

CAPÍTULO 7

GEOTECNIA VIAL.

El capítulo de Geotecnia es ciertamente extenso y puede dar lugar a numerosas preguntas de complejidad variable. El examen práctico debería dar lugar sólo a preguntas de tipo cualitativo o, como mucho, a algún cálculo al nivel de "predimensionamiento" de elementos de cimentación o contención.

En este sentido, se recomienda la lectura de la "Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras" del Ministerio de Fomento, que tiene un alcance en sus recomendaciones de cálculo mayor que el de este documento.

Hay que indicar que los criterios de predimensionamiento enunciados en este capítulo están de acuerdo con la bibliografía existente y, en particular, con la literatura publicada por el prof. González de Vallejo por considerarse la más simple e intuitiva. Las diferencias entre fórmulas o símbolos en diferentes textos deben atribuirse a la diferencia en el propio autor.

Por último, el objetivo de los criterios de predimensionamiento aquí mostrados es dotar a los alumnos de herramientas suficientes para afrontar las pruebas con éxito. Sin embargo, pueden existir diferencias con las formulaciones propuestas en los exámenes de los cuerpos en los que se dan formularios junto con el enunciado. En estos casos, la estructura general de la formulación tendrá que ser la misma, pero podrá variar la nomenclatura.

1.- INTRODUCCIÓN Y CONCEPTOS BÁSICOS.

Las cimentaciones de las obras de fábrica, las bases de apoyo de los terraplenes y los tratamientos del terreno han de proyectarse, construirse y conservarse de manera que sean capaces de soportar las solicitudes a que puedan verse sometidas a lo largo de la vida útil que se haya asignado a la carretera en el momento en que fue proyectada.

Cuando no existiera normativa específica y salvo indicación expresa en otro sentido, a los efectos de la Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras se puede suponer que la vida útil de una obra de cimentación es de cien (100) años.

La vida útil de obras auxiliares y provisionales puede ser más corta.

Las cimentaciones y el terreno tratado (si es el caso) no sólo han de soportar con seguridad suficiente las cargas impuestas, sino también sufrir deformaciones limitadas, de manera que no se sobrepasen los límites admisibles por razones estéticas y de servicio.

Es interesante considerar las siguientes definiciones en el ámbito de la Geotecnia Vial:

- **ACCIÓN.** Toda causa capaz de originar una solicitud o efecto en la estructura o en sus elementos. En el ámbito de esta Guía, representan el esfuerzo que la estructura transmite al terreno a través del elemento de cimentación.
- **ARCILLA.** Fracción de suelo cuyas partículas tienen un tamaño aparente menor de 0,002 mm en los ensayos granulométricos por sedimentación.
- **ARENA.** Fracción de suelo cuyas partículas tienen un tamaño comprendido entre 0,08 mm y 2 mm. Fina hasta 0,2 mm; media hasta 0,6 mm; gruesa por encima de 0,6 mm.
- **CALICATA.** Excavación de pequeña profundidad realizada manualmente o con maquinaria.
- **COEFICIENTE DE MAYORACIÓN DE CARGAS.** Factor por el que se multiplican los valores representativos de las acciones para obtener los valores a utilizar en el cálculo.
- **COEFICIENTE DE MINORACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL TERRENO.** Coeficiente por el que se divide el valor estimado para una determinada propiedad resistente del terreno para obtener el valor a utilizar en los cálculos.
- **COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.** Relación entre la resistencia del terreno a lo largo de una superficie y la resistencia mínima necesaria para el equilibrio estricto según dicha superficie.
- **COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL HUNDIMIENTO.** Relación entre el valor de la carga que produce el hundimiento y el valor de la carga actuante.
- **COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO.** Relación entre los momentos estabilizadores y volcadores alrededor de un punto o eje de giro, en el análisis de un movimiento de giro cinemáticamente posible.
- **COLAPSO.** Reducción súbita de volumen que experimentan algunos suelos (suelos colapsables) al aumentar su humedad.
- **CONSOLIDACIÓN.** Proceso de reducción de volumen de los suelos saturados debido a la expulsión de agua. En sentido general también se aplica a cualquier proceso de densificación de los suelos o de aumento de su resistencia.
- **CORTO PLAZO.** Los suelos saturados (o casi saturados) y poco permeables ($k < 10-4$ cm/s como referencia aproximada) experimentan un crecimiento de las presiones intersticiales al cargarlos. Se entiende que una situación es de «corto plazo» cuando el suelo, previamente cargado, no ha disipado las presiones intersticiales generadas por las cargas. (Véase «largo plazo»).
- **EMPOTRAMIENTO.** Zona de la estructura que queda por debajo de la superficie del terreno.
- **ESTADO LÍMITE.** Situación de proyecto virtual en la que la cimentación (en general la obra) deja de cumplir alguna condición previamente especificada.
- **ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS).** Es aquel estado límite tal que, si se sobrepasa, la cimentación deja de cumplir el cometido para el que fue proyectada ya sea por razones de funcionalidad, de durabilidad o estéticas, sin que ello suponga el colapso de la estructura.
- **ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU).** Es aquel estado límite tal que, si se sobrepasa, producirá el agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella.

- FINOS. Partículas de tamaño inferior a 0,08 mm. En escolleras, suele aplicarse a los fragmentos inferiores a 25 mm.
- FLUENCIA. Deformaciones diferidas del suelo, sin que se produzca modificación de su estado tensional.
- GRADIENTE HIDRÁULICO. Cociente de la diferencia del nivel piezométrico entre dos puntos dividida por la distancia entre ambos, medida según el recorrido del flujo en cuestión.
- GRADO DE CONSOLIDACIÓN. Porcentaje disipado de las sobrepresiones intersticiales generadas como consecuencia de la aplicación de una carga sobre un suelo con abundante proporción de finos y saturado. (Véase «corto plazo» y «largo plazo»).
- GRAVA. Fracción de suelo cuyas partículas tienen un tamaño comprendido entre 2 mm y 60 mm (aproximadamente). Fina hasta 6 mm; media hasta 20 mm; gruesa por encima de 20 mm.
- HIDROFRACTURACIÓN (INYECCIÓN DE). Tratamiento consistente en la introducción en el terreno de una lechada de cemento a elevada presión, dando lugar a la formación de lajas de inyección como consecuencia de haberse producido la fracturación hidráulica del suelo. En algunos textos se la conoce por su nombre en lengua francesa «claquage».
- LARGO PLAZO. Situación en la cual las presiones intersticiales del terreno se encuentran en régimen estacionario tras haber disipado los excesos de presión inducidos por modificaciones tensionales previas. (Véase «corto plazo»).
- LICUEFACCIÓN. Anulación de la capacidad para resistir esfuerzos de corte en un suelo granular fino, saturado y con densidad relativa baja, como consecuencia del aumento de presión intersticial originado por vibraciones.
- LIMO. Fracción de suelo cuyas partículas tienen un tamaño comprendido entre 0,002 mm y 0,08 mm.
- MODO DE FALLO. Mecanismo o manera en la que una cimentación puede alcanzar un estado límite.
- MÓDULO DE BALASTO. Resultado de dividir la tensión aplicada sobre una superficie entre el desplazamiento producido en la dirección de aplicación de la tensión. Designado asimismo como módulo de reacción o módulo de Winkler.
- PESO ESPECÍFICO DE LAS PARTÍCULAS. Valor del cociente entre el peso de las partículas que componen la fase sólida del suelo y la suma de sus volúmenes individuales.
- PESO ESPECÍFICO DE UN SUELO. Peso por unidad de volumen del suelo. En función de las condiciones de humedad recibe los siguientes nombres.
 - Aparente: En su estado natural, con el agua que contenga (γ_{ap}).
 - Saturado: Con todos sus poros llenos de agua (γ_{sat}).
 - Seco: Sin agua libre en sus poros (γ_d).
 - Sumergido: Diferencia entre el peso específico saturado de un suelo y el peso específico del agua ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$).
- PESO ESPECÍFICO RELATIVO. Valor adimensional que resulta de dividir un peso específico por el valor nominal del peso específico del agua (γ_w) que es de 9,81 kN/m³.

- **PRESIÓN ADMISIBLE.** Presión que puede aplicar una cimentación superficial al terreno sin que se supere ningún estado límite.
- **PRESIÓN DE HUNDIMIENTO.** Presión que ha de transmitir una cimentación para provocar la rotura del terreno según el modo de fallo de hundimiento.
- **PRESIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN.** Máxima presión efectiva que ha soportado un suelo a lo largo de su historia.
- **PRESIÓN DE SERVICIO.** Valor representativo de la presión que ejerce una cimentación superficial al terreno.
- **RAZÓN DE SOBRECONSOLIDACIÓN.** Cociente entre la presión de preconsolidación y la presión efectiva actual.
- **REACCIÓN.** Las acciones provocan en el terreno ciertas variaciones tensionales cuya integración en el contorno estructura-terreno conduce a unas fuerzas, o reacciones, que equilibran a las acciones correspondientes.
- **RESISTENCIA AL CORTE.** Tensión tangencial máxima que un suelo puede soportar sin alcanzar la rotura. Se distinguen varias situaciones:
 - «Con drenaje» o a «largo plazo». Corresponde a aquellas situaciones en las que, bien por unas buenas condiciones de drenaje, bien por el largo tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga, el terreno ha disipado los excesos de presión intersticial que hubieran podido generarse durante el proceso de carga.
 - «Sin drenaje» o a «corto plazo». Corresponde a aquellas situaciones en las que, bien por falta de drenaje, bien por el escaso tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga, existen en el terreno las mismas presiones intersticiales que se generarían si no existiese drenaje.
- **RESISTENCIA DE PICO.** Valor máximo de la resistencia alcanzada en un proceso de rotura con tensiones tangenciales monótonamente crecientes en el plano de rotura.
- **RESISTENCIA RESIDUAL.** Valor de la resistencia correspondiente a grandes deformaciones de deslizamiento en el plano de rotura de los suelos, cuando las partículas han sido reorientadas y, en general, la resistencia ha disminuido.
- **ROCA.** Agregado de minerales formando porciones continuas, de dimensiones superiores a 10 cm y cuya resistencia a compresión simple supera el umbral de 1 MPa.
- **SITUACIÓN DE PROYECTO.** Esquema simplificado de un problema real que se caracteriza por un período de tiempo durante el cual se puede considerar que los factores que afectan a la seguridad no varían, todo lo cual sirve de base para realizar los cálculos correspondientes. Es sinónimo de «situación de cálculo» según se define en la IAP.
- **SOLICITACIÓN.** En esta Guía se usa como sinónimo de acción.
- **SUELO.** Parte del terreno que se puede disagregar con cierta facilidad en fragmentos individuales de menos de 10 cm de dimensión máxima. La «facilidad» de disagregación puede calificarse mediante la resistencia a compresión simple que, en general, será inferior a 1 MPa.
- **SUELO COHESIVO.** Suelo que tiene cohesión apreciable pero inferior 0,5 MPa. Valores mayores son propios de las rocas. Normalmente, los suelos cohesivos tienen

- un porcentaje de finos superior al 15% y este valor se usará en esta Guía como identificador del carácter cohesivo.
- **SUELO GRANULAR.** Suelo formado esencialmente por fragmentos de roca de tamaño pequeño (< 10 cm), separados (sin cohesión) y con contenidos escasos de la fracción fina. Salvo especificación en contra, se entenderá que un suelo es granular cuando su contenido en finos sea menor que el 15%.
 - **SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO.** Suelo cuya presión efectiva actual es igual a su presión de preconsolidación. Su razón de sobreconsolidación es igual a la unidad, por definición.
 - **SUELO PRECONSOLIDADO.** Suelo cuya presión efectiva actual es inferior a su presión de preconsolidación. Su razón de sobreconsolidación es mayor que la unidad, por definición.
 - **TOPE ESTRUCTURAL.** Valor nominal de la carga de servicio máxima para la que se debe usar un elemento de cimentación profunda.

www.oposiciones-caminos-andalucia.es

2.- IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS.

