

**MANUAL DE MECANICA DEL SUELO Y
CIMENTACIONES**

ANEJO A

**MODELOS DE REFERENCIA PARA EL CÁLCULO DE
CIMENTACIONES Y ELEMENTOS DE CONTENCIÓN**

INDICE. ANEJO A

MODELOS DE REFERENCIA PARA EL CÁLCULO DE CIMENTACIONES Y ELEMENTOS DE CONTENCIÓN

1.	Cimentaciones directas.....	3
1.1	Presión de hundimiento.....	3
1.1.1	Coefficientes correctores o de influencia.....	3
1.1.1.1	Influencia de la resistencia al corte del terreno situado sobre la base de la cimentación (coeficientes d).....	3
1.1.1.2	Influencia de la forma de la cimentación (coeficientes s).....	4
1.1.1.3	Influencia de la inclinación de la resultante de las acciones sobre la cimentación (coeficientes i).....	5
1.1.1.4	Influencia de la proximidad de un talud a la cimentación (coeficientes t).....	6
1.1.2	Presión de hundimiento en condiciones de carga sin drenaje.....	6
1.1.3	Presión de hundimiento en tensiones efectivas.....	7
1.2	Estimación de asentos.....	8
1.2.1	Criterios básicos.....	8
1.2.2	Suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm inferior al 30%.....	9
1.2.3	Suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm superior al 30%.....	11
1.2.4	Suelos con un contenido de finos superior al 35%.....	11
2.	Cimentaciones profundas.....	12
2.1	Determinación de la resistencia de hundimiento mediante soluciones analíticas.....	12
2.1.1	Suelos granulares.....	13
2.1.2	Suelos finos.....	15
2.2	Determinación de la resistencia de hundimiento mediante ensayos de penetración "in situ".....	15
2.2.1	Métodos basados en el ensayo SPT.....	16
2.2.2	Métodos basados en los ensayos continuos de penetración dinámica.....	17
2.2.3	Método basado en ensayos penetrométricos estáticos.....	17
2.2.4	Métodos basados en ensayos presiométricos.....	17
2.3	Métodos basados en pruebas de carga.....	18
2.4	Cimentaciones de pilotes en roca.....	19
2.5	Estimación de la resistencia del terreno frente a acciones horizontales.....	20
2.6	Estimación de asentos en pilotes.....	23
2.6.1	Asientos del pilote aislado.....	23
2.6.2	Consideración del efecto grupo.....	24
2.7	Estimación de movimientos horizontales en pilotes.....	25
2.7.1	Pilote aislado.....	25
2.7.2	Efecto grupo.....	28
2.8	Cálculo de esfuerzos en pilotes.....	28
3.	Elementos de contención.....	30
3.1	Métodos de equilibrio límite para estudio de la estabilidad de la pantalla.....	30
3.1.1	Pantalla en voladizo.....	30
3.1.2	Pantalla con un punto de sujeción próximo a coronación.....	31
3.1.3	Pantalla con más de un punto de sujeción.....	33
3.1.4	Métodos basados en el modelo de Winkler para el estudio de la estabilidad de la pantalla.....	33
3.1.5	Métodos basados en modelos de elementos finitos o diferencias finitas para el estudio de la estabilidad de la pantalla.....	35

1. Cimentaciones directas

1.1 Presión de hundimiento

La expresión analítica de la presión de hundimiento (apartado 4.3.2.1) consta de tres sumandos que se denominan respectivamente, al igual que los factores de capacidad de carga, término de cohesión, de sobrecarga y de peso específico. Cada uno de los sumandos representa la contribución de las citadas variables (c_k , q_{0k} , γ_k) a la resistencia.

En especial cuando las cimentaciones sean someras, se debe considerar prudentemente la conveniencia de emplear el término de sobrecarga, debiendo asegurar en caso afirmativo que las hipótesis realizadas se mantendrán durante la vida útil de la construcción.

1.1.1 Coeficientes correctores o de influencia

1.1.1.1 Influencia de la resistencia al corte del terreno situado sobre la base de la cimentación (coeficientes d)

Cuando la base de la cimentación se sitúa a cierta profundidad D bajo la superficie del terreno (véase Figura A.1), la superficie de rotura teórica, asociada al estado límite último de hundimiento, ha de movilizar la resistencia al corte del terreno situado por encima y alrededor de la cimentación. Para tener en cuenta este efecto, que obviamente aumenta la presión de hundimiento disponible, se emplearán los coeficientes de corrección d_c , d_q , d_γ .

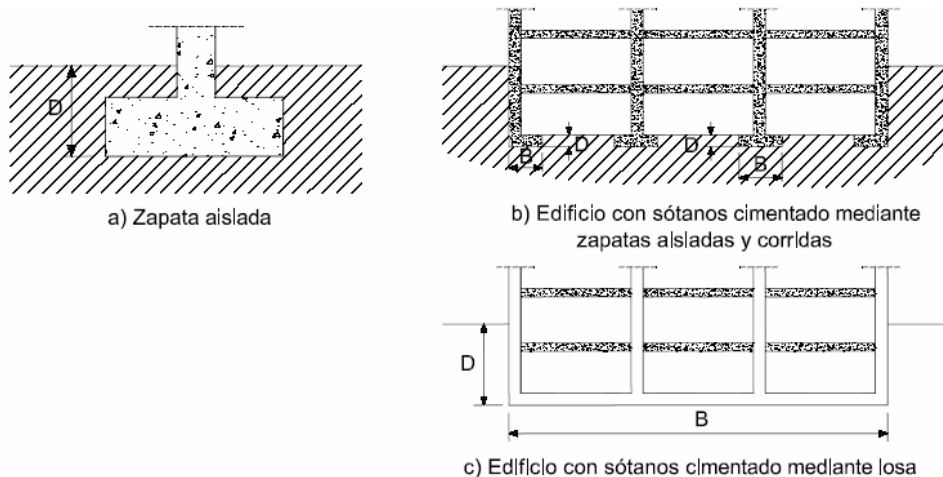


Figura A.1. Profundidad "D" a considerar en la determinación de la presión de hundimiento

a) Coeficiente corrector del factor N_c :

En la Figura A.2 se recoge el coeficiente de corrección (d_c) a aplicar al término de cohesión en función de la relación profundidad/ancho de la cimentación.



Figura A.2. Coeficiente de corrección (d_c) $\approx d_c = 1 + 0,34 \cdot \arctg(D/B^*)$

b) Coeficiente corrector del factor N_q :

$$d_q = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \text{sen } \phi_k)^2 \arctan \frac{D}{B^*}; \text{ para } \phi_k = 0 : d_q = 1$$

donde el valor de D a introducir en la ecuación no será superior a $2B^*$.

El valor de $\frac{N_q}{N_c}$ puede considerarse igual que $\text{tg } \phi_k$, con un valor aproximado de 0,2.

c) Coeficiente corrector del factor N_γ :

$$d_\gamma = 1$$

El proyectista considerará prudentemente la inclusión de estos coeficientes de corrección. No se deben tener en cuenta en el caso de construir zapatas poco profundas en terrenos arcillosos, de plasticidad elevada, que en épocas secas puedan desarrollar grietas por retracción. En estas circunstancias no podría contarse con la resistencia al corte del terreno situado sobre la base de la cimentación, ya que sería nula en la dirección a favor de los planos de las grietas.

No se deben emplear los factores de corrección anteriores para profundidades de cimentación D (véase Figura A.1) bajo la superficie del terreno menores de 2 m. Tampoco se deben considerar en cimentaciones cercanas a taludes o cuando no se pueda garantizar la permanencia, en el tiempo, del terreno situado por encima de la base de cimentación.

1.1.1.2 Influencia de la forma de la cimentación (coeficientes s).

El efecto de la forma del cimientado se podrá tener en cuenta mediante los factores de corrección que a continuación se indican:

a) coeficiente corrector del factor N_c :

$s_c = 1,20$ para zapata circular

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B^*}{L^*} \text{ para zapata rectangular}$$

b) coeficiente corrector del factor N_q :

$s_q = 1,20$ para zapata circular

$$s_q = 1 + 1,5 \tan \phi_k \frac{B^*}{L^*} \text{ para zapata rectangular}$$

c) coeficiente corrector del factor N_γ :

$s_\gamma = 0,6$ para zapata circular

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B^*}{L^*} \text{ para zapata rectangular}$$

1.1.1.3 Influencia de la inclinación de la resultante de las acciones sobre la cimentación (coeficientes i)

Los coeficientes a aplicar por efecto de la existencia de componentes horizontales de cargas sobre la zapata se podrán obtener de las siguientes expresiones:

a) coeficiente corrector del factor N_c :

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}; \text{ para } \phi_k = 0 : i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B^* L^* c_k}} \right)$$

b) coeficiente corrector del factor N_q :

$$i_q = (1 - 0,7 \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L)$$

c) coeficiente corrector del factor N_γ :

$$i_\gamma = (1 - \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L)$$

donde δ , δ_B , δ_L son los ángulos de desviación de la resultante de las acciones respecto a la vertical definidos en el apartado 4.3.1.3.

Cuando se pueda asegurar una cierta cohesión "c" en el contacto de la cimentación con el terreno se podrá emplear un ángulo δ^* menor, dado por la expresión:

$$\tan \delta^* = \frac{\tan \delta}{1 + \frac{B^* L^* c_k}{V \tan \phi_k}}$$

Cuando la componente horizontal de la resultante sea menor del 10% de la vertical, se podrá tomar:

$$i_c = i_q = i_\gamma = 1$$

1.1.1.4 Influencia de la proximidad de un talud a la cimentación (coeficientes t)

Cuando el terreno situado junto a la cimentación no sea horizontal, sino que presente una inclinación descendente de ángulo β respecto a la horizontal, se podrán emplear los siguientes factores de corrección:

a) coeficiente corrector del término N_c :

$$t_c = e^{-2\beta \tan \phi_k}$$

b) coeficiente corrector del término N_q :

$$t_q = 1 - \text{sen} 2\beta$$

c) coeficiente corrector del término N_γ :

$$t_\gamma = 1 - \text{sen} 2\beta$$

donde β es el ángulo de inclinación expresado en radianes.

Cuando el ángulo de inclinación del terreno sea menor o igual a 5° , se podrá tomar $t_c = t_q = t_\gamma = 1$.

1.1.2 Presión de hundimiento en condiciones de carga sin drenaje

Cuando sean de aplicación situaciones de dimensionado transitorias de carga sin drenaje (véase apartado 4.2.3.1), la presión de hundimiento podrá expresarse en términos de tensiones totales, en cuyo caso la resistencia al corte del terreno vendrá representada por un ángulo de rozamiento interno $\phi_k = 0$ y una resistencia al corte sin drenaje $c_k = c_u$.

