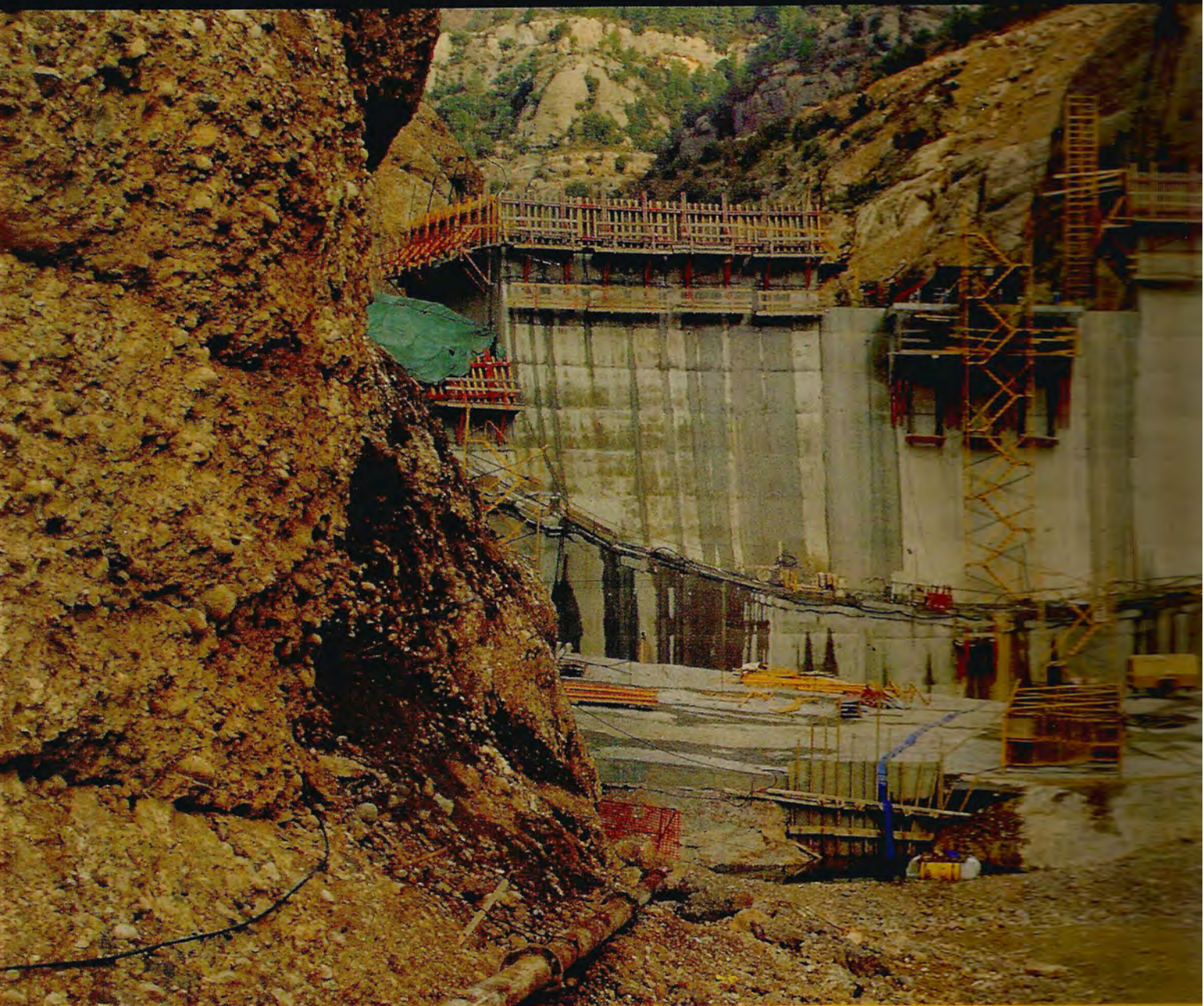


Ingeniería Geológica



PEARSON
Prentice
Hall

Coordinador:
Luis I. González de Vallejo

An aerial photograph of a large-scale construction site. In the upper center, a tall red crane stands on a yellow construction mat. The ground is a mix of dirt, sand, and concrete. Numerous rectangular concrete slabs are laid out in rows across the site. In the background, there are several multi-story buildings and parked cars, suggesting an urban or industrial setting. The overall scene is one of active construction.

CAPÍTULO 8

CIMENTACIONES

CONTENIDO

1. Introducción
2. Cimentaciones directas
3. Cimentaciones profundas
4. Cimentaciones superficiales en roca
5. Cimentaciones en condiciones geológicas complejas
6. Reconocimientos geotécnicos

8.1

Introducción

Toda estructura ha de apoyarse necesariamente en el terreno, que puede considerarse un material más de los que la conforman. Sin embargo, en comparación con el resto de los materiales estructurales, como el hormigón o el acero, el suelo es menos resistente y más deformable. Por consiguiente, no puede resistir las mismas tensiones y resulta preciso dotar a la estructura de unos apoyos o **cimentaciones** que repartan y transmitan al terreno unas presiones que sean compatibles con su resistencia y con su deformabilidad.

La forma y las dimensiones de esos apoyos son función de las cargas y de la naturaleza del terreno. Cuando éste lo permite se suele acudir a **cimentaciones directas**, que reparten las cargas de la estructura en un plano de apoyo horizontal (Figura 8.1a). Habitualmente, pero no siempre, este tipo de cimentación se construye a poca profundidad bajo la superficie, por lo que también son llamadas **cimentaciones superficiales**. En otras ocasiones el suelo no tiene la competencia suficiente, la resistencia o rigidez adecuadas para permitir el apoyo directo, y es necesario acudir a **cimentaciones profundas**, que transmiten las cargas de la estructura fundamentalmente en vertical, ya sea de forma repartida o concentrada (Figura 8.1b).

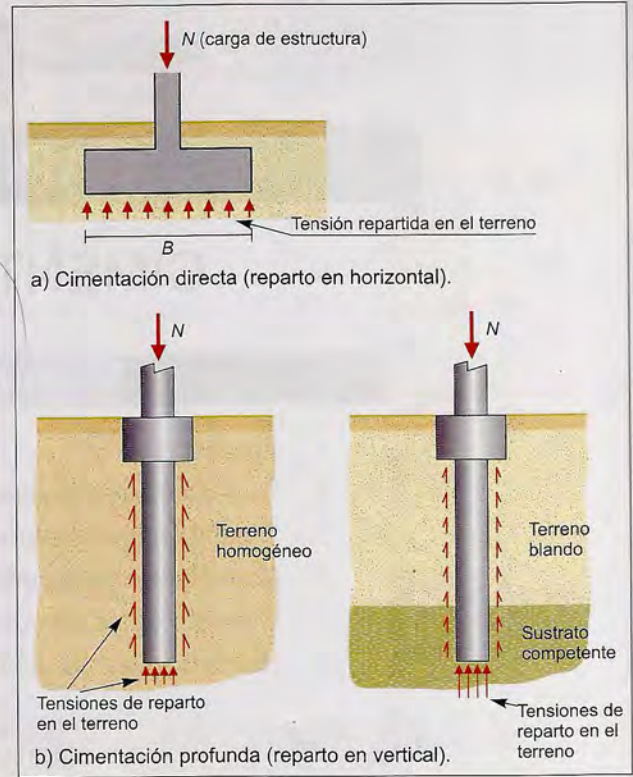


Figura 8.1 Tipos básicos de cimentación.

Criterios generales de diseño

Para que el diseño de una cimentación sea adecuado se requiere:

1. Que sea **estable**, es decir, que el coeficiente de seguridad disponible (relación entre la carga que produciría el agotamiento de la resistencia del terreno y el hundimiento de la cimentación), sea adecuado.
2. Que sus **deformaciones** sean **admisibles**, o que los movimientos (asientos, desplazamientos horizontales, giros) causados por la deformación del terreno sometido a las tensiones transmitidas por la cimentación, sean tolerables por la estructura.
3. Que no afecte a **construcciones cercanas**, en terreno por una cimentación no se hagan notar más allá de los límites estrictos de la estructura a construir. Por tanto, hay que asegurar que no afecte negativamente a construcciones vecinas.

4. Que sea **perdurable**, o que las premisas anteriores se mantengan durante toda la vida útil de la estructura, lo que hace necesario considerar la posible evolución de las condiciones iniciales debida a:
 - Cambios de volumen espontáneos, como en el caso del colapso de rellenos mal compactados o suelos naturalmente colapsables (loess, algunos limos yesíferos, etc.).
 - Cambios de volumen debidos a modificaciones en el estado de humedad de terrenos arcillosos potencialmente expansivos.
 - Socavación en los cauces y orillas de los ríos.
 - Erosión interna del terreno por rotura de colectores u otras conducciones de agua.
 - Contacto con terrenos o aguas subterráneas agresivas.
 - Oscilaciones del nivel del agua que puedan dar lugar a cambios en los niveles de ten-

siones efectivas o a alteraciones de la resistencia y la deformabilidad del suelo.

- Deslizamientos si la estructura se sitúa en una ladera inestable.

Fases de estudio

En el proyecto de una cimentación se distinguen tres fases fundamentales. La primera de ellas es la recogida de los datos necesarios: el tipo de estructura, la situación de los pilares o apoyos y las cargas previstas; en edificación éstas son preferentemente verticales, pero también pueden existir cargas horizontales y momentos debidos, por ejemplo, a la acción del viento, al empuje del terreno, etc. El segundo conjunto de datos se refiere al terreno y deberán estar recogidos en un **informe geotécnico** (Apartado 8.6); en particular habrá que considerar la resistencia del terreno a esfuerzo cortante, su peso específico y su deformabilidad. En cuanto a la resistencia, ésta vendrá dada en

términos del ángulo de rozamiento interno y la cohesión, o mediante la resistencia al corte sin drenaje en el caso de suelos arcillosos. La deformabilidad se expresará en términos del módulo de deformación o del índice de compresión y, en el caso en que se prevean asientos diferidos a largo plazo, del coeficiente de consolidación. Habrá que considerar también la falta de uniformidad o heterogeneidad del terreno, por si pueden producirse asientos diferenciales como consecuencia de las diferencias de condiciones de apoyo de unas zapatas u otras.

La segunda fase del diseño consiste en la determinación de las tensiones de hundimiento del suelo y, por aplicación de un coeficiente de seguridad, de las **presiones admisibles**. Del mismo modo habrá que estimar los movimientos producidos por la aplicación de las cargas en el terreno, en especial los **asientos**, y analizar si son tolerables por la estructura. La tercera fase corresponde al **diseño estructural**, es decir, a la determinación de las dimensiones y forma de las cimentaciones, sus armaduras, etc.

8.2

Cimentaciones directas

Tipos de cimentación

Como se ha dicho anteriormente, una cimentación directa es aquella que reparte las cargas de estructura en su plano horizontal de apoyo. En otras acepciones habituales a estas cimentaciones se les llama a veces **superficiales**, definiéndolas como aquellas cuyo plano o base de apoyo se sitúa a una profundidad igual o menor a 5 veces su anchura o dimensión mínima en planta.

Existen dos tipos fundamentales de cimentaciones directas: las **zapatas** y las **losas**. Las zapatas pueden ser individuales para un solo pilar o combinadas, recogiendo en una zapata varios pilares. Un caso particular de zapata combinada es la **zapata corrida o continua**, que recibe una serie de pilares alineados o un muro. Finalmente, un caso que se puede considerar intermedio entre las zapatas y las losas es el de la cimentación por medio de un **emparrillado**, que consiste en una serie de zapatas corridas, entrecruzadas en dos direcciones (Figuras 8.2 y 8.3).

Presión de hundimiento

Cuando sobre una cimentación directa se aplica una carga creciente de forma progresiva se obtiene una curva como la representada en la Figura 8.5. Mientras las cargas son pequeñas o moderadas el asiento crece de manera aproximadamente proporcional a la carga aplicada, dando lugar a un comportamiento aproximadamente elástico. Sin embargo, si la carga sigue aumentando la relación asiento-carga se curva, alcanzándose finalmente una situación en la que el terreno no acepta más incrementos de carga a pesar de que las deformaciones continúen creciendo. Se dice entonces que se ha alcanzado el hundimiento.

La presión para la cual se alcanza el agotamiento de la resistencia del terreno y el hundimiento es función de su resistencia a esfuerzo cortante, de las dimensiones de la cimentación, de la profundidad a que está situada, del peso específico del suelo y de la situación del nivel freático.

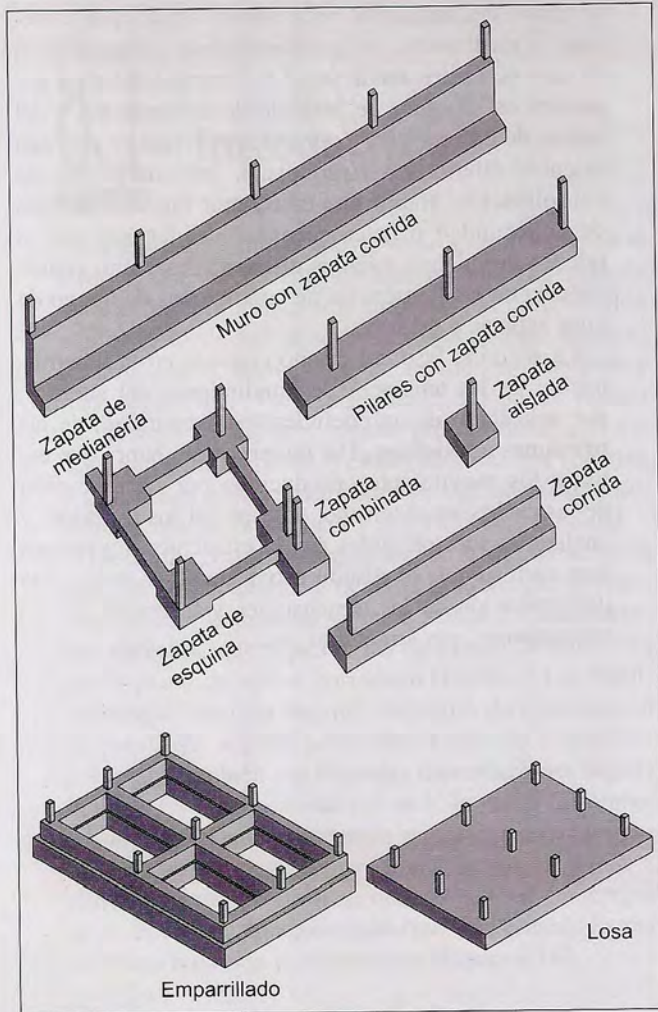


Figura 8.2 Tipos de cimentación directa (Calavera, 1987).



Figura 8.3 Construcción de una gran losa para la cimentación de un centro comercial en Santa Cruz de Tenerife (cortesía de E. García Rodríguez).

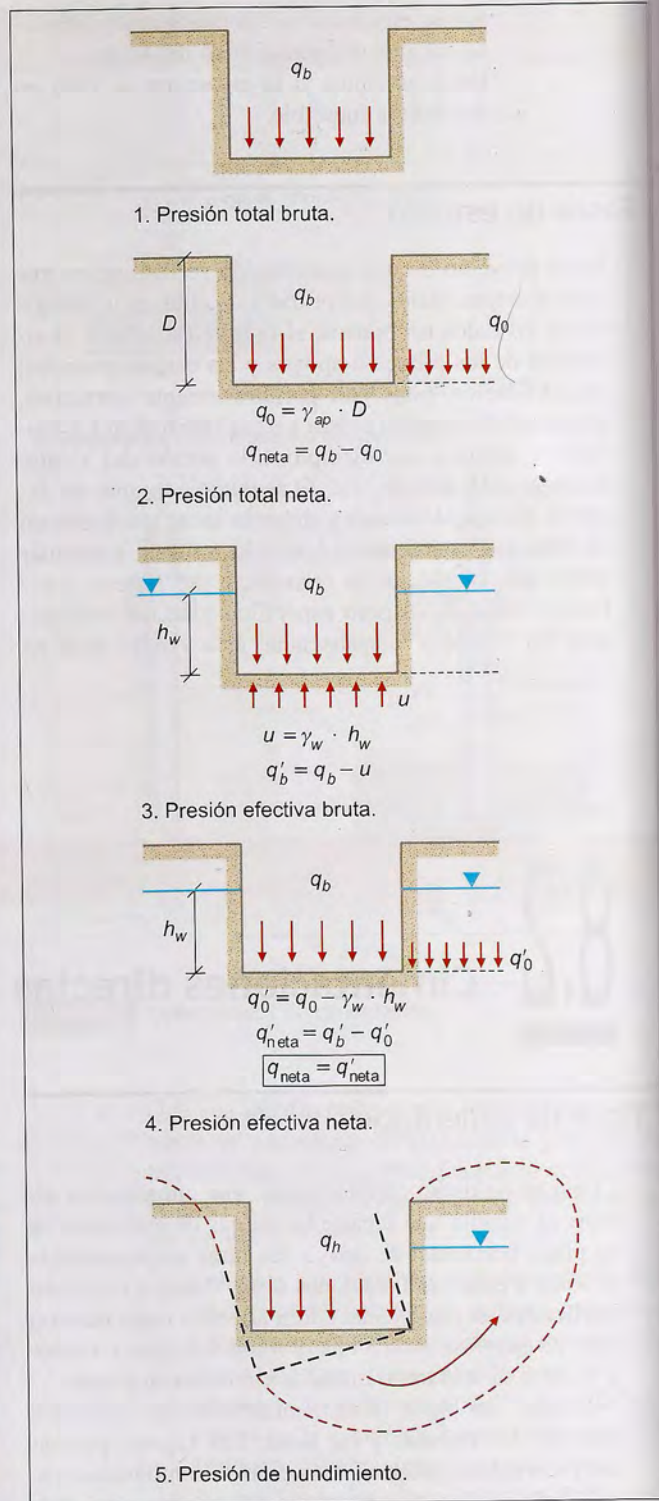


Figura 8.4 Definiciones de presiones.

Cuando se alcanza el hundimiento, la forma de rotura del terreno bajo una cimentación directa es similar a la esquematizada en la Figura 8.6. Como puede apreciarse, tiene lugar un deslizamiento a lo largo de

una línea o superficie ABC. Si la cimentación está situada a una cierta profundidad con relación a la superficie del terreno, el deslizamiento va acompañado del levantamiento de las tierras que hay por encima del plano de apoyo de la cimentación.

En los apartados siguientes se describe la forma de evaluar la presión de hundimiento y la presión admisible de las cimentaciones directas.

Definiciones básicas

(ver Figura 8.4)

1. **Presión total bruta** (q_b): es la presión vertical total que actúa en la base de la cimentación (cociente entre la carga total y el área de la cimentación); incluye todas las componentes verticales: sobrecargas, peso de la estructura, peso del propio cimiento, etc.
2. **Presión total neta** (q_{neta}): es la diferencia entre q_b y la presión vertical total del terreno (q_0) al nivel de la base de la cimentación (sobrecarga de tierras); usualmente q_{neta} es el incremento de tensión vertical total a dicho nivel.
3. **Presión efectiva bruta** (q'_b): es la diferencia entre la presión total bruta y la presión intersticial (u) al nivel de la cimentación.
4. **Presión efectiva neta** (q'_{neta}): es la diferencia entre q'_b y la presión efectiva vertical (q'_0) debida a la sobrecarga de tierras al nivel de la cimentación (obsérvese que $q_{neta} = q'_{neta}$)

$$\begin{aligned} q'_{neta} &= q'_b - q'_0 = (q_b - u) - (q_0 - u) = \\ &= q_b - q_0 = q_{neta} \end{aligned}$$

5. **Presión de hundimiento** (q_h, q'_h): es la presión vertical para la cual el terreno agota su resistencia al corte; puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

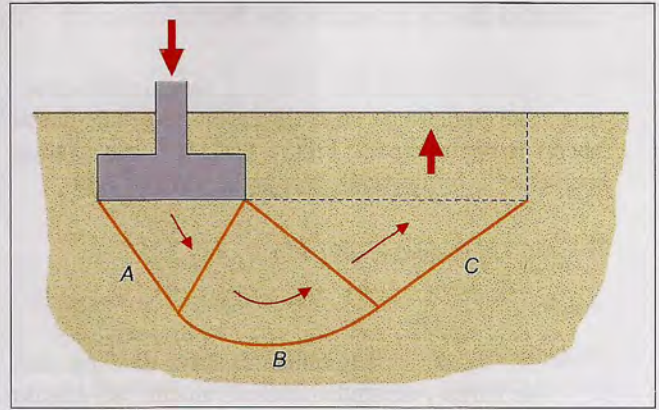


Figura 8.6 Forma de rotura por hundimiento.