Los casos más frecuentes, en cimentaciones de obras de carretera, en los que se utilizan técnicas de mejora del terreno, son los **asociados a la construcción de rellenos sobre suelos blandos**.

Otro tipo de cimentaciones (puentes, pasos inferiores, muros, etc.) suelen resolverse frecuentemente mediante cimentaciones profundas cuando afectan a suelos blandos, si bien en determinados casos pueden ser de aplicación las técnicas que se especifican en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras.

Para analizar la necesidad de aplicar un procedimiento para mejorar el terreno en un caso concreto, es preciso **identificar claramente el problema a resolver**. Si se trata del apoyo de un terraplén sobre suelos blandos, deben calcularse la estabilidad y los asientos que corresponderían a la situación de construcción sin tratamiento. En los epígrafes que siguen se formulan algunas indicaciones relativas a la ejecución de estos estudios, previos al proyecto de un tratamiento del terreno.

En ocasiones, las técnicas de mejora del terreno se utilizan para resolver situaciones patológicas. En tales casos la identificación de la necesidad del tratamiento requerirá la realización de estudios que permitan plantear claramente el problema a resolver, y determinar su evolución teórica en el caso de que no se ejecutara tratamiento alguno.

2.1. Identificación de los terrenos a tratar.

En cimentaciones de obras de carretera, uno de los problemas más frecuentes a resolver suele ser la escasa capacidad de soporte del terreno (seguridad insuficiente frente a la rotura), o los grandes asientos esperados. A veces se trata de problemas de impermeabilización y/o drenaje.

El estudio de la necesidad de una mejora del terreno debe comenzar identificando claramente los terrenos a tratar. El reconocimiento geotécnico del trazado deberá haber identificado la presencia de suelos blandos y la posible necesidad de un tratamiento del terreno. Una vez identificado el problema, deberá programarse un reconocimiento geotécnico específico para caracterizar el terreno con mayor detalle.

Los terrenos a tratar deberán quedar claramente delimitados tanto en profundidad como en su extensión en planta.

El número de puntos de reconocimiento se establecerá de acuerdo con lo especificado en el apartado 3.6 de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras. Se considera que, aún en los casos de suelos más homogéneos, debe existir al menos un «punto de reconocimiento» por cada mil metros cuadrados de superficie y nunca menos de tres en total. En grandes superficies ($S > 100.000 \text{ m}^2$) y en condiciones de suelo homogéneas, puede ser

suficiente con un menor número de puntos de reconocimiento, hasta del orden de 1/3 del indicado.

Al menos tres de esos «puntos de reconocimiento» serán explorados mediante sondeos y toma de muestras del terreno. Los otros puntos pueden reconocerse mediante penetrómetros continuos (estáticos preferentemente).

En los sondeos se deben tomar muestras suficientes para identificar el terreno (tipos de suelo atravesados, ensayos granulométricos y límites de Atterberg, etc.), y poder levantar perfiles longitudinales y transversales que identifiquen claramente los diferentes tipos de terreno, y las propiedades índice correspondientes.

La situación del nivel freático, en los casos de suelos blandos, resulta de especial importancia. Los sondeos de reconocimiento deben equiparse para poder medir el nivel piezométrico correspondiente y su evolución en el tiempo.

2.2. Caracterización Geotécnica.

Una vez conocida la configuración del terreno en la zona de estudio, debe procederse a caracterizar geotécnicamente cada una de las formaciones existentes. Esta caracterización se hará normalmente mediante ensayos «*in situ*», y/o mediante ensayos de laboratorio efectuados sobre muestras inalteradas. Para ello puede ser conveniente realizar algún sondeo adicional, una vez que se haya definido claramente y se hayan identificado cada uno de los tipos de suelo cuyas características intervienen en el proyecto de mejora.

En general, en el caso de suelos blandos, interesa conocer los siguientes aspectos:

- Resistencia al corte sin drenaje: Este dato puede obtenerse por varios procedimientos.
- Resistencia al corte en condiciones drenadas: Normalmente se obtendrá esta información mediante ensayos triaxiales CD o CU con medida de presiones intersticiales.
- Deformabilidad y permeabilidad: En suelos blandos resulta apropiada la realización de ensayos edométricos con muestras inalteradas.
- Resulta de especial importancia determinar la densidad seca y la humedad natural de todas las muestras que se ensayan. La toma de muestras específicas para determinar la humedad del suelo es siempre conveniente.

La caracterización geotécnica de cada una de las formaciones existentes, unida a la identificación realizada previamente, debe permitir la configuración de un «modelo» del terreno, que sirva para el cálculo posterior de cada una de las alternativas del tratamiento posibles. En ocasiones puede ser necesario preparar varios modelos planos representando distintas secciones de interés. Rara vez será necesario realizar un modelo tridimensional del terreno cuyo tratamiento de mejora se estudia.

2.3. Evaluación Previa del Problema.

Para poner de manifiesto la necesidad y adecuación de la mejora en su caso, debe analizarse la solución de construcción de la obra en cuestión en el caso de no tratar el terreno.

En el caso de construcción de rellenos (terraplenes) sobre suelos blandos, deben evaluarse, para la hipótesis de no tratar el terreno, al menos los siguientes aspectos:

- Seguridad del terraplén frente al deslizamiento.
- Asientos esperados durante la construcción.
- Asientos postconstructivos y estimación de su evolución temporal.

Para otro tipo de problemas, de modo similar, debe evaluarse la seguridad frente a los distintos estados límite últimos correspondientes y los movimientos y/o deformaciones relativas a los distintos estados límite de utilización.

Estos cálculos y evaluaciones deberán permitir la determinación de la necesidad en su caso de la mejora.

En construcciones previamente realizadas que se encuentran o pueden evolucionar hacia una situación inadmisible, salvo casos excepcionales, debe realizarse un estudio específico que indique que la obra se encuentra o pueda encontrarse en esa situación.

En general no deben iniciarse las tareas de solución de una patología sin antes conocer con el suficiente grado de detalle las causas que la originaron y los aspectos del mecanismo o mecanismos de fallo correspondientes. También será necesario estimar, para la hipótesis de que no se haga ningún tratamiento del terreno, cuáles serían los márgenes de seguridad (ELU) y cuáles los movimientos(ELS) y otras condiciones críticas en su caso, a largo plazo.

3.- ELECCIÓN DEL TIPO DE TRATAMIENTO.

Una vez identificada la necesidad de tratar el terreno para conseguir la mejora de algún aspecto, debe elegirse el procedimiento más adecuado de entre los existentes. Los aspectos que han de considerarse son:

- Tipo de problema que se pretende resolver.
- Tipo de terreno.
- Condicionantes de la obra (plazo y precio).

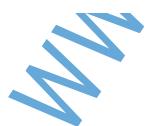
En el cuadro siguiente se reflejan los principales tratamientos de mejora en función del problema geotécnico identificado:

TABLA 7.1. CAMPO DE APLICACIÓN DE LAS PRINCIPALES TÉCNICAS DE MEJORA DEL TERRENO

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFOUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESIS- TENCIA	DEFORMA- BIUDAD	PERMEE- BILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Sí	Sí	Sí	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Qualquier terreno no saturado		Sí	Sí	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Sí	No	No	Sí	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Sí Vibroflotación	Sí Vibrosustitución	Sí	Sí	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Sí	Sí	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Sí	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Sí	Sí	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Sí	Sí	Sí	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Sí	Sí	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	Sí	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 10 m

Nota: La permeabilidad inicial del terreno que se requiere para poder impregnarlo, depende del producto inyectado:

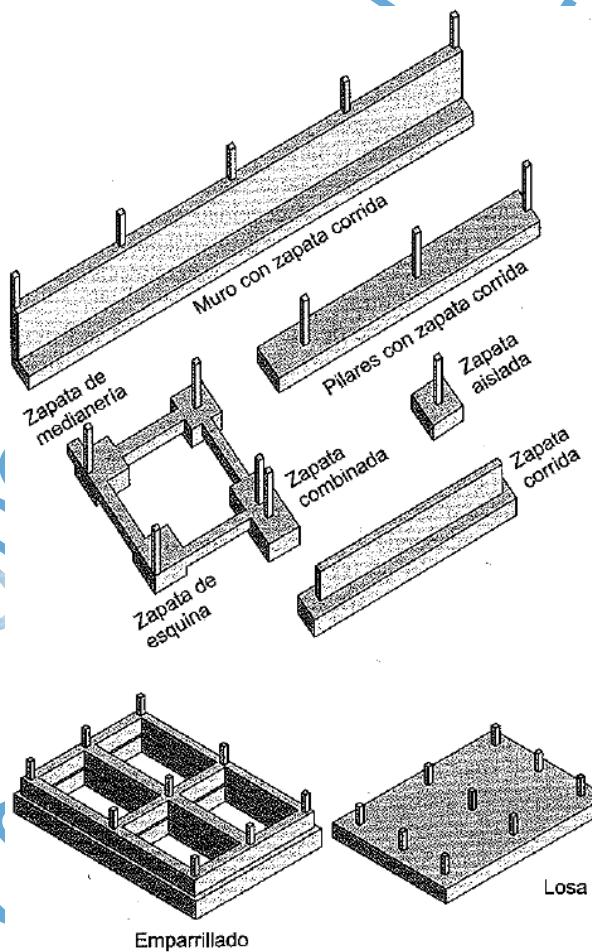
Lechadas de cemento:	$k_{terreno} > 10^{-4}$ cm/s
Lechadas de microcemento:	$k_{terreno} > 10^{-3}$ cm/s
Geles y otros productos químicos:	$k_{terreno} > 10^{-4}$ cm/s



4.- CIMENTACIONES DIRECTAS.

