VII JORNADAS GEOTÉCNICAS:

CIMENTACIONES SINGULARES.

Departamento de Construcciones Arquitectónicas e Ingeniería de la Construcción y del Terreno.

CIMENTACIONES SOBRE MEDIAS LADERAS, PUENTES Y EDIFICACIONES

PONENTE:

D. JOSÉ SANTOS SÁNCHEZ
Ingeniero De Caminos, Canales y Puertos
E.T.S. Ingenieros de Caminos de Granada

SONDEOS, INYECCIONES Y TRABAJOS ESPECIALES S.A.

21 DE FEBRERO DE 2008

1 INTRODUCCIÓN 3
2 CIMENTACIONES A MEDIA LADERA 4
2.1 ESTABILIDAD PREVIA DE LA LADERA 4
2.2 EXCAVACIONES 6
2.3 SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO 10
2.4 ESTABILIDAD DE TALUDES INFERIORES DE LA ZAPATA 13
3 CIMENTACIONES PROFUNDAS 14
3.1 ESTABILIDAD PREVIA DE LA LADERA 14
3.2 EXCAVACIONES 14
3.3 TOPE ESTRUCTURAL 14
3.4 SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO 15
3.5 CÁLCULO DE RESISTENCIA AL ARRANQUE 16
3.6 CÁLCULO DE RESISTENCIA HORIZONTAL 17
3.7 ESTABILIDAD DE TALUDES INFERIORES DEL ENCEPADO 20
3.8 CASO PARTICULAR. CIMENTACIONES DE PILAS Y ESTRIBOS MEDIANTE MICROPILOTES PARA EL PUENTE DE BAYACAS EN LA GR-21 EN GRANADA 21

1 INTRODUCCIÓN

Se define como "cimentación" de una obra de fábrica a la parte de la estructura que está en contacto con el terreno, y cuya misión es transmitir las cargas al mismo, de forma que en la vida útil de la obra, se cumplan con los siguientes requisitos:

- Ser capaz de soportar las solicitaciones requeridas con una seguridad suficiente.
- Deformaciones limitadas de manera que no sobrepasen los límites admisibles impuestos por condiciones de funcionalidad y estética

Así pues, para proceder al diseño de la cimentación, el proyectista deberá disponer como datos de partida, tanto de las características de la obra a cimentar como de los requisitos de funcionalidad de la misma, del listado de cargas que solicita la cimentación (normalmente representada por distintas combinaciones numéricas de acciones), y de un conocimiento suficiente de las características geotécnicas y configuración geométrica del terreno, obtenido a través de campañas de investigación geotécnica como sondeos, catas, etc.

La intensidad de tales reconocimientos geotécnicos es función del tipo de obra tanto para edificación como para obra civil, se definirá por el proyectista en función de las recomendaciones de la normativa al respecto, y del tipo de terreno, y permitirán definir el modelo geotécnico del terreno caracterizado por su configuración geométrica por los parámetros geotécnicos del mismo.

A partir de estos datos se procederá a definir el tipo de cimentación y su dimensionamiento. Previamente se hará un predimensionamiento de la cimentación para hallar a través de modelos de cálculo la resistencia y deformaciones, todo ello afectado por unos coeficientes de seguridad que vienen a representar la posibilidad de fallo de la estructura.

La forma habitual de calcular las cimentaciones es a través de los métodos de los estados límite, que son aquellos en que la cimentación deja de cumplir las funciones que tenía encomendadas.

Se definen dos tipos de estados límite

- Estados límite últimos: Llevan a la ruina de la obra.
- Estados límite de utilización: Cuando aún sin implicar la ruina de la obra, ésta deja de cumplir las funciones para las cuales habría sido proyectada (su ejemplo más importante es el asiento)

A veces, ambos estados límite se interconexionan, no pudiéndose realizar el cálculo de cada uno de ellos de forma independiente.

Es una práctica habitual y aconsejable establecer en el cálculo de cimentaciones, coeficientes de seguridad globales que representan el número de veces que se han de multiplicar las cargas para que se produzca fallo de la cimentación.

También existen otros métodos de establecer coeficientes de seguridad parciales, a cargas y resistencias, para luego comparar ambas.

Las cimentaciones con carácter general, se pueden clasificar en:

- Cimentaciones directas: Son aquellas en que las cargas de la estructura se transmiten a las capas más superficiales del terreno.
- Cimentaciones profundas: Son aquellas en que su extremo inferior se encuentra a una profundidad superior a entre 8 y 10 veces su diámetro.

Los estados límite últimos que se deben verificar para una cimentación directa son, con carácter general:

- Hundimiento
- Deslizamiento
- Vuelco
- Estabilidad global
- Capacidad estructural del cimiento.

Los estados límites últimos que se deben verificar para una cimentación profunda son, con carácter general:

- Estabilidad global.
- Hundimiento
- Resistencia horizontal.

Estados límite de servicio (comunes a ambos tipos de cimentaciones)

- Movimientos admisibles para el edificio a construir
- Movimientos inducidos no afectarán a edificaciones colindantes.

2 CIMENTACIONES A MEDIA LADERA

Se entiende por cimentaciones a media ladera aquellas que por encontrarse en terreno con una fuerte pendiente (mayor del 50%) o por problemas de estabilidad de la cimentación o sus excavaciones pueden plantear situaciones específicas que hay que considerar.

En este caso, en el reconocimiento geotécnico, además de determinar las características geotécnicas de los materiales, se hará especial hincapié en la situación del agua en la ladera, y en estudiar la estabilidad natural de la misma.