6. **Presión admisible frente al hundimiento** (q_{ad}, q'_{ad}): es la presión vertical para la cual se cuenta con un coeficiente de seguridad adecuado frente al hundimiento; puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas. Esta presión no tiene por qué ser la finalmente seleccionada como admisible para la estructura; así, aunque cuente con suficiente seguridad frente al hundimiento, no incluye ninguna limitación especial frente a los asentos, de forma que la estructura podría deformarse en exceso, aunque no se hunda.
7. **Presión admisible de trabajo** (q_{adr}, q'_{adr}): es la presión vertical admisible para una determinada estructura teniendo en cuenta no sólo la seguridad frente al hundimiento, sino también su tolerancia a los asentos; obviamente será igual o menor que q_{ad} . Puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

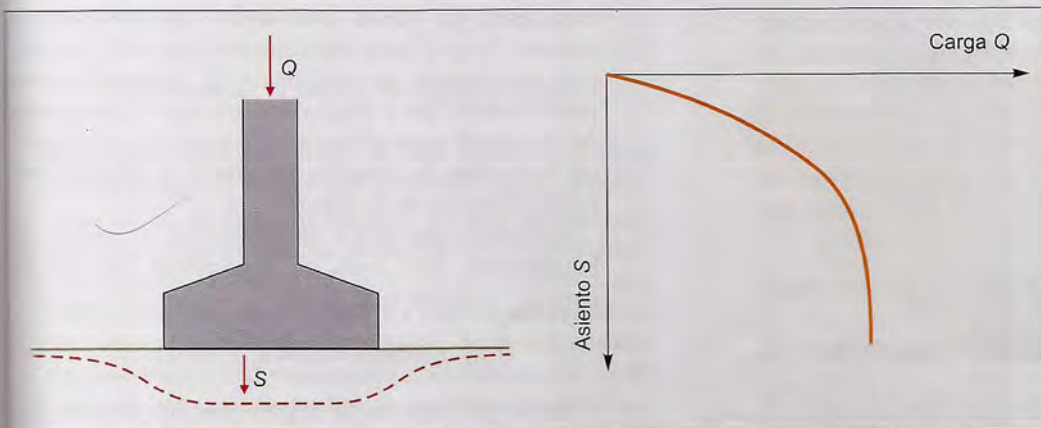


Figura 8.5 Definición de presión de hundimiento.

Cálculo de la presión de hundimiento

La presión de hundimiento de una cimentación directa en faja (indefinida en la dirección perpendicular al ancho B de la zapata, Figura 8.7), se suele evaluar mediante la formulación propuesta por Terzaghi:

$$q_h(\text{bruta}) = cN_c + q_0N_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma$$

donde:

- N_c , N_q , N_γ se denominan factores de capacidad de carga y dependen exclusivamente del ángulo de rozamiento interno efectivo del suelo.
- c es la cohesión del terreno.
- q_0 es la tensión vertical debida a la sobrecarga total de tierras al nivel de la cimentación.
- B es el ancho del cimient.
- γ es el peso específico del suelo por debajo de la cimentación.

Los tres términos de la ecuación anterior muestran tres contribuciones diferenciadas a la resistencia: el primer término es debido a la cohesión, el segundo al efecto de la sobrecarga de tierras sobre el plano de apoyo y el tercero al peso específico del suelo por debajo del cimient. Evidentemente, esta ecuación puede expresarse en tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

Con respecto a los factores de capacidad de carga, existen expresiones o ábacos que permiten su determinación directa, pudiendo emplearse con suficiente fiabilidad las siguientes:

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} e^{\pi \cdot \tan \phi'} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi'$$

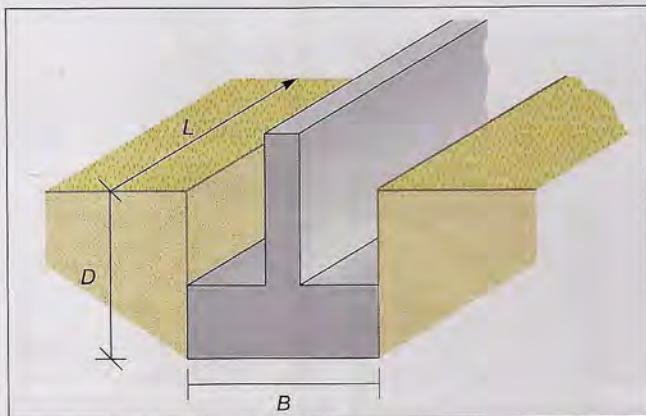


Figura 8.7 Geometría de una cimentación directa.

Capacidad de carga en condiciones sin drenaje

Carga en faja

Este es el caso teórico más simple, aplicable a suelos cohesivos (saturados) en los que las condiciones más desfavorables se suelen producir inmediatamente tras la carga, es decir, antes de que los excesos de presión intersticial generados hayan podido disiparse.

El cálculo sin drenaje se efectúa en tensiones totales, adoptando $\phi = 0$, $c = S_u$. Para un ángulo de rozamiento nulo, los factores de capacidad de carga adoptan los siguientes valores:

- $N_q(\phi = 0) = 1$
- $N_c(\phi = 0) = 5,14$
- $N_\gamma(\phi = 0) = 0$

En consecuencia, la tensión de hundimiento total bruta resulta:

$$q_h(\text{bruta}) = S_u N_c + q_0 = 5,14 S_u + \gamma D$$

donde:

- γ es el peso específico aparente del terreno situado por encima de la base de la cimentación.
- D es la profundidad de la base del cimient.

Factores de corrección

a) Influencia de la profundidad de la cimentación

La ecuación de Terzaghi no considera que el terreno situado sobre la base de la zapata tenga resistencia. Como se ha señalado, su acción estabilizadora ($q_0 = \gamma D$) proviene tan solo del efecto de sobrecarga. Sin embargo, es evidente que para producir el hundimiento del cimient, la superficie de rotura teórica deberá no sólo «levantar» el terreno situado junto a la zapata, como se mostraba en la Figura 8.6, sino también atravesarlo, movilizándolo su resistencia al corte. Para tener en cuenta este efecto, que obviamente aumenta la tensión de hundimiento disponible, se emplea usualmente un coeficiente de corrección «por profundidad». En la Figura 8.8 se recoge la propuesta de Skempton para el factor de corrección (d_c) a aplicar al término de cohesión, función de la relación profundidad/ancho de la cimentación.

Aplicando este factor de corrección, la presión de hundimiento total bruta en condiciones sin drenaje para una carga en faja resulta:

$$q_h(\text{bruta}) = 5,14 d_c S_u + \gamma D$$

En lo que respecta al empleo práctico de este factor, es importante señalar que en ocasiones puede ser prudente no considerarlo. Este sería el caso de cons-

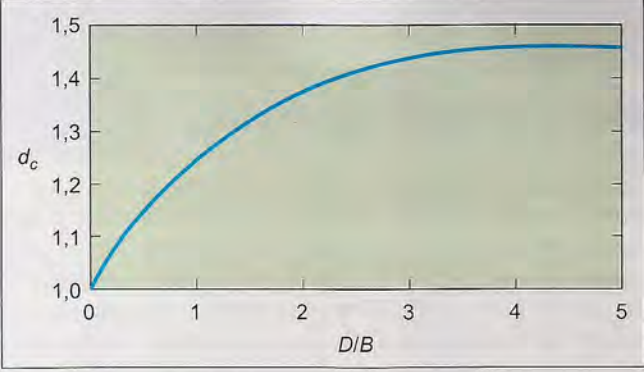


Figura 8.8 Factor de corrección (d_c) por la profundidad del cimiento según Skempton.

truir una zapata poco profunda en un terreno arcilloso de plasticidad elevada, ya que en épocas secas podrían desarrollarse grietas por retracción que alcanzarían la profundidad del cimiento. En estas circunstancias la superficie de deslizamiento teórica habría de levantar las tierras, pero no movilizar su resistencia al corte, ya que existirían discontinuidades abiertas y sin resistencia. En un terreno granular o simplemente no susceptible de agrietamiento por desecación, no hay inconveniente en aplicar la corrección.

Un segundo aspecto de interés, ligado en cierta medida con el anterior pero más general, radica en el empleo del término de sobrecarga de tierras en su conjunto. Basta con observar la expresión de la presión de hundimiento para comprobar que ésta aumenta de forma directa con la profundidad D del cimiento. Pues bien, sobre todo cuando se trata de cimentaciones someras, será necesario asegurarse de que las hipótesis realizadas se mantendrán durante la vida útil de la estructura. Será necesario, por tanto, considerar si en el futuro se podrán realizar excavaciones para alojar servicios, saneamientos, etc., junto a las cimentaciones, ya que darían lugar a una reducción, incluso anulación, de la sobrecarga de tierras.

b) Influencia de la forma de la cimentación

La presión de hundimiento de una zapata circular o cuadrada resulta mayor que la de una zapata corrida. Este hecho es bastante intuitivo, ya que cuando una zapata en faja (indefinida en una dirección) alcanza el hundimiento, la superficie de rotura es marcadamente bidimensional. Sin embargo, en una zapata cuadrada del mismo ancho B , la superficie de rotura resulta marcadamente tridimensional (la «cuña» de rotura se expande más allá de los límites geométricos de la zapata), es decir, las zapatas corridas movilizan la resistencia de un volumen menor de suelo por unidad de

área del cimiento que las cimentaciones no indefinidas en una dirección.

Este efecto de aumento de resistencia en función de la forma se tiene en cuenta mediante un factor de corrección (s_c), que puede tomarse como:

$$s_c = 1,20 \text{ para zapata circular}$$

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \text{ para una zapata rectangular de dimensiones en planta } B \times L.$$

La expresión general de la presión de hundimiento total bruta en condiciones sin drenaje resultará entonces:

$$q_h(\text{bruta}) = 5,14 d_c s_c S_u + \gamma D$$

Capacidad de carga en condiciones drenadas

Carga en faja

Cuando la permeabilidad del suelo es suficientemente elevada como para que el exceso de presión intersticial generado por la aplicación de las cargas de la cimentación se disipe de forma casi simultánea con la construcción (caso de los suelos eminentemente granulares), el cálculo de la presión de hundimiento se realiza en tensiones efectivas. Este cálculo también es aplicable a los suelos de baja permeabilidad (arcillas) cuando se desee determinar la capacidad de carga una vez se haya alcanzado el equilibrio de presión intersticial y hayan concluido los procesos de consolidación.

La expresión básica de la presión de hundimiento efectiva bruta para una carga en faja (zapata corrida indefinida), resulta:

$$q'_h(\text{bruta}) = c'N_c + q'_0N_q + \frac{1}{2} B\gamma'N_\gamma$$

donde los factores de capacidad de carga tienen el mismo significado que en los apartados anteriores y los parámetros de resistencia al corte (c' , ϕ') vienen expresados en tensiones efectivas. El peso específico γ' es aquél necesario para calcular las tensiones efectivas por debajo del cimiento (γ_{ap} en caso de terreno sin saturar o $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ en caso de suelo saturado con presiones de agua hidrostáticas).

Factores de corrección

a) Influencia de la profundidad de la cimentación

El efecto de la profundidad ya ha sido analizado anteriormente para condiciones de carga sin drenaje. En condiciones drenadas, los coeficientes a emplear para



Recuadro 8.1

Cálculo de la presión de hundimiento

Se pretende construir un edificio sobre un potente estrato arcilloso. El nivel freático se encuentra prácticamente en superficie. El reconocimiento geotécnico realizado muestra que el peso específico aparente del suelo es $\gamma_{ap} = 20$ kN/m³ y que se trata de una arcilla firme con una resistencia a la compresión simple $q_u = 150$ kN/m².

Suponiendo que las zapatas del edificio serán cuadradas, de 2 m de lado y que se cimentará a 2 m bajo la superficie del terreno, estimar la presión de hundimiento.

Solución:

Los parámetros a introducir en la expresión de la presión de hundimiento son:

$$S_u = \frac{q_u}{2} = 75 \text{ kPa}$$

$$d_c = 1 \text{ (por proximidad a la superficie)}$$

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{2}{2} = 1,2$$

En consecuencia, la presión solicitada será:

$$\begin{aligned} q_h(\text{bruta}) &= 5,14 \cdot 1,2 \cdot 75 + 20 \cdot 2 = \\ &= 502,6 \text{ kPa} \approx 0,5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

tener en cuenta la resistencia del terreno por encima del plano de cimentación pueden tomarse:

- Término N_c : d_c (Figura 8.8).
- Término N_q : $d_q = 1$ (se suele despreciar).
- Término N_γ : $d_\gamma = 1$ (no tiene influencia real).

b) Influencia de la forma de la cimentación

Este efecto también ha sido descrito para condiciones de carga sin drenaje. Para condiciones drenadas se pueden emplear:

- Término N_c : s_c , anteriormente definido.
- Término N_q : $s_q = 1 + 1,5 \tan \phi' \frac{B}{L}$.
- Término N_γ : $s_\gamma = 1 - 0,1 \frac{B}{L}$.

Existen otros factores que pueden influir en la tensión de hundimiento: inclinación de la carga, excentricidad, existencia de una capa rígida de terreno a poca profundidad, apoyo de cimentaciones cercanas al borde de un talud, etc. El procedimiento a seguir en estos casos, a menudo resueltos mediante factores de corrección en la expresión general, puede consultarse en Jiménez Salas y otros (1976) y Brinch Hansen (1970).

tor de minoración a la tensión de hundimiento calculada. Dicho factor, o **coeficiente de seguridad**, se suele aplicar sobre la presión de hundimiento neta. Es decir, la parte que se minorada es en realidad el incremento de tensión que sufre el terreno al nivel de cimentación elegido. Por lo tanto, la presión bruta admisible de una cimentación directa vendrá dada por la expresión:

$$q_{ad}(\text{bruta}) = \frac{q_h(\text{neto})}{F} + q_0 = \frac{q'_h(\text{neto})}{F} + q_0$$

Notas:

1. En el cálculo sin drenaje se emplean tensiones totales (brutas o netas) para expresar la tensión admisible.
2. En cálculos con drenaje es muy recomendable emplear tensiones efectivas y aplicar el coeficiente de seguridad sobre la tensión efectiva de hundimiento neta, $q'_h(\text{neto})$.
3. En la práctica habitual se suele adoptar un coeficiente de seguridad $F=3$ para condiciones permanentes. Para situaciones transitorias (fase intermedia en la construcción, sismo), o para la cimentación de estructuras de tierras (terraplenes, tierra armada, etc.), pueden en principio emplearse coeficientes menores, debiendo juzgar cada caso de forma particular.

Coeficiente de seguridad. Presión admisible con respecto al hundimiento

Para establecer una presión de cimentación suficientemente alejada del hundimiento se debe aplicar un fac-

Distribución de presiones bajo cimentaciones directas

Para el dimensionamiento de una cimentación directa es preciso conocer todas las fuerzas que actúan sobre ella. Las que transmite la estructura son conocidas de antemano, pero hay otras más complejas, como la dis-

Recuadro 8.2

Ejemplo del cálculo de la presión efectiva de hundimiento

En un aluvial de arenas y gravas se pretende cimentar las pilas de un viaducto. De acuerdo con los sondeos realizados el nivel freático se encuentra profundo, por debajo de la zona de influencia de la cimentación. El peso específico aparente del terreno es $\gamma_{ap} = 20 \text{ kN/m}^3$, y el ángulo de rozamiento interno efectivo, deducido de las penetraciones dinámicas realizadas, ha resultado ser $\phi' = 35^\circ$. Se desea determinar la presión efectiva de hundimiento para las zapatas del viaducto, de 4 m de ancho (B) y 8 de longitud (L) en planta, si se empotran 2 m bajo la superficie.

Solución:

Dado que se trata de un suelo granular, se supondrá que la cohesión efectiva es nula ($c' = 0$). Mediante la aplicación de las expresiones de los apartados anteriores se obtiene:

$$N_q = 33,29 \quad N_\gamma = 33,92 \quad s_q = 1,52$$

$$s_\gamma = 0,95 \quad d_q = 1 \quad d_\gamma = 1$$

La presión efectiva vertical en la base de la cimentación, q'_0 , resulta:

$$q'_0 = \gamma_{ap} \cdot D = 2 \cdot 20 = 40 \text{ kPa}$$

Finalmente, la presión de hundimiento será:

$$q'_h(\text{bruta}) = q'_0 s_q d_q N_q + \frac{1}{2} B \gamma'' s_\gamma d_\gamma N_\gamma =$$

$$= 40 \cdot 1,52 \cdot 33,29 + 0,5 \cdot 4 \cdot 20 \cdot 0,95 \cdot 33,92 = 3.313 \text{ kPa}$$

Como puede apreciarse, la presión de hundimiento obtenida es muy elevada ($>3 \text{ MPa}$). Este efecto suele ser habitual en suelos granulares, salvo en los muy flojos, y da lugar a que las presiones admisibles de trabajo se limiten fundamentalmente por la admisibilidad de asientos de la estructura, más que por su seguridad frente al hundimiento.

tribución de las presiones de reacción del terreno bajo la zapata, que dependen del tipo de terreno y de la rigidez de la cimentación.

Supóngase que sobre una zapata infinitamente flexible (Figura 8.9), apoyada directamente sobre la superficie de un terreno horizontal, se coloca una sobrecarga uniforme. Por efecto de esta sobrecarga, el terreno y la zapata sufrirán un asiento. El asiento será mayor en el centro que en los extremos, y no se limitará al área cargada, sino que se extenderá a ambos lados hasta una cierta distancia. Como la zapata es infinitamente flexible, no es capaz de soportar momentos flectores y, en consecuencia, la distribución de presiones con que el terreno reacciona es idéntica a la distribución uniforme de presiones colocada sobre la zapata.

Supóngase ahora que sobre el terreno horizontal se coloca una zapata infinitamente rígida. Al situar sobre ella la misma sobrecarga uniforme, se producirá también un asiento, cuya magnitud será muy semejante al valor medio del asiento en el caso de la zapata flexible. Sin embargo, la rigidez de la zapata hace imposible la forma del perfil de asientos que se obtenía en el caso de la zapata flexible, de modo que, en las regiones entre los puntos A y B y entre los puntos C y D, el asiento será mayor que el correspondiente a la zapata flexible; mientras que, entre B y C, el asiento de la zapata rígida será menor que el de la zapata flexible. Consecuentemente, las presiones entre A y B y entre

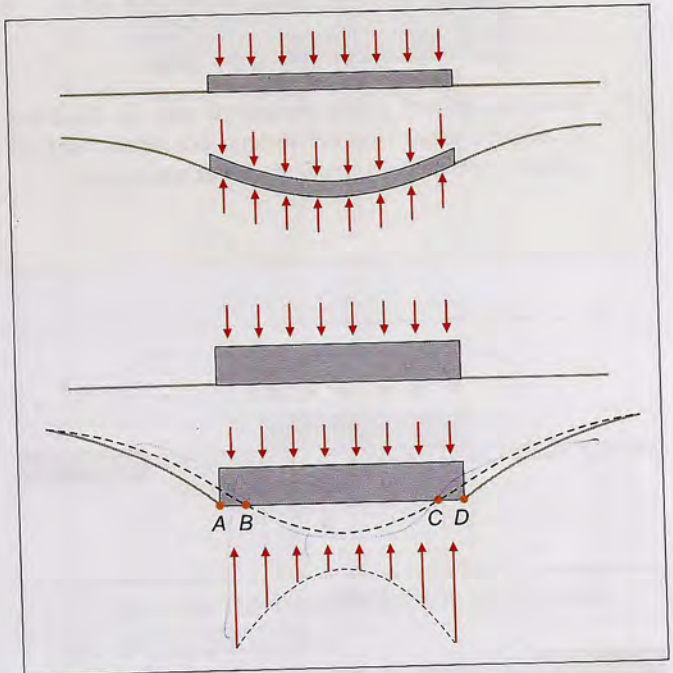
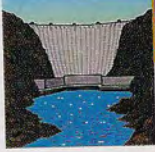


Figura 8.9 Distribución de presiones en cimentaciones flexibles y rígidas.

C y D serán, en el caso de la zapata rígida, superiores a las correspondientes a la zapata flexible y, por el contrario, entre B y C, las presiones serán menores



Recuadro 8.3

Ejemplo de cálculo de la presión efectiva de hundimiento y la presión admisible

- Determinar la presión efectiva de hundimiento neta en el caso del Recuadro 8.2. ¿Cuál será la presión efectiva admisible bruta para un coeficiente de seguridad $F = 3$?
- Si en el caso del Recuadro 8.2 se comprueba que el nivel freático se encuentra a 2 m de profundidad, coincidiendo con la base de la cimentación, determinar a cuanto se habrá reducido la presión admisible bruta. (Suponer que con la saturación no cambia el peso específico aparente del suelo.)
- Idem si el nivel freático se sitúa en la superficie del terreno.