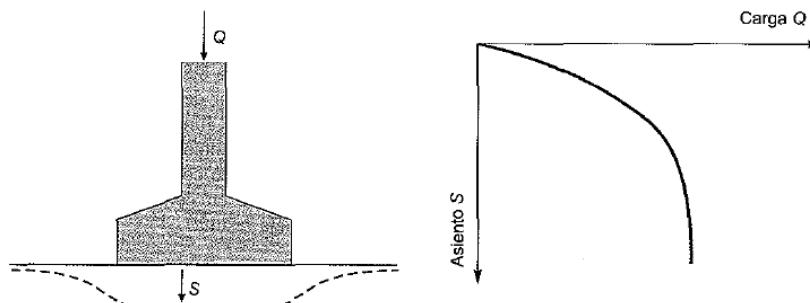
Como se ha dicho anteriormente, una cimentación directa es aquella que reparte las cargas de estructura en su plano horizontal de apoyo. En otras acepciones habituales a estas cimentaciones se les llama a veces superficiales, definiéndolas como aquellas cuyo plano o base de apoyo se sitúa a una profundidad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



Presión de Hundimiento

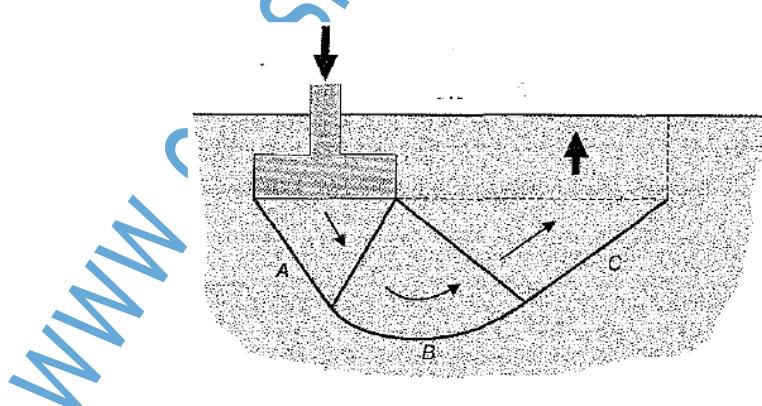
Cuando sobre una cimentación directa se aplica una carga creciente de forma progresiva se obtiene una curva como la representada:



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.

Cuando se alcanza el hundimiento, la forma de rotura del terreno bajo una cimentación directa es similar a la esquematizada en la Figura siguiente. 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

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 cimento, etc.

2. Presión total neta (q_{neta}): es la diferencia entre q_b y la presión vertical total del terreno (q_s) 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 $q_{neta} = q'_{neta}$):

$$q'_{neta} = q'_b - q'_0 = (q_b - u) - (q_0 - u) = q_b - q_0 = q_{neta}$$

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.

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 asientos, de forma que la estructura podría deformarse en exceso, aunque no se hunda.

7. Presión admisible de trabajo (q_{adt} , q'_{adt}): 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 asientos; obviamente será igual o menor que q_{ad} puede expresarse en términos de tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

Condiciones que debe cumplir la cimentación

Estabilidad global

La estructura y su cimiento pueden fallar globalmente sin que se produzcan, antes, otros fallos locales. Este tipo de rotura es típico de cimentaciones en taludes o en medianas laderas.

Estabilidad frente al hundimiento

Este fallo del terreno puede ocurrir cuando la carga actuante sobre el terreno, bajo algún elemento del cimiento, supera la carga de hundimiento.

Estabilidad frente al deslizamiento

El contacto de la cimentación con el terreno puede estar sometido a tensiones de corte. Si éstas superan la resistencia de ese contacto se puede producir el deslizamiento entre ambos elementos, cimentación y terreno.

Estabilidad frente al vuelco

El vuelco es típico de estructuras cimentadas sobre terrenos cuya capacidad portante es mucho mayor que la necesaria para sostener la cimentación, de otra forma, antes de producirse el vuelco se provocaría el hundimiento del cimiento.

Capacidad estructural del cimiento

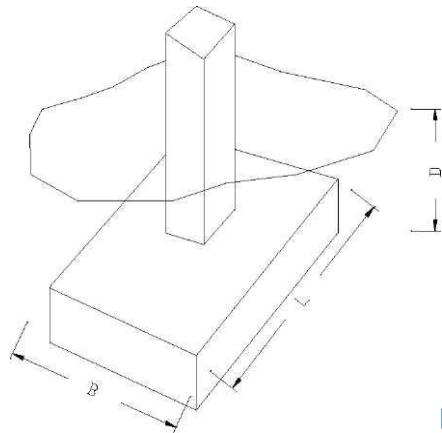
Los esfuerzos en los elementos estructurales que componen el cimiento, igual que cualquier otro elemento estructural, pueden sobrepasar su capacidad resistente. Los estados límites últimos que, en ese sentido, deben considerarse son los mismos que con el resto de los elementos estructurales.

Características de la cimentación

La cimentación se definirá por sus dimensiones características tales como anchuras (B), longitudes (L), etc.

Las cimentaciones que no tengan formas rectangulares podrán asimilarse a rectángulos equivalentes para aplicar las fórmulas que aquí se indican para cimentaciones rectangulares.

La profundidad de cimentación (D) será una estimación del valor mínimo que razonablemente cabe esperar en cada situación de proyecto en alguno de los lados de la cimentación.

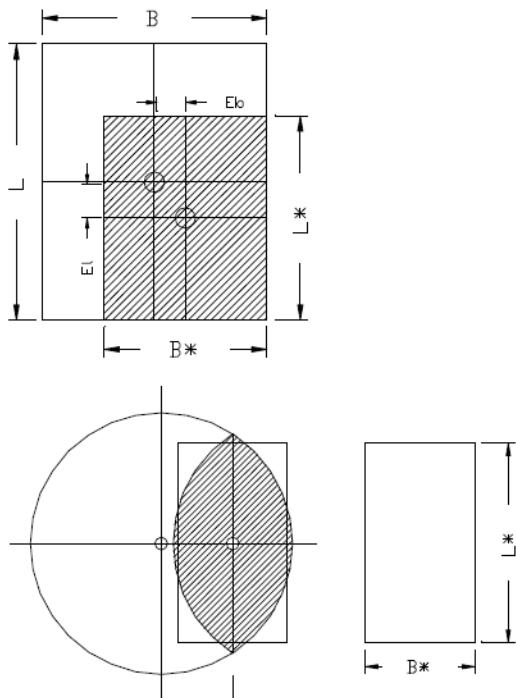


Se define ancho equivalente (B^*) y largo equivalente (L^*) como las longitudes resultantes de aplicar las excentricidades de aplicación de carga según las dos direcciones ortogonales.

De esta manera se definen como:

$$B^* = B - 2 \times E_b \quad (1)$$

$$L^* = L - 2 \times E_l \quad (2)$$



Cimentaciones Equivalentes

www.
oposiciones-caminos-andalucia.es

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) se suele evaluar mediante la formulación propuesta por Terzaghi:

$$q_h(\text{bruta}) = c N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} B_\gamma N_y$$

donde:

- N_c , N_q , N_y 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 cimiento.
- 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 cimiento. Evidentemente, esta ecuación puede expresarse en tensiones totales o efectivas, brutas o netas.

Sin embargo, la formulación de Terzaghi no contempla situaciones como heterogeneidad en el cimiento o la inclinación en la aplicación de la carga.

La fórmula más frecuente para verificar la seguridad, y cuya aplicación se recomienda, es la conocida bajo el nombre de Brinch-Hansen (1970), aunque de ella existen distintas versiones que difieren en algunos detalles sobre el procedimiento de obtención de algunos parámetros.

Según la versión que se recomienda en la ROM 0.5-94 (Puertos) la componente vertical de la presión que produce el hundimiento es:

$$q_h(\text{bruta}) = q \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q + c \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c + \frac{1}{2} \cdot g \cdot B^* \cdot N_y \cdot S_y \cdot i_y$$

donde:

q = sobrecarga de tierras a la profundidad de la cimentación.

c = cohesión del terreno.

g = peso específico del suelo.

B^* = ancho equivalente de la cimentación.

N_q , N_c , N_y = coeficientes de capacidad de carga.

S_q , S_c , S_y = coeficientes de forma.

i_q, i_c, i_y = coeficientes de inclinación de carga.

Como se puede observar, al final, es una generalización de la fórmula de Terzaghi.

En las fórmulas anteriores se ha supuesto que el terreno situado por encima del plano de cimentación actúa exclusivamente como una sobrecarga.

En aquellas ocasiones en las que se pueda garantizar que ese terreno estará permanentemente íntegro en una zona amplia del entorno de la cimentación, sin grietas naturales o artificiales (zanjas, dragados locales, etc.), se puede aumentar la carga de hundimiento multiplicando cada uno de los tres términos de la fórmula polinómica por los siguientes coeficientes:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg} \phi \cdot (1 - \operatorname{sen} \phi) 2 \cdot \operatorname{arctg} D/B^* \cdot p/180$$

$$d_c = 1 + 2 \cdot N_q/N_c \cdot (1 - \operatorname{sen} \phi) 2 \cdot \operatorname{arctg} D/B^* \cdot p/180$$

$$d_y = 1$$

donde:

ϕ = ángulo de rozamiento interno en grados.

D = profundidad del plano de cimentación en metros.

B^* = ancho equivalente del cimiento en metros.

Coeficientes de capacidad de carga

Las siguientes expresiones debidas a Prandtl (1920) corresponden a las fórmulas analíticas que proporcionan los valores de los coeficientes de carga de la fórmula polinómica de Brinch-Hansen.

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{Sen} \phi}{1 - \operatorname{Sen} \phi} \times e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg} \phi}$$

$$N_y = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

Para el caso particular de $\phi = 0$, tenemos que los coeficientes de capacidad de carga valen respectivamente:

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5,14$$

$$N_y = 0$$

En la siguiente tabla se recogen los valores de los coeficientes de carga para el rango de ángulos de rozamiento interno en los suelos.