Los factores de capacidad de carga para esta situación de dimensionado serán: $N_q = 1$

$$N_c = 5,14$$

$$N_\gamma = 0$$

El valor de q_{0k} a considerar en el cálculo será la presión vertical total debida a la sobrecarga (de tierras u otras) al del nivel de la base de la cimentación y alrededor de ésta.

En el caso de que la resistencia al corte sin drenaje, c_u , del terreno aumente con la profundidad, z , siguiendo una ley lineal del tipo $c_u = c_0 + m z$, donde c_0 es la resistencia al corte sin drenaje en superficie, se podrá adoptar para la determinación de la presión de hundimiento la resistencia al corte sin drenaje a una profundidad $B/4$ bajo la cimentación, siempre que dicho valor no resulte superior a $2 \cdot c_0$.

A efectos prácticos, para el cálculo de la presión admisible se podrá considerar que el coeficiente γ_R sólo afecta al término de la cohesión.

1.1.3 Presión de hundimiento en tensiones efectivas

Para situaciones de dimensionado en las que puedan suponerse disipados los excesos de presión intersticial generados por las acciones actuantes sobre la cimentación, la presión de hundimiento se expresará en términos de tensiones efectivas.

La resistencia al corte del terreno vendrá expresada por el ángulo de rozamiento interno efectivo ($\phi_k = \phi'$) y la cohesión efectiva ($c_k = c'$).

Los factores de capacidad de carga se podrán obtener de las siguientes expresiones:

$$N_q = \frac{1 + \text{sen} \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \text{an} \phi'$$

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

El valor de q_{0k} a considerar en cálculo será la presión vertical efectiva debida a la sobrecarga al nivel de la base de la cimentación y alrededor de ésta.

El valor del peso específico del terreno γ_k a introducir en la formulación analítica será el que represente el estado de presiones efectivas por debajo del cimientto, siendo:

- el peso específico aparente, γ_{ap} , si el nivel freático se encuentra a una profundidad mayor que el ancho B^* bajo la base de la cimentación;
- el peso específico sumergido, γ' , si el nivel freático está situado en o por encima de la base de la cimentación;
- un peso específico intermedio, interpolado linealmente según la expresión siguiente si el nivel freático está comprendido entre los indicados anteriormente:

$$\gamma_k = \gamma' + \frac{z}{B} (\gamma_{ap} - \gamma')$$

siendo z la distancia a la que se encuentra el nivel freático por debajo de la base de la cimentación;

- Si existiera un flujo de agua ascendente, de gradiente i_v , el valor característico del peso específico de cálculo será:

$$\gamma_k = \gamma' - i_v \gamma_w$$

Siendo

- γ : el peso específico sumergido del terreno;
- γ_w : el peso específico del agua;
- i_v : el gradiente vertical medio en la zona de espesor $1,5B^*$ bajo la base de la cimentación.

1.2 Estimación de asientos

1.2.1 Criterios básicos

A efectos de aplicación se distinguirán, en el caso más general, tres tipos de asiento. En la Figura A.3 se muestra de forma esquemática la evolución de dichos asientos y su relación con el tiempo tras la aplicación de una carga:

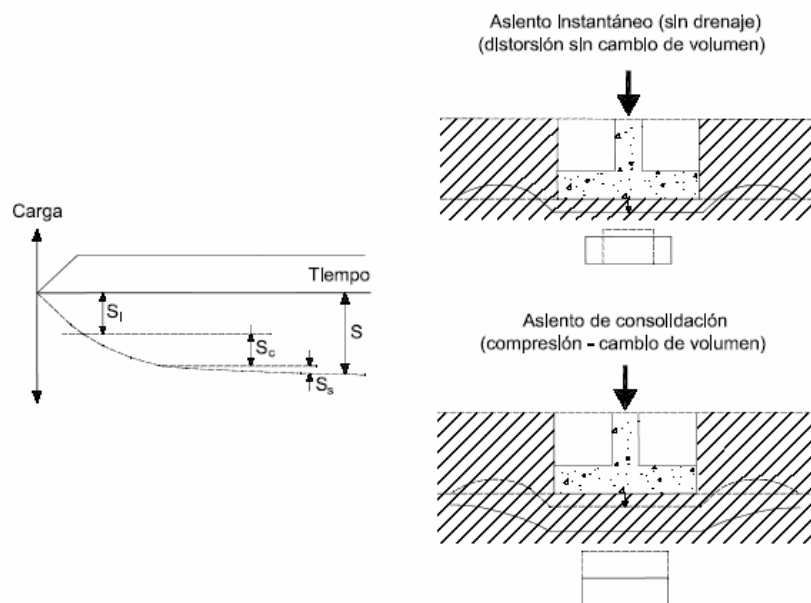


Figura A.3. Definición de asiento instantáneo, de consolidación primaria y de compresión secundaria

- a) asiento instantáneo (S_i): se produce de manera inmediata o simultánea con la aplicación de la carga. Si el suelo es de baja permeabilidad y se encuentra saturado, en los momentos iniciales apenas se produce drenaje alguno, de manera que este asiento inicial corresponde a una distorsión del suelo, sin cambio de volumen;
- b) asiento de consolidación primaria (S_c): se desarrolla a medida que se disipan los excesos de presión intersticial generados por la carga y se eleva la presión efectiva media en el terreno, lo que permite la reducción progresiva del volumen de huecos del suelo. Este asiento es especialmente importante en suelos arcillosos saturados, ya que puede dilatarse considerablemente en el tiempo;
- c) asiento de compresión secundaria (S_s): se produce en algunos suelos que presentan una cierta fluencia (deformación a presión efectiva constante). Aunque puede comenzar desde los primeros momentos tras la aplicación de la carga, habitualmente sólo puede distinguirse con claridad una vez finalizado el proceso de consolidación primaria.

El asiento total resultante será por tanto la suma de las tres componentes anteriores:

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

En los suelos de permeabilidad elevada y en los parcialmente saturados, se podrá suponer que el asiento se produce de manera prácticamente simultánea a la aplicación de la carga, por lo que S_i y S_c no llegarán a diferenciarse.

1.2.2 Suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm inferior al 30%

Si bien para estimar el asiento de una cimentación directa en un terreno de estas características podrán utilizarse correlaciones que permiten determinar el módulo de deformación del terreno en función de los resultados obtenidos en ensayos de penetración estática o dinámica realizados "in situ", se puede utilizar la expresión siguiente de Burland y Burbidge, basada directamente en los resultados obtenidos en el ensayo SPT o deducidos de ensayos de penetración a través de correlaciones debidamente contrastadas.

$$S_i = f_1 f_s q'_b B^{0.7} I_c$$

Siendo

- S_i : el asiento medio al final de la construcción, en mm.
- q'_b : la presión efectiva bruta aplicada en la base de cimentación (en kN/m²)
- B : el ancho de la zapata o losa (en m).
- I_c : el índice de compresibilidad, definido en el párrafo 3 de este apartado en función del valor medio de golpeo N_{SPT} del ensayo SPT en una zona de influencia (Z_I) bajo la zapata o losa, cuya profundidad viene determinada en función del ancho de la cimentación, tal y como se indica en la Figura A.4.

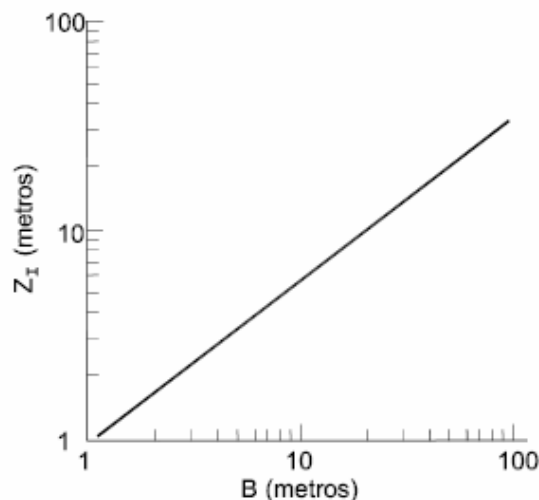


Figura A.4. Zona de influencia ZI en función del ancho (B) de la cimentación.

f_s : un coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación directa, supuesta ésta rectangular. Su valor viene dado por:

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

donde L es el largo de la zapata o losa (en m)

f_I : es un factor de corrección que permite considerar la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a una profundidad H_s , ($H_s < Z_I$), donde Z_I es la profundidad de influencia bajo la zapata, dentro de la cual se produce el 75% del asiento, definida en la Figura A.4, su valor viene dado por:

$$f_I = \frac{H_s}{Z_I} \left[2 - \frac{H_s}{Z_I} \right]$$

Cuando el terreno se encuentre sobreconsolidado o cuando la cimentación se sitúe en el fondo de una excavación cuya máxima presión efectiva vertical en el fondo haya sido (σ'_{v0}), el valor de (q'_b) a introducir en la ecuación del asiento será:

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

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

El índice de compresibilidad se podrá obtener de la expresión:

$$I_c = \frac{1,71}{N_{med}^{1,4}}$$

Siendo

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

El índice I_c determinado según la expresión anterior representa la media obtenida del estudio estadístico de más de 200 casos reales. Los índices aproximados correspondientes a la media \pm una desviación standard son:

$$I_c^+ = \frac{3,0}{N_{med}^{1,4}}$$

$$I_c^- = \frac{0,94}{N_{med}^{1,4}}$$

Como reglas complementarias se deben observar las siguientes:

- a) el método no se considera aplicable para valores $N_{SPT} < 7$ debiéndose en dicho caso realizar un estudio especializado;
- b) el golpeo N_{SPT} no se corrige por el efecto de la profundidad;
- c) en el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático, se puede emplear la corrección de Terzaghi para $N_{SPT} > 15$:

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

1.2.3 Suelos granulares con una proporción en peso de partículas de más de 20 mm superior al 30%

En este tipo de suelos los resultados de los ensayos de penetración pueden estar sujetos a incertidumbres (véase apartado 4.2.3.1), por lo que se recomienda que la estimación de asientos en estos casos se realice siguiendo formulaciones elásticas.

El módulo de deformación a considerar podrá estimarse mediante ensayos de carga con placas de diámetro superior a 6 veces el diámetro máximo de las partículas del suelo o alternativamente mediante la expresión:

$$E = \frac{G_{\max}}{2}$$

Siendo

G_{\max} : el módulo de rigidez tangencial máximo del terreno deducido a partir de ensayos cross-hole o down-hole.

En aquellos casos en los que la importancia de la estructura no justifique la realización de estos ensayos, los cálculos se podrán basar exclusivamente en correlaciones que sean suficientemente conservadoras, véase tabla siguiente:

Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	>15.000

1.2.4 Suelos con un contenido de finos superior al 35%

En arcillas normalmente consolidadas o sobreconsolidadas en las que con las presiones aplicadas por la estructura se llegue a superar la presión de sobreconsolidación, el planteamiento de una cimentación directa requerirá un estudio especializado.