Solución:

- En el ejemplo del Recuadro 8.2 se ha obtenido $q'_h(\text{bruta}) = 3.313 \text{ kPa}$, de forma que:

$$q'_h(\text{neta}) = q'_h(\text{bruta}) - q'_0 = 3.313 - 40 = 3.273 \text{ kPa}$$

$$q'_{ad}(\text{bruta}) = \frac{q'_h(\text{neta})}{F} + q'_0 = \frac{3.273}{3} + 40 = 1.131 \text{ kPa} \approx 1,1 \text{ MPa}$$

- En este caso el único parámetro que se modifica es el peso específico del terreno por debajo del mientamiento, que ha de tomarse como el sumergido:

$\gamma'' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \approx 10 \text{ kN/m}^3$. La presión efectiva neta de hundimiento será:

$$q'_h(\text{neta}) = q'_0(s_q d_q N_q - 1) + \frac{1}{2} B \gamma'' s_\gamma d_\gamma N_\gamma$$

$$q'_h(\text{neta}) = 40(1,52 \cdot 33,29 - 1) + 0,5 \cdot 4 \cdot 10 \cdot 0,95 \cdot 33,92 = 2.628,5 \text{ kPa}$$

y la presión efectiva admisible bruta:

$$q'_{ad}(\text{bruta}) = \frac{2.628,5}{3} + 40 = 916 \text{ kPa} \approx 0,92 \text{ MPa}$$

- En este caso también varía la presión efectiva debida a la sobrecarga:

$$q'_0 = q_0 - u = 20 \cdot 2 - 10 \cdot 2 = 20 \text{ kPa}$$

$$q'_h(\text{neta}) = q'_0(s_q d_q N_q - 1) + \frac{1}{2} B \gamma'' s_\gamma d_\gamma N_\gamma$$

$$q'_h(\text{neta}) = 20(1,52 \cdot 33,29 - 1) + 0,5 \cdot 4 \cdot 10 \cdot 0,95 \cdot 33,92 = 1.636,5 \text{ kPa}$$

y la presión efectiva admisible bruta:

$$q'_{ad}(\text{bruta}) = \frac{1.636,5}{3} + 20 = 565,5 \text{ kPa} \approx 0,56 \text{ MPa}$$

Nota: Como puede apreciarse, la elevación del nivel freático puede dar lugar a una reducción sustancial de la presión admisible efectiva.

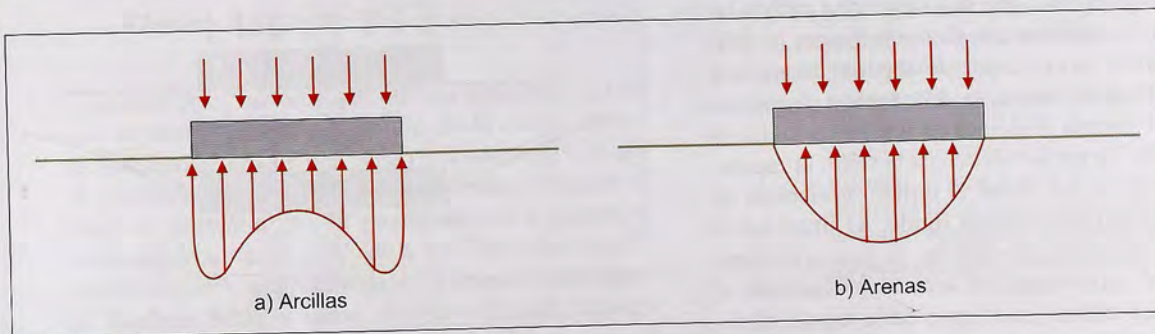


Figura 8.10 Distribución de presiones en zapatas rígidas sobre arcillas y arenas.

que la presión uniforme que se coloca sobre la zapata. Resulta así una distribución de presiones bajo la zapata no uniforme, caracterizada por unos valores máximos en los extremos y un valor mínimo en el centro. Si el terreno fuera elástico y de resistencia infinita

las tensiones bajo los bordes A y B serían infinitas. Como la resistencia del terreno no es infinita, esas tensiones podrán, o no, ser muy altas, pero tendrán un valor finito. En el caso de arcillas (Figura 8.10a), la distribución de presiones es muy semejante a la teóri-

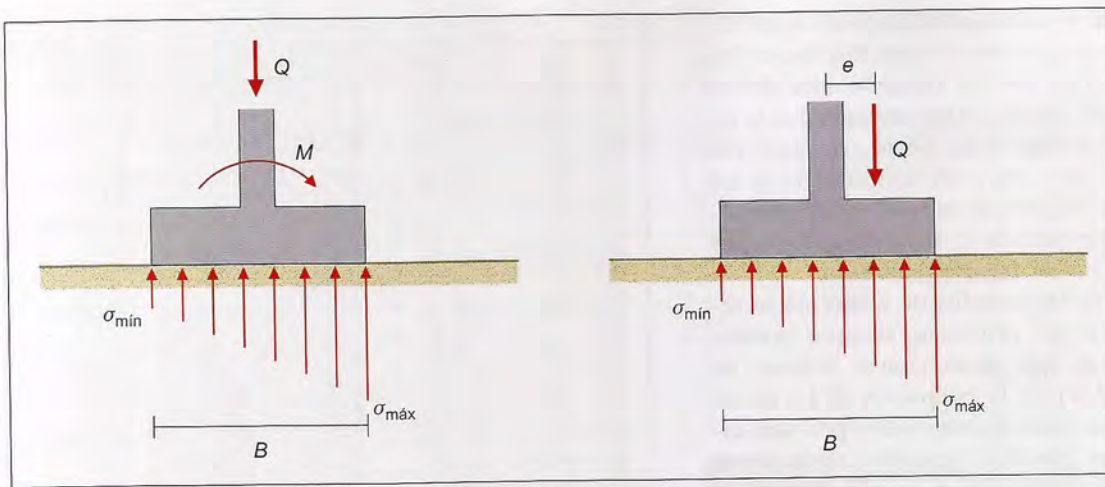


Figura 8.11 Carga excéntrica y reparto de presiones teóricas bajo la zapata ($e < B/6$).

ca del ejemplo anterior; sin embargo, la resistencia limitada del terreno produce en los extremos unas zonas de plastificación. En el caso de arenas, dado que no es posible que se produzca en el borde en superficie una presión muy alta, la distribución de presiones toma la forma parabólica que se indica en la Figura 8.10b).

Los métodos de la mecánica del suelo permiten la estimación aproximada de las distribuciones de presiones reales bajo zapatas rígidas. No obstante, a efectos prácticos, no es habitual hacer esta determinación. Lo que suele suponerse es una distribución de presiones lineal, de forma trapezoidal o triangular, debajo de la zapata.

En la Figura 8.11 se representa el caso de una zapata sometida a una carga vertical centrada Q y un momento en base de pilar M . Este conjunto equivale a la carga Q , vertical, situada a una cierta distancia del eje del pilar e , que es la excentricidad ($e = M/Q$).

Cuando la excentricidad es menor que la sexta parte del ancho de la zapata, las expresiones para las tensiones máxima y mínima son las siguientes:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{Q}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ \sigma_{\min} &= \frac{Q}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \end{aligned} \right\} e \leq \frac{B}{6}$$

Si la excentricidad es superior a la sexta parte del ancho de la zapata, entonces la distribución de presiones no es trapezoidal, sino triangular y el valor de la tensión máxima y del ancho de la zapata que está sometido a presión vienen dados por las expresiones siguientes (Figura 8.12):

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{3} \frac{Q}{B - 2e} \quad ; \quad b = \frac{3}{2} (B - 2e) \quad ; \quad e > \frac{B}{6}$$

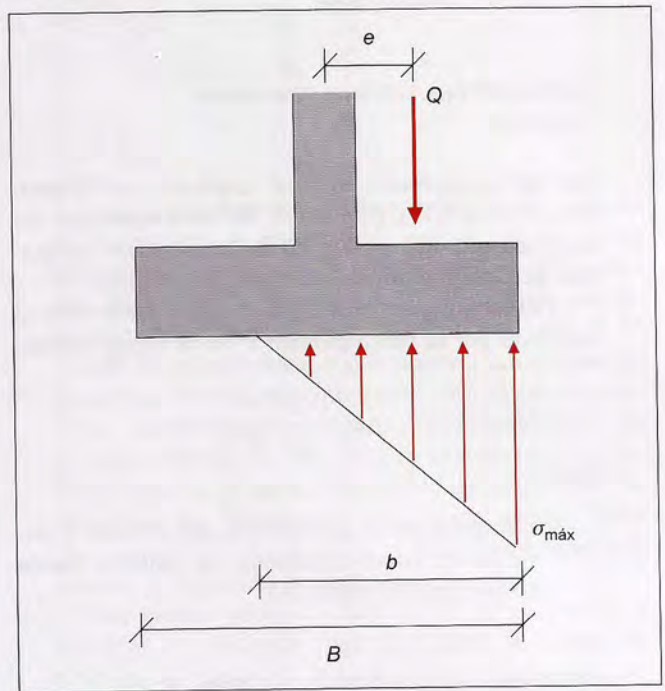


Figura 8.12 Carga excéntrica y reparto de presiones teóricas bajo zapata ($e > B/6$).

Distribución de tensiones en el terreno bajo áreas cargadas

■ ASPECTOS FUNDAMENTALES. CRITERIOS DE UTILIZACIÓN

El apartado anterior se ha centrado en cómo se distribuyen las presiones directamente bajo las cimentaciones directas; sin embargo, esta información no es sufi-

ciente para estimar los asientos del terreno. Para ello es necesario conocer también cómo se distribuyen las presiones transmitidas por las cimentaciones dentro del terreno, en profundidad. Se ha mostrado que la influencia de una carga no infinitamente extensa se encuentra limitada a una cierta zona de influencia en sus proximidades. Por ello resulta muy interesante analizar cómo se distribuyen en el terreno las tensiones originadas por cargas de extensión limitada.

En la mayoría de los tratados de geotecnia se recogen soluciones a este problema, siempre basadas en teorías elásticas, que proporcionan órdenes de magnitud razonables para la estimación de los incrementos de tensión vertical originados por una cimentación. En los párrafos siguientes se incluyen algunas soluciones habituales a emplear en casos prácticos. Un mayor número de situaciones resueltas puede encontrarse en Jimenez Salas y otros (1976) y en Poulos y Davis (1974).

■ CARGA PUNTUAL SOBRE UN SEMIESPACIO ELÁSTICO

Este fue el problema original estudiado por Boussinesq (Figura 8.13). El resto de las soluciones para semiespacio elástico provienen de la adecuada integración de otras hipótesis de carga más complejas.

La expresión para el incremento de tensión vertical originado por la carga puntual P de la figura resulta:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$$

donde

— z, R : parámetros geométricos que definen la posición del punto o elemento de suelo en donde se calculan las tensiones.

■ TENSIONES VERTICALES BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO UNIFORMEMENTE

La solución de este problema (Figura 8.14), debida a Newmark, permite obtener el incremento de tensión vertical a una profundidad z bajo la esquina de un rectángulo cargado uniformemente con una carga repartida q .

Llamando:

$$m = L/z$$

$$n = B/z$$

se tiene:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{4\pi} I_\sigma$$

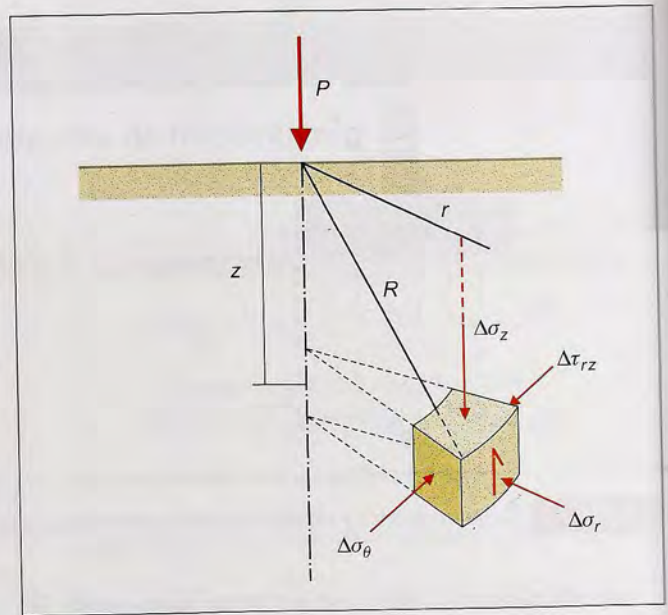


Figura 8.13 Tensiones debidas a una carga puntual en un semiespacio elástico.

donde I_σ es un coeficiente de influencia que puede determinarse a partir de consideraciones geométricas mediante la expresión siguiente:

$$I_\sigma = \frac{2mn(m^2 + n^2 + 2)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{(m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2)} \cdot \arcsen \cdot \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2} \right]$$

La relativa complejidad de la formulación anterior puede resolverse de manera sencilla mediante el em-

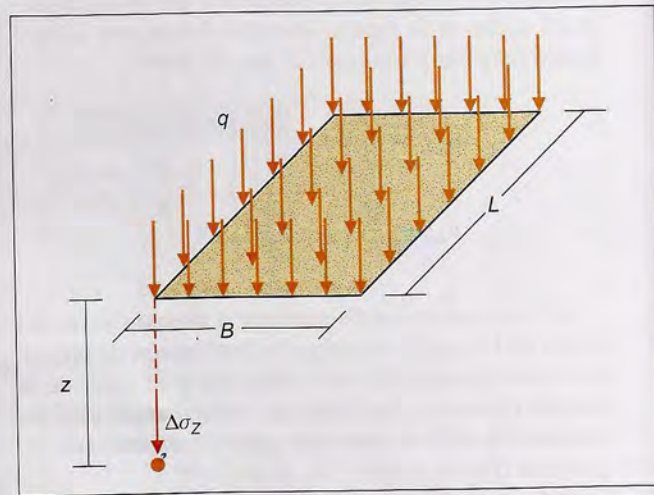


Figura 8.14 Tensiones verticales bajo un rectángulo cargado uniformemente.

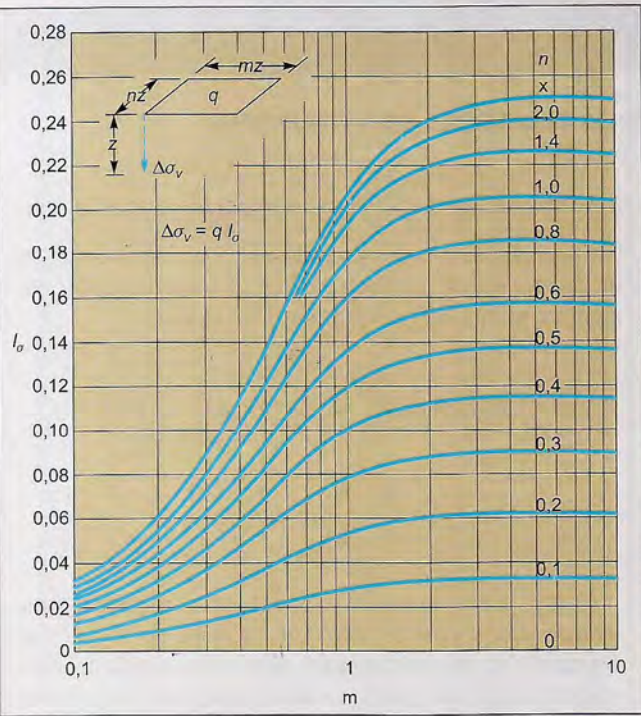


Figura 8.15 Tensión vertical bajo la esquina de un rectángulo uniformemente cargado (Fadum, 1948; en Jiménez Salas y otros, 1976).

pleo de ábacos de entrada directa. En la Figura 8.15 se reproduce el preparado por Fadum, que permite la obtención directa del coeficiente de influencia en función de los parámetros geométricos m y n . Como puede apreciarse, en la expresión de dicho coeficiente se incluye ya el divisor 4π de la fórmula de Newmark.

No cabe duda de que en la mayoría de los casos interesará conocer las tensiones producidas por cargas rectangulares no sólo bajo sus esquinas, sino también en otros puntos del terreno (bajo el centro, un borde, o incluso bajo un punto alejado del área cargada). Para ello se puede hacer uso del principio de superposición de la teoría de la elasticidad, de forma que basta combinar de forma apropiada los incrementos de tensión producidos por una serie de rectángulos debidamente seleccionados. Así, por ejemplo, el incremento de tensión bajo el centro de un rectángulo de lados L y B será la suma de los incrementos de tensión originados bajo las esquinas de 4 subrectángulos de lados $L/2$ y $B/2$.

■ TENSIONES BAJO UN ÁREA CIRCULAR CARGADA UNIFORMEMENTE

La integración de la ecuación de Boussinesq bajo el centro del área de carga da lugar a la siguiente expresión (Figura 8.16):

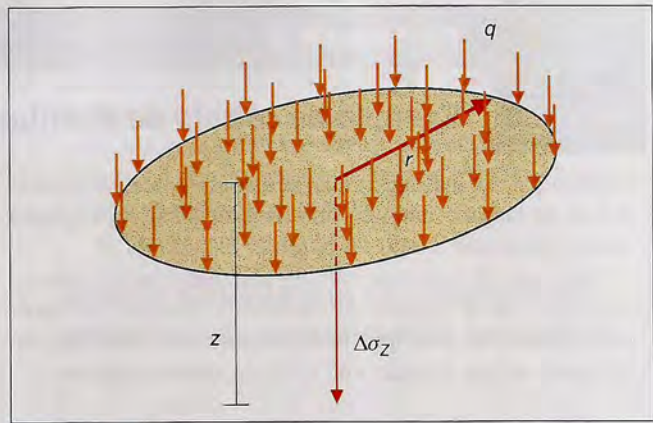


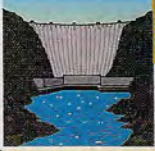
Figura 8.16 Tensiones verticales bajo el centro de un área circular cargada uniformemente.

$$\Delta\sigma_z = q \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

Para puntos distintos del centro de área de carga se puede emplear la Figura 8.17, que recoge de forma gráfica los incrementos de tensión vertical originados por una presión de intensidad Δq_s , distribuida uniformemente en superficie sobre un círculo de radio R . El gráfico es adimensional y por simetría tan sólo se representa la mitad del semiespacio, con el eje de ordenadas (profundidades relativas Z/R) coincidiendo con el centro del círculo. En abscisas se representa la distancia relativa al centro del círculo de carga, X/R . Finalmente, los incrementos de tensión vienen dados por una serie de líneas de igual incremento tensional, relativo a la tensión en superficie, $\Delta q_s/\Delta q_s$.

Este gráfico permite visualizar de forma sencilla e intuitiva el concepto apuntado sobre la limitación práctica del efecto de una carga no infinitamente extensa. Así, en la mayoría de las aplicaciones se puede suponer que el límite de interés se circunscribe a puntos del terreno en los que el incremento de tensión vertical es del orden del 10% de la carga en superficie (para magnitudes habituales de dicha carga). Más allá de esta zona, la sobretensión recibida por el terreno es, en la mayoría de los casos, lo suficientemente pequeña como para que sus efectos sean comparativamente inapreciables.

Si se observa la Figura 8.17 se puede apreciar que la zona definida por el 10% de la carga en superficie forma un «bulbo» que se extiende en profundidad hasta aproximadamente 2 diámetros (o 2 anchos) del área de carga. Esta zona de especial influencia se denomina «bulbo de tensiones».

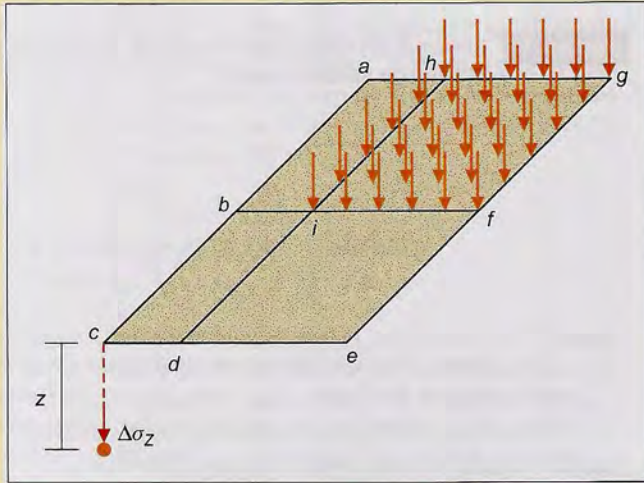


Recuadro 8.4

Ejemplo de cálculo de distribución de tensiones en el terreno

Determinar el incremento de tensión vertical originado por el rectángulo cargado uniformemente de la Figura a una profundidad z bajo un punto c , alejado de él.

