ó 3.14, con un factor de resistencia,  $F_R$ , igual a 0.7.

Si se adopta este tipo de revisión, los pilotes deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo–losa o suelo–zapatas.

Cuando la losa esté desplantada a profundidad, se considerará el efecto del empuje en reposo en los muros perimetrales como se indica en la sección 3.4.3.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes individuales o subgrupos de pilotes 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 sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión,  $C_f$ , se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (3.12)$$

Donde

$A_L$  es el área lateral del pilote;

$f$  es la adherencia lateral media pilote–suelo; y

$F_R$  se tomará igual a 0.7, salvo para pilotes hincados en perforación previa (sección 7.1.2.2)

Para los suelos cohesivos blandos, la adherencia pilote–suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas–no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec. 3.12 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo.

### **3.5.3 Estados límite de servicio**

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores 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.

## **3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas**

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llama pilas a los elementos de más de 60 cm de diámetro colados en perforación previa.

### **3.6.1 Estados límite de falla**

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad [3.11](#) para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas según las secciones 3.6.1.1 y 3.6.1.2.

#### **3.6.1.1 Capacidad por punta**

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila,  $C_p$ , se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes (sección 3.7). 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:

a) Para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (3.13)$$

b) Para suelos friccionantes

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (3.14)$$

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;

$\bar{p}_v$  es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

$c_u$  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 3.3.

Tabla 3.3

**Coeficiente  $N_c^*$**

$\phi_u$	0°	5°	10°
$N_c^*$	7	9	13

$\phi_u$  es el ángulo de fricción aparente;

$N_q^*$  es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)} \quad (3.15)$$

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

$$N_q^* = N_{\max} \quad (3.16)$$

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

Tabla 3.4

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

$\phi$	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 resistente;

$B$  es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes;

$\phi$  es el ángulo de fricción interna, con la definición del inciso 3.3.1.a; y

$F_R$  se tomará igual a 0.35.

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

En el caso de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro, la capacidad calculada a partir de resultados de pruebas de campo o mediante las ecuaciones 3.13 ó 3.14, deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- a) Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor

$$F_{re} = \left( \frac{B+0.5}{2B} \right)^n \quad (3.17)$$

Donde

$B$  es el diámetro de la base del pilote o pila ( $B > 0.5$  m); y

$n$  es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

b) Para pilotes hincados en suelos cohesivos firmes fisurados, multiplicar por el mismo factor de la ec. 3.17 con exponente  $n=l$ . Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo, multiplicar por:

$$F_{re} = \frac{B+1}{2B+1} \quad (3.18)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación con pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, 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:

$$B \left[ 1 + \frac{2}{3} \left( \frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (3.19)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos de pilotes.

### **3.6.1.2 Capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas.**

En cualquier situación en la que pueda eventualmente desarrollarse fricción negativa, no deberá considerarse ninguna contribución de la fricción lateral a la capacidad de carga de los pilotes de punta o pilas. En suelos firmes se podrá agregar a la capacidad de punta una resistencia por fricción calculada mediante la ec. 3.12, en la que la adherencia considerada no deberá ser mayor que el esfuerzo vertical actuante en el suelo al nivel considerado multiplicado por un factor de 0.3, y afectado con un factor de resistencia de 0.7.

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 solicitaciones horizontales.

### **3.6.2 Estados límite de servicio**

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la 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.



### **3.7 Pruebas de carga en pilotes**

Las estimaciones de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta 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 AA, A ó B. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. 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 de punta, 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. Podrán hacerse pruebas de campo en pilotes de sección menor que la del prototipo y extrapolar el resultado mediante las ecuaciones 3.17 a 3.19.

### **3.8 Cimentaciones especiales**

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Autoridad Correspondiente. 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

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

Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo–estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos de apoyo.

Las presiones de contacto consideradas 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 las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;
- b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes Normas (tabla 3.1); y
- c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas mas 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.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte, izaje e hinca. Los pilotes deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

Los pilotes de concreto deberán cumplir con lo estipulado en el Reglamento y en sus Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los pilotes de acero deberán protegerse contra corrosión al menos en el tramo comprendido entre la cabeza y la máxima profundidad a la que, se estime, pueda descender el nivel freático.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá entonces diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo como sin él es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes.