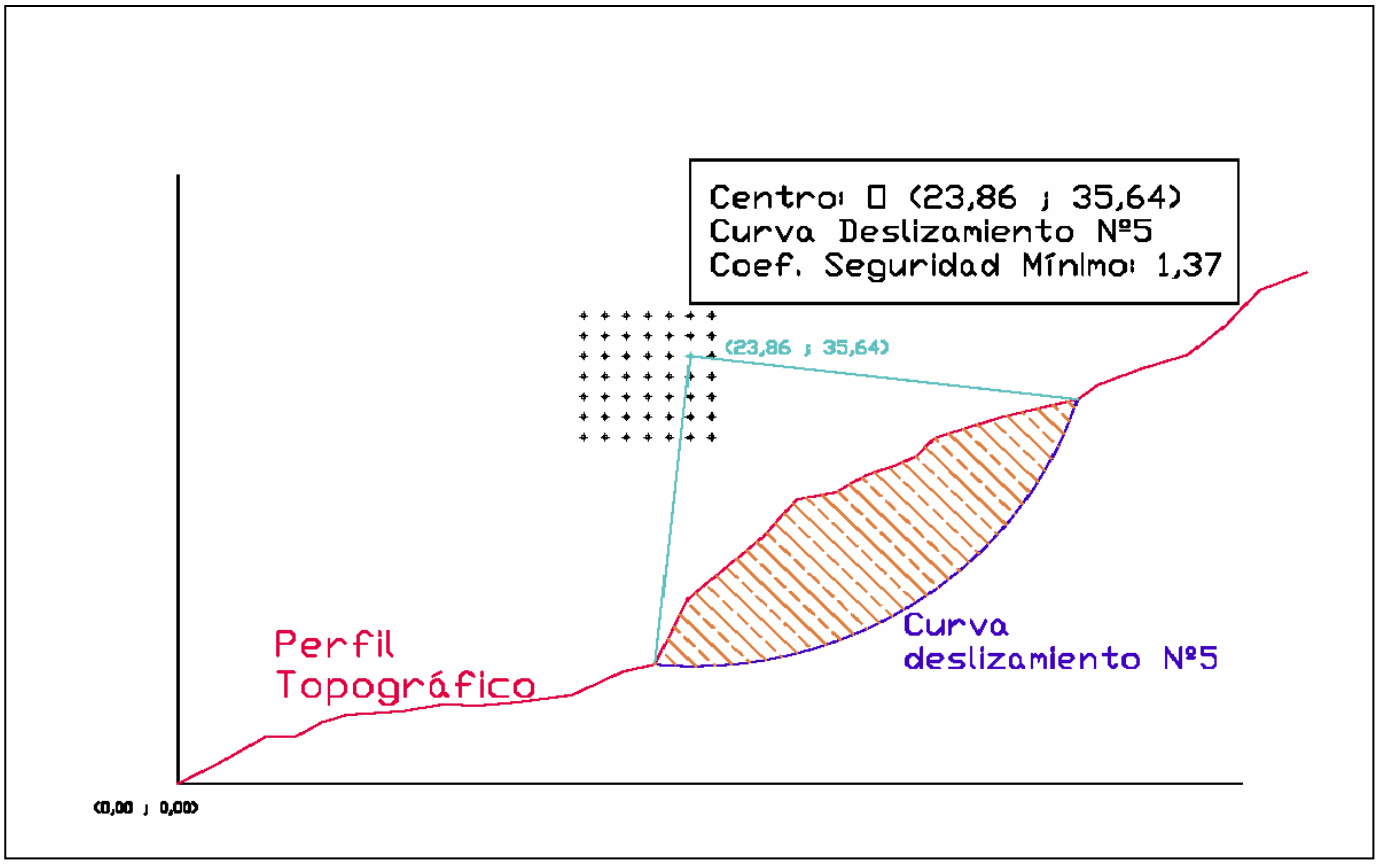
2.1 ESTABILIDAD PREVIA DE LA LADERA

Antes de iniciar el proyecto de una obra que a va a cimentarse a media ladera, es necesario evaluar la estabilidad natural de la misma, es decir, la estabilidad que presenta antes del inicio de la actuación.

Esta comprobación puede obviarse para aquellos terrenos denominados “llanos“ (aquellos que no presentan una pendiente superior al 10%) y firmes (aquellos que no presentan signos de inestabilidad previa, ni evidencian que lo puedan presentar).

El análisis de la estabilidad global se hará empleando los métodos de cálculo de equilibrio límite para estabilidad de taludes (métodos de cálculo de taludes tales como Janbu, Bishop, Morgenstern, etc.)

A la hora de evaluar dicha estabilidad, deben tenerse en cuenta las condiciones hidrogeológicas, sismicas e hidrológicas (como presencia de escorrentías, embalses, cauces cercanos...) particulares de la zona a tratar y que puedan generar situaciones puntuales muy desfavorables para la estimación la misma.



Ejemplo de comprobación de estabiliddad global de estabilidad de la ladera

Los coeficientes de seguridad a aplicar exclusivamente a la zona de apoyo, serán

ESTABILIDAD GLOBAL: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE NORMAL	COEFICIENTE REDUCIDO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1{,}50$	$F_{1,red} \geq 1{,}30$
Característica	$F_2 \geq 1{,}30$	$F_{2,red} \geq 1{,}20$
Accidental	$F_3 \geq 1{,}10$	$F_{3,red} \geq 1{,}05$

A criterio del proyectista se podrán aplicar para el entorno de la obra unos coeficientes reducidos.

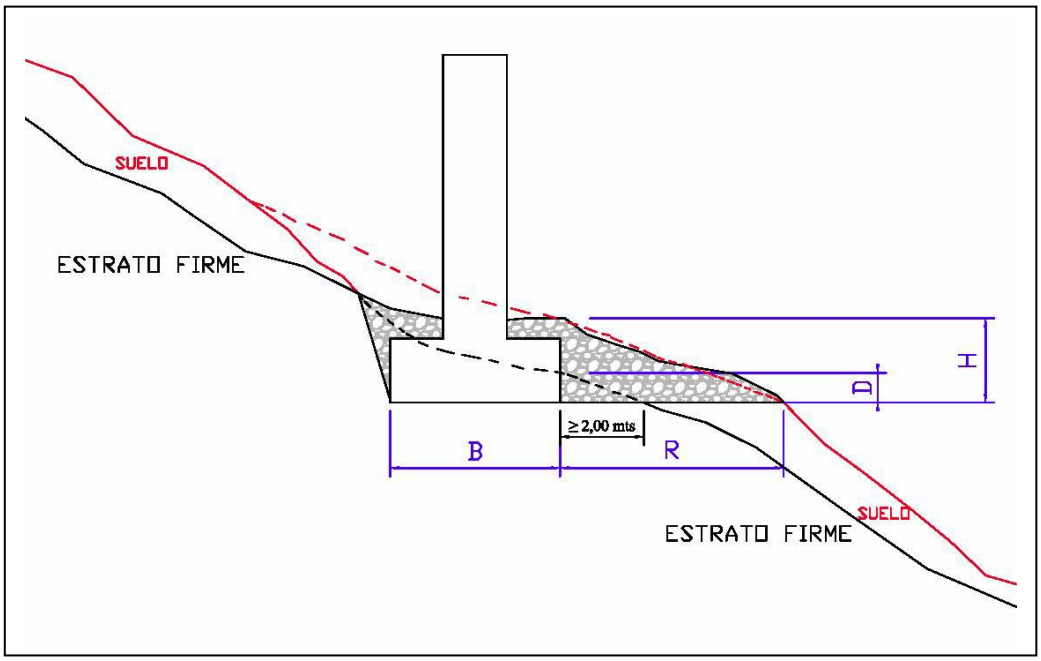
Si la estabilidad de la ladera resulta precaria, debe procederse a reubicar la zona de apoyo.

Si ello no fuera posible, habrá que aumentar la seguridad natural de la ladera, para ello se procederá a mejorar dicha estabilidad mediante culaquiera de las técnicas al uso.

- Ejecución de pasadores anclados
- Ejecución de drenaje
- Realización de movimiento de tierras para equilibrar las masas.

2.2 EXCAVACIONES

Las excavaciones de la plataforma a realizar para la ubicación de las cimentación deben realizarse con taludes lo más suaves posible. Cuando los taludes deban ser pronunciados se debe comprobar la estabilidad del talud, mediante la utilización de cualquiera de los métodos para comprobación al deslizamiento de taludes ya citados, u otros métodos simplificados, como el que se expone posteriomente. Se debe intentar que el resguardo sea igual al ancho total del cimiento. La parte de ese resguardo que corresponda al suelo de calidad similar a la base de apoyo será al menos de 2 m, ya que este resguardo, como veremos, es muy importante para incrementar el coeficiente de seguridad al hundimiento.



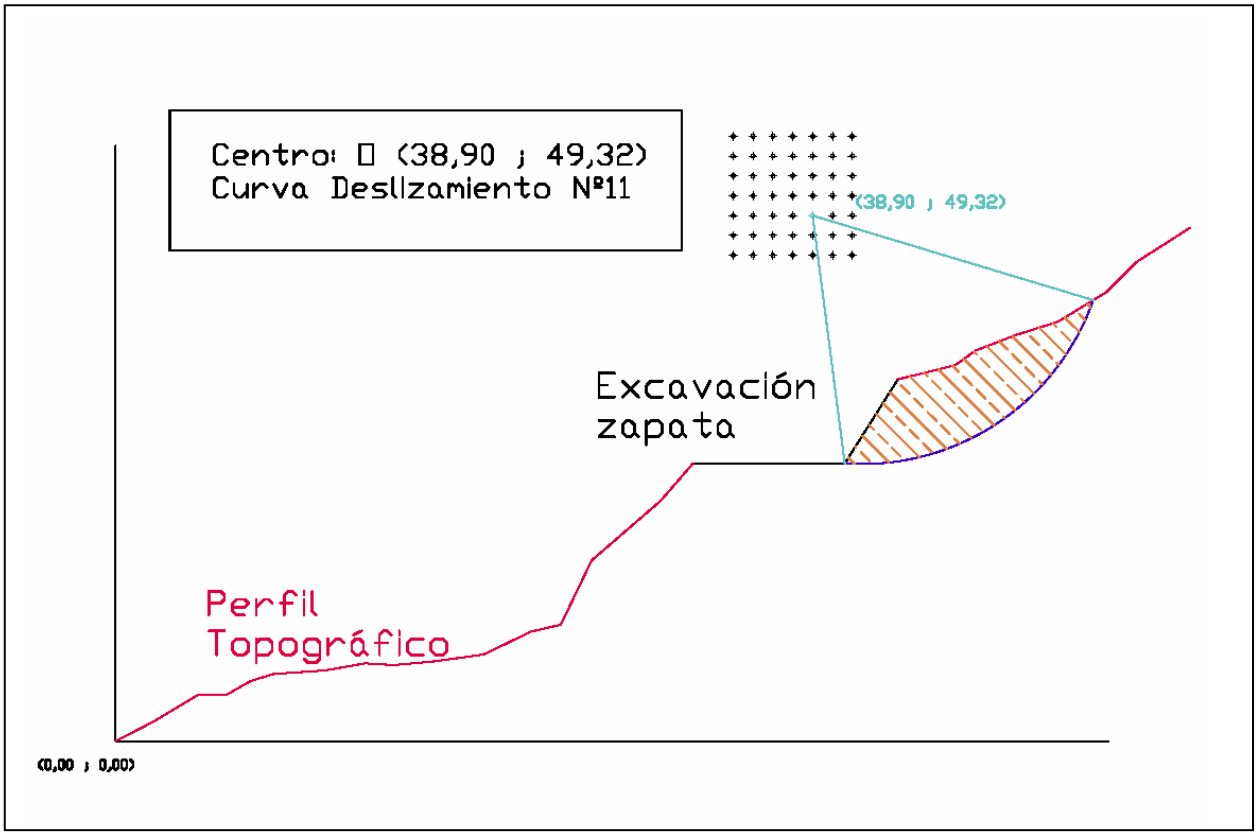
Como coeficientes de seguridad exigibles para la estabilidad de las excavaciones, pueden adoptarse del orden de los fijados para la estabilidad global de la ladera cuando dicha inestabilidad no afecta a otras zapatas y conviene elevarlo hasta 1,8 cuando la posible inestabilidad afecte a las cimentaciones superiores.