En el caso de arcillas sobreconsolidadas en las que con las presiones aplicadas por la estructura no se llegue a superar la presión de sobreconsolidación y no se produzcan plastificaciones locales, se podrán emplear métodos de estimación de asientos

basados en la teoría de la Elasticidad (véase tabla anterior). A efectos prácticos, se considerará que se cumple esta última condición si la resistencia a compresión simple de la arcilla sobreconsolidada es superior a la presión sobre el terreno transmitida por la carga de servicio del edificio.

Los módulos de deformación del terreno en este caso se podrán obtener mediante:

- a) ensayos triaxiales especiales de laboratorio con medida local de deformaciones en la probeta de suelo;
- b) ensayos presiométricos en los que no se tenga en cuenta el nivel de deformaciones inducidas en el terreno por la construcción;
- c) ensayos cross-hole o down-hole, aplicando a los valores representativos del módulo de rigidez tangencial máximo obtenido en el ensayo (G_{max}) los factores correctores (f_p) que se indican en la tabla A.1 siguiente para la estimación del módulo de elasticidad sin drenaje $E_u = f_p G_{max}$. El asiento total en estas circunstancias podrá estimarse mediante la siguiente expresión:

$$S_t = 2 S_i$$

Tabla A.1. Estimación del módulo de elasticidad sin drenaje de arcillas sobreconsolidadas a partir de ensayos cross-hole y down-hole.

f_p		
15 < IP < 30	30 < IP < 50	IP > 50
1,2	1,6	1,9

- a) Métodos empíricos bien establecidos, basados en correlaciones que tengan en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje del suelo, su plasticidad, y su grado de sobreconsolidación. A título orientativo podrán utilizarse los módulos de elasticidad indicados en la tabla A.2 siguiente para estimar el asiento S_i en estas arcillas.

Tabla A.2. Estimación del módulo de elasticidad sin drenaje de arcillas sobreconsolidadas.

Rango de sobreconsolidación	E_u/c_u		
	IP < 30	30 < IP < 50	IP > 50
< 3	800	350	150
3 – 5	600	250	100
> 5	300	130	50

2. Cimentaciones profundas

2.1 Determinación de la resistencia de hundimiento mediante soluciones analíticas

Cuando se utilizan métodos basados en la teoría de la plasticidad, y para la obtención aproximada de la resistencia unitaria por punta y por fuste, se tendrá en cuenta si se trata de suelos granulares o suelos finos.

2.1.1 Suelos granulares

La resistencia unitaria de hundimiento por punta de pilotes en suelos granulares se podrá estimar con la expresión siguiente:

$$q_p = f_p \sigma'_{vp} N_q \leq 20 \text{ Mpa}$$

Siendo

- $f_p = 3$ para pilotes hincados;
- $f_p = 2,5$ para pilotes hormigonados in situ;
- σ'_{vp} : la presión vertical efectiva al nivel de la punta antes de instalar el pilote;
- N_q : el factor de capacidad de carga definido por la expresión:

$$\frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} e^{\pi \tan\phi}, \text{ donde } \phi \text{ es el ángulo de rozamiento interno del suelo.}$$

Dada la dificultad de obtener muestras inalteradas de suelos granulares, para hallar el valor de ϕ en laboratorio, se recomienda proceder a su determinación mediante correlaciones con ensayos "in situ" de penetración debidamente contrastadas (véase tablas 4.1 y 4.2, figuras D.1 y D.2).

Tabla 4.1 Correlación entre golpeo N_{SPT} , y CPT con el ángulo de rozamiento

	Muy suelto	Suelto	Medio- denso		Denso	Muy denso	
Ángulo de rozamiento interno del terreno	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
Golpeo N_{SPT} (número)	10	15	22	30	36	45	55
Resistencia por punta del penetrómetro estático (MPa)	-	2	4	7	15	21	30

Tabla 4.2 Correlación entre CPT y N_{SPT}

	Arena	Arena limosa	Arena limosa o limo	Limo arcilloso o arcilla limosa	Arcilla
q_c / N (MPa / n_{30}°)	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
D_{50} (mm)	0,3	0,1	0,04	0,01	0,001

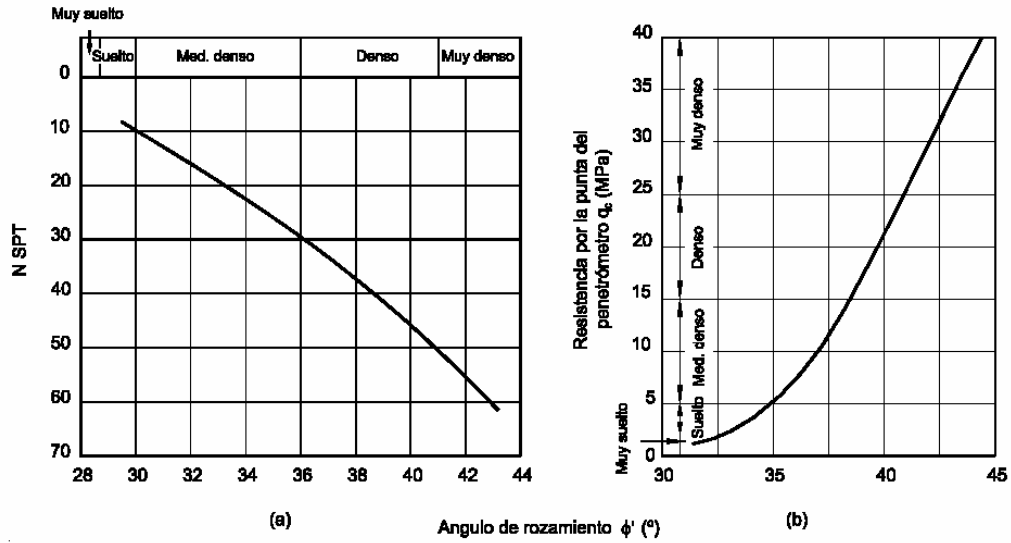


Figura D.1. Correlación entre los ensayos SPT y CPT con el ángulo de rozamiento interno efectivo en suelos granulares

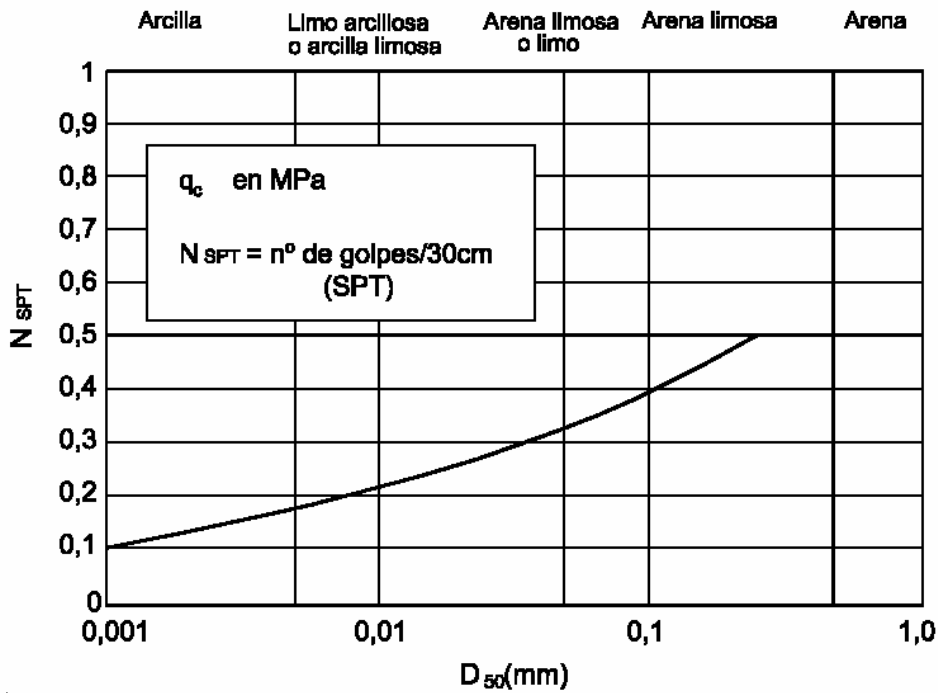


Figura D.2. Correlación entre los ensayos SPT y CPT

La resistencia unitaria por fuste en suelos granulares se podrá estimar con la expresión siguiente:

$$\tau_f = \sigma'_v k_f f \tan \phi \leq 120 kPa$$

Siendo

- σ'_v : la presión vertical efectiva al nivel considerado;
- K_f : el coeficiente de empuje horizontal;
- f : el factor de reducción del rozamiento del fuste;
- ϕ : el ángulo de rozamiento interno del suelo granular.

Para pilotes hincados se tomará $K_f = 1,0$ y para pilotes perforados se tomará $K_f = 0,75$. Para pilotes híbridos, ejecutados con ayudas que reducen el desplazamiento del terreno, se tomará un valor intermedio en función de la magnitud de esa ayuda.

Para pilotes de hormigón "in situ" o de madera se tomará $f=1$. Para pilotes prefabricados de hormigón se tomará $f = 0,9$ y para pilotes de acero en el fuste se tomará $f = 0,8$.

2.1.2 Suelos finos

La carga de hundimiento de pilotes verticales en suelos limosos o arcillosos, evaluada mediante fórmulas estáticas, debe calcularse en dos situaciones que corresponden al hundimiento sin drenaje o a corto plazo y el hundimiento con drenaje o a largo plazo.

La resistencia unitaria de hundimiento por punta a corto plazo se podrá obtener mediante la expresión siguiente:

$$q_p = N_p c_u$$

Siendo

c_u : la resistencia al corte sin drenaje del suelo limoso o arcilloso, teniendo en cuenta la presión de confinamiento al nivel de la punta (entorno comprendido entre dos diámetros por encima y dos diámetros por debajo de ella) obtenida en célula triaxial o, en su caso, ensayo de compresión simple.

N_p : factor que depende del empotramiento del pilote, pudiéndose adoptar un valor igual a 9.

La resistencia unitaria de hundimiento por fuste a corto plazo será:

$$\tau_f = \frac{100 c_u}{100 + c_u} \quad (\tau_f \text{ y } c_u \text{ en kPa})$$

En pilotes con fuste de acero en suelos finos, el valor de τ_f a corto plazo se afectará por un coeficiente reductor de 0,8.

Para determinar la resistencia de hundimiento a largo plazo, se utilizará el ángulo de rozamiento efectivo deducido de los ensayos de laboratorio, despreciando el valor de la cohesión. Para ello se utilizarán las expresiones anteriores correspondientes a suelos granulares.

La resistencia unitaria por fuste a largo plazo τ_f no superará, salvo justificación, el valor límite de 0,1 MPa.