\emptyset	N_q	N_c	N_y
20	6,399	14,834	2,948
21	7,070	15,814	3,495
22	7,821	16,882	4,134
23	8,661	18,047	4,878
24	9,603	19,322	5,745
25	10,661	20,719	6,758
26	11,853	22,253	7,940
27	13,198	23,940	9,323
28	14,719	25,801	10,941
29	16,442	27,858	12,839
30	18,399	30,137	15,068
31	20,629	32,668	17,691
32	23,174	35,486	20,784
33	26,089	38,634	24,439
34	29,436	42,159	28,771
35	33,292	46,118	33,916
36	37,748	50,579	40,048
37	42,914	55,622	47,376
38	48,926	61,343	56,166
39	55,949	67,857	66,745
40	64,185	75,302	79,528
41	73,885	83,845	95,036
42	85,359	93,691	113,935
43	98,997	105,09	137,074
44	115,287	118,348	165,547
45	134,848	133,849	200,771

Coeficientes de forma

Tras una serie muy cuidada de ensayo en modelo reducido en arena, De Beer(1970) dedujo las siguientes expresiones :

$$S_q = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_c = S_q$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B^*}{L^*}$$

Coeficientes de inclinación

Las expresiones que proporcionan los valores de los coeficientes de inclinación se deben a Schultze (1952), Caquot y Odgaard entre otros:

$$i_q = (1 - 0,7 \cdot \operatorname{tg}\delta)^3$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

para $\phi = 0$

$$i_q = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B^* \cdot L^* \cdot c}})$$

$$i_\gamma = (1 - \operatorname{tg}\delta)^3$$

δ = ángulo de desviación de la carga respecto a la vertical.

Nota: Cuando se puede asegurar cierta cohesión "c" en el contacto de la cimentación con el terreno se podrá tomar un ángulo " δ " menor, dado por la expresión:

$$\operatorname{tg}\delta^* = \frac{\operatorname{tg}\delta}{1 + \frac{B^* \cdot L^* \cdot c}{V \cdot \operatorname{tg}\phi}}$$

Esta forma aproximada de considerar el efecto de la inclinación no debe utilizarse para inclinaciones del cimiento superiores al 10 %.

Influencia de las condiciones de agua sobre la capacidad de carga con drenaje

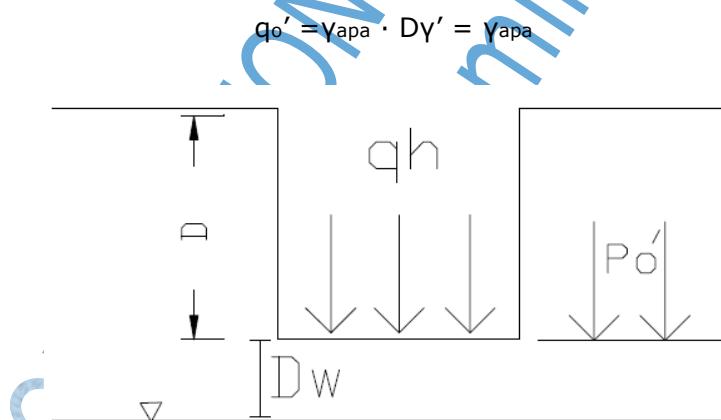
Las condiciones hidrogeológicas del terreno de cimentación tienen una importancia fundamental a la hora de determinar la capacidad de carga de las cimentaciones directas o superficiales.

El ejemplo teórico de la figura adjunta servirá para poner de relieve los aspectos más importantes de este problema. Se trata de una cimentación en faja de ancho B, situada a una profundidad D bajo la superficie.

Es importante recordar que en la ecuación general de la capacidad de carga, se expresaba en tensiones efectivas. En dicha ecuación P_o' es la tensión efectiva vertical a la profundidad del cimiento y γ' es la densidad efectiva por debajo del mismo. Lógicamente ambos parámetros estarán influenciados por las condiciones del agua intersticial.

Nivel freático a profundidad $d_w > B$

En ese caso la superficie de rotura teórica al llegar al hundimiento queda por encima del nivel freático, luego la presencia de dicho nivel freático no afecta a la capacidad de carga.



Nivel freático a profundidad $d_w = 0$

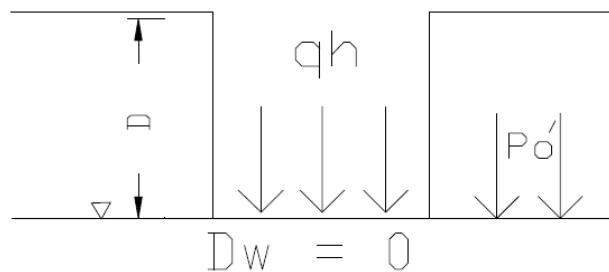
Al subir el nivel freático hasta la base de la zapata, q_o' no varía respecto al caso anterior, pero la densidad efectiva bajo el cimiento se reduce :

$$q_o' = \gamma_{apa} \cdot D\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

γ_{sat} = densidad saturada.

γ_w = densidad del agua.

γ_{apa} = densidad aparente.



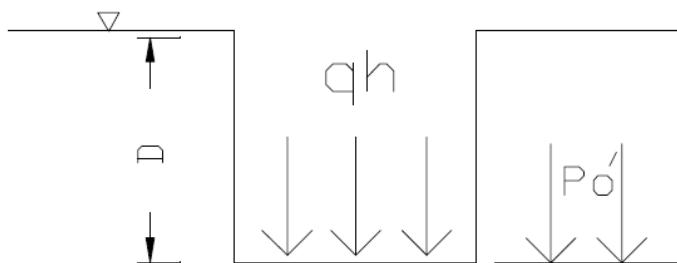
Nivel freático en la superficie

En esta situación resulta :

$$q_{o'} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot D\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Nota: En este caso existe una presión intersticial $U = g_w \cdot D$ al nivel de la base del cimiento que habrá que tener en cuenta para la determinación de q_h (bruta), es decir :

$$q_h(\text{bruta}) = q'_h(\text{bruta}) + \gamma_w \cdot D$$



Régimen de filtración hacia la superficie del terreno

Esta situación es la más desfavorable de todas y puede reducir mucho la capacidad de carga de las cimentaciones directas. Al aumentar la presión intersticial con respecto a la hidrostática del caso anterior, los términos en P_0' y γ' se reducen drásticamente.

$$q_{o'} = (g_{sat} - U)\gamma' = \gamma_{sat} - dU/dz$$

Presiones de hundimiento admisibles por tipo de terreno

Este valor deberían darlo en el examen o, en su defecto, indicar la fórmula de correlación entre el SPT o el ensayo de caracterización escogido y la presión admisible para el tipo de suelo considerado.

Coeficientes de seguridad

Después de calcular la presión vertical que actúa sobre el terreno y la presión de hundimiento correspondiente, se calculará el coeficiente de seguridad mediante la expresión: $F_h = q_o / q_{adm}$; la seguridad frente al hundimiento se considera suficiente cuando se superan los valores mínimos que se indican en la tabla siguiente:

Combinación de Acciones	Coef. de Seguridad al Hundimiento
Casi Permanente	$F > 3,00$
Característica	$F > 2,60$
Accidental	$F > 2,20$

5.- CIMENTACIONES PROFUNDAS.

La cimentación de puentes y otras estructuras en obras de carretera exige, en general, la transmisión de grandes cargas concentradas, por lo que en ocasiones la cimentación directa (zapatas superficiales) no es conveniente.

La presencia de espesores grandes de suelos blandos próximos a la superficie es una de las razones principales para proyectar una cimentación profunda, pero, además, existen otros motivos que pueden hacerla más recomendable. La previsión de posibles socavaciones en cauces fluviales o en zonas costeras o la presencia de heterogeneidades importantes (cavidades cársticas, por ejemplo) son también motivos frecuentes para elegir una cimentación profunda.

En todo caso, la elección del tipo de cimentación, superficial o profunda, debe hacerse lo antes posible, pues los reconocimientos geotécnicos necesarios para el Proyecto normalmente serán diferentes en uno y otro caso. Generalmente, tales reconocimientos, en caso de duda, deben permitir el proyecto de ambas alternativas.

Las pequeñas obras de fábrica y los terraplenes no suelen requerir cimentación profunda excepto en zonas de terrenos muy blandos. En esos casos se suelen realizar tratamientos de mejora del terreno, aunque también pueden realizarse pilotajes de sustentación, que suelen ser pilotes de pequeña capacidad unitaria espaciados regularmente.

Los tipos de cimentación profunda que pueden resultar en un determinado proyecto son muy variados, si bien, a efectos de ordenar las recomendaciones que siguen, pueden agruparse de la manera siguiente:

- a) **Pilotes aislados:** También denominados pila-pilote. Suelen ser elementos de gran capacidad portante que prolongan la estructura de la pila de apoyo dentro del terreno, hasta la profundidad requerida. Es una solución bastante extendida para puentes de luces moderadas. Se ha aplicado en muchas ocasiones con pilotes hincados.
- b) **Grupos de pilotes:** Es la solución más usual. La carga de la pila se transmite a varios pilotes a través de un encepado relativamente rígido, que enlaza sus cabezas.
- c) **Zonas pilotadas:** Pilotes regularmente espaciados que en ocasiones se usan para reducir asientos o mejorar la seguridad frente al hundimiento de losas, terraplenes etc. Suelen ser pilotes de escasa capacidad de soporte individual.

En cuanto a su forma de trabajo, los pilotes o los pilotajes pueden clasificarse en:

- 1. Pilotes por fuste:** En aquellos terrenos en los que la capacidad portante crece de una manera paulatina con la profundidad, sin existir un nivel claramente más resistente, el pilotaje transmitirá su carga al terreno fundamentalmente a través del fuste. Se suelen denominar pilotes «flotantes».
- 2. Pilotes por punta:** En aquellos terrenos en los que aparezca, a cierta profundidad, un estrato claramente más resistente, las cargas del pilotaje se transmitirán fundamentalmente por punta. Se suelen denominar pilotes «columna».

Es claro que entre esas dos situaciones pueden darse otras intermedias.

Conviene citar también una tipología de cimentación similar al pilotaje que se usa cuando existe un apoyo adecuado a escasa profundidad, pero no lo suficientemente somero como para establecer una cimentación superficial: son las cimentaciones semiprofundas o cimentaciones «en pozo». Se trata de elementos de cimentación similares a los pilotajes, pero con la relación profundidad/anchura mucho menor que en éstos últimos, ejecutados además con técnicas diferentes.

Las cimentaciones semiprofundas son aquellas cuya profundidad de cimentación queda comprendida entre los límites razonables para considerarla superficial ($D/B \leq 2$), y el límite razonable de definición de las cimentaciones profundas ($D/B \geq 5$). En estas dos expresiones D y B representan la profundidad de la cimentación y su anchura (ancho de la cimentación — dimensión menor de la misma, en planta—, o diámetro de pilote).

Siempre es posible aplicar, para las cimentaciones semiprofundas, los procedimientos de análisis de las cimentaciones superficiales y profundas y seleccionar, de entre los resultados que se obtengan, el más desfavorable. Esto conducirá a soluciones conservadoras. Para estudios específicos de este tipo de cimentación deben consultarse los textos especializados existentes al respecto.

Las cimentaciones profundas habrán de adecuarse a lo especificado en los artículos 670 «Cimentaciones por pilotes hincados a percusión» o 671 «Cimentaciones por pilotes de hormigón armado moldeados «in situ»», según el caso, del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3).