Si comprobada la estabilidad de la excavación, ésta no resultara estable, habrá que tomar medidas para elevar el coeficiente de seguridad al deslizamiento, a los niveles requeridos.

Los métodos de estabilización para dichas excavaciones pueden ser muy variados:

- Pantallas de contención o muros anclados
- Bulones y gunita

En edificación, los taludes de excavación suelen ser muy verticales, dado la falta de espacio y el alto valor del suelo, consistiendo la solución de estabilización normalmente en la ejecución de pantallas de pilotes y micropilotes ancladas al terreno, o soluciones de combinaciones de bulones y hormigón proyectado (soil-nailing).



Estas soluciones se pueden aprovechar para mejorar el coeficiente de seguridad global de la ladera.

Soil-nailing

Es un método basado en la introducción de barras de acero en el terreno, armándolo y mejorando su resistencia a cortante. Se puede calcular mediante los ábacos de GIGAN.

Este método se puede utilizar para la evaluación del coeficiente de seguridad de la excavación sin bulonar para pequeñas excavaciones.

$F = \frac{OM}{OA'}$: Coeficiente de seguridad del talud sin bulonado.

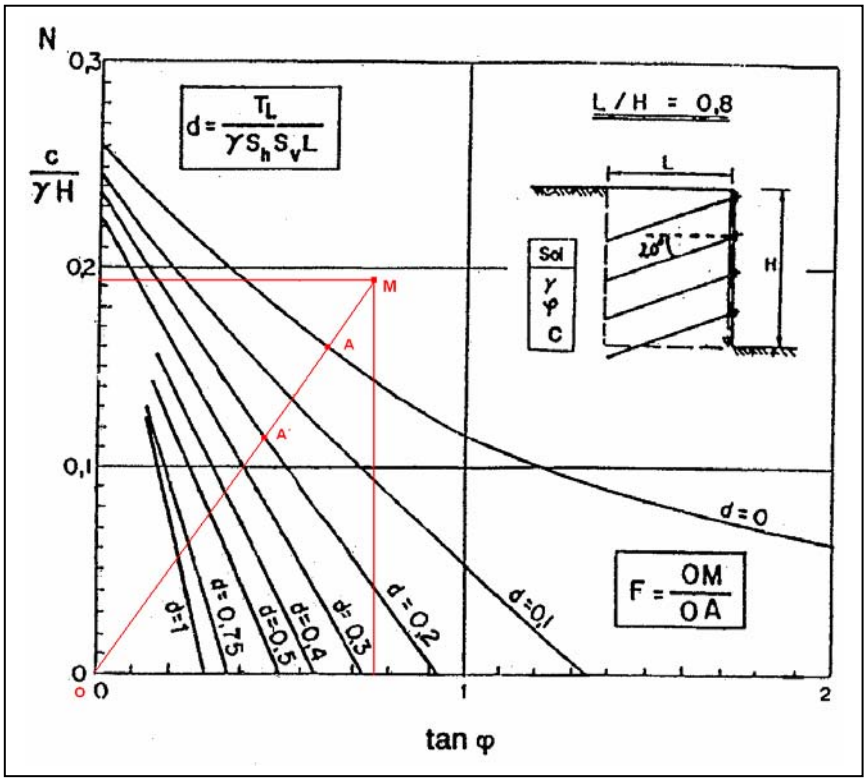
$F = \frac{OM}{OA}$: Coeficiente de seguridad del talud con una densidad de bulonado igual a

$$d = \frac{T_L}{\gamma \cdot S_h \cdot S_v \cdot L}$$

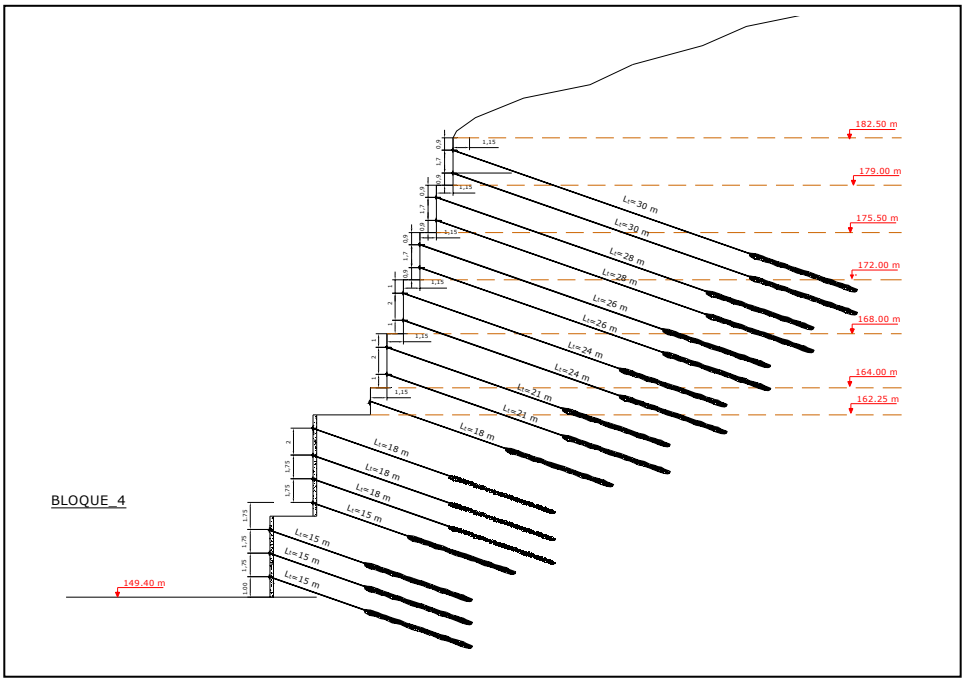
Donde:

- T : Tracción de los bulones
- γ :Densidad del terreno
- Sh : Separación horizontal entre los bulones
- Sv : Separación vertical entre los bulones
- L : longitud de los bulones

Esta solución suele dar pequeñas deformaciones en cabeza al tener que movilizarse la curva activa, por lo que noes aconsejable utilizarla en medianeras, donde es preferible otro tipo de medidas de estabilización



Ejemplo de utilización del ábaco de Gigan para la determinación de la densidad de bulonado