2.2 Determinación de la resistencia de hundimiento mediante ensayos de penetración "in situ"

2.2.1 Métodos basados en el ensayo SPT

El método de evaluación de la seguridad frente a hundimiento de pilotes basado en el SPT es válido para pilotes perforados y para pilotes hincados en suelos granulares, que no tengan gran proporción de gravas gruesas cantos ó bolos (<30% de tamaño mayor de 2 cm.) que pueda desvirtuar el resultado del ensayo, en base a la heterogeneidad de los registros obtenidos.

La resistencia unitaria por punta se puede evaluar, para pilotes hincados, con la expresión:

$$q_p = f_N N \quad (MPa)$$

Siendo

$f_N = 0,4$ para pilotes hincados

$f_N = 0,2$ para pilotes hormigonados "in situ"

N : el valor medio de N_{SPT} . A estos efectos se obtendrá la media en la zona activa inferior y la media en la zona pasiva superior. El valor de N a utilizar será la media de las dos anteriores. (véase Figura 5.5)

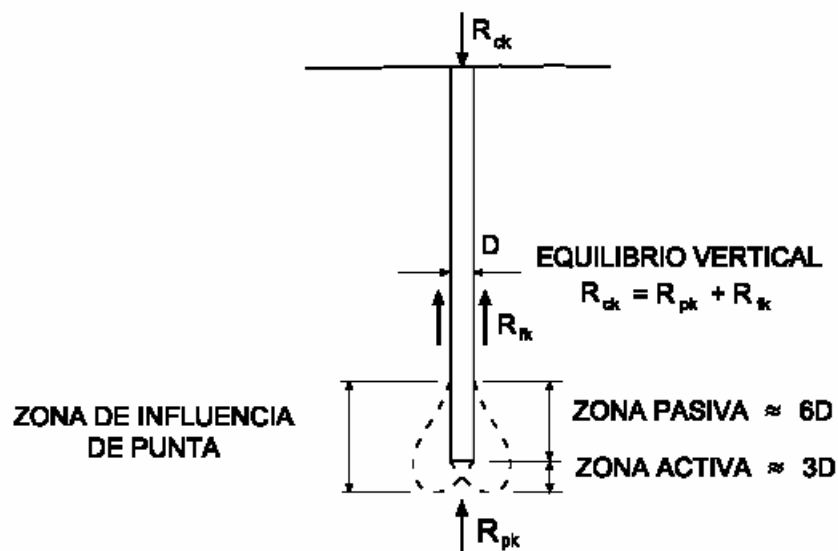


Figura 5.5. Esquema de distribución de la carga de un pilote aislado

La resistencia por fuste en un determinado nivel dentro del terreno, para un pilote hincado, se podrá considerar igual a:

$$\tau_f = 2,5 N_{SPT} \quad (kPa)$$

En este caso, N_{SPT} es el valor del SPT al nivel considerado.

En cualquier caso no se utilizarán, a efectos de estos cálculos, índices N_{SPT} superiores a 50.

Para el caso de pilotes metálicos la resistencia por fuste se reducirá al 80% del valor correspondiente a los pilotes de hormigón.

En suelos cohesivos, con una resistencia a la compresión simple, q_u , mayor de 0,1 MPa, se podrán utilizar, a efectos orientativos, correlaciones entre los ensayos SPT y CPT (penetrómetro estático), suficientemente justificadas.

2.2.2 Métodos basados en los ensayos continuos de penetración dinámica

Si en un suelo se dispone de resultados de ensayos penetrométricos dinámicos continuos, se pueden traducir los resultados correspondientes a índices SPT, y utilizar después el método basado en el ensayo SPT.

Dada la posible variación en las correlaciones existentes entre unos y otros ensayos de penetración, las correlaciones deben justificarse con la experiencia local o disponer, en su caso para la obra concreta, de ensayos de contraste que refuercen esta correlación.

2.2.3 Método basado en ensayos penetrométricos estáticos

Con los penetrómetros estáticos se puede medir, de manera continua, la resistencia unitaria en la punta del cono " q_c " y también en su fuste " τ_f " en cualquier tipo de suelo, dependiendo de la potencia del equipo de ensayo.

El valor de " q_c^* " a utilizar será la media del valor medio de q_c correspondiente a la zona activa inferior y del valor medio de q_c correspondiente a la zona pasiva superior. (véase Figura 5.5).

La carga unitaria de hundimiento por punta del pilote, se supondrá igual al 80% del valor así determinado. Esto es:

$$q_p = f_q q_c^*$$

Siendo

$$\begin{aligned} f_q &= 0,5 && \text{para pilotes hincados} \\ f_q &= 0,4 && \text{para pilotes hormigonados in situ} \end{aligned}$$

Para pilotes de diámetro mayor que 0,5 m, se debe utilizar una estimación conservadora de la media a la hora de evaluar q_p en el entorno de la punta, se recomienda adoptar el valor mínimo medido en esa zona.

Si en el ensayo penetrométrico no se ha medido la resistencia unitaria por fuste, se debe suponer que tal valor es igual a 1/200 de la resistencia por punta a ese mismo nivel, si el suelo es granular, e igual a 1/100, si el suelo es cohesivo. En cualquier caso, la resistencia por fuste obtenida de esta manera indirecta no será superior a 0,1 MPa.

2.2.4 Métodos basados en ensayos presiométricos

Los presiómetros o dilatómetros miden la presión horizontal necesaria en la pared de un sondeo para plastificar el terreno. De manera aproximada, se podrá suponer:

$$q_p = K(p_l - K_0 p_0)$$

Siendo

- p_i : la presión límite del ensayo presiométrico
- p_0 : la presión efectiva vertical al nivel de la cimentación en el entorno del apoyo (antes de cargar).
- K_0 : el coeficiente de empuje al reposo. En general $K_0 = 0,5$.
- K : un coeficiente de proporcionalidad que depende de la geometría del cimientto y del tipo de terreno. El valor de K puede tomarse igual a 3,2 en suelos granulares, e igual a 1,5 en suelos cohesivos.

El valor de " p_i " a utilizar en la expresión anterior debe ser la media de los valores medios correspondientes a las zonas activa y pasiva en el entorno de la punta.

Como resistencia unitaria por fuste se podrá tomar el siguiente valor:

$$\tau_f = \frac{1}{10} (p_i - K_0 p_0)$$

El valor de τ_f debe limitarse, en función del tipo de terreno, a los siguientes valores:

- a) suelos granulares τ_f (máximo) = 120 kPa
- b) suelos finos τ_f (máximo) = 100 kPa

2.3 Métodos basados en pruebas de carga

Para la utilización de este procedimiento se considera fundamental un conocimiento detallado de la estratigrafía del terreno.

Cuando, para el dimensionado de pilotes, se determine la resistencia por punta R_{pk} o por fuste R_{fk} del terreno mediante pruebas estáticas de carga in situ hasta rotura podrá adoptarse como valor característico R_k de cualquiera de esas resistencias el proporcionado por la siguiente expresión:

$$R_k = \text{Min} \left\{ \frac{R_{media}}{\xi_1}, \frac{R_{mínima}}{\xi_2} \right\}$$

Siendo

- ξ_1 : el coeficiente aplicable al valor medio de los resultados obtenidos en los ensayos;
- ξ_2 : el coeficiente aplicable al valor mínimo de los resultados obtenidos en los ensayos.

Los valores numéricos de los coeficientes ξ_1 y ξ_2 dependen del número de ensayos, n . La tabla A.3 contiene dichos valores

n	1	2	3	4	≥5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Cuando, para el dimensionado de pilotes, se determine la resistencia global del pilote mediante pruebas dinámicas de hinca, debidamente contrastadas con pruebas estáticas hasta rotura sobre pilotes del mismo tipo y características geométricas en terrenos con las mismas propiedades geotécnicas, podrá adoptarse como valor característico R_k el proporcionado por la siguiente expresión:

$$R_k = \text{Min} \left\{ \frac{R_{\text{media}}}{\xi_3}, \frac{R_{\text{mínima}}}{\xi_4} \right\}$$

Siendo

- ξ_3 : el coeficiente aplicable al valor medio de los resultados obtenidos en los ensayos;
- ξ_4 : el coeficiente aplicable al valor mínimo de los resultados obtenidos en los ensayos.

Los valores numéricos de los coeficientes ξ_3 y ξ_4 depende del número de ensayos, n . La tabla A.4. contiene dichos valores.

Tabla A.4. Valores de los coeficientes ξ_3 y ξ_4 para ensayos dinámicos de hinca de pilotes

N	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_3	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_4	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

En función de cómo se realice y controle la prueba de carga, los valores de los coeficientes ξ_3 y ξ_4 de la tabla A.4 deben multiplicarse por los siguientes factores:

- a) 0,85, cuando el ensayo dinámico de hinca se haga con control de deformación y aceleración;
- b) 1,10, cuando se utilice una fórmula de hinca basada en la medida de las compresiones casi-elásticas de la cabeza del pilote durante el proceso de la hinca;
- c) 1,20, cuando se utilice una fórmula de hinca sin medir el desplazamiento de la cabeza del pilote durante el proceso de la hinca.

Cuando se realicen pruebas de carga estáticas o dinámicas, para ayudar en la determinación de la resistencia de hundimiento, se podrán reducir los coeficientes de seguridad, de acuerdo con los criterios establecidos, para cada situación de dimensionado, en la tabla 2.1.

2.4 Cimentaciones de pilotes en roca

El valor de cálculo de la resistencia por punta en roca $q_{p,d}$ de los pilotes excavados se podrá calcular de acuerdo con lo indicado en el capítulo 4 para cimentaciones superficiales en roca, introduciendo un coeficiente d_f para tener en cuenta la longitud de empotramiento en roca:

$$q_{p,d} = K_{sp} q_u d_f$$

Siendo

K_{sp} : el coeficiente dado por la expresión siguiente

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{a}{s}}}$$

s: espaciamiento de las discontinuidades; $s > 300$ mm

B: anchura del cimiento en m; $0,05 < s/B < 2$

a: apertura de las discontinuidades; $a < 5$ mm. en junta limpia; $a < 25$ mm. en junta rellena con suelo o con fragmentos de roca alterada; siendo $0 < a/s < 0,02$.

q_u : la resistencia a compresión simple de la roca

$$d_f = 1 + 0,4 \frac{L_r}{d} \leq 3$$

Siendo

L_r : profundidad de empotramiento en roca de la misma o mejor calidad que la existente en la base del apoyo

d: diámetro real o equivalente (igual área) del pilote

La longitud del empotramiento debe medirse a partir de la profundidad en que se obtiene contacto con la roca en toda la sección del pilote. Esta profundidad dependerá de la inclinación local del techo rocoso.

Debe garantizarse la continuidad de la roca con características no inferiores a las consideradas en el cálculo del pilote, al menos, en una profundidad de tres diámetros por debajo del apoyo de la punta.