## 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 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, considerándose las sobrecargas 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. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7.

La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m<sup>2</sup>) con factor de carga unitario.

### **5.1.1 Taludes**

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u 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 un mes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles tomando 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.

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

### **5.1.2 Falla por subpresión en estratos permeables**

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se analizará en su caso la estabilidad del fondo de la excavación por 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 con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable, la cual 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  $h_i$  del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h_i > \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w \quad (5.1)$$

Donde

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

$\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua; y

$\gamma_m$  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 del estrato permeable por medio de bombeo.

### 5.1.3 Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablaestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluirá el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

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

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

$$p_v + \Sigma q F_C < c_u N_c F_R \quad (5.2)$$

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 la sección 3.3.1 y que depende de la geometría de la excavación. En este caso,  $B$  será 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 determinada a partir de modelaciones analíticas o numéricas y de la experiencia local.

En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados 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 considerablemente con el tiempo por relajación y por efecto de variaciones de temperatura.



Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir las acciones de los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo en el suelo bajo el fondo de la excavación.

#### **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 con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia 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.

## **5.2 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 ec. 3.10 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.

En el caso de excavaciones ademadas, 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 contruidos para dar estabilidad al terreno en desniveles, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo, desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo.

Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efecto de presión del agua. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados. Este dispositivo 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 de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Diseño Sísmico.

## 6.1 Estados límite de falla

Los estados límite de falla a considerar para un muro serán la rotura estructural, el volteo, la falla por capacidad de carga, deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

Para combinaciones de carga clasificadas en el inciso 2.3.a de las Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural en Materia de: Criterios y Acciones de Diseño Estructural, en la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.4 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.4 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.

Para combinaciones de carga clasificadas en el inciso 2.3.b de las Normas citadas, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.1 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.1 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.

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 compacidad 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 mobilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro 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**

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 el concreto o el 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 cuando el subsuelo presenta una alta salinidad.

### **7.1.2 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 ocasione 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 tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de diámetro menor de 40 cm 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:

$$P_c = F_R \left( \frac{N^2 \pi^2 E I}{4 L^2} + \frac{4 K D L^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (7.1)$$

Donde

$K$  es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;

$D$  es el diámetro del pilote;

$E$  es el módulo de elasticidad del pilote;

$I$  es el momento de inercia 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.

#### **7.1.2.1 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 20 cm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 50 cm. 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 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm 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 pilas de menos de 80 cm hasta 30 m de profundidad, ni de menos de 100 cm hasta profundidades mayores. Las pilas deberán ser construidas con ademe o estabilizadas con lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

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

#### **7.1.2.2 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.

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 hinca o 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 pilotes de fricción el diámetro de la perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que el 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 3.12 se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación  $(1-0.4D_{perf}/D_{pil})$  donde  $D_{perf}$  y  $D_{pil}$  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 muy 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 20 cm 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 10 cm 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 manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hincada 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 de punta 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 es un pilote de fricción el que se rechace 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 sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

### **7.1.2.3 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; y
- f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba.

## **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, tablaestacas 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.

### **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 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 aíslen.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, 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 de agua. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

### **7.2.3 Tablaestacas 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 tablaestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablaestacas 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 compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de 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 con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. Las anclas activas deberán analizarse e instalarse tomando en cuenta lo señalado en la sección 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 Reglamento correspondiente de la Ley de Edificaciones del Estado, 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 Autoridad Correspondiente 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/m<sup>2</sup>) o que requieran excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique la Autoridad Correspondiente, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento

previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligación realizar las mediciones que señala el Reglamento correspondiente de la Ley de Edificaciones del Estado, 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 dañados por sismo o cuya vida útil haya concluido, 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 aparente del terreno muy prolongada en el tiempo, similar a la inducida por cimentaciones sobre-compensadas, que puede causar deformaciones inaceptables en la periferia de la misma.