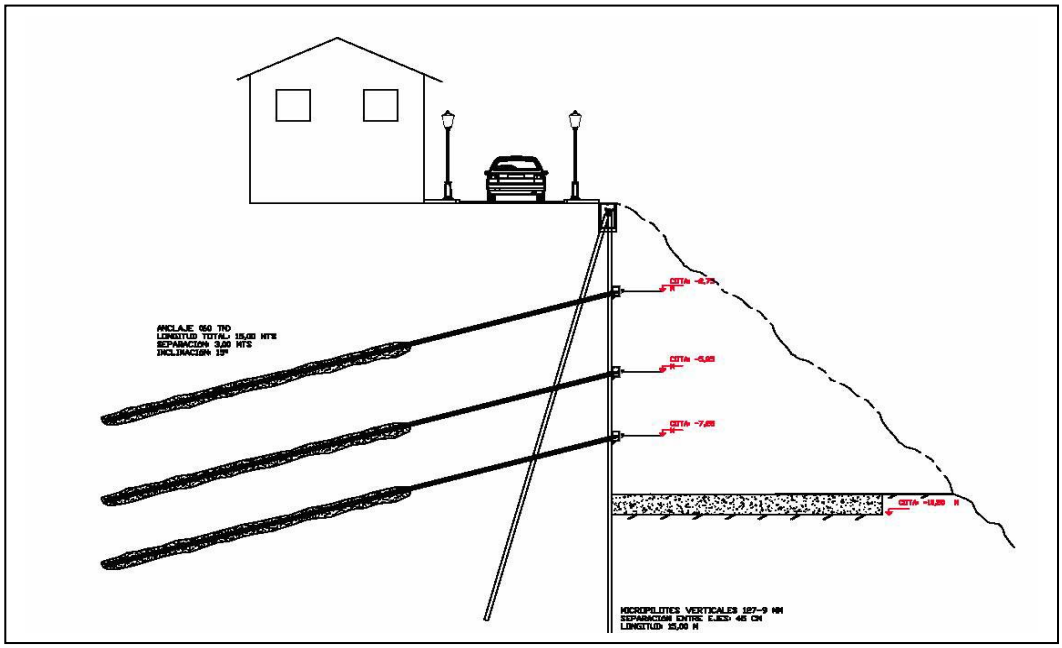


Esquema de tratamiento de bulonado para la obra "Urbanización del Peñón del Lobo" en Almuñécar (Granada).

Pantallas ancladas

Se calculan por los métodos usuales de empuje de tierras.

Se puede observar una pantalla típica de micropilotes para excavación de un solar junto a edificaciones.



Pantalla de Micropilotes en Cómpeta (Málaga).

2.3 SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO

Se entiende por rotura por hundimiento aquella en la que no se produce la rotura del propio elemento de cimentación. Hay distintos procedimientos para calcular la presión admisible de los terrenos en una cimentación superficial. La manera habitual de calcular la seguridad frente al hundimiento es determinar la presión de hundimiento, que es aquella que produce la rotura del terreno, y a través de un coeficiente de seguridad (que es el cociente entre la carga que soporta y la carga de hundimiento).

Caso general

Existen distintos métodos para el cálculo de la presión de hundimiento:

- En suelos granulares, se recomienda realizar el cálculo en base al método del SPT.
- En rocas sanas, se recomienda realizar el cálculo mediante la fórmula

$$P_{adm} = P_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_n}{p_0}}$$

Donde α_1, α_2 y α_3 representan el tipo de roca, el grado de meterorización, y el espaciamiento de la litoclasas. Este método no es aplicacble para pendientes mayores de 10 º.

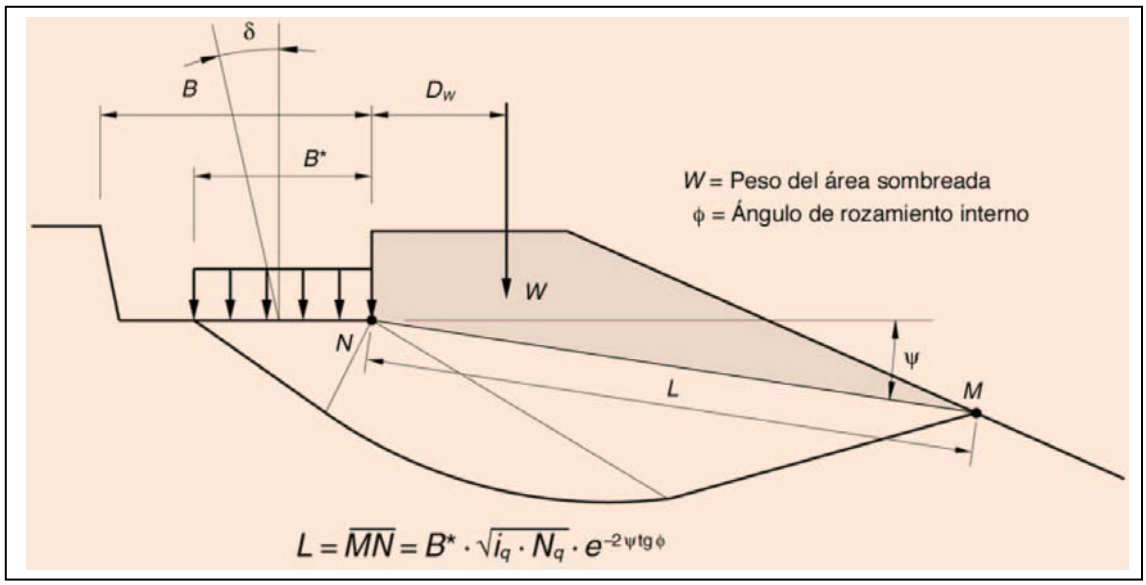
- Otros procedimientos de determinación de la carga de hundimiento mediante ensayos piezométricos, penetración estática...

La fórmula más frecuente para la determinación de la carga de hundimiento es la de Brich-Hansen, la cual es un cálculo analítico de dicha carga, basada en las características resistentes del terreno:

$$q_h = c_k \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot t_c + q_{0K} \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot t_q + \frac{1}{2} \cdot B^* \cdot \gamma_k \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot t_\gamma$$

Media Ladera

Cuando la cimentación se encuentra a media ladera, hay que realizar una serie de correcciones por efecto de la proximidad de la cimentación a un talud. La carga de hundimiento se puede ver notablemente reducida por dicha proximidad.
La forma de rotura se muestra en la siguiente figura:



En la fórmula anterior, hay dos parámetros que afectan a las cimentaciones realizadas a media ladera.

- Los factores t, que son los coeficientes de reducción por efecto de la proximidad a un talud.

$$t_q = (1 - 0{,}5tg(\psi)^5 \qquad t_c = \frac{t_q N_q - 1}{N_q - 1} \qquad t_\gamma = t_q$$

  Para el caso de pendientes importantes superiores a 30º, el cálculo de la seguridad frente a las estabilidad global es absolutamente necesario, independientemente de la resistencia que pudiera ofrecer el terreno.

- El valor de q a introducir en la fórmula, que es

$$q = \frac{2WD_w}{L^2}$$

  Donde:
  q= Valor de la sobrecarga de tierras a considerar en la formulación analítica de Brinch-Hansen
  W= Peso del área sobreada de la figura anterior
  D_w=Distancia desde la cara exterior del cimiento al punto de aplicación (centro de gravedad del área sobreada) del peso W
  L= longitud del segmento $\overline{MN}$, determinado según se especifica an la figura anterior.

En cimentaciones a media ladera en la que se establecen de forma escalonada pueden existir situaciones en las que la cimentación quede inclinada desfavorablemente, que en la práctica se traduce en una inclinación desfavorable del plano de cimentación.