Dentro de esta zona de roca se debe considerar, para la evaluación de la resistencia de los pilotes perforados, un valor de cálculo de la resistencia unitaria por fuste $\tau_{f,d}$ (MPa) igual a:

$$\tau_{f,d} = 0,2 q_u^{0,5}$$

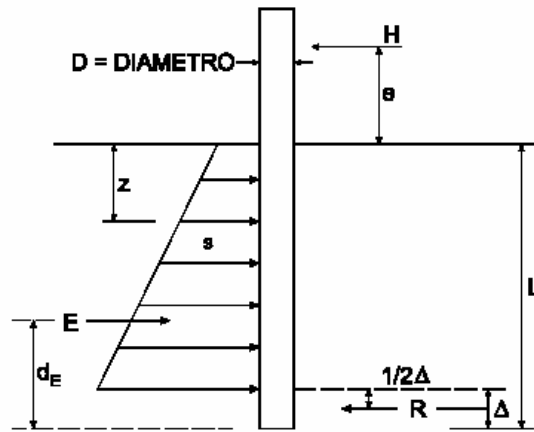
q_u vendrá especificado en MPa, debiéndose verificar siempre que la roca es estable en agua.

2.5 Estimación de la resistencia del terreno frente a acciones horizontales.

La carga de rotura horizontal del terreno " R_{hk} " para un pilote se puede estimar con el esquema de cálculo que se indica en la Figura A.5.

El punto donde se aplica la carga H es un punto de momento flector nulo que se debe decidir en función de cálculos estructurales.

Los casos particulares de $c = 0$ (terreno puramente granular) y de $\phi = 0$ (terreno puramente cohesivo) se recogen en las Figuras A.6. y A.7.



Datos del terreno

c, ϕ, γ

HIPOTESIS ADMISIBLE:

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

$$E = \int_0^{L-\Delta} s(z) \cdot dz$$

$$\Delta = \frac{R}{s(L)}$$

CONDICIONES DE EQUILIBRIO:

$$H = E - R$$

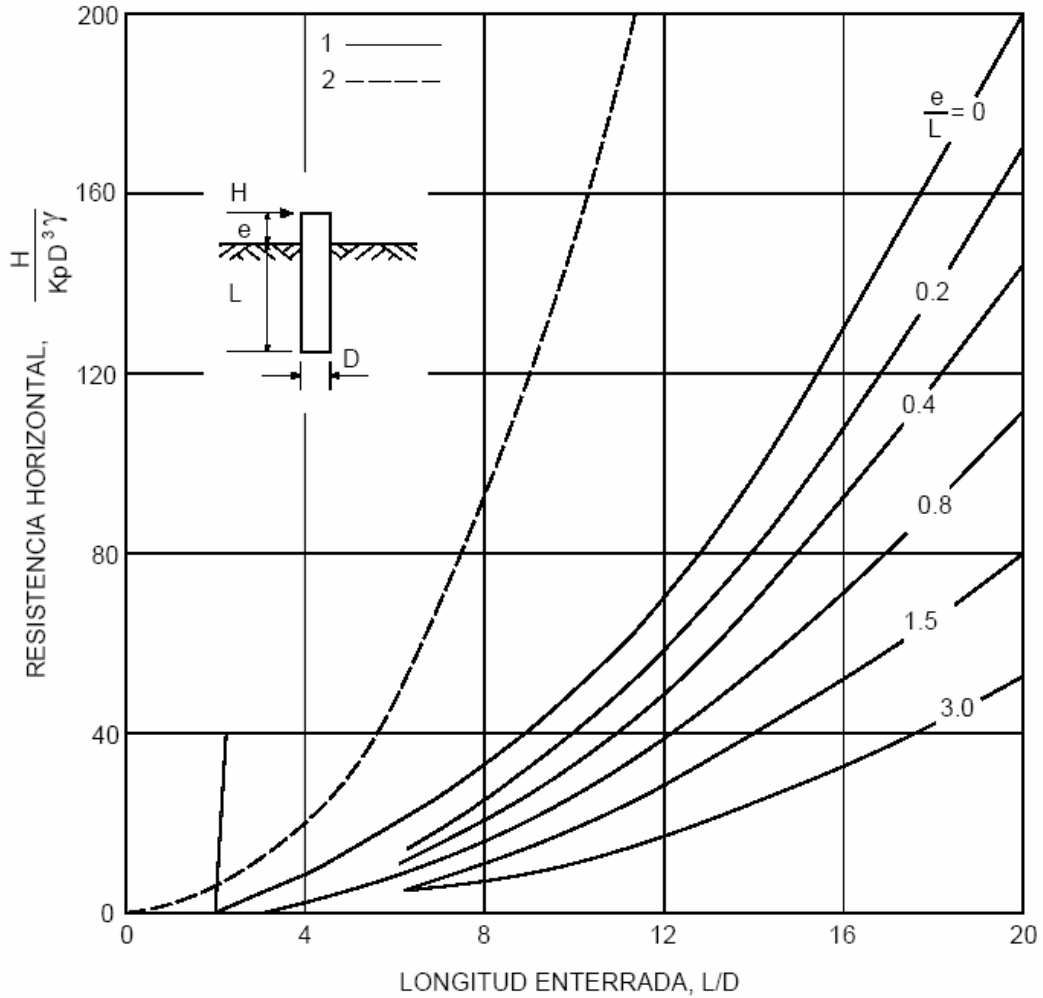
$$H \cdot (\theta + L - \frac{1}{2} \Delta) = E (d_E - \frac{1}{2} \Delta)$$

CASO PARTICULAR DE DESPLAZAMIENTO RIGIDO HORIZONTAL

$$\Delta = 0 \quad R = 0$$

$$H = \int_0^L s(z) \cdot dz$$

Figura A.5. Fallo del terreno causado por una fuerza horizontal sobre un pilote



- 1 ————— Carga que actúa al nivel indicado
 - 2 - - - - - Hipótesis de traslación rígida del pilote ("e" negativo)
- siendo
- γ Peso efectivo (sumergido en su caso) del terreno
 - K_p Coeficiente de empuje pasivo. Puede suponerse: $K_p=1,8$
 - ϕ el ángulo de rozamiento interno

Figura A.6. Carga de rotura horizontal del terreno (c = 0)

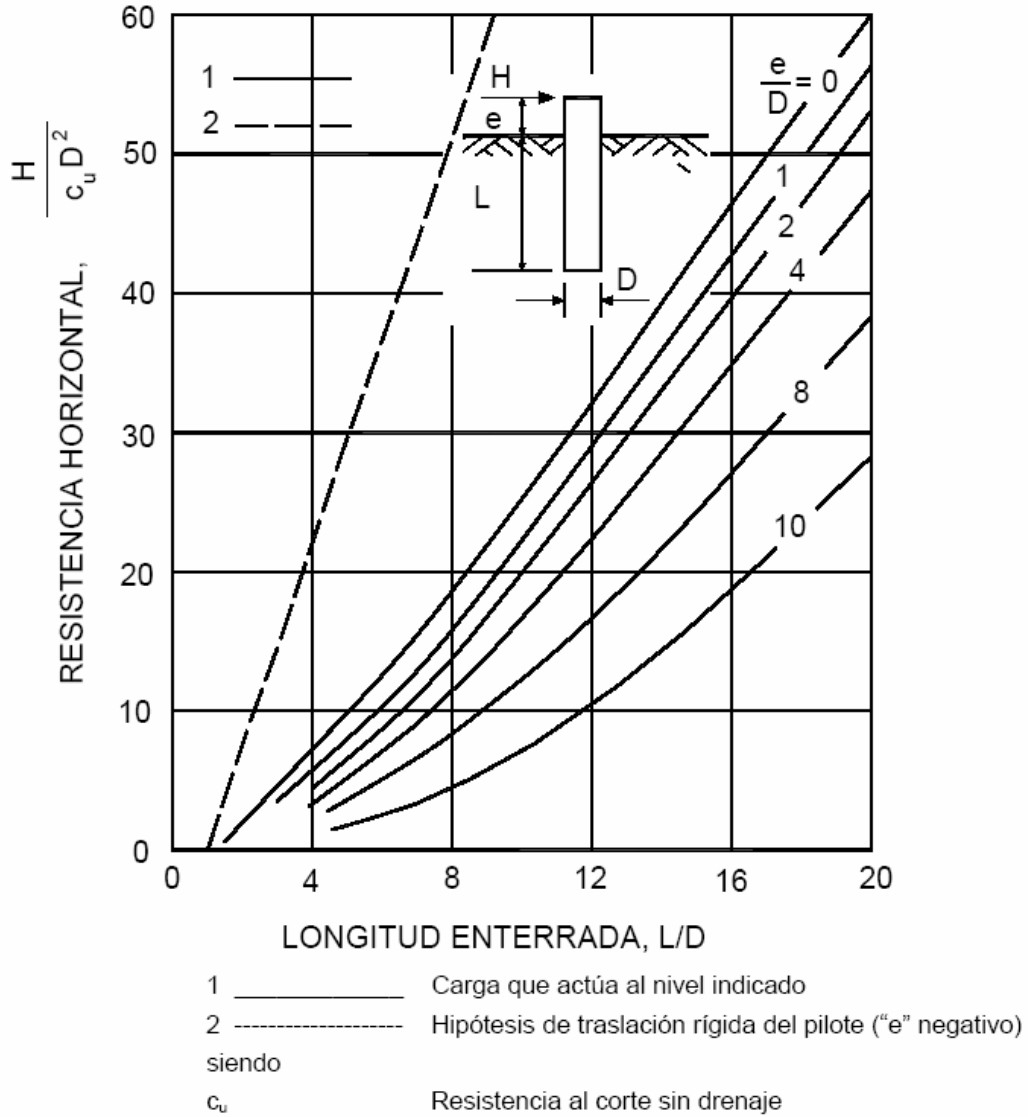


Figura A.7. Carga de rotura horizontal del terreno ($\phi = 0$)

2.6 Estimación de asentos en pilotes

2.6.1 Asientos del pilote aislado

Se puede adoptar la simplificación de que el asiento de un pilote vertical aislado sometido a una carga vertical, de servicio, en su cabeza igual a la máxima recomendable por razones de hundimiento, es aproximadamente, el uno por ciento (1%) de su diámetro, más el acortamiento elástico del pilote.