El elemento esencial de la cimentación profunda es el pilote. Éste puede ser de naturaleza y formas muy variadas. En general siempre será un elemento aproximadamente cilíndrico o prismático, cuya longitud es mucho mayor (al menos cinco veces) que la dimensión transversal media.

Se pueden considerar los dos grupos siguientes a efectos de clasificación de pilotes según el procedimiento constructivo:

- **Pilotes prefabricados hincados:** Su ejecución implica el desplazamiento del terreno y ello puede inducir cierto aumento de la compacidad del mismo. Son los recogidos en el artículo 670, «Cimentaciones por pilotes hincados a percusión», del PG-3.
- **Pilotes perforados (o excavados) de hormigón «in situ»:** Suelen hormigonarse en perforaciones previas que pueden realizarse con técnicas bastante diferentes entre sí. Son los recogidos en el artículo 671, «Cimentaciones por pilotes de hormigón armado moldeados «in situ»», del PG-3.

El material que constituye el pilote tiene importancia al evaluar su capacidad de soporte. Por ello conviene distinguir los distintos materiales que se usan normalmente, que son los siguientes:

- **Hormigón «in situ»:** Son los que se utilizan con más frecuencia en España. Normalmente se realizan mediante perforación o excavación previa, aunque también pueden ejecutarse mediante desplazamiento del terreno o con técnicas mixtas (excavación y desplazamiento parciales).
- **Hormigón prefabricado:** Puede ser hormigón armado (hormigones de alta resistencia) u hormigón pretensado. Normalmente se utilizan para fabricar pilotes hincados.
- **Acero:** Suelen utilizarse secciones tubulares o perfiles en doble U, o en H. Los pilotes de acero se suelen hincar con azuches (protecciones en la punta).
- **Madera:** Es una solución común para pilotar zonas blandas amplias, para apoyo de estructuras con losa o terraplenes. El tipo de madera más usado es el tronco de eucalipto.

Es evidente que pueden usarse pilotes mixtos, particularmente cabe destacar los pilotes de acero tubular rodeados y rellenos de mortero, lo que resulta una práctica habitual en los «micropilotes».

Tope estructural

El pilote, a la postre, es una parte de una estructura mayor (un muro, un viaducto, un edificio) y como tal hay que calcularlo. Se define "tope estructural" como la capacidad de un pilote de resistir esfuerzos longitudinales y transversales.

La formulación al uso, salvo en situaciones debidamente justificadas puede tomarse como:

$$T = a \cdot F_{yk} \cdot S_{acero} + b \cdot F_{ck} \cdot S_{hormigón}$$

Siendo:

F_{yk} , F_{ck} Resistencias características del acero y del hormigón, respectivamente.

S_{acero} , $S_{hormigón}$ Superficies de las secciones de acero y hormigón, respectivamente.

a, b Coeficientes de minoración según la tabla siguiente:

Tipo de Pilote	a	b
Prefabricado	0,40	0,25
Camisa perdida	0,40	0,25
Camisa recuperable	0,35	0,22
De Lodos Bentoníticos	0,32	0,20
De barrena continua	0,30	0,20
Sin entubación	0,25	0,20

El resto de valores deben tomarse: $F_{yk} < 3500$ Kg/cm² y $F_{ck} < 250$ Kg/cm² para pilotes "in situ" y $F_{ck} < 250$ Kg/cm² para pilotes prefabricados.

Efecto grupo

Debido a la inclinación de la carga y a las excentricidades por la puesta en obra, las cargas sobre los pilotes se ven afectadas, por lo que se usan unos coeficientes de seguridad dependiendo del número de pilotes que haya bajo la superestructura.

Cuando hay tres o más pilotes, gracias al efecto grupo, la acción de la excentricidad o la inclinación se diluyen totalmente.

Por ello se toman los siguientes coeficientes de seguridad para reflejar este fenómeno:

No. de Pilotes	Coef. de Seguridad
1	1,30
2	1,20
≥ 3	1,00

Por otra parte, en los grupos de pilotes será necesario comprobar también la seguridad frente al hundimiento conjunto del grupo de pilotes. Este cálculo se efectuará como se indica a continuación.

En primer lugar, el conjunto de todos los pilotes del grupo se asimilará a un gran pilote cuya sección transversal sea tal que englobe (circunscriba) a todas las secciones transversales de los pilotes y del terreno que existe entre ellos.

Como longitud de ese pilote virtual equivalente, se tomará la longitud media de los pilotes del grupo.

Como contorno del pilote equivalente se considerará el correspondiente al de la sección transversal antes indicada, y sobre él se aplicará la resistencia por fuste. En la parte del contorno que sea ocupada por el propio terreno —y no por pilotes—, se supondrá que la resistencia unitaria por fuste es la misma que en el contacto real pilote-terreno.

Como peso del pilote equivalente debe tomarse la suma del correspondiente a cada uno de ellos y el del terreno que los rodea, dentro del grupo.

El cálculo de la carga de hundimiento de este gran pilote virtual, representativo del comportamiento conjunto, se realizará por alguno de los procedimientos anteriormente descritos.

Carga de Hundimiento

Para la determinación de la carga de hundimiento, generalmente, se sigue la expresión:

$$q_h = R_p \cdot A_p + R_f \cdot A_f$$

Siendo:

q_h Carga de Hundimiento

R_p, R_f Resistencia unitaria de punta y fuste, respectivamente

A_p, A_f Área de punta y fuste, respectivamente

Método del SPT

Este método es de aplicación en terrenos cuyo contenido en finos no exceda el 15% (suelos fundamentalmente granulares), y que no contengan elementos gruesos (contenido de partículas de tamaño superior a 5 cm).

El método no es aplicable a formaciones de calizas orgánicas (conchíferas o coralinas), puesto que en ellas se pueden obtener índices N del ensayo SPT altos y, sin embargo, cargas de hundimiento bajas debido a la rotura de la cementación que puede producirse con cargas

FJHC

estáticas moderadas. En estas situaciones será recomendable conocer la experiencia local, y/o realizar ensayos de carga.

Los índices N del ensayo SPT deben ser corregidos por el efecto de la sobrecarga de tierra, normalizados a la energía estándar del 60%, y promediarse en la zona de la punta.

El procedimiento de normalización del SPT se describe detalladamente en la "Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras" del Ministerio de Fomento. A efectos de este texto lo obviaremos. En el caso del examen, deben dar las fórmulas para su aplicación o, en caso de requerir este tipo de cálculos más complejos (en tanto que es un conocimiento relativamente profundo) permitir documentación adicional.

La resistencia por punta puede tomarse igual al siguiente valor:

$$R_p = \alpha \cdot N_{60} \cdot f_d$$

Donde:

Q_p = Resistencia unitaria por punta.

α = Factor que depende del tamaño medio de los granos de arena y tiene el siguiente valor:

$\alpha = 0,1 \text{ MPa Arenas finas } D_{50} < 0,2 \text{ mm}$

$\alpha = 0,2 \text{ MPa Arenas gruesas } D_{50} > 0,6 \text{ mm}$

para valores intermedios de D_{50} , el valor de α puede interpolarse linealmente.

N_{60} = Valor medio del índice N del ensayo SPT, promediado en la zona de la punta, normalizado a la energía estándar del 60%.

f_d = Factor adimensional que tiene en cuenta el tamaño del pilote (diámetro D) y puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$f_d = 1 - D \cdot 1/3 \geq 2/3$$

La resistencia unitaria por fuste en suelos granulares puede considerarse igual al valor siguiente:

$$R_f = 2N_{60} \text{ (kPa)} \leq 90 \text{ kPa}$$

Donde:

N_{60} = Valor del índice N del ensayo SPT (con las correcciones mencionadas), correspondiente a cada profundidad de cálculo.

Rozamiento Negativo

Normalmente la cabeza del pilote (o el encepado que une las cabezas, en los grupos de pilotes) asienta algo más que la superficie del terreno que lo circunda. Pero existen ocasiones en que ocurre lo contrario.

El terreno que circunda a los pilotes, puede asentar más que éstos, cuando se colocan sobrecargas(rellenos de tierras) cerca de los pilotes después de haberlos construido, o cuando se construyen los pilotes antes de que el terreno se haya consolidado bajo el peso de rellenos o cargas, que previamente se hubieran podido colocar. En estos casos ha de considerarse la acción del rozamiento negativo.

El rozamiento negativo puede producirse también por rebajamientos del nivel freático, asientos en suelos arenosos poco densos a causa de vibraciones y por otros motivos menos frecuentes.

Dada la gran rigidez vertical de los pilotes, o de los grupos de pilotes, debe considerarse que existe posibilidad de rozamiento negativo siempre que, tras la construcción de los pilotes, pueda producirse un asiento significativo de la superficie del terreno. Un asiento de 1 cm puede producir ya efectos notables.

El problema se puede paliar eficazmente con ciertas disposiciones constructivas así, por ejemplo, el rozamiento lateral por fuste se puede reducir notablemente en pilotes prefabricados (hormigón, metálicos o de madera), tratándolos con pinturas bituminosas.

En los pilotes resistentes por punta es suficientemente aproximado, y conservador, suponer que en todo el fuste se moviliza el rozamiento negativo cuando se teman asientos del terreno en superficie.

A estos efectos, se puede estimar el rozamiento negativo suponiéndolo igual a la resistencia por fuste.

Normalmente, el rozamiento negativo no se desarrolla en su totalidad. Por ello puede ser conveniente realizar un cálculo de deformaciones relativas suelo-pilote, para encontrar la profundidad hasta la que actúa el rozamiento negativo.

6.- MUROS DE CONTENCIÓN.

Los muros son elementos constructivos cuya principal misión es servir de contención, bien de un terreno natural, bien de un relleno artificial o de un elemento a almacenar. En los dos primeros casos el ejemplo típico es el de un muro de sostenimiento de tierras, mientras que un almacén granero es una muestra del tercero.

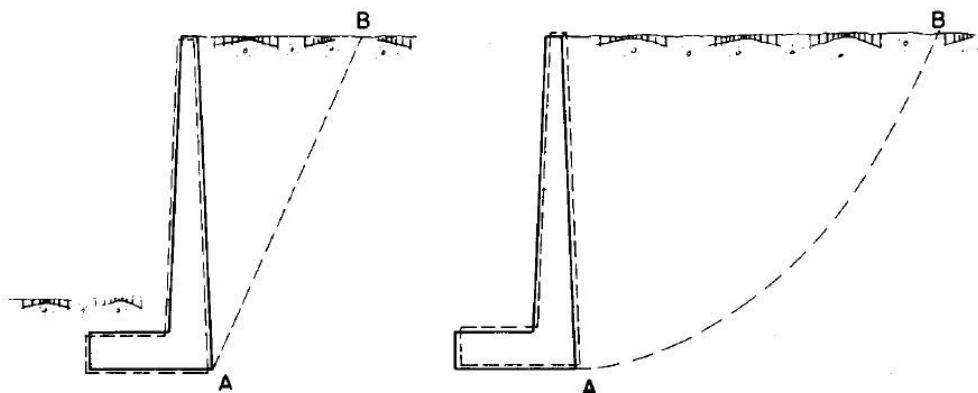
En las situaciones anteriores el muro trabaja fundamentalmente a flexión, siendo la compresión vertical debida a su peso propio generalmente despreciable.