En esta situación, es recomendable tener en cuenta los coeficientes de corrección siguientes:

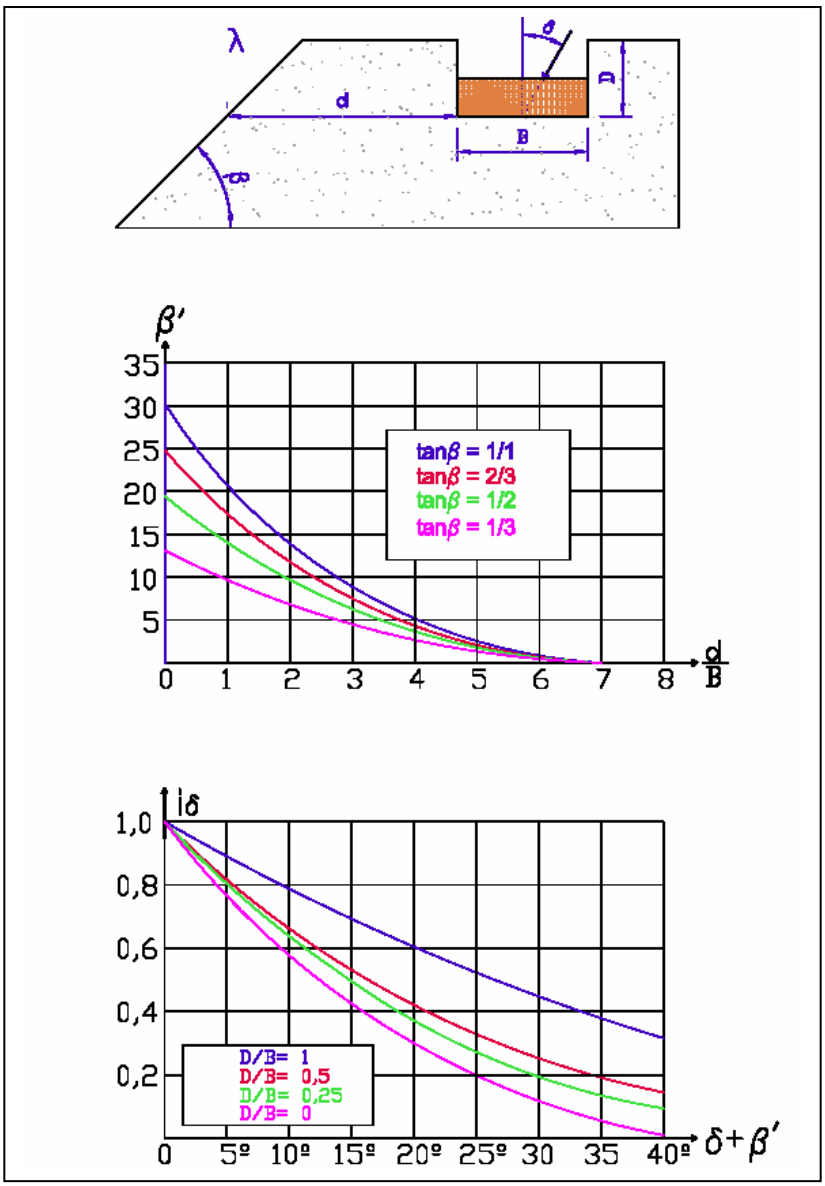
$r_q = e^{-2\eta tg(\phi)}$ (el valor de η se introduce en radianes) $\quad r_c = \dfrac{r_q N_q - 1}{N_q - 1} \qquad r_\gamma = r_q$

Donde η es la inclinación del plano de la cimentación.

Otro método para tener en cuenta la proximidad de una zapata a un talud es a través de los ábacos que aporta la normativa francesa:

$$q_{adm} = q_h \cdot \frac{i_g}{F}$$

q_h : obtenida para terreno llano
i_g : depende la inclinación de la carga si es desfavorable y de la proximidad al talud.



Coeficientes de seguridad mínimos para cimentación a media ladera son:

MODO DE FALLO	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE F_1	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA F_2	COMBINACIÓN ACCIDENTAL F_3
HUNDIMIENTO	3,00	2,60	2,20
DESLIZAMIENTO	1.50	1,30	1,10
VUELCO RÍGIDO	2,00	1,80	1,50

Se comprobarán los estados límite al deslizamiento y al vuelco, teniendo en cuenta las cargas horizontales de la estructura y el posible empuje del alzado de la zapata.

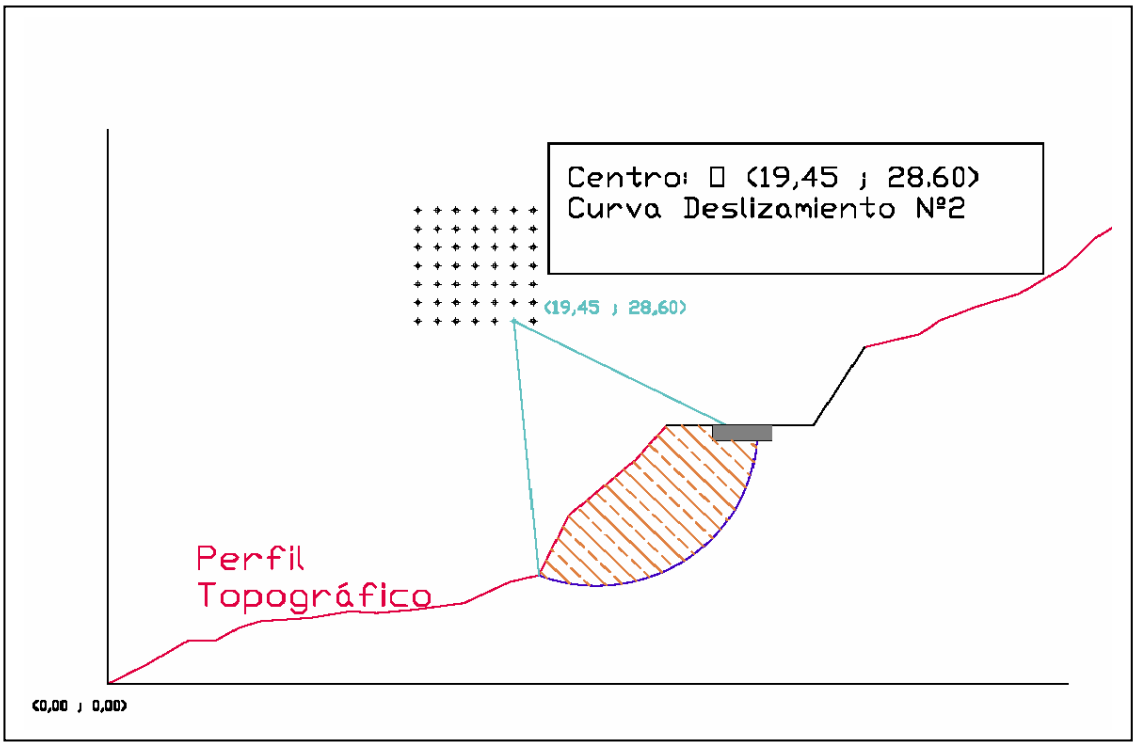
Al igual que en el caso del estado límite de hundimiento, se tendrá en cuenta al calcular los estados límites de deslizamiento y vuelco, una carga horizontal sobre la zapata igual al empuje activo que genera el terreno sobre el alzado de la misma.

$$E = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot k_a \cdot L$$

2.4 ESTABILIDAD DE TALUDES INFERIORES DE LA ZAPATA

Una vez diesñada la cimentación próxima al talud, se deberá comprobar la estabilidad de las excavaciones situadas por debajo de las cimentaciones de las estructuras.

Dicho estudio se realizará por cualquiera de los métodos anteriomente citados.



MODO DE FALLO	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE F_1	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA F_2	COMBINACIÓN ACCIDENTAL F_3
ESTABILIDAD GLOBAL AFECTANDO A LA ZAPATA	2,00	1,80	1,40

En la figura anterior se muestra la posible cuña de rotura del terreno por debajo de la cimentación de la estructura.

En este caso, en el estudio de estabilidad de los taludes, a la carga del peso del propio terreno habrá que añadir las fuerzas transmitidas por la zapata.

3 CIMENTACIONES PROFUNDAS

Cimentaciones profundas son aquellas en que se transmite la carga a estratos inferiores más resistentes, bien para disminuir los asientos o porque el estrato superficial no es competente para soportar las cargas.

3.1 ESTABILIDAD PREVIA DE LA LADERA

El estudio de este apartado es completamente análogo al caso ya descrito de cimentaciones superficiales

3.2 EXCAVACIONES

Se harán con los mismos criterios que para cimentaciones superficiales, con la salvedad de que las plataformas de trabajo deberán tener un sobreancho importante al objeto de que puedan trabajar las máquinas, que en el caso de los pilote son muy voluminosas. Todas las demás consideraciones serán las mismas que las indicadas para cimentaciones superficiales.