El asiento del pilote individual aislado, considerando el acortamiento elástico del pilote se podrá expresar mediante la siguiente fórmula aproximada:

$$s_i = \left(\frac{D}{40 R_{ck}} + \frac{l_1 + \alpha l_2}{AE} \right) P$$

Siendo

- s_i : el asiento del pilote individual aislado;
- D : el diámetro del pilote (para formas no circulares se obtendrá el diámetro equivalente);
- P : la carga sobre la cabeza;
- R_{ck} : la carga de hundimiento;
- l_1 : la longitud del pilote fuera del terreno;
- l_2 : la longitud del pilote dentro del terreno;
- A : el área de la sección transversal del pilote;
- E : el módulo de elasticidad del pilote;
- α : un parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno, $\alpha=1$ para pilotes que trabajen principalmente por punta y $\alpha=0,5$ para pilotes flotantes. Para situaciones intermedias se adoptará el siguiente valor de α :

$$\alpha = \frac{1}{R_{ck}} (0,5 R_{fk} + R_{pk})$$

Donde

- R_{pk} : es la carga de hundimiento por punta
- R_{fk} : es la carga de hundimiento por fuste

2.6.2 Consideración del efecto grupo

En los grupos de pilotes, y debido a la interferencia de las cargas, el asiento de cada pilote puede ser mayor. Para tenerlo en cuenta, se podrán adoptar las siguientes simplificaciones:

Para pilotes columna, trabajando por punta en roca, separados más de tres diámetros, el efecto grupo se considera despreciable.

Para otras situaciones se puede suponer que toda la carga del grupo está uniformemente repartida en un plano situado a la profundidad "z" bajo la superficie del terreno:

$$z = \alpha l_2$$

con los significados de " α " y " l_2 " indicados anteriormente y con unas dimensiones transversales $B_1 \times L_1$ dadas por:

$$B_1 = B_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) l_2$$

$$L_1 = L_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) l_2$$

siendo B_{grupo} y L_{grupo} las dimensiones del grupo, considerando planos exteriores tangentes a los pilotes externos del grupo.

El cálculo del asiento debido a esta carga vertical repartida en profundidad se estimará de acuerdo con los procedimientos generales de cálculo de asientos de cimentaciones superficiales.

2.7 Estimación de movimientos horizontales en pilotes

2.7.1 Pilote aislado

Para el cálculo de los movimientos horizontales del pilote se podrá utilizar la teoría de la "viga elástica" o del "coeficiente de balasto".

Aunque las soluciones "exactas" de este problema están bien resueltas mediante ábacos y curvas, se admitirá como suficientemente preciso utilizar la solución aproximada que se esquematiza en la Figura A.8.

En la solución aproximada de la Figura A.8 la parte del pilote que queda dentro del terreno queda sustituida, a efectos del cálculo de esfuerzos y movimientos al nivel del terreno, por una varilla rígida de longitud L , sujeta a su base mediante un resorte vertical, otro horizontal y otro de giro, tal como se indica en la figura.

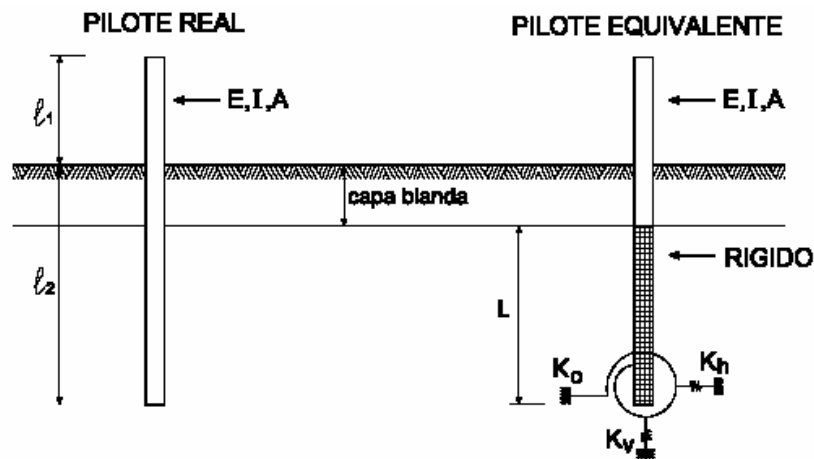


Figura A.8. Barra equivalente para el cálculo de movimientos

La línea de terreno, a efectos de cálculo de movimientos horizontales o de esfuerzos en el pilote, según la Figura A.8, debe fijarse con prudencia. Se despreciará la colaboración de zonas que sean especialmente blandas o deformables en comparación con el terreno inmediato inferior.

Los valores de los parámetros del pilote equivalente se pueden obtener de las siguientes expresiones:

$$L = \left(1,10 - 0,15 \ln \frac{l_2}{T} \right) T \geq 0,8 T$$

$$K_h = \left(0,68 + 0,20 \ln \frac{l_2}{T} \right) \frac{EI}{T^3} \leq \frac{EI}{T^3}$$

$$K_\theta = \left(0,3 + 0,20 \ln \frac{l_2}{T} \right) \frac{EI}{T} \leq 0,6 \frac{EI}{T}$$

$$K_v = \frac{1}{\left(\frac{D}{40R_{ck}} + \frac{l_1 + \alpha l_2}{AE} \right)}$$

Siendo

- L: la longitud del empotramiento equivalente
- l_1 : la longitud del pilote fuera del terreno
- l_2 : la longitud enterrada del pilote
- T: la longitud elástica del pilote
- A: el área de la sección transversal del pilote
- E: el módulo de elasticidad del material que forma el pilote
- I: el momento de inercia respecto a un eje de giro perpendicular al plano de estudio
- α : el parámetro definido en la expresión anteriormente citada:

$$\alpha = \frac{1}{R_{ck}} (0,5 R_{fk} + R_{pk})$$

Donde

- R_{pk} : es la carga de hundimiento por punta
- R_{fk} : es la carga de hundimiento por fuste

Para estimar la presión horizontal que se opone al movimiento del pilote a cierta profundidad (p_h) se podrá utilizar la teoría del coeficiente de balasto. Según esta teoría el valor de p_h viene dado por la expresión:

$$p_h = K_s \delta$$

siendo

- K_s : el módulo de balasto horizontal del pilote;
- δ : el desplazamiento horizontal del pilote.

El módulo de balasto K_s tiene dimensiones de fuerza dividida por longitud al cubo y se debe estimar por alguno de los procedimientos que se citan a continuación:

- a) mediante pruebas de carga horizontal, debidamente interpretadas;
- b) mediante información local, debidamente contrastada;
- c) en función del resultado de ensayos presiométricos o dilatométricos realizados en sondeos;
- d) mediante correlaciones empíricas.

Cuando se utilicen los resultados de ensayos presiométricos, se determinará el módulo de balasto horizontal mediante la expresión:

$$K_s = \alpha \frac{E_p}{D}$$

Siendo

- E_p : el módulo presiométrico
- D: el diámetro del pilote $\geq 0,3$ m.
- α : un factor adimensional que depende del tipo de terreno y oscila entre 1,5 para arcillas y 3 para suelos granulares.

Cuando se utilicen correlaciones empíricas para determinar el coeficiente de balasto se distinguirá entre:

- a) arenas;
- b) arcillas.

En arenas se podrá admitir que el módulo de balasto depende no sólo de la profundidad z , sino también del diámetro del pilote, D según indica la expresión:

$$K_s = n_h \frac{z}{D}$$

Siendo

n_h : el valor de la tabla A.5.

Tabla A.5.- Valores de " n_h " en MPa/m³

Compacidad de la arena	Situación respecto al nivel freático	
	Por encima	Por debajo
Floja	2	1,2
Media	5	3
Compacta	10	6
Densa	20	12

Podrá adoptarse como longitud elástica del pilote, T , el valor adimensional definido por la expresión:

$$T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5}$$

Siendo

E, I : los definidos anteriormente;

n_h : el valor definido en la tabla A.5

En arcillas se podrá suponer que el módulo de balasto es proporcional a su resistencia al corte sin drenaje, c_u , e inversamente proporcional al diámetro del pilote, D , según indica la expresión siguiente:

$$K_s = 67 \frac{c_u}{D}$$

En estos casos podrá adoptarse como "longitud elástica" del pilote T , el valor adimensional definido por la expresión:

$$T = \left(\frac{EI}{DK_s} \right)^{1/4}$$

Siendo

E, I, D, K_s los definidos anteriormente;

2.7.2 Efecto grupo

Para estimar el movimiento horizontal del grupo, en aquellos casos en los que no resulte crítico, se podrá considerar cada pilote del grupo sustituido, en su parte enterrada, por una varilla rígida virtual soportada por los resortes indicados en la Figura A.8, pero afectando a la longitud elástica estimada en la hipótesis de "pilote aislado" por un coeficiente de mayoración, m, tal y como se indica en la expresión:

$$T \text{ (pilote dentro del grupo)} = m \cdot T \text{ (pilote aislado)}$$

Para espaciamientos entre pilotes superiores a 2,5 D y para pilotes cuya longitud dentro del terreno sea superior a 2,5 T, y a falta de datos concretos más fiables, se pueden utilizar los siguientes valores de m. (véase Figura A.9):

$$m = 1 + 0,5 \left(\frac{D}{S_1} \right)^2 \leq 1,10 \quad \text{Primera fila}$$

$$m = \left(1 + 0,5 \left(\frac{D}{S_1} \right)^2 \right) \cdot \left(1 + \left(\frac{D}{S_2} \right)^2 \right) \leq 1,30 \quad \text{Filas siguientes}$$

siendo

D el diámetro del pilote

S la separación entre ejes

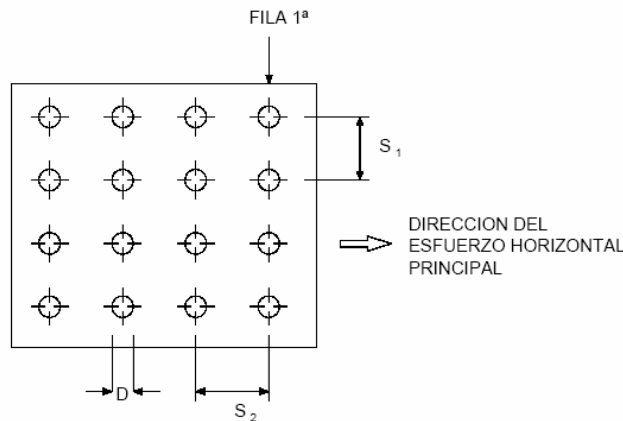


Figura A.9. Consideración del efecto grupo en la rigidez transversal para el cálculo de movimientos horizontales