En ocasiones los muros desempeñan la función de cimiento, al transmitir las presiones o cargas suministradas por los pilares o por los forjados que se apoyan en la coronación del muro. Esta situación es característica de los muros de sótano, muy desarrollada en la edificación actual.

Tipos de Empuje

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro, entendiendo por tal no sólo la deformación que el muro experimenta como pieza de hormigón, sino también la que produce en el muro la deformación del terreno de cimentación.

En la interacción entre el muro y el terreno sobre el que cimenta puede ocurrir que las deformaciones sean prácticamente nulas, diciéndose que la masa de suelo se encuentra en estado de reposo y se está en el caso de empuje al reposo. Algunos muros de gravedad y de sótano pueden encontrarse en ese caso.



Representación de los empujes activo y pasivo, respectivamente.

Si el muro se desplaza, permitiendo la expansión lateral del suelo, se produce un fallo por corte del suelo, y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. El empuje se reduce desde el valor del empuje al reposo hasta el denominado valor de empuje activo, que es el mínimo valor posible del empuje.

Por el contrario, si se aplican fuerzas al muro de forma que éste empuje al relleno, el fallo se produce mediante una cuña mucho más amplia, que experimenta un ascenso. Este valor recibe el nombre de empuje pasivo y es el mayor valor que puede alcanzar el empuje. Por tanto, el empuje al reposo es de valor intermedio entre el empuje activo y el empuje pasivo.

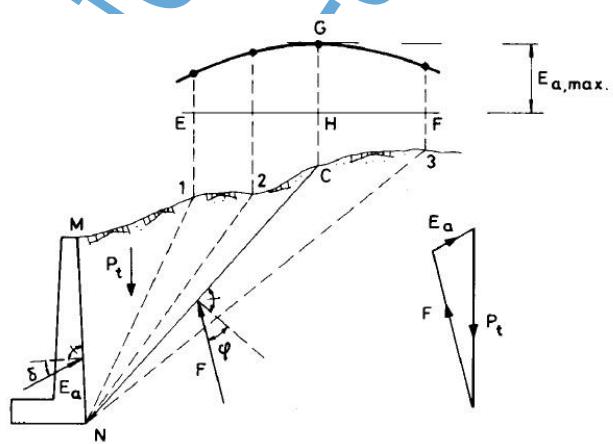
Cálculo del Empuje Activo

Teoría de Coulomb

Existen diversas teorías para la determinación del empuje activo, entre las que destacan las debidas a Coulomb y Rankine. En ambas teorías se establecen diversas hipótesis simplificativas del problema, que conducen a cierto grado de error, pero producen valores de empuje que entran dentro de los márgenes de seguridad.

En el estado actual de conocimientos se pueden calcular los empujes del terreno con razonable precisión en el caso de suelo granulares. Para otros tipos desuelo la precisión es poco satisfactoria.

La teoría se basa en suponer que al moverse el muro bajo la acción del empuje, se produce el deslizamiento de una cuña de terreno MNC, limitada por el trasdós del muro MN, por un plano que pase por el pie del muro y por la superficie del terreno. Por tanto, se establece una primera hipótesis, que es suponer una superficie de deslizamiento plana, lo cual no es del todo cierto, aunque el error introducido sea pequeño.



El resto de los supuestos de partida se pueden sintetizar en los siguientes puntos:

- Considera la existencia de fricción entre el terreno y el muro.
- Supone que el terreno es un material granular, homogéneo e isotrópico y que el drenaje es lo suficientemente bueno como para no considerar presiones intersticiales en el terreno.
- De todos los posibles planos de deslizamiento, el que realmente se produce es el que conlleva un valor de empuje máximo.

FJHC

- La falla es un problema bidimensional. Considera una longitud unitaria de un cuerpo infinitamente largo.

El problema consiste ahora en determinar el plano de deslizamiento crítico que produce un valor máximo del empuje. Para ello se elige un plano arbitrario que forme un ángulo φ con la horizontal y se establece el equilibrio de la cuña MNC.

Pues bien, si se realiza el desarrollo matemático correspondiente, que obviamos pues no debe ser objeto de este texto, se llega a la expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Que puede escribirse de manera simplificada como:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Donde K_a es claro que representa el cociente de términos trigonométricos (coeficiente de empuje activo).

Si se deriva la expresión del empuje activo respecto de la profundidad se ve claramente cómo éste aumenta linealmente con la anterior (H) lo que da lugar a una distribución triangular de presiones sobre el trasdós del muro.

Los componentes vertical y horizontal de la presión activa a una profundidad z serán:

$$P_h = \gamma \cdot z \cdot \lambda_h$$

$$P_v = \gamma \cdot z \cdot \lambda_v$$

Siendo:

$$\lambda_h = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$\lambda_v = \lambda_h \cdot \cot \alpha - \delta$$

La presión total, por composición de fuerzas, vendría dada por:

$$P = \sqrt{(P_h^2 + P_v^2)} = \gamma \cdot z \cdot \sqrt{(\lambda_h^2 + \lambda_v^2)} = \gamma \cdot z \cdot \lambda; \text{ siendo } \lambda = \sqrt{(\lambda_h^2 + \lambda_v^2)}$$

El empuje varía linealmente con la profundidad y sus valores vienen dados por:

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_h$$

$$E_v = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda_v$$

Como observamos, es el resultado de integrar una ley triangular de presiones según las fórmulas generales anteriormente expuestas. Su resultante está situada a una profundidad $\frac{2}{3} \cdot H$ desde la coronación del muro.

Si tenemos el caso particular en que $\beta = 0$ (superficie del terreno en el trasdós horizontal) se tiene:

$$\lambda'_h = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi}$$

$$\lambda'_v = 0$$

Volviendo a la nomenclatura inicial del apartado, tendríamos que para este caso particular el coeficiente de empuje activo sería:

$$K_a = \frac{(1 - \operatorname{sen}\phi)}{(1 + \operatorname{sen}\phi)}$$

Y el valor para el empuje sería el ya citado:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Teoría de Rankine

La teoría de Rankine para el cálculo de empujes en terrenos granulares se basa en las hipótesis de que el terreno presenta superficie libre plana y está en el llamado estado Rankine, en el cual presenta dos series de superficies planas de rotura, formando ángulos de $45 \pm \phi/2$ con la horizontal.

Para el caso particular de trasdós vertical, las componentes P_h y P_v de la presión a profundidad z vienen dadas por las expresiones:

$$P_h = \gamma \cdot z \cdot \lambda'_h$$

$$P_v = \gamma \cdot z \cdot \lambda'_v$$

Siendo:

$$\left. \begin{aligned} \lambda'_h &= \cos^2 \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \\ \lambda'_v &= \sin \beta \cdot \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \end{aligned} \right\}$$

Con β el ángulo que forma el talud del elemento contenido con la vertical y φ el ángulo de rozamiento interno del material contenido.

El empuje varía linealmente con la profundidad y sus valores vienen dados por:

$$E_h = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda'_h$$

$$E_v = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda'_v$$

Como observamos, es el resultado de integrar una ley triangular de presiones según las fórmulas generales anteriormente expuestas. Su resultante está situada a una profundidad $\frac{2}{3} \cdot H$ desde la coronación del muro.

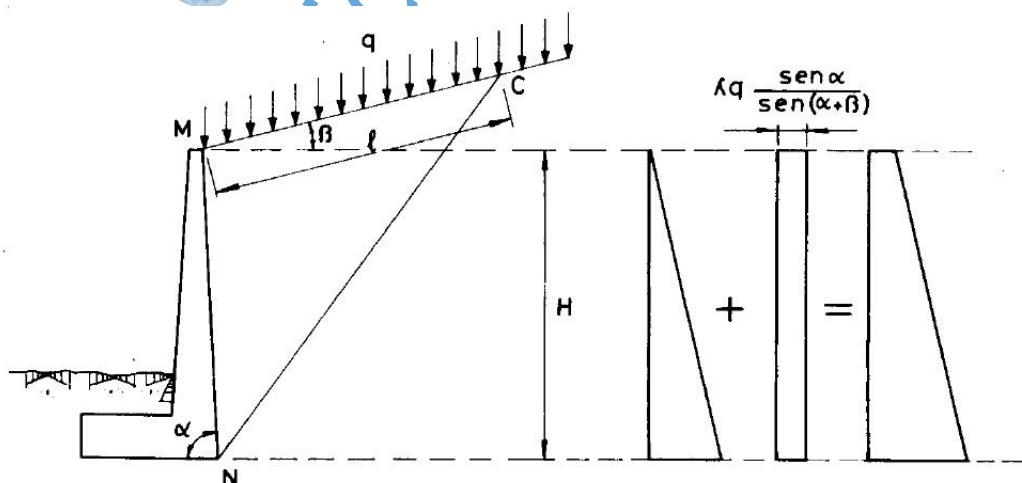
Si tenemos el caso particular en que $\beta = 0$ (superficie del terreno en el trazado horizontal) se tienen las mismas expresiones que para la teoría de Coulomb:

$$\lambda'_h = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$\lambda'_v = 0$$

Carga uniformemente repartida en el terreno del trazado

Según el esquema siguiente:



El término de empuje activo resultante correspondiente a este caso sería:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \lambda + \lambda \cdot q \cdot H \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$$

Siendo $\lambda = \sqrt{(\lambda_h^2 + \lambda_v^2)}$

El valor de λ es difícil de evaluar, pero en arenas suele variar entre 0,4 y 0,6. En terrenos granulares suele estimarse mediante la expresión $\lambda = 1 - \sin \phi$. En terrenos cohesivos alcanza valores entre 0,5 y 0,75.

Igual que ocurría en el caso sin carga en el trasdós, la resultante se obtendrá por integración de las leyes de presiones resultantes. En este caso, a las presiones horizontal y vertical del caso general (y que daban una ley triangular como resultado) habrá que añadir la ley de presiones horizontal que se representa en la figura anterior.

Con ello se obtendrá la siguiente expresión para la presión de la carga uniforme:

$$P = \lambda \cdot q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$$

A esta presión, habrá que añadir las presiones horizontal y vertical de empuje del terreno.