3.3 TOPE ESTRUCTURAL

Pilotes

El tope estructural en el caso de pilotes se incluye en la tabla siguiente:

TIPO DE PILOTE		VALORES DE σ (MPa)	
Hincado	Hormigón pretensado	0,30 (f_{ck} – 0,90 f_p)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálico	0,33 f_{yk}	
	Madera	5	
		TIPO DE APOYO	
		SUELO FIRME	ROCA
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

Micropilotes

El cálculo de la resistencia estructural ($N_{C_{Rd}}$) se puede determinar mediante la fórmula

$N_{C_{Rd}} \geq N_c E_d$, donde E_d es el Esfuerzo de Cálculo Mayorado

$$N_{C_{Rd}} = (0{,}85 A_c t_{cd} + A_a t_{yd}) \cdot \frac{R}{1{,}20 F_e}$$

Con:

A_a : Sección reducida de acero

R : Coeficiente de pandeo

F_e : Coeficiente dependiente del tipo de terreno y modo de perforación

3.4 SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO

Pilotes

Se entiende por carga de hundimiento aquella que produce la rotura general del terreno bajo el pilotes o grupo de pilotes o la rotura local en el entorno de algún pilote.

Existen diversos métodos par calcular la carga de hundimiento en pilotes:

- Para pilotes empotrados en roca:
  La carga de hundimiento Q_h es función de la resistencia por punta Q_p y la resistencia debida a la parte del fuste en contacto con la roca Q_t, según la siguiente expresión

$$Q_h = Q_p + Q_f$$

$$Q_p = A_p \cdot q_p \qquad Q_f = A_f \cdot q_f$$

La carga unitaria de punta se calcula como $q_p = \frac{1}{2} \cdot q_u$

La carga unitaria de fuste se evalúa como $q_f = \frac{1}{20} \cdot q_u$

- Para pilotes en terrenos granulares se recomienda realizar el cálculo en base al método del SPT.

  La resistencia por punta puede tomarse igual al siguiente valor:

$$q_p = \alpha \cdot \overline{N_{60}} \cdot f_d$$

  Donde α es un factor que depende del tamaño medio de los granos de arena y tiene el siguiente valor:

  α=0,1 Mpa Arenas finas D_{50}<0,2 mm

  α=0,2 Mpa Arenas gruesas D_{50}>0,6 mm

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

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

- Existen otros métodos basados en penetrómetros estáticos, dinámicos continuos, presiómetros.
- Modelo basado en los parámetros resistentes del modelo de Mohr-Coulomb

  Este modelo contempla el cálculo de la capacidad resistente por punta según la expresión siguiente:

$$q_p = N_q * \sigma'_{vo} + N_c * \cdot c$$

Donde $N_q * = 1.5 \cdot \frac{1 + sen\phi}{1 - sen\phi} \cdot e^{\pi \cdot tg(\phi)} \cdot f_D$ y $N_c * = \frac{N_q * - 1}{tg(\phi)}$

Y la resistencia unitaria por fuste como:

$$\tau_f = c + K_0 \cdot tg(\delta) \cdot \sigma'_{vo} \leq 90kPa \qquad \text{Con} \qquad K_0 \cdot tg(\delta) = 0{,}3$$

- En el caso de cimentaciones a media ladera por pilotes, dicha peculiaridad no representa un cambio sustancial respecto al cálculo de la carga de hundimiento en un terreno llano.

Coeficiente de seguridad

MODO DE FALLO	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE F_1	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA F_2	COMBINACIÓN ACCIDENTAL F_3
HUNDIMIENTO	3,00	2,60	2,20

Habrá que tener en cuenta en función de la separación entre pilotes el coeficiente de eficiencia del grupo de pilotes, que generalmente es menor que la unidad.

Micropilotes

La carga de hundimiento de los micropilotes se calculará en base a la fórmula

$$Q_h = Q_p + Q_f$$

$$Q_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot \frac{\tau_{límite}}{1{,}65}$$

Donde $\tau_{límite}$ es el rozamiento unitario límite, obtenido por métodos empíricos de las tablas de la Guía para ejecución de micropilotes en obras de Carretera para inyecciones I.U., I.R.o I.R.S.

$$Q_p = 0{,}15 Q_f \text{ (Normalmente se desprecia)}$$

Esta carga de hundimiento obtenida se comparará con las cargas de trabajo mayoradas.

Habrá que tener en cuenta en función de la separación entre micropilotes el coeficiente de eficiencia del grupo de micropilotes, que siempre es mayor que la unidad, considerándose, no obstante, igual a 1.

3.5 CÁLCULO DE RESISTENCIA AL ARRANQUE

Este tipo de fallo se produce cuando existen elementos de cimentación profunda que trabajan a tracción, y se alcanza el agotamiento por esfuerzo rasante.

En los pilotes no es aconsejable que éstos trabajen a tracción ya que no es una buena disposición estructural. Pero en el caso de que no exista otra posibilidad, se adoptará como resistencia para la carga de trabajo la expresión $T_{rotura} = 0{,}7 \cdot q_f$

En micropilotes no existe problema alguno en que éstos trabajen a tracción, adoptándose como tensión de rotura $T_{rotura} = \frac{A_{acero} \cdot f_{yd}}{1{,}10}$

3.6 CÁLCULO DE RESISTENCIA HORIZONTAL

Un pilote o grupo de pilotes puede estar sometido a fuerzas horizontales que pueden llegar a agotar su capacidad resistente, pudiendo llegar a generarse esfuerzo de flexión y corte que agoten la sección estructural del pilote.

Al igual que en el caso de las cimentaciones superficiales para el cálculo de la resistencia horizontal, se tendrá en cuenta el empuje activo actuando sobre el encepado.

$$E = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot k_a \cdot L$$

Además de este fallo, puede llegar a producirse fallo por rotura horizontal del terreno.

Con los pilotes empotrados en el encepado, el fallo de la cimentación producido por cargas horizontales se puede producir por alguno de los tres modelos que se indican a continuación.

Caso general

- Caso A. Pilotes cortos: Se trasladan como un cuerpo rígido solidario con el encepado
- Caso B. Pilotes más largos: Se forma en primer lugar, una rótula a nivel del encepado
- Caso C: Se forman dos rótulas, una a nivel del encepado, y otra a una cierta profundidad del pilote.

Para el cálculo de la carga de rotura, habitualmente se trata el suelo como un material rígido plástico. El empuje pasivo movilizado será función de h

$$E_{pasivo} = 2{,}5D(2c\sqrt{k} \cdot h + \frac{1}{2}\gamma \cdot k \cdot h^2)$$

Donde k representa el coeficiente de empuje pasivo.

La carga horizontal de rotura H, se determinará como la menor de las tres roturas indicadas, adoptándose un coeficiente de seguridad de 3, para la obtención del esfuerzo horizontal admisible.

CASO A: PILOTES CORTOS

Para el caso de un conjunto de pilotes, vamos a estudiar el caso de pilotes cortos trasladándose rígidamente.

En este caso, la H_{rotura} es igual que el empuje pasivo movilizado

$$H_{rotura} = E_p$$

Este caso se podría asimilar a la posibilidad de un ficticio pozo de cimentación constituído por el encepado y los pilotes.

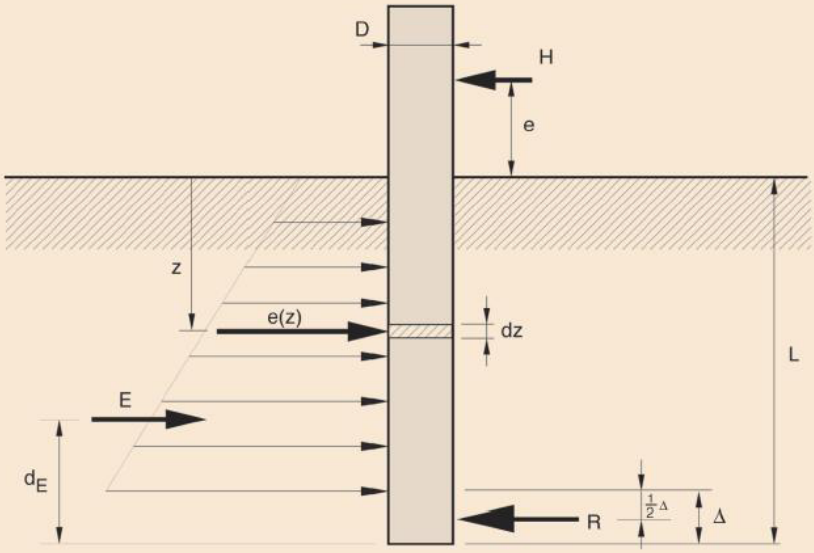
De esta manera, se obtiene la H_{rotura} de la cual, con el correspondiente coeficiente de seguridad, obtendremos, la $H_{admisible}$