Deberá demostrarse, a satisfacción de la Autoridad Correspondiente, 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 contruidos por capas de espesor no mayor de 30 cm, 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, en su estado actual o con vista a una ampliación o remodelación de la misma, será obligatoria cuando existan evidencias observacionales o analíticas que indiquen que la cimentación en su estado actual o futuro no cumple con las presentes Normas. La recimentación o renivelación podrá ser exigida por la Autoridad Correspondiente 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 renivelación deberán basarse en un estudio estructural y de mecánica de suelos formal. En el caso de una recimentación, se verificará la adecuación de la estructuración 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 cualquier instante de la construcción y posteriormente a ella, no 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**

La memoria de diseño incluirá una justificación del tipo de cimentación proyectada y de los procedimientos de construcción especificados así como una descripción explícita de los métodos de análisis usados y del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en estas Normas. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y otras determinaciones y análisis, así como las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, la interacción considerada en el diseño, la interacción considerada con las cimentaciones de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, que se deje entre estas cimentaciones y las que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terrenos con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados sobre taludes, o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción de estas condiciones y como éstas se tomaron en cuenta para diseñar la cimentación.

En las edificaciones de los grupos AA, A y B a que se refieren estas Normas Técnicas Complementarias de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, de Seguridad Estructural, 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 los diseñadores de edificios que se construyan en predios contiguos.

## **ANEXO**

### **13. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

### **14. DETALLES CONSTRUCTIVOS Y ANCLAJES**

Deben respetarse los requisitos básicos de construcción establecidos en estas Normas. Además, se tendrán en cuenta las disposiciones siguientes, especialmente para cimentaciones de maquinaria:

## **a) Concreto**

En cimentaciones de bloque debe usarse concreto con resistencia especificada,  $f'c$  no menor de 150 kg/cm<sup>2</sup>; en la superestructura (columnas, trabes y losas superiores) de cimentaciones formadas por marcos, la resistencia  $f'c$  no debe ser menor de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

Las cimentaciones de bloque y las losas de base de cimentaciones formadas por marcos, deben colarse en capas horizontales. La superestructura se colará, de preferencia, en una sola operación. La localización de las juntas de construcción debe ser definida por el proyectista. Se recomienda proteger los bordes de la cimentación con ángulos de acero anclados en el concreto.

## **b) Refuerzo**

Se colocarán barras de refuerzo en todas las superficies, y alrededor de toda abertura, agujero, entrante, etc., que haya en el cuerpo de la cimentación. El refuerzo principal se calculará a partir de las solicitaciones que actúen sobre la cimentación. En las cimentaciones de bloque y en las losas de base de cimentaciones formadas por marcos, el refuerzo se colocará en tres direcciones. En cimentaciones de bloque, el refuerzo mínimo será de 25 kg por metro cúbico de concreto en las losas de base de cimentaciones formadas por marcos, el refuerzo mínimo será de 50 kg por metro cúbico de concreto. Las barras que se coloquen alrededor de las aberturas, agujeros, entrantes, etc. deben prolongarse 40 veces su diámetro más allá de los puntos de cruce entre dichas barras.

### **c) Juntas de expansión**

Las cimentaciones de maquinaria deben separarse de los elementos estructurales adyacentes, a fin de evitar la transmisión de las vibraciones. Cuando no pueda evitarse que la cimentación de una máquina quede en contacto con algún elemento estructural, se colocarán dos capas de fieltro entre ambas superficies.

### **d) Elementos de sujeción**

Generalmente una máquina se une a su cimentación por medio de pernos de anclaje. Estos se unen a la placa de base de la máquina pasando a través de ella y se ahogan en el concreto de la cimentación. El colado de la cimentación debe interrumpirse algunos centímetros abajo del nivel inferior de la placa de base.

Para placas de base de 20 a 30 cm de ancho, este espacio será usualmente de 2 a 3 cm verticalmente. Para placas más anchas podrá ser hasta 5 cm.

## **BIBLIOGRAFÍA.**

- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 de octubre de 2004, México D. F.
- Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California, Requisitos Estructurales (1992), Título D.