El punto de aplicación de la resultante de la ley de presiones trapecial representada en la figura anterior viene dado por la expresión:

$$z = H \cdot \frac{2 \cdot \gamma \cdot H + 3 \cdot q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}}{3 \cdot \gamma \cdot H + 6 \cdot q \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}}$$

Que en el caso particular de superficie del trasdós plana y paramento vertical del muro, se transforma en la mucho más sencilla:

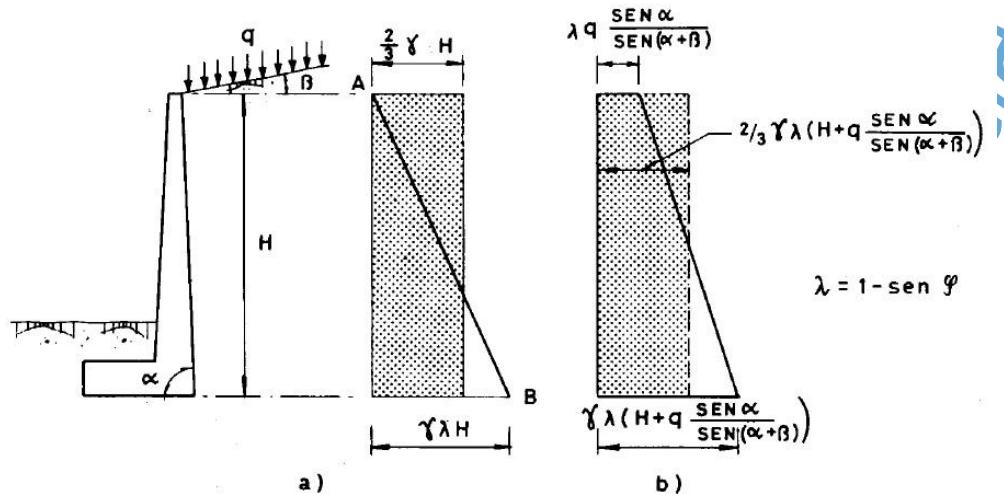
$$z = H \cdot \frac{2 \cdot \gamma \cdot H + 3 \cdot q}{3 \cdot \gamma \cdot H + 6 \cdot q}$$

Cálculo del Empuje Pasivo

Este valor del empuje puede producirse cuando la deformabilidad del muro es extremadamente pequeña.

FJHC

Un método aproximado de uso frecuente es el que se recoge en la figura siguiente. Para el caso en que no haya carga sobre el relleno, el diagrama triangular depresiones se sustituye por uno rectangular de valor dos tercios de la presión máxima de empuje activo. Si existe carga sobre el terreno, se opera de manera análoga.



Al final, resulta en el caso particular de muro sin inclinación en el trasdós ($\alpha = 90^\circ$) y superficie de tierras horizontal ($\beta = 0^\circ$), el siguiente coeficiente:

$$K_p = \frac{(1 + \operatorname{sen} \varphi)}{(1 - \operatorname{sen} \varphi)}$$

Y el valor para el empuje sería:

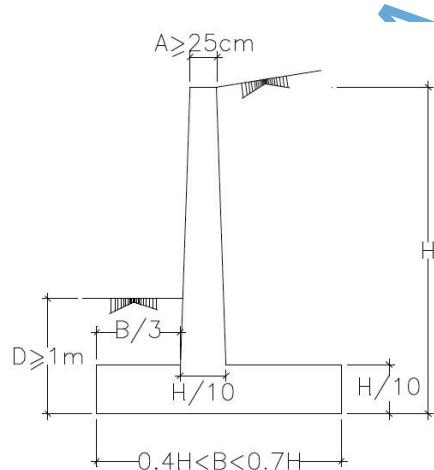
$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

Fórmula que se conoce como la "expresión de Rankine" del empuje pasivo.

Predimensionamiento de muros

El proyecto de un muro presenta tres etapas bien diferenciadas. En primer lugar se ha de realizar el cálculo de los empujes, que ya ha sido tratado. En lo que sigue adoptaremos las expresiones que se obtienen con la aplicación de la teoría de Coulomb.

Una vez calculados los empujes que ha de soportar la estructura de contención, se realizará un predimensionamiento. Para ello vamos a seguir las recomendaciones de Ayuso, y que aparecen resumidas en la figura siguiente:

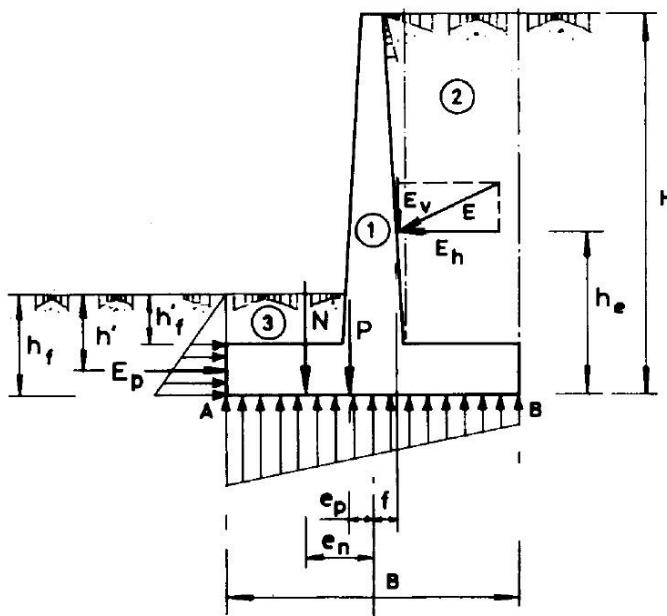


Tomando como dimensión de referencia la altura H del muro y siendo el trasdós vertical, la base del alzado tendrá una dimensión $H/10$, mientras que la coronación se realizará con una anchura igual o superior a 25 cm. En cuanto al cimiento, se procurará que la profundidad de cimentación sea igual o superior a 1 m; el canto del cimiento será de $H/10$, mientras que la dimensión B oscilará entre $0.4 \times H$ y $0.7 \times H$, de los que aproximadamente $B/3$ corresponderán a la puntera.

Comprobación al Deslizamiento

La fuerza que puede producir el deslizamiento es la componente horizontal del empuje activo E_h .

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son el rozamiento entre la base del muro y el terreno de cimentación, el eventual empuje pasivo E_p frente a la puntera del muro y la componente vertical del empuje activo E_v .



La fuerza que resiste el deslizamiento viene dada por la expresión:

$$R = (P + E_v) \cdot \mu + E_p$$

P = Resultante de los pesos de los distintos elementos del muro y de las zonas de terreno situadas verticalmente sobre la puntera (*) y el talón. (Zonas 1, 2, y 3 de la figura).

μ = Coeficiente de rozamiento entre suelo y hormigón. En general será el resultado del correspondiente estudio geotécnico. A falta de datos más precisos, puede tomarse $\mu = \tan(2/3 \cdot \phi)$ siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno del terreno base.

E_p = Empuje pasivo frente a la puntera del muro.

E_v = Componente vertical del empuje activo.

La resultante de fuerzas verticales, positiva en sentido descendente, es de cálculo inmediato en su magnitud y posición, definida por la distancia en excentricidad respecto al punto medio de la base del cimiento, considerada positiva hacia la puntera.

El valor del empuje pasivo E_p puede ser estimado de una manera conservadora mediante la expresión de Rankine:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_f^2 \cdot \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

Siendo h_f la profundidad de cimentación.

La resultante del empuje pasivo es horizontal y está situada a una distancia $\frac{2}{3} \cdot h_f$ por debajo del nivel del terreno frente al muro.

Esta expresión está del lado de la inseguridad por tener en cuenta el terreno situado por encima de la puntera, ya que ha sido removido para la ejecución del muro. Por ello es aconsejable utilizar la expresión:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (h_f^2 - h_f'^2) \cdot \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$

Y en este caso h_f' es la profundidad respecto al suelo de la cara superior de la puntera.

La comprobación a deslizamiento se hará considerando que:

$$C_{sd} = R / E_h$$

La utilización del E_p debe ser objeto de consideración, pues la movilización del empuje pasivo puede requerir corrimientos importantes del muro, frecuentemente incompatibles con las condiciones de servicio.

Una posible solución es garantizar el valor $C_{sd} \geq 1$ suponiendo $E_p = 0$ en la expresión de R , es decir, no considerar el empuje pasivo en el estado de servicio y garantizar $C_{sd} \geq 1,5$ contando con el empuje pasivo en estado límite último.

Comprobación al Vuelco

Convencionalmente se supone que el giro del muro se produce alrededor del punto A, correspondiente a la arista exterior del cimiento. Se puede determinar el momento de vuelco y el momento estabilizador.

El momento de vuelco es el producido por la componente horizontal del empuje activo.

$$M_v = E_h \cdot h_e$$

El momento estabilizador vendrá dado por:

$$M_E = P \cdot \left(\frac{B}{2} - e_p \right) + E_p \cdot (h_f - h') + E_v \cdot \left(\frac{B}{2} + f \right)$$

Y el coeficiente de seguridad que ha de comprobarse:

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_v} = \frac{P \cdot \left(\frac{B}{2} - e_p \right) + E_p \cdot (h_f - h') + E_v \cdot \left(\frac{B}{2} + f \right)}{E_h \cdot h_e}$$

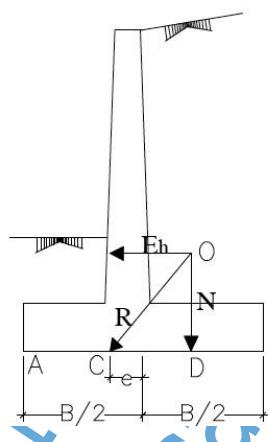
Siendo:

$$h' = \frac{2}{3} \cdot \frac{h_f^3 - h'^3}{h_f^2 - h'^2}$$

Igual que ocurriese como en el caso de la comprobación a deslizamiento, es habitual despreciar la contribución del Empuje Pasivo.

Comprobación a Hundimiento

En muros de contención, la resultante N de las fuerzas que actúan tiene una cierta excentricidad e. Las tensiones del cimiento sobre el terreno vienen dadas por:



$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{B} \pm \frac{N \cdot e}{\frac{1}{6} \cdot B^2} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot N \cdot e}{B} \right)$$

Donde:

S = Superficie de la base del muro por unidad de longitud.

W = Módulo resistente de la sección.

B = Dimensión transversal de la base del muro.

La resultante de fuerzas verticales N vale:

$$N = P + E_v$$

Habrá que comprobar si el valor de la excentricidad e es tal que "cae" dentro del núcleo central de la base del muro. Si tal es el caso, se obtendrá una ley trapecial de tensiones. En caso contrario NO se generan tracciones, sino que se dará lugar a una ley triangular que NO respeta las hipótesis de Navier.

Generalmente se acepta que esta ley triangular afecta un área de la base igual a la que generaría la ley de tensiones con las hipótesis de Navier pero que tiene un valor máximo tal que la resultante de las fuerzas verticales N se aplica sobre su centro de gravedad.

La comprobación consistirá en determinar que la tensión máxima necesaria no sobrepase la máxima tensión admisible del suelo.