CASO B: CON UNA RÓTULA

Rotura existente en el contacto entre encepado y pilote

$$H_{rotura} = E_p - R$$

Se realiza el equilibrio de momentos para hallar $h = L - \Delta$



Datos del terreno c, ϕ, γ

Hipótesis admisible:

$$e(z) = \left(9c + 3\gamma z \frac{1+\operatorname{sen}\phi}{1-\operatorname{sen}\phi}\right)\cdot D$$

$$E = \int_0^{L-\Delta} e(z)\cdot dz \qquad \Delta = \frac{R}{e(L)}$$

Condiciones de equilibrio:

$$H = E - R \qquad H\cdot\left(e + L - \frac{1}{2}\Delta\right) = E\cdot\left(d_E - \frac{1}{2}\Delta\right)$$

Caso particular de desplazamiento rígido horizontal:

$$\Delta = 0, \quad R = 0 \qquad H = \int_0^{L} e(z)\cdot dz$$

CASO C: CON DOS RÓTULAS

Se calcula igual que los casos anteriores, realizando equilibrio de fuerzas horizontales y momentos, con:

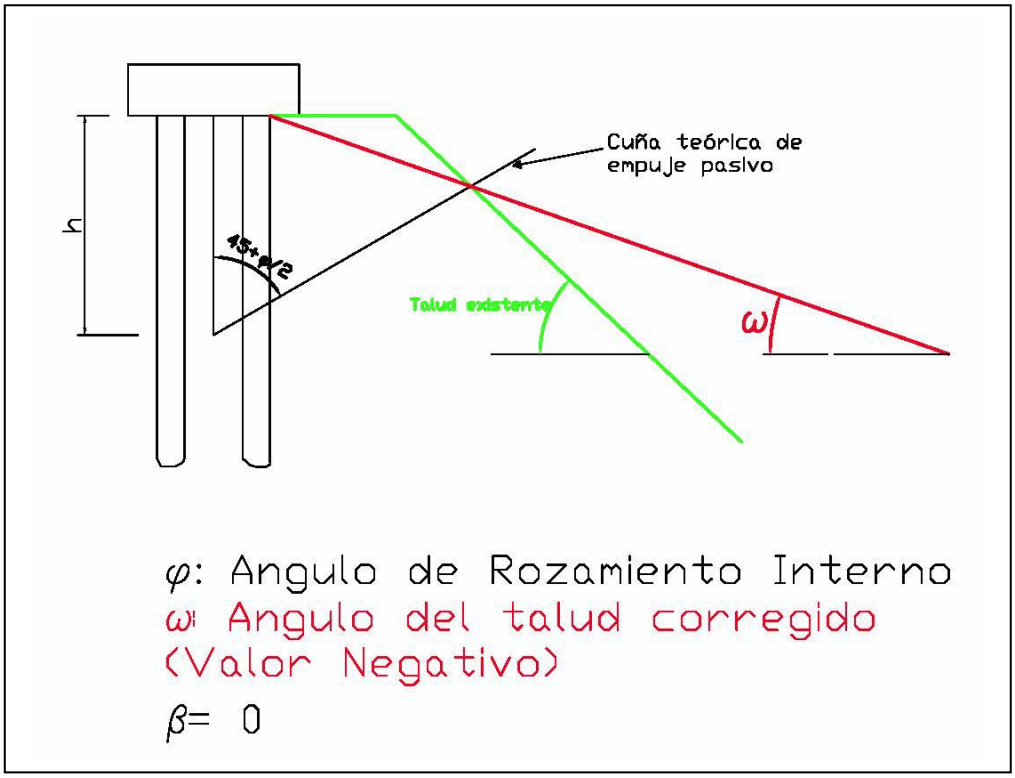
$$H_{rotura} = E$$

Realizando el equilibrio de momentos, para calcular el punto h (L-Δ) de formación de la rótula inferior.

Media Ladera

El cálculo de cimentaciones profundas a media ladera sometida a fuerzas horizontales se realiza igual que para terreno llano, teniendo únicamente en cuenta la reducción del empuje pasivo movilizado en función del talud existente.

Si el borde del talud se encuentra dentro de la cuña pasiva correspondiente a h, el coeficiente de empuje pasivo será menor que el calculado. Se puede obtener el nuevo k reducido a través de las tablas de Graux que figuran a continuación.