Dado que el punto de cálculo solicitado no se sitúa en la vertical de la esquina del rectángulo cargado, es necesario aplicar el principio de superposición. Para ello, en la figura se han trazado una serie de subrectángulos.



Llamando $\Delta\sigma_z \begin{pmatrix} 1 & 2 \\ 3 & 4 \end{pmatrix}$ al incremento de tensión vertical originado a una profundidad z bajo la esquina de un rectángulo de vértices 1, 2, 3, 4 cargado uniformemente con una carga repartida q , se tendrá:

$$\Delta\sigma_z(c) = \Delta\sigma_z \begin{pmatrix} a & c \\ e & g \end{pmatrix} - \Delta\sigma_z \begin{pmatrix} a & c \\ d & h \end{pmatrix} - \Delta\sigma_z \begin{pmatrix} b & c \\ e & f \end{pmatrix} + \Delta\sigma_z \begin{pmatrix} b & c \\ d & i \end{pmatrix}$$

Como puede apreciarse, todos los sub-rectángulos seleccionados cuentan con una esquina en la vertical del punto de cálculo deseado, de manera que la adición y sustracción apropiada de efectos permite determinar las tensiones solicitadas. Bastaría a continuación con determinar los incrementos de tensión a una profundidad z correspondientes a la esquina de cada rectángulo de la expresión anterior y sustituirlos en la misma.

Como corolario inmediato (Figura 8.18), si se prevé ejecutar una cimentación directa de ancho B , la profundidad mínima de investigación (sondeos, etc.) deberá alcanzar aproximadamente una profundidad $2B$ por debajo del nivel previsto para ésta. Por otra parte, si se trata de un edificio cimentado por zapatas separadas menos de 3 a 4 anchos, los bulbos de tensiones se solaparán en profundidad, por lo que habrá que considerar la cimentación como si tuviera el ancho total del edificio; es decir, como si se tratara de una cimentación por losa.

La estimación de asentamientos en suelos

Consideraciones generales

El cálculo de asentamientos es quizás uno de los problemas más complejos de la mecánica del suelo. Existen en la actualidad varios procedimientos para abordarlo, con resultados bastante dispares, lo que indica que no resultan suficientemente satisfactorios. El problema se complica aún más cuando se han de predecir asentamientos

diferenciales en una estructura, dado que la interacción entre ésta y el terreno da lugar a una reorganización de cargas y movimientos asociados.

Las dificultades en la predicción de asentamientos provienen en primer lugar de la misma naturaleza del suelo. Así, son fases fundamentales de estudio la realización de una campaña de reconocimientos apropiada, la obtención de un perfil geológico-geotécnico fiable y la obtención de los parámetros deformacionales del terreno.

En los últimos años se han desarrollado modelos constitutivos sofisticados que permiten, mediante el empleo de herramientas de cálculo numérico como los elementos finitos, efectuar análisis de situaciones complejas. El mayor problema de estos métodos suele radicar en que usualmente requieren la determinación y utilización de un número considerable de parámetros del suelo, de difícil y costosa estimación, tanto en campo como en laboratorio. En estas circunstancias es obvio que sólo para los casos más singulares resulta económicamente interesante emplear sistemas de análisis avanzados. En la práctica más habitual es preferible concentrar los esfuerzos investigadores en la

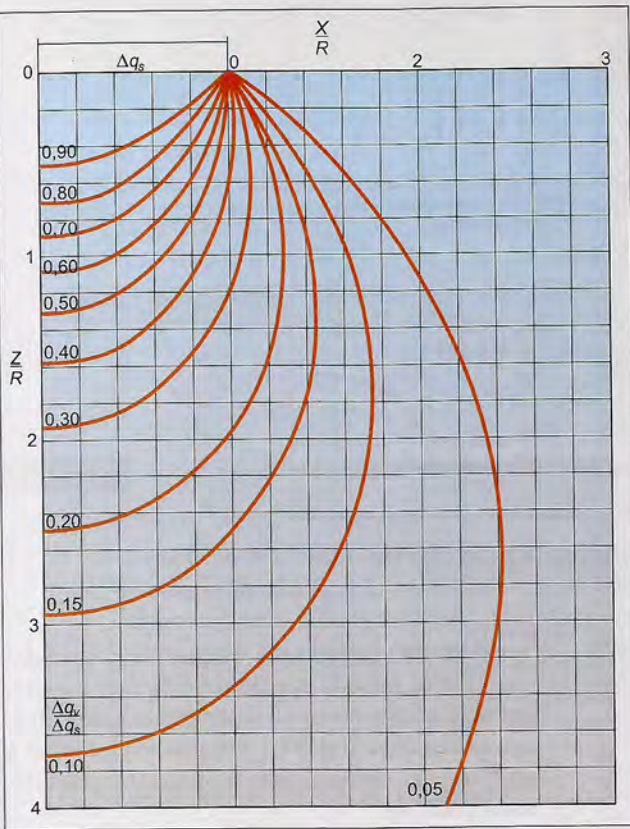


Figura 8.17 Incrementos de tensión vertical bajo un área circular cargada uniformemente.

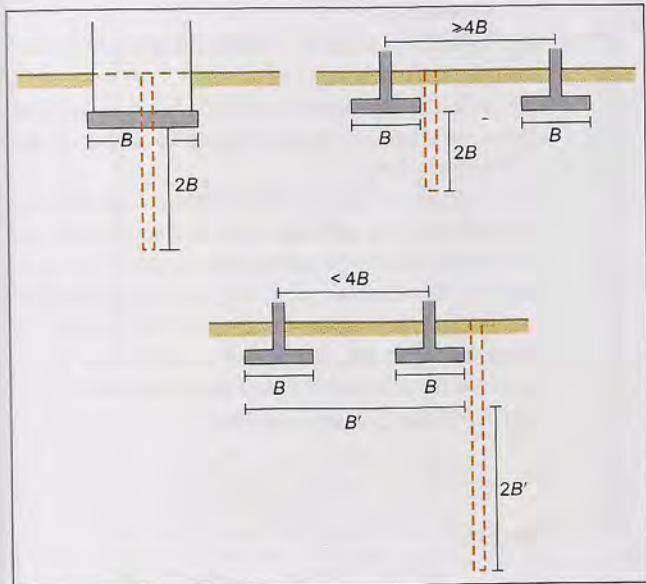


Figura 8.18 Profundidad recomendable para reconocimiento en función de las condiciones geométricas de las cimentaciones (modificado de Tomlinson, 1986).

determinación de parámetros sencillos, representativos del terreno, y emplear algún método de cálculo, también sencillo, que proporcione resultados suficientemente aceptables.

En los apartados siguientes se describe una metodología de predicción de asientos para casos habituales de cimentaciones directas.

Asiento instantáneo, de consolidación primaria y de consolidación secundaria

En el Apartado 2.5 del Capítulo 2 se han descrito los asientos debidos a la consolidación del suelo en condiciones unidimensionales, es decir, aquellos que derivan del proceso de disipación de presiones intersticiales originados por una carga muy extensa. En realidad, este asiento es a veces sólo una parte del total que se produce en el suelo. En la Figura 8.19, se muestra la relación asiento-tiempo tras la aplicación de una carga rápida y no infinitamente extensa sobre el terreno. De manera instantánea al aplicar la carga se produce un cierto asentamiento (S_i). Si el suelo es de baja permeabilidad y está saturado (arcillas), en los momentos iniciales el agua no es capaz de «escapar» de los poros del terreno (no hay drenaje), de manera que este asiento inicial corresponde en realidad a una distorsión del suelo, sin cambio de volumen.

Después del **asiento instantáneo** se produce la disipación de los excesos de presión intersticial generados, es decir, el asiento de consolidación (S_c) descrito en el Apartado 2.5, que se denomina **asiento de consolidación primaria**.

Por último, algunos suelos pueden seguir asentando después de que todo el exceso de presión intersticial se ha disipado. Este asentamiento se produce a tensión efectiva constante, y corresponde, por lo tanto, a un fenómeno de «fluencia» (*creep*), denominándose **asiento de consolidación secundaria** (S_s).

En consecuencia, el asiento total resultante será la suma de los tres componentes anteriores: **instantáneo, consolidación primaria y consolidación secundaria**.

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

Obviamente, en los suelos de alta permeabilidad (granulares) y en los parcialmente saturados el asentamiento debido a la carga se produce de manera práctica simultánea a la aplicación de ésta, por lo que (S_i) y S_c no llegan a diferenciarse. Con relación a la consolidación secundaria, su estudio se puede realizar a partir de las curvas de consolidación obtenidas en el edómetro (Jiménez Salas y otros, 1976), siendo pequeño en la mayor parte de los suelos.



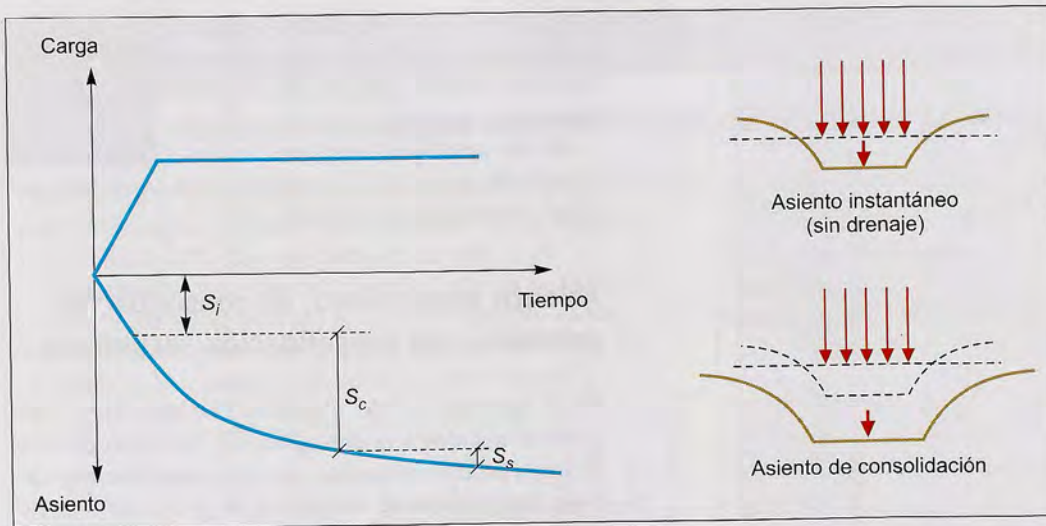


Figura 8.19 Definición de asiento instantáneo, de consolidación primaria y secundaria.

Asientos instantáneos y de consolidación primaria en arcillas saturadas

Como se ha descrito, las condiciones de carga de una cimentación no inducen en general un estado de deformación lateral nula (unidimensional). A efectos prácticos, sin embargo, para suelos arcillosos saturados, Burland et al (1977) sugiere calcular los asientos con el método de la compresión unidimensional descrito en el Apartado 2.5 del Capítulo 2, empleando para ello las siguientes correcciones (sin contar con el asiento de fluencia):

- Se obtiene el asiento de consolidación por el **método edométrico** o unidimensional (Apartado 2.5, Capítulo 2); a este asiento se le denomina $S_{1 \times D}$.
- Si la arcilla está normalmente consolidada, se puede asumir que:

$$\left. \begin{aligned} S_c &\approx S_{1 \times D} \\ S_i &\approx 1,1 S_c \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_i \approx 0,1 S_c$$

es decir, el asiento de consolidación primaria real será aproximadamente igual al calculado como asiento de consolidación mediante el método edométrico o unidimensional, mientras que el asiento instantáneo será un 10 % de éste.

- Si la arcilla está sobreconsolidada, se puede asumir que:

$$\left. \begin{aligned} S_i &\approx S_{1 \times D} \\ S_i &\approx 0,5 S_i \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_c \approx 0,5 S_i$$

Como puede observarse, en este caso es el asiento total el que resulta aproximadamente

igual al calculado como asiento de consolidación por el método edométrico; de este asiento, aproximadamente el 50 % se producirá de forma instantánea y el 50 % restante tendrá lugar a lo largo del tiempo como asiento de consolidación primaria.

En consecuencia, para calcular el asiento producido por cargas no infinitas empleando el método unidimensional, el proceso a seguir podrá dividirse en los siguientes pasos (Figura 8.20) (de nuevo, sin considerar los efectos de la consolidación secundaria):

1. Se divide el estrato compresible en subcapas de espesor H_i .
2. Se calcula la tensión efectiva inicial en el centro de cada subcapa (σ_{v0}^i).
3. Se calculan los incrementos de tensión vertical total originados por la carga en el centro de las subcapas ($\Delta\sigma_v^i$).
4. Se calcula el asiento edométrico o unidimensional de cada subcapa una vez se disipen los excesos de presión intersticial (y todo el incremento de tensión total $\Delta\sigma_v^i$ se haya transformado en incremento de tensión efectiva $\Delta\sigma_v^i$); para ello pueden emplearse los diversos parámetros de compresibilidad descritos en el citado Apartado 2.5 del Capítulo 2:

$$S_{\infty}^i = \frac{1}{E_m} \Delta\sigma_v^i H_i$$

o bien

$$S_{\infty}^i = H_i \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_{v0}^i + \Delta\sigma_v^i}{\sigma_{v0}^i}$$

(para la rama de compresión normal, por ejemplo), etc.

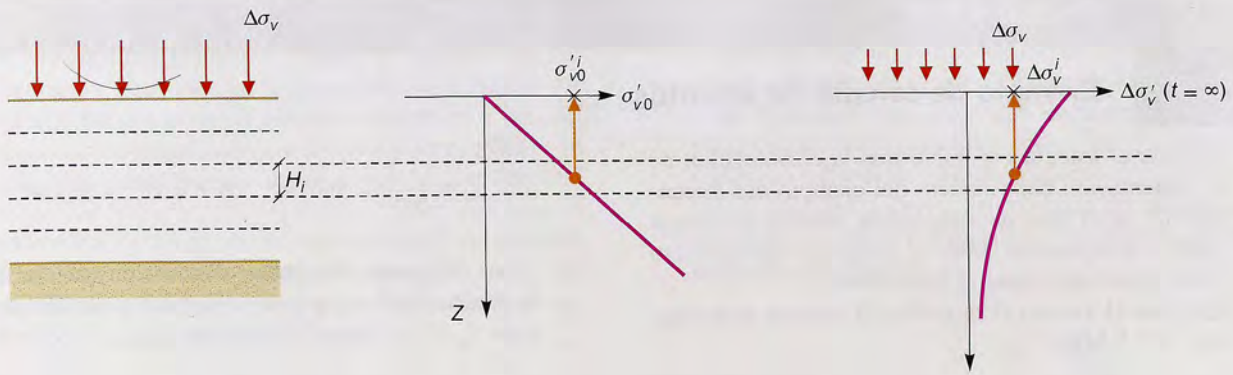


Figura 8.20 Procedimiento para calcular los asentamientos de consolidación edométrica o unidimensional bajo cargas no indefinidas.

5. Se aplican las correcciones del apartado anterior teniendo en cuenta si la arcilla se encuentra sobreconsolidada o normalmente consolidada y se determinan los asentamientos instantáneos y de consolidación primaria de cada subcapa.
6. Se suman los asentamientos de las subcapas.

Asientos en terrenos granulares

La estimación de asentamientos en terrenos granulares suele llevarse a cabo mediante métodos empíricos. Entre ellos, quizás uno de los más sencillos sea el propuesto por Burland y Burbridge (1985). De acuerdo con esta metodología, el asiento más probable de una cimentación en

suelos arenosos está relacionado con su resistencia a la penetración dinámica mediante la expresión:

$$S_i = f_i f_s q' B^{0.7} I_c$$

donde:

- S_i : asiento medio al final de la construcción, en mm.
- q' : tensión efectiva bruta aplicada en la base de cimentación (en kN/m^2).
- B : ancho de la zapata o losa (en m).
- I_c : índice de compresibilidad, definido en función del valor medio del ensayo SPT en una zona determinada de influencia bajo la zapata o losa, Z_i (Figura 8.21).

Las expresiones de los coeficientes y las reglas complementarias a aplicar pueden resumirse de la siguiente forma:

1. f_s : es un coeficiente para tener en cuenta la forma de la zapata; su expresión viene dada por:

$$f_s = \left[\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right]^2$$

2. f_i es un factor de corrección para tener en cuenta la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a profundidad $H_s \leq Z_p$, donde Z_i es la profundidad de influencia bajo la zapata; su expresión es:

$$f_i = \frac{H_s}{Z_i} \left[2 - \frac{H_s}{Z_i} \right]$$

3. Para terreno sobreconsolidado o para una cimentación situada en el fondo de una excavación a cuya profundidad la máxima tensión

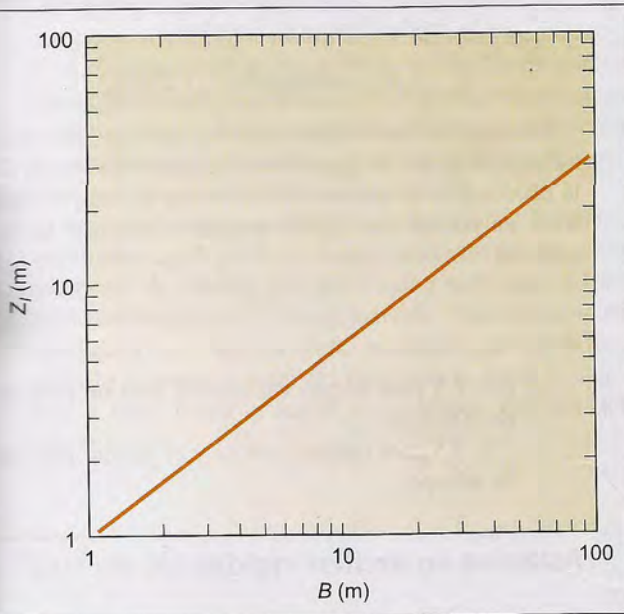


Figura 8.21 Zona de influencia en función del ancho, B, de la cimentación (Burland et al, 1977).



Recuadro 8.5

Ejemplo de cálculo de asientos

- a) Estimar el asiento esperable tras la construcción de la cimentación del viaducto del ejemplo del Recuadro 8.2 en el caso de aplicar una tensión de trabajo igual a la admisible desde el punto de vista estricto de la seguridad frente al hundimiento.
- b) Calcular el asiento si se reduce la tensión de trabajo a $q' = 0,5$ MPa.

Solución:

- a) La tensión admisible efectiva bruta se calculó en el ejemplo del Recuadro 8.3, habiendo resultado q'_{ad} (bruta) = 1.131 kPa.

El terreno tenía un ángulo de rozamiento interno de 35° , que de acuerdo con la correlación de Peck et al (1967) equivale a un golpeo medio $N_{SPT} = 25$.

Los factores de corrección e índices a aplicar, teniendo en cuenta que se trata de un estrato indefinido en profundidad y una zapata de anchura $B = 4$ m y longitud $L = 8$ m, resultan ser:

$$f_s = \left[\frac{1,25 \frac{8}{4}}{\frac{8}{4} + 0,25} \right]^2 = 1,23; \quad f_l = 1;$$

efectiva vertical haya sido σ'_{v0} , el valor de q' a introducir en la ecuación del asiento será:

$$q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} \leq q'$$

$$\frac{q'}{3} \quad \text{cuando} \quad \sigma'_{v0} > q'$$

4. El índice de compresibilidad se rige por la expresión:

$$I_c = \frac{1,7}{N_{med}^{1,4}}$$

donde N_{med} es la media aritmética de los golpes N_{SPT} a lo largo de la zona de influencia.

Como reglas complementarias cabe señalar:

- El golpeo N_{SPT} no se corrige por el efecto de la profundidad.
- En el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático, se puede emplear la corrección de Terzaghi:

$$N_{SPT}(\text{corregido}) = 15 + 0,5(N_{SPT}(\text{medido}) - 15)$$

$$I_c = \frac{1,7}{25^{1,4}} = 0,0187; \quad B^{0,7} = 4^{0,7} = 2,639$$

Por otra parte, la cimentación se construye a 2 m de profundidad en un terreno de peso específico aparente $\gamma_{ap} = 20$ kN/m³, de manera que:

$$\sigma'_{v0} = 20 \cdot 2 = 40 \text{ kPa} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q' - \frac{2}{3} \sigma'_{v0} = 1.131 - \frac{2}{3} 40 = 1.104,3 \text{ kPa}$$

y sustituyendo en la fórmula del asiento resulta:

$$S_i = 1,23 \cdot 1.104,3 \cdot 2,639 \cdot 0,0187 = 67 \text{ mm}$$

- b) Si se reduce la tensión de trabajo efectiva bruta a $q' = 500$ kPa, resulta:

$$S_i = 1,23 \left(500 - \frac{2}{3} 40 \right) 2,639 \cdot 0,0187 = 28,7 \text{ mm}$$

— Para gravas y gravas arenosas se obtienen mejores predicciones empleando:

$$N_{SPT}(\text{corregido}) = 1,25 N_{SPT}$$

Finalmente, los citados autores señalan que, aun tratándose de suelos granulares, se tiene constancia de la producción de asientos diferidos en el tiempo. Para tener en cuenta este efecto proponen emplear la expresión:

$$S_t = f_t S_i$$

donde:

- $f_t = 1,5$ para cargas estáticas y para un período de 30 años.
- $f_t = 2,5$ para cargas cíclicas y el mismo período de tiempo.