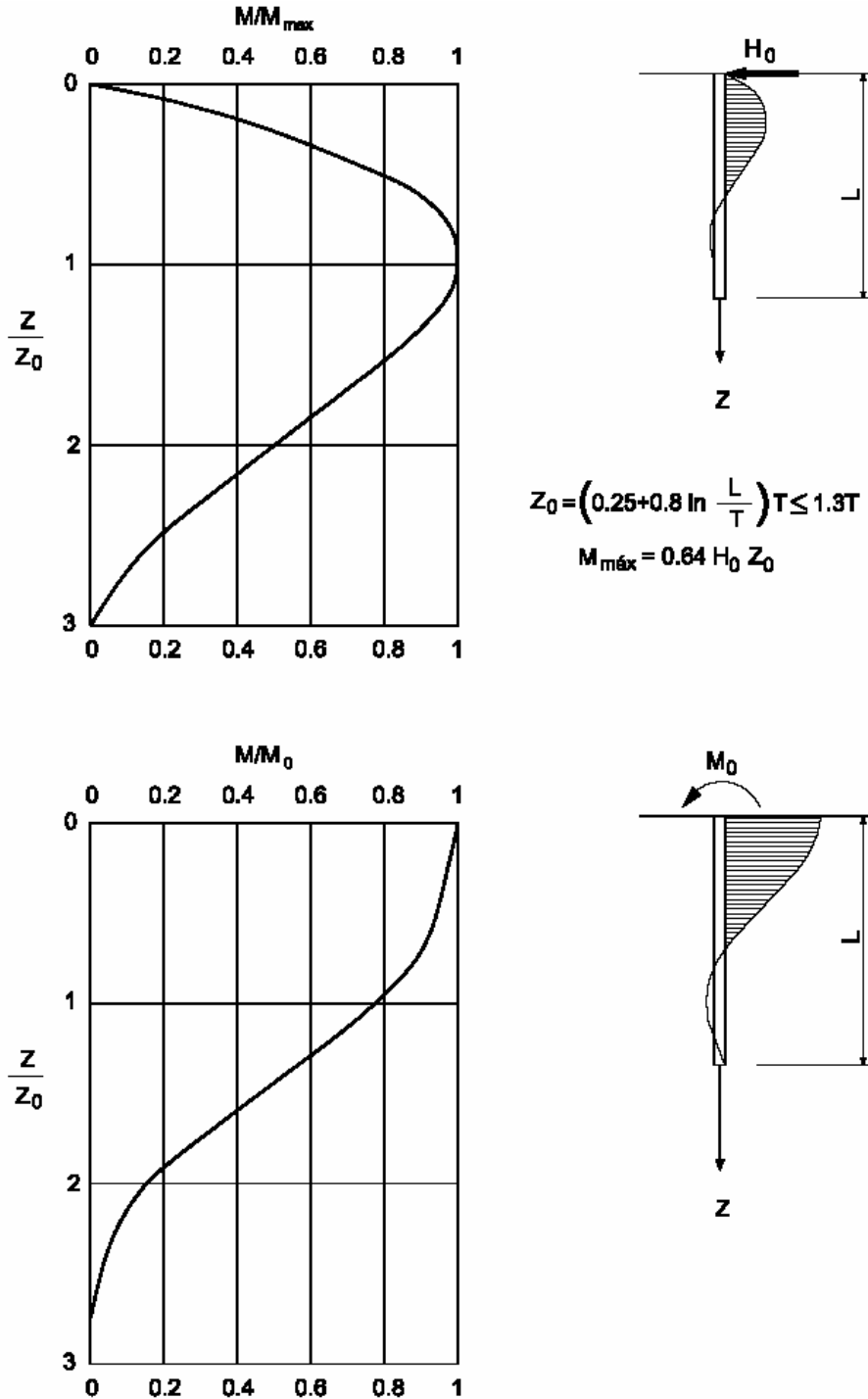
2.8 Cálculo de esfuerzos en pilotes

Para obtener los esfuerzos en la parte enterrada de los pilotes, cuando se utilice el mismo modelo que el indicado en el apartado 2.7.1, se aceptará la solución simplificada que se recoge en la Figura A.10.

Para poder usar el modelo estructural de la Figura A.10 se determinarán previamente los valores de cálculo de los efectos de las acciones de la estructura sobre el pilote, utilizando los coeficientes de seguridad parciales, γ_E, que se indican en la tabla 2.1. En dicha figura a estos esfuerzos se les denomina H₀ y M₀ (cortante y momento flector, respectivamente).

El valor de la profundidad z_0 , en la Figura A.10 es función exclusiva de la longitud enterrada del pilote, que se denomina "L" en dicha figura, y de la longitud elástica "T", que se define en el apartado 2.7.1 en función del producto de inercia de la sección transversal del pilote (EI) y de la deformabilidad del terreno.

El momento flector en la parte enterrada de la Figura A.10 se puede evaluar componiendo las partes debidas al esfuerzo de corte, H_0 , parte superior de la figura, y el debido al momento flector M_0 , parte inferior de la figura.



T= Longitud elástica. Ver apartado 2.7.1

Figura A.10. Atenuación de esfuerzos en la parte enterrada de los pilotes

3. Elementos de contención

3.1 Métodos de equilibrio límite para estudio de la estabilidad de la pantalla

La comprobación de la estabilidad propia de la pantalla puede hacerse por el método del equilibrio límite, suponiendo que es una estructura rígida y que se produce la rotura del terreno en la base de la pantalla, a ambos lados de la misma.

Los empujes del terreno y del agua sobre la pantalla se determinan según los criterios definidos en el capítulo 2, tomando en consideración la posible presencia de edificaciones o servicios próximos a coronación.

Los empujes del terreno no deben ser inferiores, en ningún caso, a $0,25 \cdot \sigma'_v$, siendo σ'_v la presión efectiva vertical en cada capa del terreno.

Los cálculos se podrán efectuar, en las fases intermedias de la excavación o de la construcción del edificio, considerando los valores representativos de las acciones y los valores característicos de los parámetros del terreno. En el intradós se considerará únicamente una fracción del empuje pasivo (ya que los corrimientos que serían necesarios para su movilización completa son demasiado grandes). En la elección de dicha fracción del empuje pasivo va implícito el coeficiente de seguridad de la estabilidad de la pantalla. Se tomarán los empujes activos sin afectar por ningún coeficiente de seguridad y los pasivos disminuidos, con relación a los de cálculo, por el coeficiente, γ_E , definido en la tabla 2.1.

Se plantean las siguientes alternativas para el estudio de la pantalla:

- a) pantalla en voladizo;
- b) pantalla con un punto de sujeción;
- c) pantalla con más de un punto de sujeción;

3.1.1 Pantalla en voladizo

En la Figura A.11a se representa la deformada de la pantalla y las leyes de empujes unitarios a ambos lados de la misma, supuesto un terreno homogéneo sin cohesión y sin agua así como sin construcciones ni servicios en su entorno.

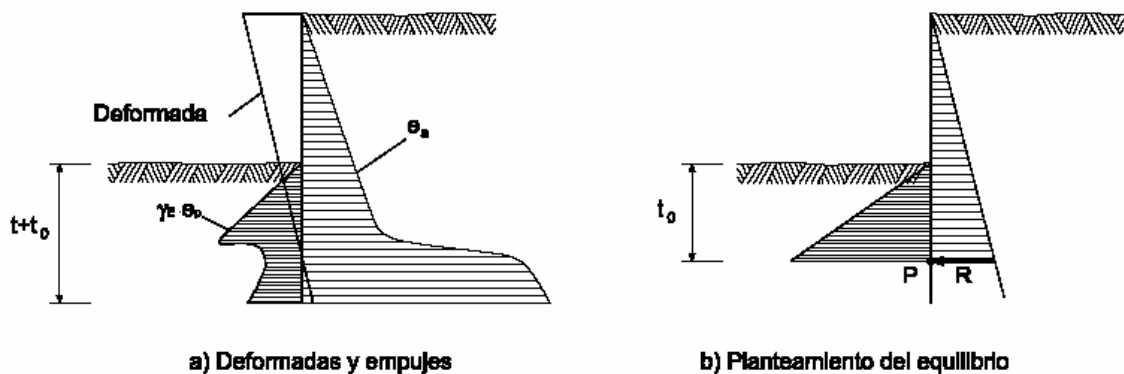


Figura A.11. Pantalla en voladizo

En la Figura A.11b se representan las leyes de empujes simplificadas por encima del punto P de momento nulo, y la resultante R de los empujes por debajo de dicho punto que se supone actuando en P.

El planteamiento del equilibrio de fuerzas y momentos con el diagrama de la Figura A.11b, permite determinar las dos incógnitas R y t_0 . En general, será suficiente establecer la nulidad de los momentos en P, con lo que se obtendrá t_0 .

Para determinar el empotramiento total de la pantalla, $t_0 + t$, para que sea estable, se podrá aplicar la regla empírica:

$$t = 0,2 t_0$$

Este exceso de profundidad por debajo del punto de momento nulo es suficiente para que pueda desarrollarse la fuerza R necesaria para mantener el equilibrio.

La magnitud de los empujes del terreno y del agua puede determinarse por medio de los criterios definidos en el capítulo 2, no debiendo ser inferior el empuje unitario obtenido, a $0,25 \cdot \sigma'_v$.

Si la pantalla es de tablestacas metálicas, el ángulo de rozamiento del terreno con la pantalla se considerará nulo. En cualquier otro caso no debe tomarse mayor de los dos tercios del ángulo de rozamiento interno del terreno.

El rozamiento de la pantalla con el terreno en el intradós (lado de los empujes pasivos) se considerará nulo.

En el cálculo de los empujes se tendrán en cuenta las sobrecargas de cualquier tipo que puedan existir sobre el terreno en el trasdós de la pantalla.

El coeficiente γ_E de minoración del empuje pasivo se define en la tabla 2.1.

Si la excavación se hace por debajo del nivel freático se considerará, a cada lado de la pantalla, la correspondiente ley de presiones intersticiales y de empujes del terreno, en términos de tensiones efectivas.

3.1.2 Pantalla con un punto de sujeción próximo a coronación

Se plantean dos posibles métodos de análisis:

- a) método de "base libre";
- b) método de "base empotrada".

La rotura por rotación o traslación de la pantalla con un punto de sujeción puede efectuarse en la hipótesis de que todos los corrimientos de la pantalla, en la parte empotrada, tienen el mismo sentido (hacia el lado de la excavación). Este procedimiento se conoce con el nombre de "base libre".

En la Figura A.12a se representa la deformada de la pantalla y las leyes de empujes unitarios, activos en el trasdós y pasivos en el intradós por debajo del fondo de excavación; en la Figura A.12b se representan las leyes de empujes simplificadas.

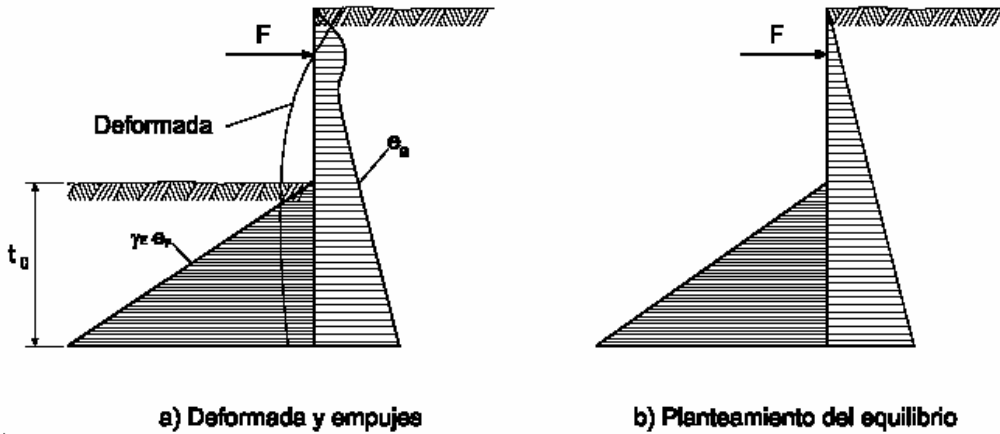


Figura A.12. Pantalla con un punto de sujeción y base libre

La magnitud de los empujes puede determinarse por medio de los criterios definidos para pantallas en voladizo en el capítulo 2, no debiendo ser inferior, el empuje unitario obtenido, a $0,25 \cdot \sigma'_v$.