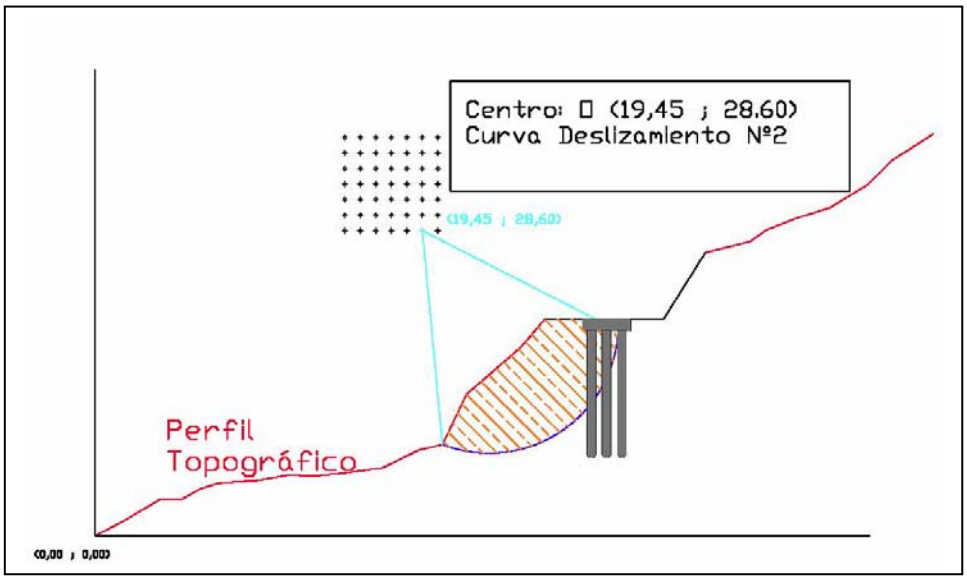


φ^0	β^0	Valores de la relación $\frac{\omega}{\varphi}$										
		− 1,0	− 0,8	− 0,6	− 0,4	− 0,2	0	+ 0,2	+ 0,4	+ 0,6	+ 0,8	+ 1,0
10	+ 10	–	0,91	1,02	1,13	1,23	**1,31**	1,38	1,45	1,51	1,56	1,58
	0	0,85	1,07	1,18	1,28	1,35	**1,42**	1,48	1,54	1,59	1,64	1,67
	− 10	0,93	1,19	1,30	1,39	1,45	**1,49**	1,54	1,59	1,64	1,69	1,71
15	+ 10	–	0,88	1,04	1,22	1,37	**1,51**	1,64	1,77	1,90	2,01	2,06
	0	0,75	1,06	1,25	1,42	1,56	**1,69**	1,82	1,94	2,07	2,20	2,27
	− 10	0,85	1,23	1,44	1,60	1,74	**1,86**	1,97	2,09	2,23	2,36	2,42
20	+ 10	–	0,82	1,05	1,29	1,52	**1,74**	1,97	2,19	2,44	2,69	2,77
	0	0,64	1,03	1,30	1,57	1,81	**2,04**	2,27	2,52	2,79	3,07	3,16
	− 10	0,75	1,25	1,56	1,84	2,10	**2,34**	2,58	2,84	3,13	3,44	3,55
25	+ 10	–	0,80	1,02	1,34	1,67	**2,01**	2,38	2,78	3,22	3,70	3,91
	0	0,52	1,09	1,33	1,70	2,08	**2,46**	2,88	3,34	3,86	4,43	4,68
	–	0,64	1,22	1,66	2,10	2,53	**2,97**	3,44	3,96	4,56	5,24	5,49
30	+ 10	–	0,65	0,98	1,37	1,82	**2,33**	2,91	3,59	4,40	5,33	5,89
	0	0,41	0,88	1,32	1,82	2,38	**3,00**	3,72	4,55	5,56	6,73	7,43
	− 10	0,52	1,16	1,74	2,38	3,05	**3,82**	4,74	5,70	6,96	8,42	9,30
35	+ 10	–	0,53	0,90	1,37	1,96	**2,71**	3,62	4,77	6,22	8,07	9,41
	0	0,30	0,76	1,28	1,92	2,72	**3,69**	4,92	6,45	8,35	10,8	12,6
	− 10	0,40	1,17	1,78	2,66	3,69	**5,00**	6,59	8,61	11,2	14,4	16,9
40	+ 10	–	0,42	0,79	1,33	2,09	**3,14**	4,61	6,58	9,29	13,0	16,1
	0	0,20	0,63	1,19	2,00	3,09	**4,58**	6,69	9,23	13,3	18,6	23,3
	− 10	0,29	0,93	1,78	2,94	4,51	**6,69**	9,65	13,6	19,1	26,7	33,5
45	+ 10	–	0,30	0,65	1,25	2,19	**3,69**	6,00	9,48	14,7	22,6	30,6
	0	0,12	0,48	1,06	2,02	3,50	**5,84**	9,45	14,8	23,0	35,3	47,8
	− 10	0,19	0,77	1,71	3,22	5,55	**9,20**	14,8	23,3	35,8	55,0	75,0
50	+ 10	–	0,19	0,48	1,10	2,23	**4,33**	8,12	14,6	25,6	44,1	66,5
	0	0,065	0,33	0,82	1,91	3,94	**7,58**	14,1	25,3	44,1	76,3	115
	− 10	0,11	0,59	1,57	3,46	6,91	**13,28**	24,5	43,7	76,4	137	199
55	+ 10	–	0,10	0,33	0,88	2,16	**5,06**	11,4	24,4	50,0	101	175
	0	0,028	0,20	0,66	1,77	4,30	**10,0**	22,4	48,0	98,4	197	345
	− 10	0,055	0,39	1,32	3,48	8,55	**19,9**	44,4	94,4	193	388	679
60	+ 10	–	0,039	0,17	0,61	1,94	**5,96**	17,5	47,4	121	281	587
	0	0,009	0,091	0,41	1,45	4,55	**13,9**	40,3	110	280	656	1 498
	− 10	0,021	0,21	0,97	3,40	10,6	**32,4**	94,5	254	650	1 508	3 420

Valor de K_P *para* $\alpha = 0$

3.7 ESTABILIDAD DE TALUDES INFERIORES DEL ENCEPADO

Una vez diseñada la cimentación próxima al talud, se deberá comprobar la estabilidad de las excavaciones situadas por debajo de las cimentaciones de las estructuras.



MODO DE FALLO	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE F_1	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA F_2	COMBINACIÓN ACCIDENTAL F_3
ESTABILIDAD GLOBAL AFECTANDO A LA ZAPATA	2,00	1,80	1,40

.

En la figura anterior se muestra la posible cuña de rotura del terreno por debajo de la cimentación de la estructura.

Habrá que tener en cuenta el efecto que los pilotes ejercen al cortar el deslizamiento.

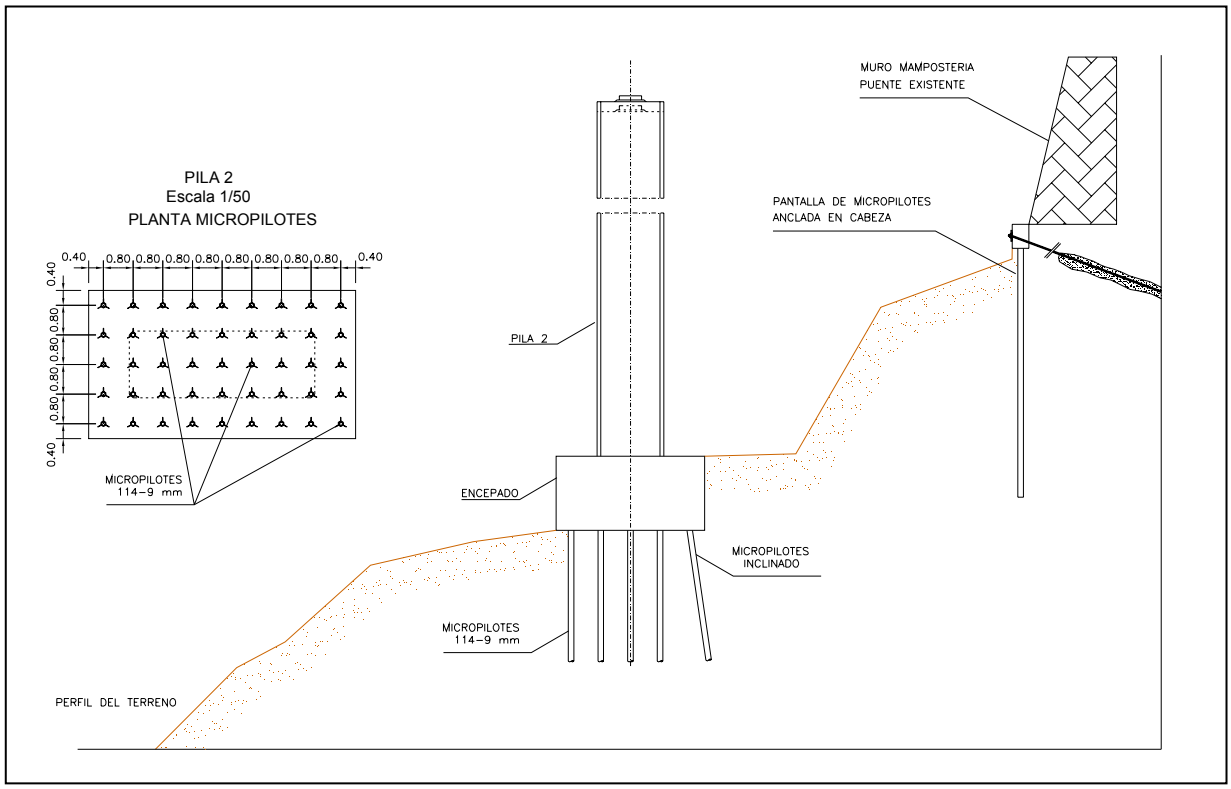
3.8 CASO PARTICULAR. CIMENTACIONES DE PILAS Y ESTRIBOS MEDIANTE MICROPILOTES PARA EL PUENTE DE BAYACAS EN LA GR-21 EN GRANADA

En esta obra la cimentación inicialmente prevista para la cimentación de pilas y estribos estaba proyectada mediante pilotes. Debido a la orografía del terreno, así como el estado en el que se encontraba el puente existente se optó por una solución mediante micropilotes.

Con este cambio se redujeron los caminos de accesos y las plataformas de trabajo disminuyendo las excavaciones a realizar para el acceso de máquinas a los diferentes tajos aumentándose la estabilidad natural de la ladera y de las excavaciones y disminuyéndose las posibles afecciones al puente existente.

La ubicación de la cimentación de dos de las pilas del puente era inaccesible para una máquina grande por lo que se empleó una máquina dimensiones reducidas, la cual se situó en el tajo de obra mediante una grúa, no siendo por lo tanto necesario el acondicionamiento de accesos, aunque sí el de la plataforma de trabajo.

Otros de los aspectos particulares de esta obra fue la ejecución de unos micropilotes inclinados para la cimentación de las pilas, estos elementos permiten compensar parte de las fuerzas horizontales, dándole una mayor estabilidad al conjunto del cimiento. Asimismo, con el objeto de estabilizar el pie del muro de mampostería del puente existente se realizó una pantalla de micropilotes ancladas tal y como se muestra en el esquema adjunto.



Ejecución de pantalla de micropilotes mediante máquina manual en el pie de muro de mampostería existente.

Ejecución de anclaje en la cabeza de la pantalla de micropilotes mediante jaula de perforación en el pie de muro de mampostería existente.

Vista de la preparación de acceso para máquina de micropilotes a una de las pilas

Ejecución de micropilotes de una de las pilas mediante máquina de micropilotes

Ejecución de micropilotes de una de las pilas mediante máquina de micropilotes al borde de talud

Detalle de micropilotes terminados con conectores soldados en una de las pilas.

Detalle de ferrallado de una de las pilas del puente.

Detalle de hormigonado de uno de los estribos

Vista general de las pilas y estribos hormigonados junto al puente existente