Asientos en arcillas rígidas

El empleo del método unidimensional o edométrico en arcillas rígidas, casi siempre sobreconsolidadas, da lugar en muchas ocasiones a estimaciones de asientos

sustancialmente mayores a los que se producen en la realidad. Por otra parte, también los cálculos puramente elásticos realizados a partir de módulos de deformación obtenidos en ensayos triaxiales suelen dar lugar a estimaciones de asientos superiores a las reales. Las razones principales de estas discrepancias son múltiples (perturbación de muestras, deformabilidad propia de los aparatos del ensayo, dificultades en el refrentado de las probetas, no linealidad del módulo de deformación del terreno, elevada rigidez con pequeñas deformaciones, etc.) y pueden consultarse en Jiménez Salas, J. A. (1992 a y b).

La realización de una estimación fiable de asientos en estos materiales requiere el empleo de técnicas de laboratorio o de investigación *in situ* muy especializadas que exceden al alcance de este texto.

En cualquier caso, dado que los asientos obtenidos por métodos convencionales suelen ser mayores a los reales, su estimación podrá realizarse empleando métodos elásticos a partir de módulos de deformación obtenidos en ensayos triaxiales o ensayos *in situ* debidamente contrastados.

8.3

Cimentaciones profundas

Cuando los niveles superficiales del terreno son poco resistentes o muy compresibles, puede resultar imposible conseguir mediante cimentaciones directas el adecuado coeficiente de seguridad, o limitar los asientos a valores admisibles para la estructura. Asimismo, aunque el terreno sea resistente, puede suceder que las cargas sean muy elevadas y, en ese caso sea difícil conseguir un adecuado coeficiente de seguridad. En circunstancias especiales en que sea preciso limitar estrictamente los asientos diferenciales, las cimentaciones directas pueden no ser una solución apropiada. En esos casos será necesario apoyar o transmitir las cargas a niveles más profundos y más competentes.

Asimismo, cuando se está en presencia de suelos estructuralmente inestables, como arcillas expansivas o suelos colapsables, una posibilidad de cimentación es no apoyar directamente sobre estos suelos, sino referir las cargas a niveles más profundos.

Esto se consigue mediante cimentaciones llamadas profundas o por pilotaje. Básicamente un **pilote** es un elemento de cimentación en el que predomina la longitud sobre cualquier otra dimensión. Normalmente se considera que un cimiento profundo es un pilote cuando la longitud total del elemento es igual o superior a ocho veces el ancho o dimensión mínima del mismo.

Tipos de pilote

Existe una amplia gama de tipos y formas de ejecución de pilotes. Desde un punto de vista muy simplificado, es posible establecer una clasificación básica en

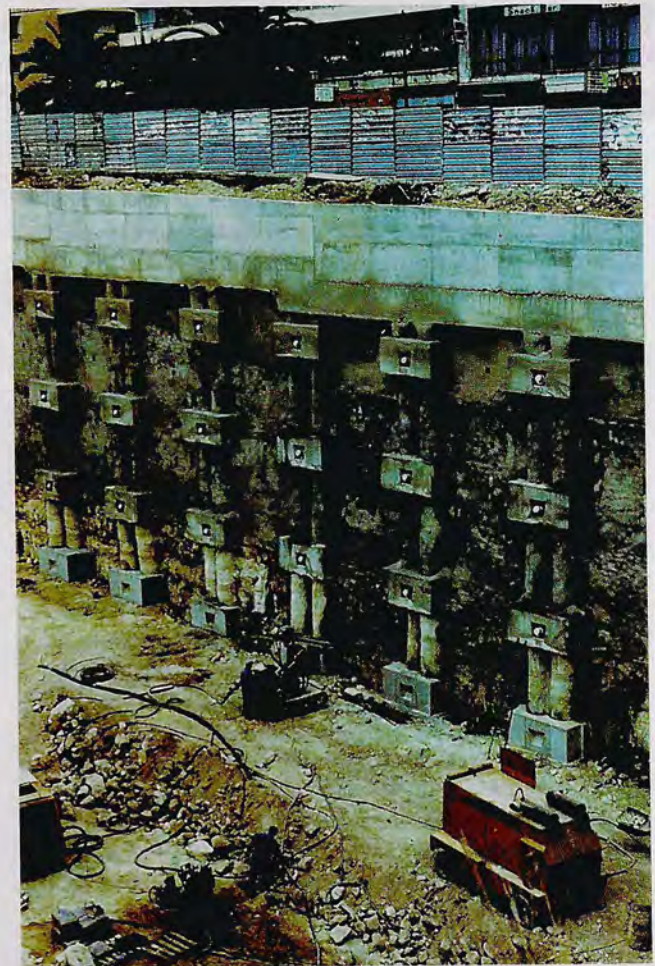


Figura 8.22 Pilotes formando una pantalla (cortesía de Uriel y Asociados, S.A.).



Figura 8.23 Colocación de armaduras en pilotes hormigonados *in situ* (cortesía de Grupo Terratest).

dos grandes grupos: **pilotes prefabricados** y **pilotes excavados y hormigonados *in situ***.

Los primeros son piezas rectas de madera, hormigón armado, hormigón pretensado o acero que se introducen en el terreno por golpeo o vibración hasta alcanzar la profundidad necesaria. Dada su forma de instalación, a veces se les denomina también **pilotes de desplazamiento**, ya que a medida que penetran en el terreno han de desplazar el suelo que ocupaba su lugar.

Los **pilotes excavados y hormigonados *in situ*** se ejecutan realizando una excavación del diámetro y longitud adecuados, en la que se introduce la armadura de acero necesaria para, finalmente, rellenar el hueco con hormigón (Figuras 8.23 y 8.24). Debido a esta forma de instalación, que requiere extraer un volumen de suelo para construir el pilote, se suelen denominar también **pilotes de sustitución**.

La ejecución de los pilotes excavados depende de las condiciones del terreno y del agua. Así, si el suelo es suficientemente competente como para que las paredes de la perforación se mantengan estables, no resulta necesario emplear sistemas de entibación. La perforación se ejecuta por medio de cucharas especiales o barrenas helicoidales cortas. Cuando la estabilidad no está garantizada, se emplean lodos tixotrópicos o tuberías de revestimiento.

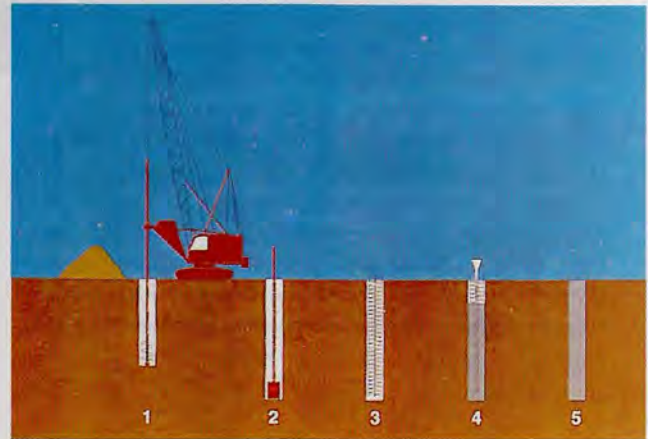


Figura 8.24 Proceso constructivo de pilotes hormigonados *in situ* a rotación en seco. 1) Perforación con hélice o cazo en orificio estable. 2) Limpieza del fondo con cazo, si procede. 3) Colocación de la armadura. 4) Hormigonado con tubo «tremie». 5) Pilote terminado.

Los **pilotes prefabricados** se utilizan para atravesar suelos blandos o flojos mediante hinca por golpeo de una maza de elementos prefabricados de hormigón hasta rechazo (Figura 8.25).

Pilote aislado

Aunque es infrecuente cimentar un pilar mediante un solo pilote, e incluso este sistema no debe utilizarse salvo en el caso de pilotes de gran diámetro y gran capacidad de carga, el estudio de los pilotajes se comienza habitualmente por la consideración del pilote aislado sometido a carga vertical.

La carga que el pilote recibe en su cabeza se transmite al terreno, en parte por rozamiento lateral entre el suelo y el fuste del pilote (**carga por fuste**) y en parte por la base o punta del mismo (**carga por punta**) (Figura 8.26). Según sea la relación entre la carga que se transmite por la punta y la que se transmite por el fuste, se distinguen dos tipos básicos de pilotes: pilotes columna y pilotes flotantes.

El **pilote columna** es aquél en el que toda o gran parte de la carga que recibe en su cabeza se transmite íntegramente a la punta, siendo muy pequeña la parte de carga que se transmite por el fuste (Figura 8.27a). Es el caso, por ejemplo, de un pilote que atraviesa un suelo muy blando y cuya punta se sitúa en un terreno duro y competente, como puede ser una roca. El suelo muy blando apenas es capaz de soportar carga alguna, de forma que toda ella va a parar a la punta.

Por el contrario, se entiende por **pilote flotante** (Figura 8.27b) aquél en que la mayor parte de la carga



Figura 8.25 Hincas de pilotes prefabricados (cortesía de Grupo Terratest).

va a parar al terreno a través del rozamiento por el fuste. En este caso, la carga que llega a la punta puede ser pequeña en comparación con la que se transmite por rozamiento a lo largo del fuste del pilote. Esta circunstancia se da habitualmente cuando los pilotes se instalan en terreno homogéneo.

Los casos descritos son extremos. Normalmente se dan situaciones intermedias que van desde el caso del pilote columna estricto, en que la contribución por fuste es prácticamente nula, al caso del pilote flotante con una carga por punta despreciable, que corresponde a pilotes muy largos en suelo homogéneo.

De todos modos, los mecanismos de transmisión de la carga por punta y por fuste no son enteramente independientes, ya que la movilización de la resistencia por la punta en un pilote requiere la contribución de parte del fuste en la zona más profunda. Como se muestra en la Figura 8.28, la movilización de la carga por punta da lugar a la formación de unas zonas plastificadas por debajo de la punta del pilote, pero que se vuelven sobre sí mismas para alcanzar al fuste del pilote en una cierta longitud.

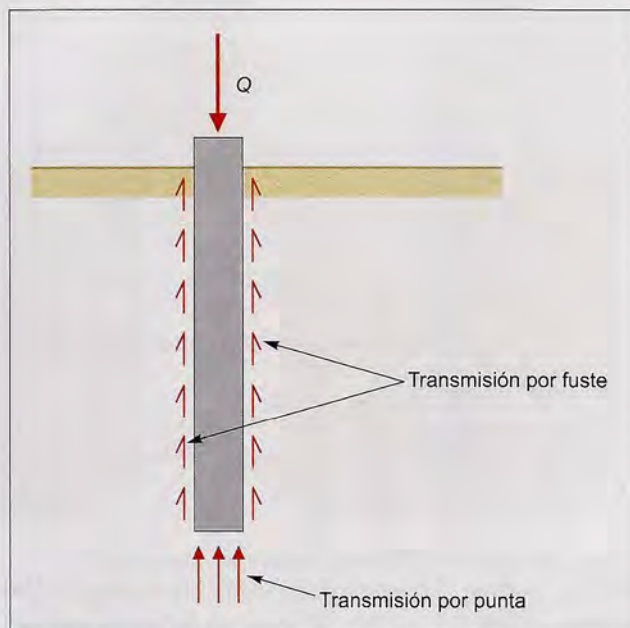


Figura 8.26 Transmisión de cargas al terreno.

Se considera que la longitud de fuste precisa para la movilización total de la carga por punta es igual a unas 8 veces el diámetro del pilote en el caso de arenas y unas 4 veces ese diámetro en el caso de arcillas. Esta zona se llama **zona activa superior**. La zona del bulbo plastificado por debajo de la punta del pilote tiene una longitud aproximada de 3 diámetros en el caso de arenas y de uno y medio a dos diámetros en el caso de arcillas. Esta es la llamada **zona activa inferior**. Además, para que sea posible la movilización total de la resistencia del terreno por punta, es necesario que por debajo del bulbo plastificado exista terreno de iguales o mejores características que el de las zonas activa superior y activa inferior, en una longitud que es del orden de 3 diámetros en arenas y de diámetro y medio a dos diámetros en arcillas. Esta es la llamada **zona de seguridad**.

Cuando sobre un pilote se coloca una carga que aumenta progresivamente, se va produciendo un cierto asiento. La relación carga-asiento es aproximadamente lineal hasta que comienza a curvarse, alcanzándose un momento en que la carga ya no puede crecer más y el asiento prosigue. En estas circunstancias se dice que se ha llegado a la **carga de hundimiento** del pilote, que a su vez tiene dos componentes: la carga de hundimiento por la punta y la carga de hundimiento por el fuste (Figura 8.29).

La forma de movilización de las componentes por punta y fuste, así como sus valores de hundimiento, dependen de si el pilote trabaja preferentemente por punta o fuste (columna o flotante).

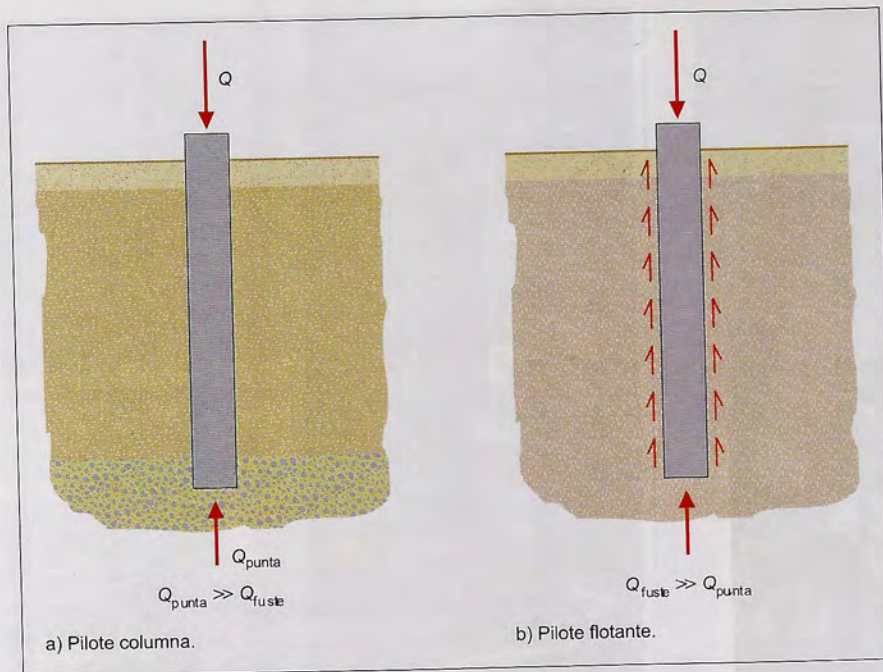


Figura 8.27 Pilote columna y pilote flotante.

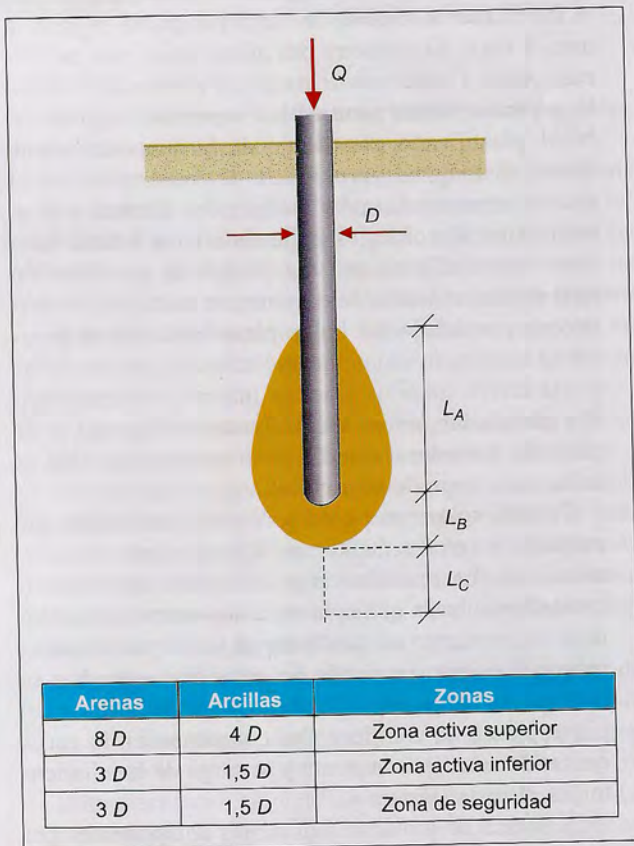


Figura 8.28 Definición de zonas según la Norma Tecnológica Española (N.T.E.).

La **carga admisible** en un pilote se obtiene dividiendo la carga de hundimiento, Q^h , por un coeficiente de seguridad apropiado. Habida cuenta de las diferencias existentes en la movilización de la resistencia por punta y fuste, es habitual aplicar coeficientes de seguridad diferentes para ambas componentes. Así, se suele emplear un coeficiente de seguridad de 3 a 4 para la punta y de 1,5 a 2 para el fuste, con lo que la carga admisible resulta:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{punta}^h}{3 \text{ a } 4} + \frac{Q_{fuste}^h}{1,5 \text{ a } 2}$$

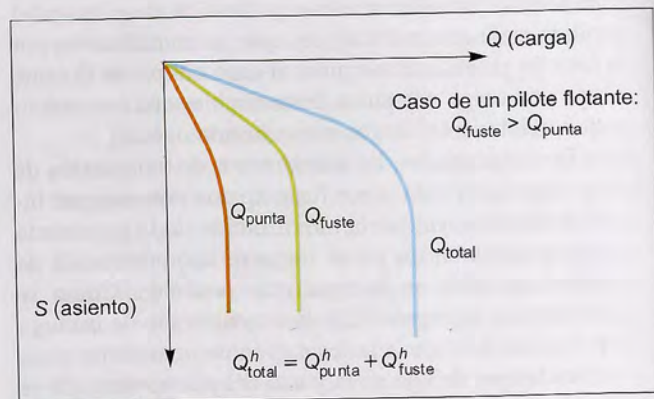


Figura 8.29 Carga de hundimiento en pilotes.

Determinación de la carga de hundimiento

■ CARGA DE HUNDIMIENTO POR PUNTA

La carga de hundimiento por punta de un pilote es igual al área o sección transversal del pilote multiplicada por la tensión unitaria en la base del pilote que produce la rotura (Figura 8.30). La expresión general de dicha presión unitaria (q_p), en términos de tensiones efectivas brutas resulta:

$$q_p = c'N_{cp} + q'_0N_{qp} + \frac{1}{2}D\gamma''N_{\gamma p}$$

donde:

- N_{cp} , N_{qp} , $N_{\gamma p}$ son los factores de capacidad de carga, que dependen exclusivamente del ángulo de rozamiento interno efectivo del suelo y que pueden obtenerse del ábaco de la Figura 8.31.
- c' es la cohesión efectiva del terreno.
- q'_0 es la tensión efectiva vertical debida a la sobrecarga de tierras al nivel de la punta del pilote.
- D es diámetro del pilote.
- γ'' es el peso específico del suelo.

Esta fórmula es semejante a la que proporciona la presión de hundimiento de las cimentaciones superficiales. En el caso de los pilotes, sin embargo, el tercer término de este polinomio es, en general, muy pequeño frente a los otros dos, y suele despreciarse.

Cuando se trata de pilotes ejecutados en suelos gra-

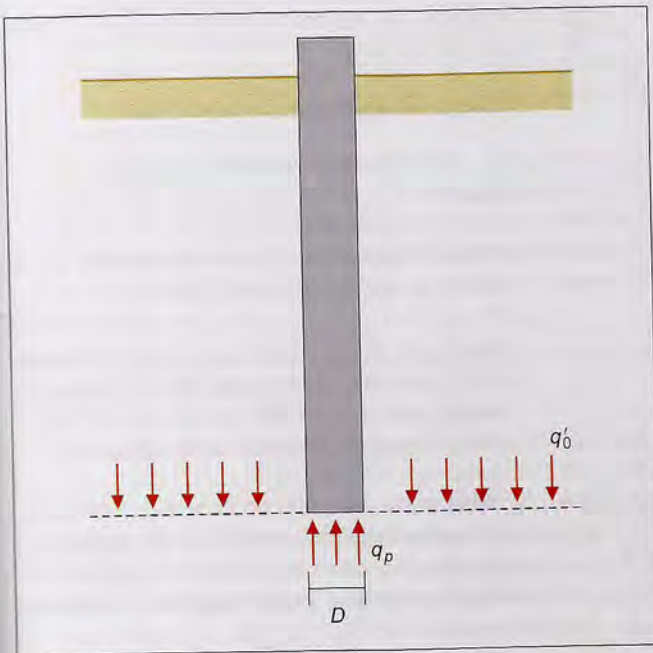


Figura 8.30 Tensión de hundimiento por la punta.