Resumen de Cálculo

DATOS

- Ángulo de rozamiento interno (ϕ)
- Ángulo de rozamiento tierras-muro (δ)
 - Como valor de δ puede tomarse:
$$\delta = \frac{2}{3}\phi$$
- Peso específico del terreno (γ)

DESARROLLO

□ Introducción

Las tierras empujan hacia abajo con un valor igual a su peso, y en sentido horizontal con un valor proporcional al peso de las tierras.

El valor del empuje horizontal de las tierras del trasdós de un muro varía proporcionalmente con la altura. Es decir, la ley de empujes es lineal, siendo mínima en coronación y máxima en la base.

La expresión general del empuje horizontal (E) a una profundidad H es, por tanto:

$E = K\gamma H$	$[T/m^2]$
	K Coeficiente de empuje
	$\gamma [T/m^3]$
	H profundidad [m]

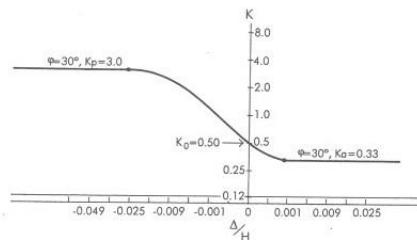
El coeficiente de empuje de las tierras varía con el comportamiento del muro que las sostiene. Más concretamente varía con los desplazamientos relativos entre el terreno y el muro, es decir:

- Si el muro es flexible y se "aleja" de las tierras el empuje se llama Activo.
- Si el muro empuja contra las tierras es decir que se "acerca", el empuje se llama Pasivo.
- Si el muro está fijo, por ejemplo porque está arrastrado, el empuje se llama Reposo.

Los valores del empuje son muy diferentes (hasta 10 veces) según se trate de uno u otro tipo. La forma de medirlo es mediante la deformación del muro y una idea de la variación se muestra en el gráfico, donde:



- las deformaciones (Δ) negativas indican que el muro empuja (Pasivo).
- las deformaciones (Δ) positivas indican que la tierra empuja (Activo).
- en los valores cercanos a $\Delta=0$ se encuentran los valores del Reposo.



□ Empujes

Los empujes dependen de la deformación y , por tanto se puede tener un orden de magnitud del empuje si se conoce, de alguna forma, la deformabilidad de la coronación del muro.

- *Desplazamiento relativo entre el muro y el terreno*
Como orden de magnitud, se puede utilizar la siguiente regla:

- El empuje activo se moviliza para desplazamientos positivos del muro (hacia fuera) del orden de milésimas de la altura:

$$\Delta > \frac{H}{1000}$$

Por tanto, se moviliza en muros de contención (en ménsula).

- El empuje pasivo se moviliza para desplazamientos negativos del muro (hacia las tierras) del orden de centésimas de la altura:

$$\Delta > \frac{H}{100}$$

Por tanto, se moviliza en zonas de muros en las que existe un claro movimiento del muro hacia el terreno.

- El empuje al reposo se moviliza para desplazamientos intermedios entre ambos.

Por tanto, se moviliza en muros de sótano, es decir, coaccionados en coronación por un forjado.

DESARROLLO

□ Empuje activo

La expresión general para calcular el coeficiente de empuje activo K_a es:

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi}{1 + \operatorname{sen}\varphi}$$

Para un valor típico de $\varphi=30^\circ$; $K_a=0,33$

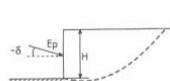
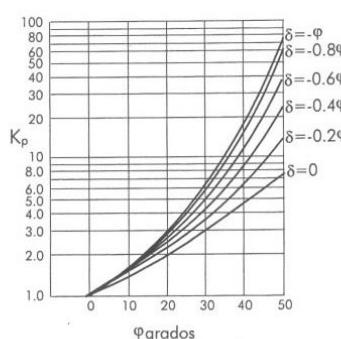
□ Empuje pasivo

La expresión general para calcular el coeficiente de empuje pasivo K_p (para $\delta=0$) es:

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}$$

Para un valor típico de $\varphi=30^\circ$, $K_p=3,00$

El valor del empuje pasivo aumenta a medida que aumenta el ángulo de rozamiento de las tierras con el muro (δ). Una estimación aproximada de dicho variación se puede ver en el gráfico.



□ Comprobaciones

• Deslizamiento

Fuerzas desestabilizadoras: empuje del terreno
Fuerzas estabilizadoras: rozamiento de cargas verticales

$$\frac{F_{\text{stab}}}{F_{\text{desstab}}} \geq 1,5 \quad \text{Coef. seguridad a deslizamiento}$$

$$\frac{\frac{2}{3} \operatorname{tg}\varphi (N_{k,\text{perm}} + P_m + P_z + P_t)}{E} \geq 1,5$$

$P_t = \gamma H_1 (z-m)$ Peso de tierras en el talón

$N_{k,\text{perm}}$ Se considera sólo la parte permanente del axil

• Vuelco

Se toman momentos en A de las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras.

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{desst}}} \geq 1,8 \quad \text{Coeficiente de seguridad al vuelco}$$

$$\frac{P_t t + P_m m + P_z z + N_{k,\text{perm}} m}{E_1 \frac{H}{3} + E_2 \frac{H}{2}} \geq 1,8$$

• Tensión media

$$\frac{N_k + P_m + P_z + P_t}{2z} \leq \sigma_{\text{adm}} [\times 10] \quad \begin{matrix} \text{fuerzas [T]} \\ z \end{matrix} \quad \begin{matrix} \sigma_{\text{adm}} [\text{kg/cm}^2] \\ \text{m} \end{matrix}$$

□ Armadura del muro

• Esfuerzos de cálculo

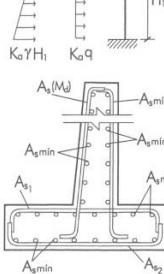
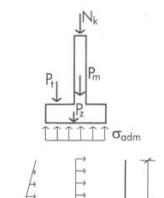
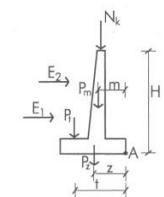
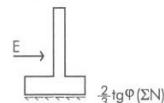
$$M_d = 1,6 \frac{1}{2} K_o H_1^2 \left(\frac{\gamma H_1}{3} + q \right) \quad \begin{matrix} M_d & [\text{mT}] \\ V_d & [\text{T}] \\ H_1 & [\text{m}] \\ q & [\text{T}/\text{ml}] \end{matrix}$$

$$V_d = 1,6 K_o H_1 \left(\frac{\gamma H_1}{2} + q \right)$$

• Armadura

Se calculará el muro de tal forma que no necesite armadura de cortante (véase ficha HM.1).

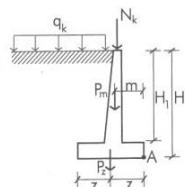
Se dispondrá la armadura como muestra la figura. Las armaduras A_{s1} y A_{s2} habrá que calcularlas.



DATOS NECESARIOS

- Axil característico en coronación (N_k)
- Peso del muro (P_m)
- Peso de la zapata (P_z)
- Sobrecarga exterior (q_k)
- Dimensiones del muro (H_1 , H , m , z)
- Tensión admisible del terreno (σ_{adm})
- Peso específico y ángulo de rozamiento del terreno (γ , φ)
Valores usados: $\gamma=1,7$ a 2 T/m^3 ; $\varphi=25^\circ$ a 35°

Este cálculo es válido para muros drenados.

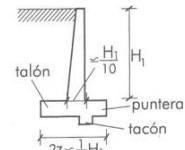


DESARROLLO

El cálculo se realiza por metro lineal de muro

□ Geometría

- Espesor de un muro en el arranque $\approx 1/10 H_1$
- La anchura de la zapata ($2z$) $\approx 1/3 H_1$
- Disposición de la zapata
Para contrarrestar el vuelco se aumenta el talón.
Para disminuir la tensión media se aumenta la puntera.
El tacón, bastante utilizado para evitar deslizamiento, es un elemento muy caro y poco efectivo.



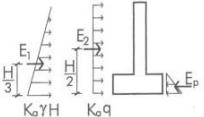
□ Empuje del terreno

En este caso, el empuje horizontal sobre el muro será el correspondiente al "empuje activo".

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi}{1 + \operatorname{sen}\varphi} \quad \text{Coeficiente de empuje activo}$$

$$E_1 = \frac{1}{2} K_a \gamma H H \quad ; \quad E_2 = K_a q H$$

$$E = E_1 + E_2 = K_a q H + \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$



En el frente de la zapata se desarrolla un empuje pasivo (E_p) que no se recomienda considerar.

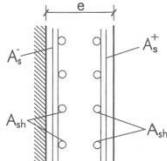
• Armadura

- Vertical en el paramento interior

$$A_s^+ = \frac{M_d^+}{0,8 f_y d} [\times 1000] \quad \text{As [cm}^2/\text{ml]}$$

en el paramento exterior

$$A_s^- = \frac{M_d^-}{0,8 f_y d} [\times 1000] \quad \text{As [cm}^2/\text{ml]}$$



Se dispone en toda la altura del muro.

No olvidar comprobar armadura mínima.

• Horizontal

$$A_{sh} = 0,002 e [\times 100] \quad \begin{matrix} A_s [\text{cm}^2/\text{m altura muro}] \\ e [\text{cm}] \end{matrix}$$

• Armadura de cortante

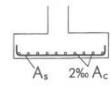
Por la complejidad de ejecución se intentan proyectar los muros para que no necesiten armadura de cortante. Para ello se debe cumplir:

$$V_d < 0,5 \sqrt{f_{cd}} 0,9 e [\times 10] \quad \begin{matrix} f_{cd} = f_y / 1,5 [\text{kg/cm}^2] \\ e [\text{m}] \\ V_d [\text{T/m ancho}] \end{matrix}$$

Si esto no se cumple, se necesitará armadura de cortante. Suele ser más rentable mejorar la calidad del hormigón o aumentar el espesor del muro. (***)

□ Armadura de la zapata

Se calcula como una zapata aislada (véase ficha HC.1). En la dirección del muro se dispone armadura inferior del 2% A_c , siendo $A_c = h \cdot a$



□ Ejecución

Los muros de sótano se calculan apoyados en el forjado. Por tanto es muy importante no rellenar el trasdós del muro hasta que no esté ejecutado el forjado.

NOTAS

(*) Muro apoyado en coronación: hay casos en los que el muro parece de sótano pero no lo es porque, por ejemplo, no tiene fieras por ambos lados.

! de (**) Esfuerzos de cálculo en el muro: véase referencia 5 de la Bibliografía.

(***) Armadura de cortante: si se utiliza para dimensionar la fórmula de la EHE, que depende de la cuantía de armadura a tracción, la forma más eficaz de mejorar el comportamiento a cortante es aumentar la cuantía de armadura de tracción sin aumentar el espesor.