El coeficiente γ_E de minoración del empuje pasivo se define en la tabla 2.1.

El planteamiento del equilibrio de fuerzas y momentos permite determinar las dos únicas incógnitas, la fuerza de sujeción F y la profundidad de empotramiento t_0 , estrictamente necesaria para la estabilidad. Como profundidad real de empotramiento debe tomarse: $t_0 + 0,2 t_0$.

Otra posible alternativa de cálculo consiste en el método de la "base empotrada". Este método toma en consideración el hecho de que, cuando la profundidad de empotramiento aumenta, aparece un cierto empotramiento en la base. Utiliza la hipótesis de Blum (el punto de momento nulo coincide aproximadamente con el punto de empuje nulo). En la Figura A.13a se representan la deformada y las leyes de empujes, en el caso de suelo homogéneo, sin cohesión y sin agua. En la Figura A.13b se representan las leyes de empujes unitarios simplificadas, y en la Figura A.13c, las que se consideran para el planteamiento del equilibrio, junto con las fuerzas F , de sujeción y R , resultante de empujes por debajo del punto P , que se requieren para establecerlo. Se ha representado la ley de empujes resultante y puede apreciarse que tiene valor nulo en un cierto punto O (en el cual, el empuje activo en el trasdós iguala al pasivo afectado por el coeficiente de seguridad en el intradós), por debajo del nivel de excavación.

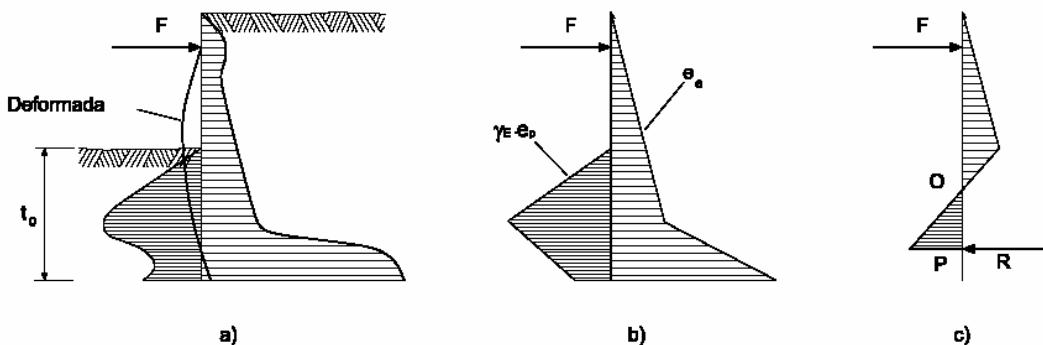


Figura A.13. Pantalla con un solo punto de sujeción y base empotrada

En este caso el número de incógnitas es de tres (t_0 , F y R), mientras que el de ecuaciones estáticas es de dos (equilibrio de resultante y de momentos). Para resolver el problema se hace uso de una hipótesis auxiliar, muy aproximada a la realidad, consistente en suponer que el momento de la fuerza de sujeción en el punto O es igual y contrario al de los empujes unitarios por encima de dicho punto, con relación al mismo. O lo que es lo mismo, que el momento flector de la pantalla en el punto O es nulo. Esta hipótesis proporciona la tercera ecuación necesaria.

Para determinar el empotramiento total de la pantalla, $t_0 + t$, para que sea estable, se aplica la regla empírica: $t = 0,2 t_0$.

Este exceso de profundidad por debajo del punto de corrimiento nulo es suficiente para que pueda desarrollarse la fuerza R necesaria para mantener el equilibrio.

3.1.3 Pantalla con más de un punto de sujeción

El problema de la estabilidad es estáticamente indeterminado, aún en el caso de que la pantalla se proyecte sin soporte fijo en la zona de empotramiento. Los empujes sobre la pantalla se definirán según los criterios definidos en el capítulo 2.

En cuanto a las fuerzas de sujeción, será necesario hacer hipótesis suplementarias razonables, sobre qué parte de los empujes activos absorbe cada anclaje o elemento de sujeción, siendo conveniente efectuar los cálculos por procedimientos que tomen en consideración la interacción terreno-pantalla (basados en el modelo de Winkler o mediante métodos de elementos finitos o diferencias finitas).

La deformada real, en cada caso, dependerá de la magnitud de los empujes (o de la naturaleza del terreno), de la flexibilidad de la pantalla, del tipo de sujeción y del momento en que empiece a actuar con relación a la excavación.

3.1.4 Métodos basados en el modelo de Winkler para el estudio de la estabilidad de la pantalla

La pantalla se modeliza como una viga elástica sobre muelles.

En la Figura A.14a se esquematiza una pantalla con el terreno modelado mediante una serie de muelles y en la Figura F.14b la ley empuje del terreno—deformación (tensión, desplazamiento) que debe definirse para cada uno de ellos.

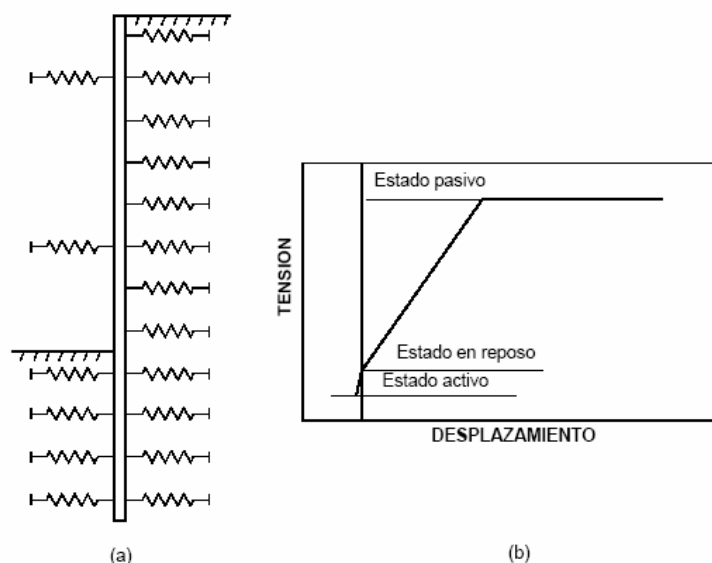


Figura A.14. Pantalla modelada como viga elástica sobre muelles

El estudio geotécnico debe proporcionar la información necesaria para definir la ley tensión-desplazamiento de cada uno de los muelles, mediante:

- a) coeficientes de balasto;
- b) coeficientes de empuje activo y pasivo;
- c) empuje al reposo (incluyendo los empujes debidos al terreno y al agua).

El coeficiente de balasto k_h se define como el cociente entre la presión horizontal (q) aplicada sobre un determinado punto del terreno en el paramento de la pantalla y el desplazamiento horizontal (δ) experimentado por dicho punto:

$$k_h = \frac{q}{\delta}$$

El coeficiente de balasto, así definido, tiene unidades de densidad.

El coeficiente de balasto no es un parámetro intrínseco del material y en su definición debe tomarse en consideración la geometría y características de la pantalla y el nivel de excavación.

La estimación del coeficiente de balasto podrá realizarse:

- a) a partir de correlaciones suficientemente contrastadas con parámetros geotécnicos del terreno;
- b) a partir de la determinación de parámetros de deformabilidad representativos del terreno en la zona de influencia de la pantalla, ya sea mediante ensayos in situ o de laboratorio, y el posterior cálculo geotécnico para estimar movimientos en función del nivel de tensiones en la pantalla.

Podrán considerarse valores del coeficiente de balasto diferentes en las ramas de carga y descarga.

Los elementos de apoyo se modelarán mediante muelles caracterizados con sus leyes tensión-desplazamiento.

Los cálculos se efectuarán considerando los valores representativos de las acciones y los valores característicos de los parámetros del terreno.

Este método de análisis permite estudiar pantallas con varios niveles de apuntalamiento o anclaje y considerar en el cálculo el proceso de ejecución. Asimismo, permite estimar el movimiento horizontal de la pantalla.

Deberá comprobarse que el cociente entre el empuje pasivo total y el movilizado, γ_E , es superior a 0,6 (pasivo movilizado inferior al 60%) en situaciones permanentes o transitorias y a 0,8 (pasivo movilizado inferior al 80%) en situaciones extraordinarias (tabla 2.1).

3.1.5 Métodos basados en modelos de elementos finitos o diferencias finitas para el estudio de la estabilidad de la pantalla

El cálculo de la pantalla podrá efectuarse empleando modelos de elementos finitos o diferencias finitas, considerando el comportamiento del terreno según un modelo elastoplástico.

La caracterización de los materiales en los cálculos tensodeformacionales debe ajustarse a partir de experiencias comparables, con el mismo modelo de cálculo. La deformabilidad adoptada para los materiales debe evaluarse tomando en consideración su nivel de deformación.

El cálculo debe efectuarse con programas suficientemente contrastados en este tipo de estudios, y en su caso, deben efectuarse análisis de contraste con procedimientos clásicos.

La pantalla se modelará como una viga elástica con unos elementos de interface que deben caracterizar el contacto terreno-pantalla.

Las herramientas de cálculo deben eliminar las tracciones tanto en el terreno como en los elementos de interface.

El estudio geotécnico debe proporcionar los parámetros necesarios para definir el comportamiento tensodeformacional de los distintos niveles de terreno afectados por la obra.

Los cálculos se efectuarán considerando los valores representativos de las acciones y los valores característicos de los parámetros del terreno.

Este método de análisis permite estudiar pantallas con varios niveles de apuntalamiento o anclaje y considerar, en el cálculo, el proceso de ejecución. Asimismo permite estimar el movimiento de la pantalla y de los elementos de cimentación o servicios próximos.

La estabilidad de la pantalla debe comprobarse por uno de los dos procedimientos siguientes:

- a) efectuando los cálculos minorando los parámetros resistentes del terreno. Se considerarán coeficientes de seguridad, γ_M , de 1,5 en situación permanente o transitoria y 1,2 en situación extraordinaria (tabla 2.1);
- b) calculando directamente el coeficiente de seguridad, γ_M , que debe ser superior a 1,5 en situación permanente o transitoria y a 1,2 en situación extraordinaria.