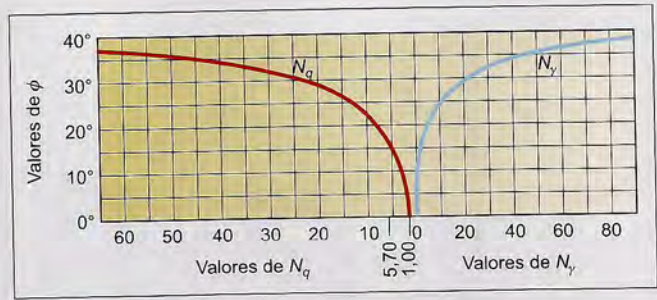


Figura 8.31 Factores de capacidad de carga.

nulares (gravas, arenas y limos sin cohesión), la cohesión efectiva resulta nula, de manera que:

$$q_p = q'_0N_{qp}$$

Según esta expresión, para un determinado terreno con un cierto ángulo de rozamiento interno, el factor de capacidad de carga N_{qp} es una constante y, por tanto, la presión unitaria por punta crece proporcionalmente a q'_0 , de forma lineal con la profundidad a que se encuentre la punta. Esto sólo es enteramente cierto hasta unas determinadas profundidades. En ensayos a escala real se ha podido comprobar que, efectivamente, la presión unitaria por punta en suelos granulares crece proporcionalmente a la longitud del pilote, pero a partir de una cierta profundidad permanece aproximadamente constante. Esa profundidad, a partir de la cual no se debe considerar crecimiento alguno, es aproximadamente igual a 10 veces el diámetro del pilote en el caso de arenas sueltas y, a 20 veces el diámetro del pilote, en el caso de arenas densas.

En suelos arcillosos, las condiciones más desfavorables se suelen producir inmediatamente tras la carga, es decir, antes de que los excesos de presión intersticial generados hayan podido disiparse. El cálculo sin drenaje se efectúa en tensiones totales, adoptando $\phi = 0$, $c = S_u$.

Para un ángulo de rozamiento nulo resulta que $N_{qp} = 1$, de forma que descontando el peso propio del pilote, la presión total neta de hundimiento q_p es igual a:

$$q_p^{\text{neto}} = S_u N_{cp}$$

Para el caso considerado $N_{cp} = 9$, de donde se deduce que la presión neta de hundimiento por punta en arcillas es igual a 9 veces la resistencia al corte sin drenaje o, lo que es lo mismo, a 4,5 veces la resistencia a compresión simple.

■ CARGA DE HUNDIMIENTO POR FUSTE

A lo largo del fuste de un pilote el terreno presiona horizontalmente sobre él con una presión efectiva σ'_h , que varía con la profundidad (Figura 8.32).

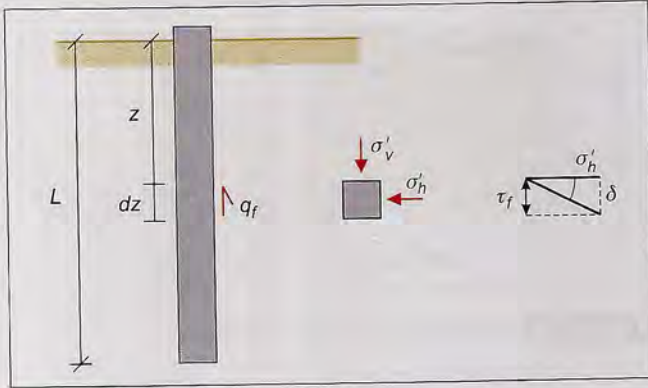


Figura 8.32 Determinación de las tensiones tangenciales en el fuste.

La expresión general de la tensión tangencial q_f que produce el agotamiento de la resistencia por el fuste de un pilote es:

$$q_f = c'_a + \sigma'_h \tan \delta'$$

donde:

- σ'_h es la tensión efectiva horizontal.
- δ' es el ángulo de rozamiento terreno-pilote.
- c'_a es la adherencia efectiva movilizable entre terreno y pilote.

Como puede apreciarse, la tensión unitaria q_f se compone de dos términos, uno debido al rozamiento de las tierras con el pilote y otro a la adherencia entre ambos; el primero es semejante a la resistencia friccional y el segundo a la resistencia por cohesión.

La presión efectiva horizontal sobre planos verticales en un suelo es proporcional a la presión vertical efectiva sobre planos horizontales, es decir:

$$\sigma'_h = K\sigma'_v$$

Si se supone que la instalación del pilote no altera las condiciones iniciales del terreno, dicho coeficiente será el de empuje al reposo (K_0) definido en el Apartado 2.5 del Capítulo 2.

La resistencia total por el fuste de un pilote será entonces el resultado de integrar las tensiones por fuste que producen el hundimiento a lo largo de toda la longitud y del perímetro del pilote, es decir:

$$Q_{\text{fuste}}^h = \int_0^L \pi D q_f dz$$

Si el terreno es homogéneo y el nivel freático se encuentra en superficie, la resolución de esa integración es inmediata y conduce a:

$$Q_{\text{fuste}}^h = \left[\frac{1}{2} K(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \tan \delta' L^2 + c'_a L \right] \pi D$$

En el caso de terrenos heterogéneos formados por distintos estratos, la integración deberá hacerse parcialmente para cada estrato y, después, proceder a sumar las cargas de hundimiento que proporciona cada terreno.

En realidad, el método de instalación de los pilotes tendrá siempre una cierta influencia en la movilización de la resistencia por el fuste. Así, en el caso de los pilotes excavados resulta intuitivo pensar que la apertura de la perforación podrá dar lugar a una relajación de tensiones en la horizontal. En estas condiciones, el coeficiente K será probablemente inferior al de empuje al reposo K_0 . Por el contrario, los pilotes de desplazamiento tenderán a comprimir lateralmente al terreno circundante, de forma que el coeficiente K resultante será probablemente superior a K_0 .

En lo que se refiere a la adherencia efectiva movilizable, c'_a , su valor dependerá también de la ejecución del pilote. Así, si se produce un cierto remoldeo en la zona de contacto terreno-pilote, lo probable es que tienda a anularse.

Por último, el fuste de un pilote suele resultar bastante rugoso, por lo que al alcanzar la tensión límite, q_p , la rotura se producirá probablemente a través del propio terreno cercano al pilote, dentro de la zona remoldeada de suelo. Esta forma de rotura, aparentemente más sencilla que otra que vaya adaptándose y sorteando las rugosidades del propio pilote, parece sugerir que el ángulo de rozamiento efectivo, δ' , puede tomarse igual al ángulo de rozamiento interno efectivo del suelo remoldeado.

A partir de estas ideas básicas, Burland et al (1977) sugiere emplear las siguientes expresiones de la tensión límite por fuste:

— Arcillas normalmente consolidadas

$$q_f = (1 - \sin \phi') \sigma'_v \tan \phi'$$

donde:

- ϕ' es el ángulo de rozamiento interno de la arcilla normalmente consolidada.
- $K = K_0 = 1 - \sin \phi'$ en el caso de un pilote ideal (que no altere el suelo por su instalación), pudiendo tomar un valor ligeramente menor para pilotes de sustitución, y ligeramente mayor para pilotes de desplazamiento.

— **Arcillas sobreconsolidadas:** en este caso la diferencia fundamental estriba en el coeficiente de empuje al reposo inicial; para su determinación aproximada se puede emplear la siguiente expresión:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \text{OCR}^{\text{sen } \phi} \approx (1 - \sin \phi') \sqrt{\text{OCR}}$$

donde

- ϕ' es el ángulo de rozamiento interno del suelo normalmente consolidado (eliminado el efecto de «pico» por causa del remoldeo).
- OCR es el grado de sobreconsolidación. En estas condiciones, la resistencia límite por fuste obedecerá a la expresión:

$$q_f = (1 - \text{sen } \phi') \sqrt{\text{OCR}} \sigma'_v \tan \phi'$$

— Suelos granulares

$$q_f = K \sigma'_v \tan \delta'$$

donde:

- $\delta' \simeq 2/3 \cdot \phi'$.
- $K = 0,5$ para arenas sueltas.
- $K = 1,0$ para arenas densas.

■ APLICACIÓN DE LA N.T.E.

Los apartados anteriores muestran algunas consideraciones fundamentalmente teóricas en cuanto al cálculo de pilotes. No obstante, existen otros procedimientos de carácter semiempírico que resultan de uso muy convencional en la práctica. En España son de especial relevancia las Normas Tecnológicas de la Edificación (N.T.E.), de las que existen dos específicas dedicadas al diseño de pilotes de hormigón armado: N.T.E. CPI para pilotes *in situ*, y N.T.E. CPP para pilotes prefabricados.

Su empleo es muy sencillo, ya que se aplican tablas de entrada directa que proporcionan las resistencias por punta y fuste para un amplio abanico de diámetros de pilote.

En lo que respecta a sus consideraciones de diseño, para suelos arenosos los parámetros geotécnicos de entrada son el SPT, o la resistencia por la punta del penetrómetro estático.

Con relación a los suelos cohesivos, los parámetros utilizados son la resistencia a la compresión simple o la resistencia por la punta del penetrómetro estático.

Finalmente, las N.T.E. recogen también criterios de dimensionamiento para pilotes en roca o en gravas.

Grupo de pilotes

La carga admisible de un grupo de pilotes no es igual, en general, al producto de la carga admisible del pilote individual por el número de pilotes que forma el grupo. Para obtener la carga de hundimiento del grupo es preciso multiplicar la carga de hundimiento del pilote individual por el número de pilotes del grupo (n) y por un determinado factor de eficiencia (E):

$$Q_{\text{grupo}}^h = E n Q_{\text{individual}}^h$$

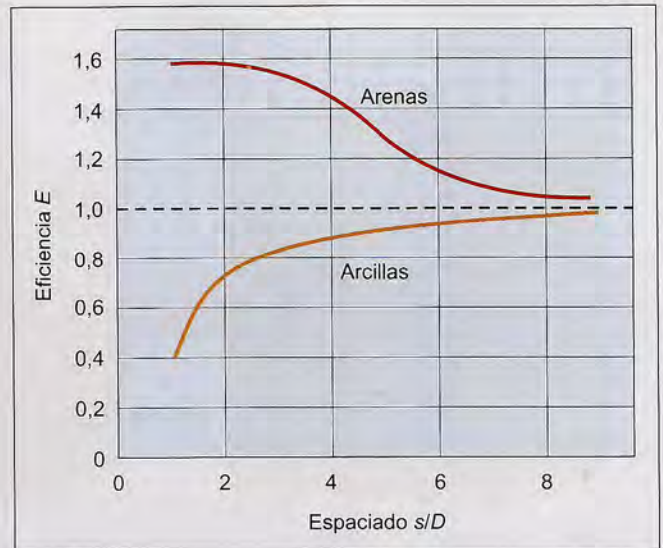


Figura 8.33 Coeficiente de eficiencia para grupos de pilotes (Oteo, 1980).

En arcillas blandas y medias, el coeficiente de eficiencia es en general inferior a la unidad, lo que significa que la resistencia del grupo es menor proporcionalmente a la resistencia del pilote individual. Sin embargo, en el caso de arenas flojas y medias, la instalación de los pilotes, especialmente si éstos son prefabricados e hincados, puede producir una densificación y mejora de las características de resistencia y deformabilidad del terreno, por lo que normalmente $E > 1$, aunque no suele adoptarse en cálculo un coeficiente E superior a la unidad.

Obviamente, el coeficiente de eficiencia es función no sólo del tipo de suelo, sino también de la distancia entre ejes de pilotes dentro del grupo, es decir, depende del espaciado s/D , donde s es la distancia entre ejes de pilotes y D el diámetro de los mismos. La Figura 8.33 muestra los valores empíricos habitualmente empleados para la eficiencia del grupo. Como puede apreciarse, en caso de arcillas E oscila entre 0,70 y 1, para espaciados entre $s/D = 2$ y $s/D > 8$.

Rozamiento negativo sobre los pilotes

Supóngase un pilote que atraviesa suelos blandos y se empotra su punta en un estrato duro y competente (Figura 8.34a). Si sobre la superficie del terreno se coloca un relleno o una sobrecarga de magnitud y extensión importantes, el suelo blando sufrirá un asiento que puede ser considerable. El mismo problema puede plantearse si, en lugar de una sobrecarga en superficie, se produce un rebajamiento del nivel freático

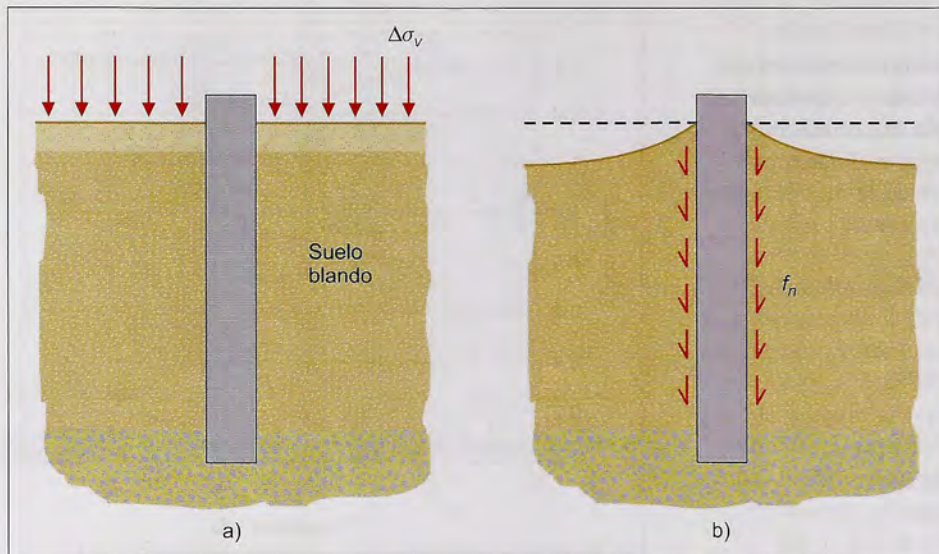


Figura 8.34 Sobrecarga en superficie alrededor de un pilote y perfil de asientos correspondiente. Rozamiento negativo.

dentro del suelo blando. La consiguiente disminución de las presiones intersticiales dará lugar a un aumento de las tensiones verticales efectivas y, consiguientemente, a un asiento del terreno.

Ante esta situación, el pilote, bien apoyado en su punta, impedirá que el terreno de su alrededor sufra el mismo asiento que el resto del suelo, dando lugar a un perfil de asientos como el de la Figura 8.34b.

Estos asientos de los suelos blandos alrededor de los pilotes hacen que el terreno quede como colgado de ellos, produciendo en el fuste del pilote, unas tensiones tangenciales dirigidas hacia abajo que, en conjunto, reciben el nombre de **rozamiento negativo**. Estas tensiones pueden dar lugar a un incremento muy considerable de la carga en los pilotes. La tensión tangencial de rozamiento negativo puede expresarse como:

$$f_n = K_s \sigma'_o \tan \delta'$$

En función de la naturaleza del terreno, el producto $K_s \tan \delta'$ se puede tomar igual a (Bjerrum, 1973):

Tipo de terreno	$K_s \tan \delta'$
Arcilla limosa	0,25
Arcilla poco plástica	0,20
Arcilla plástica	0,15
Arcilla muy plástica	0,10

Para un mayor detalle de este efecto y su forma de evaluarlo, se remite a Oteo (1980).

Empujes laterales del terreno sobre los pilotes

Como se muestra en la Figura 8.35, si se tiene un pilote que atraviese suelos cohesivos blandos y en la superficie del terreno se coloca una sobrecarga asimétrica, es decir, sólo a uno de sus lados, se producirán unos asientos y unos movimientos horizontales del terreno. Este «flujo» horizontal del terreno encuentra al pilote, que es un elemento mucho más rígido, y produce sobre él empujes y flexiones que, en caso extremo, pueden dar lugar a su rotura.

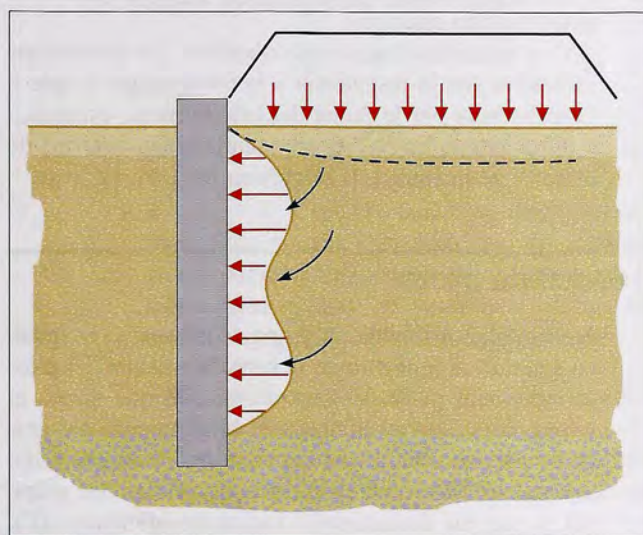


Figura 8.35 Empujes laterales sobre pilotes.

Según el criterio de Tschebotarioff, es necesario tener en cuenta este problema cuando la sobrecarga actuante ($\Delta\sigma_v$) resulta mayor que unas 3 veces la resistencia al corte sin drenaje del terreno:

$$\Delta\sigma_v \geq 3S_u$$

Si se dan estas circunstancias, el cálculo de los esfuerzos inducidos sobre los pilotes puede llevarse a cabo siguiendo los procedimientos descritos por Oteo (1980).

8.4

Cimentaciones superficiales en roca

Método de Serrano y Olalla

De la misma manera que en cimentaciones en suelos se calcula la carga de hundimiento utilizando el criterio de Mohr-Coulomb, se puede obtener la carga que produce deformaciones plásticas en un macizo rocoso según el método analítico desarrollado por Serrano y Olalla (2001), en aquellos casos en los que el medio rocoso es homogéneo e isotrópico; es decir, los grupos I, IV y V de Hoek y Brown mostrados en la Figura 8.36, cuyo comportamiento sigue el criterio de rotura de estos autores.

Para casos simplificados, el método analítico citado se encuentra resuelto mediante ábacos de entrada directa. La definición geométrica empleada se representa en la Figura 8.37, donde:

- P_h : carga de hundimiento buscada.
- i_2 : inclinación de la carga con respecto a la vertical.
- σ_1 : presión vertical actuante en el «contorno 1», situado junto a la cimentación; corresponde en el caso simplificado a la sobrecarga de tierras por encima de la base de la zapata.
- α : inclinación de la superficie del terreno junto a la zapata (contorno 1).

La expresión que proporciona la **carga de hundimiento**, P_h , es:

$$P_h = \beta(N_\beta - \zeta)$$

en donde:

$$\beta = \frac{m\sigma_{ci}}{8} = \frac{m_i\sigma_{ci}}{8} \exp \frac{RMR - 100}{28}$$

$$\zeta = \frac{8s}{m^2} = \frac{8}{m_i^2} \exp \frac{RMR - 100}{25,2}$$

siendo m , s y m_i los parámetros del criterio de Hoek y Brown y σ_{ci} el valor de la resistencia a compresión

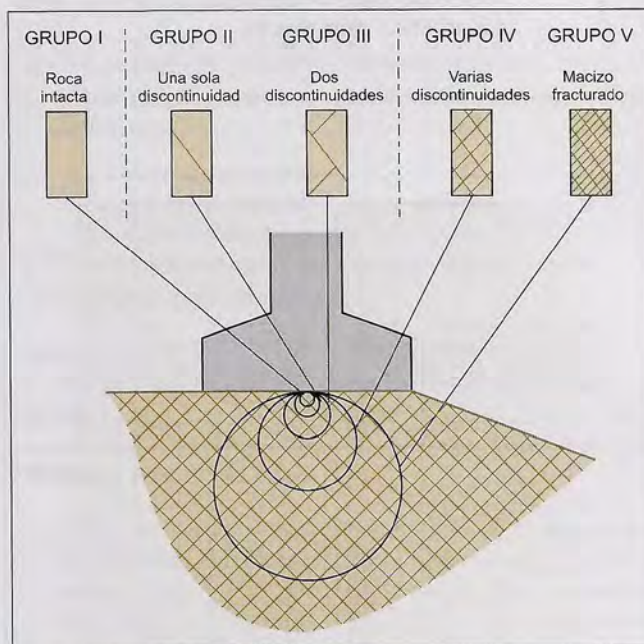


Figura 8.36 Representación simplificada de la influencia de la escala en el comportamiento del macizo rocoso para el diseño de cimentaciones superficiales.

simple de la matriz rocosa (ver Apartado 3.6 del Capítulo 3).

El coeficiente de carga N_β es una generalización de los parámetros N_c y N_q de Prandtl; es función de la inclinación del terreno, de la inclinación de las cargas y de la sobrecarga externa normalizada actuando alrededor de la zapata, σ_{01}^* :

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta} + \zeta$$

En la Figura 8.38 se muestran los valores de N_β cuando el terreno es horizontal y siendo el eje de abscisas la sobrecarga externa. Para situaciones más complejas se remite a Serrano y Olalla (1993).

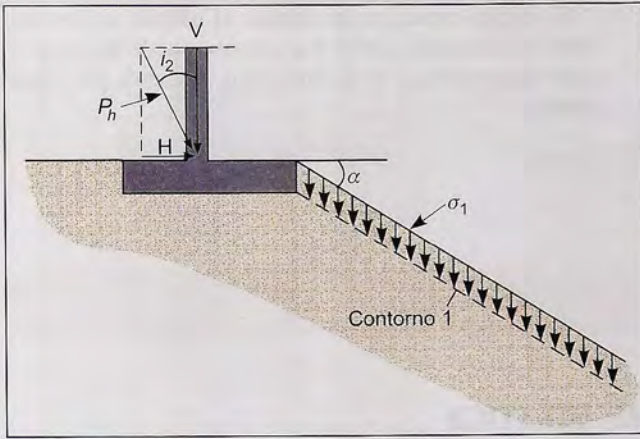


Figura 8.37 Definición geométrica empleada en la determinación de las presiones admisibles en roca por métodos analíticos simplificados.

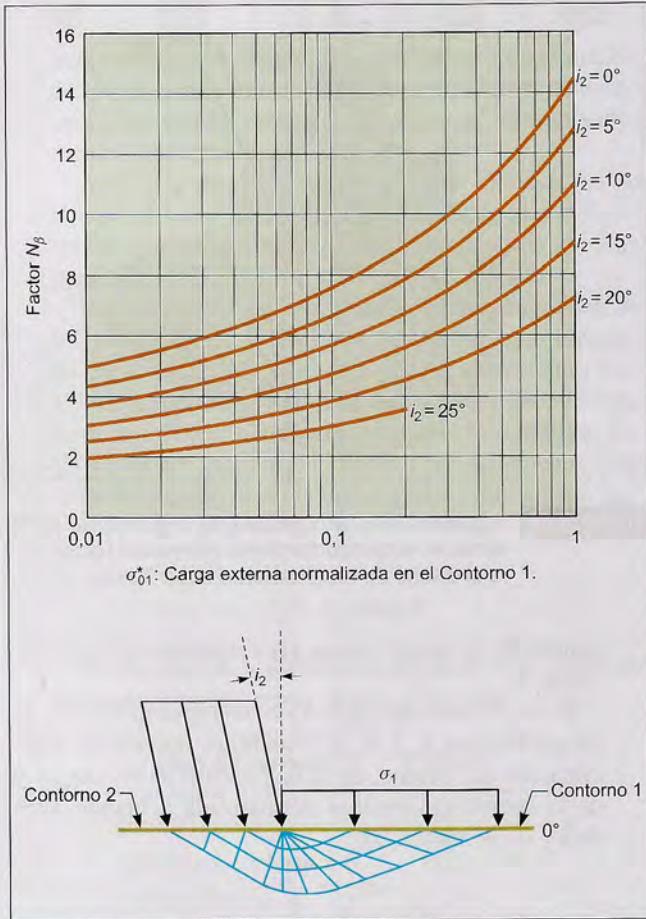


Figura 8.38 Valores del coeficiente de carga de hundimiento N_β en función de la carga exterior normalizada y del ángulo de inclinación de las cargas (superficie del terreno horizontal $\alpha = 0^\circ$).

En la anterior expresión de P_h no se tiene en cuenta el efecto del peso propio del terreno, que puede ser muy beneficioso en cimentaciones de grandes dimensiones. Cuando el medio rocoso es anisótropo se puede tener en cuenta su influencia por medio de un factor de reducción función de la orientación de la familia de discontinuidades y de su resistencia, descrito en Serrano y Olalla (2001).

Sin entrar en consideraciones respecto al análisis de asentos, que podrían determinar en algún caso singular el diseño de las cimentaciones en roca, es necesario establecer la **carga admisible**, dividiendo la carga de hundimiento, P_h , por un **coeficiente de seguridad global**, F , que puede expresarse como el producto de dos factores:

$$F = F_p F_m$$

El factor F_p considera las variaciones estadísticas de los parámetros de la roca y su magnitud está también vinculada a la probabilidad de rotura del cimiento. El factor F_m cubre la posibilidad de que la rotura por fragilidad, de una parte o de la totalidad del cimiento, no se ajuste al modelo de Hoek y Brown.

En la Figura 8.39 se muestran los coeficientes de seguridad parcial, F_p , a utilizar, en función del valor del índice RMR y de la resistencia a compresión simple, σ_{ci} , para una probabilidad de rotura $< 10^{-4}$.

El coeficiente de seguridad parcial F_m , depende de las incertidumbres relacionadas con el criterio plástico. En el caso de pequeñas cimentaciones sobre ma-

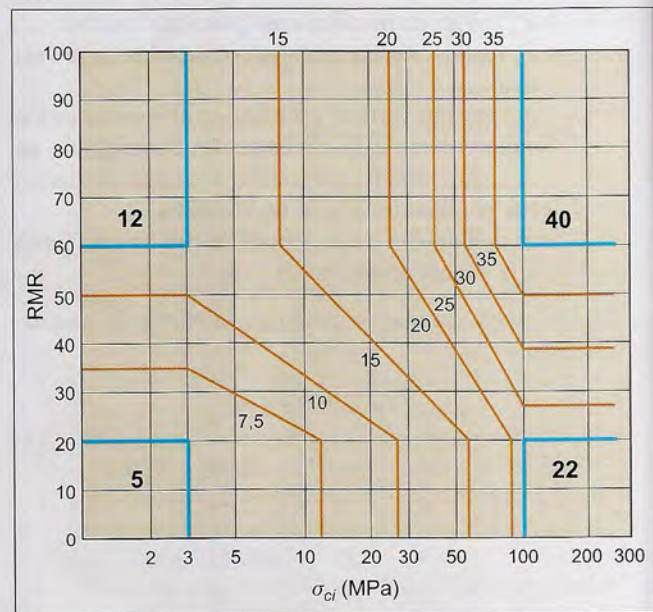


Figura 8.39 Coeficientes de seguridad parcial, F_p , para una probabilidad de rotura $< 10^{-4}$ (Serrano y Olalla, 1996).

cizos rocosos del grupo I (Figura 8.36), debe tenerse en cuenta el comportamiento frágil de la roca; si $\sigma_{ci} > 100$ MPa, el macizo rocoso es de respuesta frágil y han de adoptarse órdenes de magnitud de F_m en torno a 5 u 8. El tipo de rotura del macizo rocoso puede considerarse como plástico (dúctil) para $\sigma_{ci} < 12,5$ MPa y no es necesario incorporar ningún

coeficiente de seguridad relacionado con este motivo ($F_m \cong 1$).

Cuando la roca se encuentra muy fracturada y diaclasada, el comportamiento de las cimentaciones no es frágil y no existe motivo para adoptar un factor de seguridad parcial especial para F_m (grupos IV y V de Hoek y Brown).

8.5

Cimentaciones en condiciones geológicas complejas

La cimentación de una estructura requiere que las condiciones geológicas sean estables, lo que implica, en primer lugar, que el emplazamiento esté **exento de riesgos geológicos activos**, o bien, que si estos riesgos son de naturaleza aleatoria o recurrente, el diseño estructural tenga en cuenta sus posibles acciones (ver Capítulo 13). En segundo lugar, la cimentación también debe ser estable frente a posibles **problemas geológico-geotécnicos**, que sin llegar al alcance de los citados riesgos, hagan necesaria la adopción de medidas especiales de cimentación y/o tratamientos de mejora del terreno. Estos problemas se suelen dar en las siguientes circunstancias:

- Heterogeneidad litológica**, con materiales de muy distinta resistencia y deformabilidad dentro de la misma área de cimentación.
- Sustrato resistente profundo** respecto a la cota de cimentación, lo que implica, a veces, soluciones de cimentaciones profundas o cimentaciones superficiales más costosas de las habituales.
- Factores geoambientales adversos**, como nivel freático alto, fuerzas de filtración importantes, terrenos en pendiente acusada, aguas o materiales agresivos, etc.
- Rellenos antrópicos** incontrolados y vertederos de muy baja resistencia y errática geometría.
- Problemas geológicos**, como cavidades, suelos muy blandos, expansivos, colapsables, solubles, etc.

Los puntos a), b) y c) no suelen requerir soluciones de cimentación fuera de lo habitual, resolviéndose a partir de los procedimientos convencionales (pilotes, losas, agotamiento de acuíferos, etc). Sin embargo, los puntos d) y e) requieren medidas especiales y tratamientos del terreno.

Los problemas geológico-geotécnicos más frecuentes en cimentaciones, en países como España, son los siguientes:

- Arcillas expansivas.
- Suelos colapsables.
- Cavidades kársticas y volcánicas.
- Suelos blandos muy compresibles.
- Rellenos antrópicos.

A continuación se describen algunas de las soluciones más características ante los citados problemas.

Suelos expansivos

Como se ha indicado en el Capítulo 2, el problema de la expansividad va unido a la presencia de minerales esmectíticos y a la posibilidad de cambios de humedad en el suelo, lo que a su vez está condicionado a que el ambiente circundante cambie cíclicamente de humedad. En ciertas zonas de Andalucía, donde el clima es semiárido, durante las largas temporadas de sequía el terreno va perdiendo agua por evaporación, lo que produce una contracción y fisuración superficial; posteriormente, cuando acaba la sequía, el agua de escorrentía penetra en las fisuras, satura la arcilla y origina un aumento de volumen de la llamada «**capa activa**» o zona afectada por las modificaciones climáticas.

Estos cambios de volumen (contracción y expansión) también pueden producirse localmente al construirse viviendas en estaciones o periodos secos o húmedos (al cambiar las condiciones de evapotranspiración bajo el edificio), por fugas de conducciones, por la presencia de vegetación y árboles (cuyas raíces pueden dar lugar a cambios de humedad bajo edificios), etc. Tan peligrosa es la expansividad como la retracción del suelo, sobre todo en obras ligeras (vi-

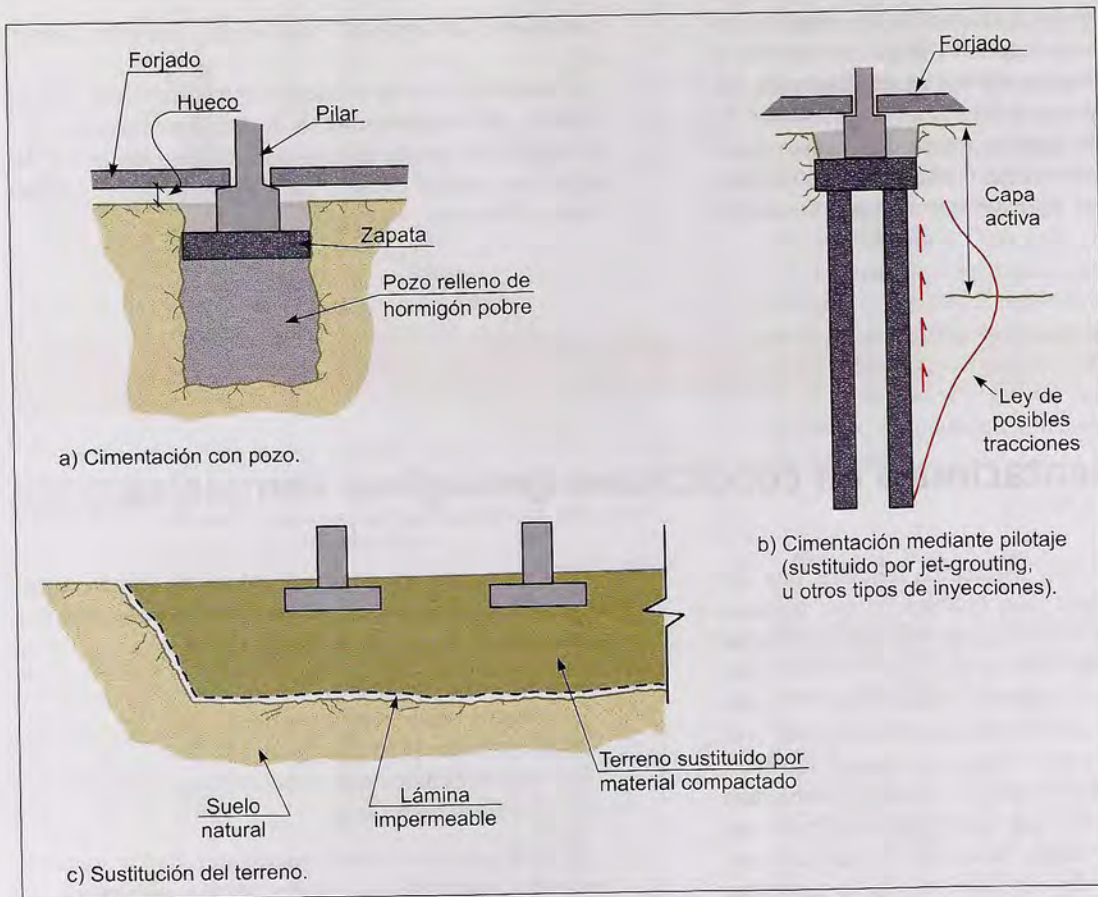


Figura 8.40 Posibles soluciones de cimentación en suelos expansivos.

viendas de una o dos plantas, explanaciones para ferrocarriles y carreteras, etc.), ya que lo perjudicial es el cambio de volumen y no su signo.

En las cimentaciones de estructuras se utilizan varios tipos de soluciones frente a este problema (Figura 8.40):

- **Pozos** rellenos de hormigón pobre u hormigón de cal que atraviesan la «capa activa», alcanzando profundidades mínimas del orden de 4 m; encima del relleno se dispone la verdadera zapata, sobre la que se apoya un forjado estructural en la planta inferior del edificio, aislando éste del terreno (dejando un hueco o cámara bufa, disponiendo planchas de poliestireno expandido, etc.).
- **Pilotajes y micropilotajes** (normalmente *in situ*) que atraviesen la «capa activa» (que en algunos países, como en Sudáfrica, puede llegar a 15 m de espesor), de forma que los pilotes queden «anclados» en una zona que no experimente cambios de volumen; los pilotes deben poder trabajar a tracción, ya que el cambio de volumen del terreno superior tiende a levantar-

los, lo que evita la zona de «anclaje»; también debe disponerse un forjado resistente en planta baja.

- **Sustitución del terreno expansivo** superficial (en la «capa activa») por un material de aportación, grueso e inactivo, colocando una lámina impermeable entre terreno y material, de forma que no se produzcan entradas de agua en zonas profundas; esta solución es muy empleada en el caso de apoyo de estructuras de gran superficie y poca carga, como puede ser una estructura viaria, en la que, además, se dan sobre-anchos para evitar esa penetración del agua bajo la plataforma viaria. El terreno de aportación podría ser la misma arcilla expansiva compactada adecuadamente (con rodillo de «pata de cabra» y del lado húmedo) o bien con adición de cal.

Además deben cuidarse todas las conducciones y acometidas que lleven agua, disponiendo juntas flexibles que permitan movimientos, colocándolas en el interior de zanjas con relleno granular no muy compacto (para que pueda absorber ciertos cambios de

volumen), evitar riegos cerca de las estructuras, eliminar vegetación con raíces grandes, etc.

En algunas obras de carretera, en el caso de desmontes, ha dado buen resultado sellar el fondo de las trincheras en arcillas expansivas con la propia arcilla tratada con un 2,25% de cal, constituyendo un «sellado» resistente e impermeable; en otras ocasiones se ha usado este tratamiento con cal para realizar terraplenes sobre los que se asientan autopistas (como la M-45 de Madrid).

Suelos colapsables

En este caso el cambio de volumen es negativo y se puede originar por:

- Humectación y eliminación de presiones intersticiales negativas que se producen alrededor de contactos de granos en los meniscos que forma el agua en un suelo semisaturado; la saturación disminuye la presión efectiva y da lugar a disminuciones de volumen que pueden llegar al 5-7% (por ejemplo, en las arenas terciarias del centro de España cuando son vertidas sin compactar).
- Concentración de tensiones en contactos de granos que dan lugar a su rotura (colapso estructural), como puede ocurrir en escolleras y rellenos con aglomerados volcánicos, por altura excesiva de relleno, durante una inundación, etc.
- Disolución de puentes de unión entre partículas limosas, por inundación, como sucede en el limo yesífero y en el loess, provocando fuertes disminuciones de volumen.

Las soluciones de cimentación para los dos primeros casos pueden ser de varios tipos:

- **Remover el material** y volver a compactarlo adecuadamente. En el caso de las arenas del Plioceno del centro de España, como en los limos yesíferos de Aragón, este procedimiento puede dar lugar a un resultado aceptable (de mejor calidad en el primer tipo de terreno); en el caso de los limos yesíferos la sustitución puede hacerse con el mismo material (la densidad seca puede pasar de 1,15-1,25 g/cm³ en estado natural a 1,70-1,75 g/cm³ en estado bien compactado) o con otro de aportación, según la calidad de la estructura a cimentar. En cualquier caso hay que asegurar que el agua no llegue a la parte profunda, no sustituida, mediante láminas, tratamientos superficiales de impermeabilización, etc.
- **Compactación** desde superficie de una zona del terreno, utilizando técnicas como la de

compactación dinámica, cuyo resultado suele ser más eficaz en el caso de arenas que en el de limos yesíferos.

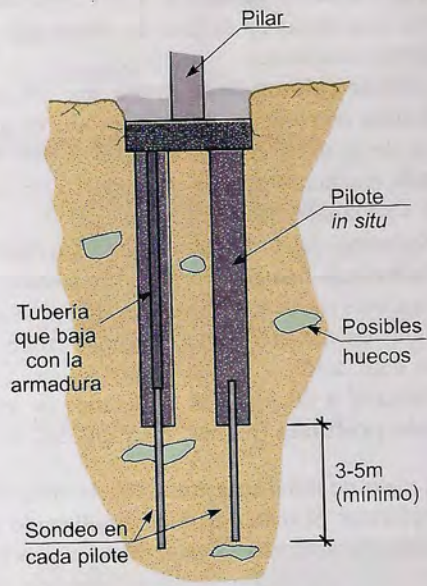
- Utilizar **columnas de grava** que, al ser construidas con adición de agua, producen un colapso de la masa del terreno y, a la vez, lo dejan más resistente gracias a la aportación de grava y a su compactación.
- Refuerzo del terreno mediante **inyecciones** de lechada de cemento, creando una estructura térrica más rígida que la inicial, aunque suelen inducir un colapso apreciable del terreno durante su realización.
- Recurrir a las clásicas soluciones de **cimentación profunda** (pilotes, micropilotes, etc.).

En el caso de colapso estructural, la solución pasa por transformar el material, bien rigidizando el conjunto mediante inyecciones (con tubos-manguitos, jet-grouting, etc.), que dan una mayor cohesión aparente al terreno y disminuyen la superficie de contacto, bien produciendo una cierta transformación del material durante su manejo, transporte y compactación (por sobrecompactación y utilización de maquinaria adecuada), cuando es para pedraplenes, o bien por remoción y sobrecompactación en terrenos naturales, como se ha realizado en diversas obras en las Islas Canarias.

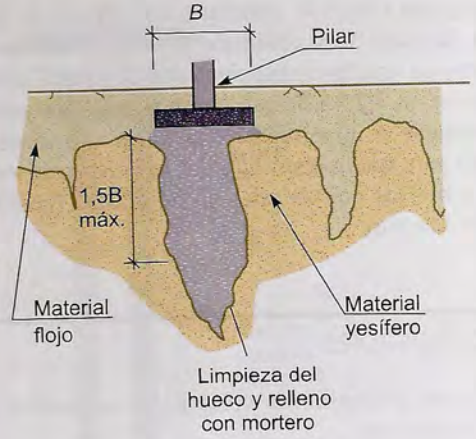
Cavidades kársticas

Suelen presentarse en dos tipos diferentes de terrenos:

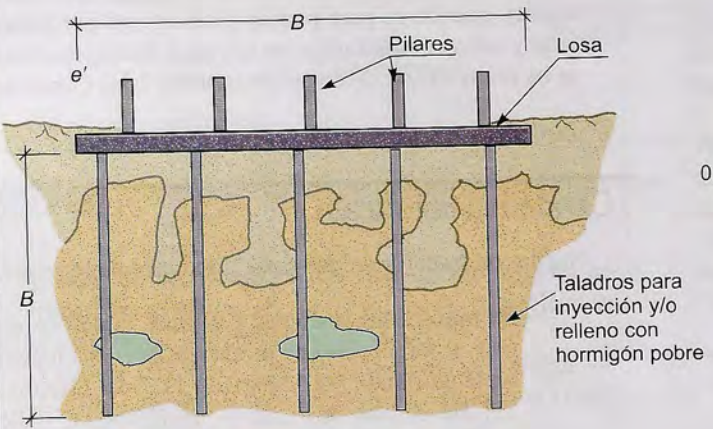
- En **materiales yesíferos y salinos**, donde las simas y cavidades se producen por disolución bastante rápida (ver Apartado 11.7 del Capítulo 11). En el caso de los limos yesíferos del Valle del Ebro (generalmente bajo una capa de gravas compactas o de material cementado) parte de las simas están rellenas por limos yesíferos muy blandos y húmedos; cerca de Zaragoza estos fenómenos han dado lugar a hundimientos de instalaciones agrarias, edificios e industrias, carreteras, etc.; en el término municipal de Las Simas (a unos 30 km de Zaragoza) se produjo un hundimiento de unos 30 m de diámetro en superficie.
- En **materiales calcáreos**, la circulación del agua da lugar a la formación lenta de simas y grutas, a veces de gran tamaño, pero que pueden ser estables durante mucho tiempo dada la resistencia de la roca; en los páramos calcáreos de la zona de Torija, en Guadalajara, se han detectado cavernas de hasta 7 m de diámetro cerca de la superficie.



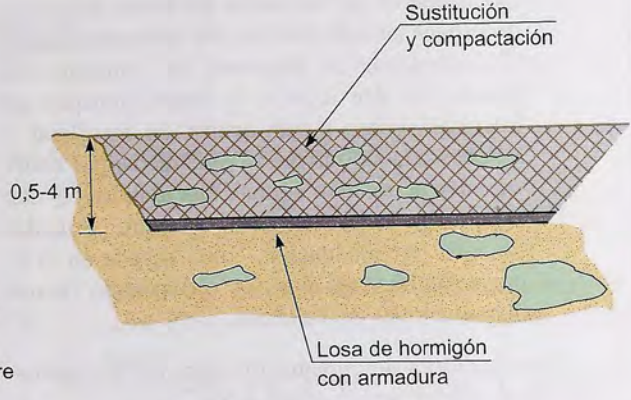
a) Cimentación con pilotaje y comprobación de huecos en punta.



b) Posible cimentación superficial, tras limpieza de zona cársica.



c) Losa y taladros con inyecciones.



d) Sustitución y losa de hormigón.

Figura 8.41 Algunas posibles soluciones de cimentación en zonas karsticas.

En el primer tipo de karstificación (donde se producen fenómenos de colapso) suele recurrirse a la utilización de cimentaciones profundas (confían al fuste toda la resistencia por si hubiera un hueco cerca de la punta), o, en caso de detectarse cavidades, al tratamiento de inyecciones (Figura 8.41). Otra solución es la remoción de la zona afectada y su sustitución, bien por el mismo terreno compactado o por otro de aportación; en caso de karst en yeso duro, lo más indicado es limpiar las zonas blandas y rellenarlas de hormigón pobre.

En el segundo caso (karst calcáreo) se han utilizado diferentes tipos de soluciones, además de las anteriores (Figura 8.41):

- La utilización de **losas de cimentación**, para repartir mejor las cargas, y realización de taladros para rellenar huecos en una profundidad similar a la anchura del cimiento, mediante jet-grouting e inyecciones de lechada de cemento con tubos-manguito y/o taladros de diámetro mayor de 225 mm por los que se vierte hormi-

gón pobre, según las dimensiones, como se ha hecho en algunos casos en karst calizos del norte de España o en cimentaciones de puentes en la zona sur de Madrid.

- Cuando los huecos se concentran cerca de la superficie, se puede proceder a excavar un cierto espesor de terreno (entre 0,5 y 4 m), disponer en el fondo de la excavación una losa de hormigón, armada con una malla ligera (de forma que resista el momento flector correspondiente a un hueco de 3-4 m de diámetro), y rellenar posteriormente con el material excavado o de aportación; esta solución se ha utilizado en karst en yeso duro (como por ejemplo en la autopista M-45 al sur de Madrid).

Cavidades en rocas volcánicas

En determinadas formaciones volcánicas la presencia de cavidades es relativamente frecuente, aunque la mayoría son de pequeño tamaño. Entre las coladas de basaltos escoriáceos se forman huecos de muy variado volumen, con mayor desarrollo horizontal que altura y geometría irregular, con tendencia a formar «burbujas» o «lentejones». Las cuevas y «tubos volcánicos» son menos frecuentes, pero su tamaño puede ser muy grande (por ejemplo en Los Jameos del Agua, en Lanzarote).

El principal problema de estas cavidades es su detección, lo que obliga a realizar investigaciones *in situ* muy detalladas y numerosas. Las técnicas más utilizadas son los sondeos a rotación y los taladros a rotopercusión. La utilización de cámaras de vídeo en el interior de estos reconocimientos puede ser muy útil (ver Figura 14.41 del Capítulo 14). Los métodos geofísicos en zonas volcánicas pueden no ser resolutivos, aunque el georadar y la gravimetría se han utilizado en ocasiones con buenos resultados.

Las soluciones en este tipo de cavidades de materiales volcánicos incluyen el relleno con hormigón de

la cavidad, transferir la carga de la estructura a una capa resistente mediante micropilotes o pilotes, construcción de losas, inyección de cavidades, etc.

Rellenos antrópicos

Los rellenos antrópicos incontrolados y vertederos constituyen un material muy abundante en las ciudades y su periferia. Dada su heterogeneidad y muy baja compactación, son depósitos altamente densificables y con riesgo de colapso, incluso bajo cargas pequeñas. En general, la solución más habitual consiste en apoyar la estructura sobre pilotes o pozos transfiriendo la carga al sustrato resistente, teniendo en cuenta el efecto de rozamiento negativo a que dan lugar estos rellenos. Si son de poco espesor la mejor solución es su eliminación.

En algunas ocasiones se han tratado con inyecciones convencionales, «jet-grouting», compactación dinámica, precarga y otros sistemas de mejora del terreno. Cuando se dan colapsos en los rellenos, las medidas que se adoptan son las descritas anteriormente para los suelos colapsables.

Suelos blandos

Los suelos blandos muy compresibles no son aptos para apoyar directamente sobre ellos cimentaciones. La solución habitual es utilizar pilotes apoyados sobre un nivel resistente. Estos suelos pueden dar lugar a rozamiento negativo. Dependiendo del tipo de estructura y de los asientos admisibles, en ocasiones se han utilizado columnas de grava para acelerar el proceso de consolidación, o se han vertido escolleras. También es frecuente la realización de precargas o sobrecargas para consolidar el terreno de cimentación de obras de tierras.

8.6

Reconocimientos geotécnicos

Una de las cuestiones básicas en los reconocimientos geotécnicos para cimentaciones es obtener la información geológica y geotécnica del terreno necesaria para calcular la capacidad portante, asientos y demás fac-

tores determinantes del comportamiento mecánico del suelo o macizo rocoso. Del resultado de estos reconocimientos dependen no solo la seguridad de la estructura, sino la idoneidad técnico-económica de la

solución de cimentación adoptada. A lo largo de los Capítulos 1 y 6 se ha insistido sobre la necesidad e importancia de los estudios geotécnicos. En la cimentación de edificios esta necesidad es, además de obligatoria, altamente rentable, pues se evitan costes imprevistos y retrasos, que pueden repercutir en la viabilidad del proyecto.

Los objetivos que debe reunir una investigación geotécnica para el estudio de cimentaciones son los siguientes:

- Conocer la naturaleza de los suelos o rocas que forman el terreno de cimentación en la profundidad que pueda verse afectada por las obras, así como la disposición y espesor de las diferentes formaciones litológicas.
- Determinar las propiedades de identificación, deformabilidad y resistencia de los suelos o rocas que constituyen cada una de las formaciones.
- Conocer la profundidad del nivel freático y las condiciones hidrogeológicas (presiones piezométricas, red de flujo, variaciones del nivel freático, etc.); en determinados casos (por ejemplo, si se prevé la necesidad de agotamientos), determinar la permeabilidad del terreno.
- Detectar la posible existencia de anomalías, tales como cavidades, galerías de captación de agua, restos de cimentaciones antiguas, pozos u otras excavaciones, etc.
- Detectar la posible presencia de suelos inestables, tales como arcillas expansivas, suelos colapsables, rellenos mal compactados o flojos, suelos solubles, etc.
- Averiguar la eventual agresividad de los componentes químicos de las aguas freáticas o del suelo a los materiales de construcción.
- Localizar servicios tales como pozos, colectores, galerías y obras subterráneas, líneas eléctricas, conducciones de agua, etc.
- Detectar los posibles problemas geológicos y averiguar su posible trascendencia (deslizamientos, fallas activas, zonas de karstificación, dolinas, hundimientos, paleocauces, etc.).
- Conocer la experiencia constructiva local en lo que se refiere a excavaciones, taludes, muros o estructuras de contención, agotamientos y tipos y profundidades habituales de cimentación; en particular, averiguar cómo son y en qué estado se encuentran las cimentaciones de los edificios colindantes, que pueden verse afectados por las obras que se proyecta realizar.
- Determinar la posibilidad de emplear los productos de excavación para la formación de terraplenes compactados, rellenos de trasdós de muros, áridos para hormigones, etc.

- Investigar los posibles accidentes durante la construcción de obras similares, en relación con el terreno, tales como desprendimientos en excavaciones no entibadas por alteración de los suelos expuestos al aire u otras causas, roturas de entibaciones, socavaciones, etc.

Los métodos de investigación del terreno se han descrito en el Capítulo 6, y los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de cimentaciones han sido objeto de los apartados anteriores, por lo que a partir del conocimiento de estos métodos y parámetros podría definirse el tipo de investigación, profundidad de las mismas y número de ellas. Sin embargo, la complejidad del medio geológico, tanto por su heterogeneidad y anisotropía, como por la gran variedad de posibles estructuras a cimentar, cargas, profundidad de cimentación, etc., determina que cada estudio geotécnico de cimentación sea diferente y, por tanto, deba ser analizado individualmente.

La **metodología** a seguir en el proyecto geotécnico de una cimentación es, habitualmente, la siguiente:

1. **Condiciones de la estructura a cimentar.**
 - Situación y plano de cimentación.
 - Cota y profundidad de cimentación.
 - Tensiones y distribución de cargas al terreno, excavaciones, etc.
2. **Reconocimiento geotécnico del terreno.**
 - Revisión bibliográfica y experiencia local.
 - Reconocimiento geológico-geotécnico.
 - Investigaciones *in situ*.
3. **Estudio geotécnico.**
 - Análisis de la resistencia y deformabilidad del terreno.
 - Tipo de cimentación recomendada.
 - Cargas admisibles y cota de cimentación.
 - Recomendaciones constructivas.
4. **Diseño de la cimentación.**
 - Cálculo de la cimentación.
 - Dimensionamiento de los elementos estructurales.
 - Soluciones constructivas.
 - Estimación de costes.
5. **Control geotécnico durante la construcción.**
 - Observación directa de excavaciones.
 - Ensayos complementarios y de control.
 - Verificación del proyecto y adopción de medidas adicionales.

Los **reconocimientos geotécnicos** se deben realizar en las siguientes **fases**:

1. **Estudios previos.**
 - Reconocimiento geológico-geotécnico preliminar.

- Revisión bibliográfica y experiencia local.
 - Calicatas y ocasionalmente sondeos.
2. **Reconocimientos de anteproyecto.**
 - Sondeos, calicatas y penetraciones dinámicas.
 - Geofísica.
 - Ensayos de laboratorio.
 3. **Reconocimientos de proyecto.**
 - Sondeos complementarios.
 - Ensayos *in situ* (placa de carga, presiómetros, ensayos de permeabilidad, etc.).
 - Ensayos complementarios de laboratorio.
 4. **Reconocimientos durante la construcción.**
 - Ensayos de control (placa de carga, ensayos de penetración, ensayos de compactación, etc.).

En función del **tipo de proyecto** los estudios geotécnicos pueden dividirse en los siguientes grupos:

- **Grandes superficies** (urbanizaciones, centros comerciales, etc.) y **edificios singulares** que por su extensión, altura o destino así se consideren. En estos casos deben realizarse todas las fases anteriormente citadas. Los trabajos se inician con un estudio previo donde se evalúan las condiciones generales del terreno de cimentación. En la fase de anteproyecto se evalúa la tipología de la cimentación y se determinan los problemas geológicos-geotécnicos que pueden incidir en las soluciones técnicas y el coste de las mismas. En la fase de proyecto se especifican las cimentaciones, cargas y soluciones constructivas, y durante la obra se verifican las soluciones del proyecto. A veces por razones de plazos, o bien ante condiciones geológicas simples y homogéneas, no es necesario proceder con todas las fases anteriormente citadas, pudiéndose unir los estudios previos y los de anteproyecto.
- **Edificaciones convencionales.** En general se siguen las mismas fases anteriores pero más simplificadas y agrupadas en una o dos fases, siendo muy recomendable efectuar el estudio previo como fase inicial. Cuando las condiciones geológicas sean simples y el tipo de estructura no presente particularidades de incidencia geotécnica, los reconocimientos pueden efectuarse en una sola etapa.

Coste de las investigaciones geotécnicas. Como consecuencia de las anteriores consideraciones no es posible fijar un coste idóneo para los reconocimientos geotécnicos, pues éstos dependen del grado de complejidad geológica y del tipo de proyecto. Basándose en la experiencia (España y países de su entorno euro-

peo), los presupuestos mínimos dedicados a los reconocimientos pueden ser del siguiente orden:

- Grandes superficies y edificios singulares: 0,5 al 1 % del coste de ejecución por contrata de la obra.
- Edificios convencionales: 0,3 al 0,5 % del referido coste.
- Si las condiciones geológicas son complejas (ver el Apartado anterior) estos presupuestos pueden llegar a duplicarse.

Número y profundidad de los reconocimientos.

La decisión sobre el número y profundidad de los reconocimientos es otra cuestión que corresponde al criterio del profesional geotécnico, quien decide en virtud de la heterogeneidad litológica, profundidad estimada del nivel resistente, posibilidad de encontrar problemas geológicos, tipo de estructuras, cargas, etc. Como guía puede seguirse el **Eurocódigo 7** (1997) que recomienda lo siguiente:

- En el caso de estructuras que cubran un gran área, los puntos de exploración se deben situar según nodos de una malla; la distancia entre los puntos estará entre 20 y 40 m. Si las condiciones del suelo son uniformes, los sondeos o catas pueden ser parcialmente sustituidos por ensayos de penetración o pruebas geofísicas.
- Para cimentaciones por zapatas aisladas o corridas, la profundidad de las exploraciones o sondeos por debajo del nivel de cimentación previsto será normalmente entre 1 y 3 veces la anchura de los elementos de cimentación; se deben alcanzar, en algunos puntos de exploración, profundidades mayores para estudiar los asentos, así como posibles problemas con el agua subterránea.
- En el caso de cimentaciones por losa de hormigón, la profundidad de los ensayos *in situ* o sondeos debe ser igual o superior a la anchura de la cimentación, a menos que el substrato rocoso se encuentre a menor profundidad.
- Para cimentaciones por pilotes se deben realizar sondeos, ensayos de penetración u otros ensayos *in situ*, de forma que se exploren las condiciones del terreno hasta una profundidad por debajo de la punta del pilote que garantice la seguridad, normalmente 5 veces el diámetro del fuste del pilote; sin embargo, hay casos en que se necesitan investigaciones o sondeos más profundos. También se requiere que la profundidad de la investigación sea mayor que el lado menor del rectángulo que circunscribe el grupo de pilotes que forma la cimentación al nivel de la punta de los pilotes.

Los resultados de la investigación geotécnica se recogen en el **informe geotécnico** que debería contener datos suficientes para:

1. Elegir el tipo de cimentación más adecuada y los métodos constructivos.
2. Fijar el nivel o los niveles de apoyo de los cimientos o las condiciones para establecerlos con precisión durante el transcurso de las obras.
3. Determinar las presiones admisibles, en caso de cimentaciones directas, o las resistencias por fuste y por punta, en caso de pilotajes.
4. Estimar la magnitud de los asentos.
5. Adoptar medidas que eviten posibles daños estructurales por agresividad al hormigón o expansividad, colapsabilidad de suelos, etc.

6. Establecer los procedimientos de excavación y dimensionamiento de muros, pantallas u otros elementos de contención de tierras.

Para poder dar respuesta a todos estos aspectos se debe disponer de datos suficientes sobre la tipología de la estructura a cimentar, cargas, separación entre pilares, sótanos, etc.

Las normas y recomendaciones aplicables en España donde se amplían estos aspectos, son las siguientes:

- Norma Tecnológica de la Edificación. Cimentaciones, Estudios Geotécnicos NTE-CEG/75.
- Norma Básica de la Edificación NBE-AE88.
- Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico (1997).

Bibliografía recomendada

- Jiménez Salas, J. A., Justo Alpañés, J. L. y Serrano González, A. (1976). Geotecnia y cimientos II. Ed. Rueda. Madrid.
- Jiménez Salas, J. A. y otros autores (1980). Geotecnia y cimientos III, Primera Parte. Ed. Rueda. Madrid.
- Rodríguez Ortiz, J. M., Serra, J. y Oteo, C. (1972). Curso aplicado de cimentaciones. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid. 4.^a edición.
- Simons, N. E. and Menzies, B. K. (2000). A short course on foundation engineering. Thomas Telford, Londres.

Referencias bibliográficas

- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft soils. 8.^o ICSMFE. Moscú. Vol. 2, pp 27-34.
- Brinch Hansen, J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute, Bulletin n.^o 28.
- Burland, J. B., Broms, B. and De Mello, V. F. B. (1977). Behaviour of foundations and structures. State-of-the-art report. Session 2. Proc. 9^o ICSMFE. Tokyo. Vol. 2, pp. 495-546.
- Burland, J. B. and Burbridge, M. C. (1985) Settlement of foundations on sand and gravel. Proceedings Institution of Civil Engineers 78 (Dec), pp. 1325-81.
- Calavera, J. (1987). Cálculo de estructuras de cimentación. 2.^a edición. INTEMAC.
- Eurocódigo 7 (1997). Proyecto geotécnico. Parte 1. Reglas generales. Aenor. Edición de 1999. Madrid.
- Jiménez Salas, J. A., Justo Alpañés, J. L. y Serrano González, A. (1976). Geotecnia y cimientos II. Ed. Rueda. Madrid.

- Jiménez Salas, J. A. (1992a). Asientos de cimentaciones sobre arcillas rígidas. Primera parte. Comportamiento de arcillas rígidas. Revista de Obras Públicas. N.^o 3.311. Año 139, junio. Madrid.
- Jiménez Salas, J. A. (1992b). Asientos de cimentaciones sobre arcillas rígidas. Segunda parte. Cálculo de los asentos. Revista de Obras Públicas. N.^o 3.315. Año 139, noviembre. Madrid.
- N.T.E. (1989). Acondicionamiento del terreno. Cimentaciones. A + C. Dirección General para la Vivienda y Arquitectura. MOPU.
- Oteo, C. (1980). Pilotajes. En: Geotecnia y cimientos III, Parte I. Capítulo 3. Jiménez Salas y otros. Ed. Rueda. Madrid.
- Peck, R. B., Hanson, W. E. and Thornburn, T. H. (1967). Foundation engineering, 2nd Ed. John Wiley & Sons, New York, pp. 341-347.
- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley and Sons, New York.
- Serrano, A. y Olalla, C. (1993). Cargas de hundimiento en macizos rocosos. Monografías. CEDEX. Madrid.
- Serrano, A. y Olalla, C. (1996). Cargas admisibles de cimentaciones en roca basadas en un criterio de rotura no lineal. Monografía CEDEX, N.^o M-54. Ministerio de Fomento. Madrid.
- Serrano, A. y Olalla, C. (2001). Cálculo de cimentaciones superficiales en roca. Ingeopres. N.^o 90. Madrid.
- Tomlinson, M. J. (1986) Foundation design and construction. Longman Scientific and Technical. 5.^o edition.
- Uriel, A. (1982). Cimentaciones en la edificación. Escuela de la Edificación. Madrid.