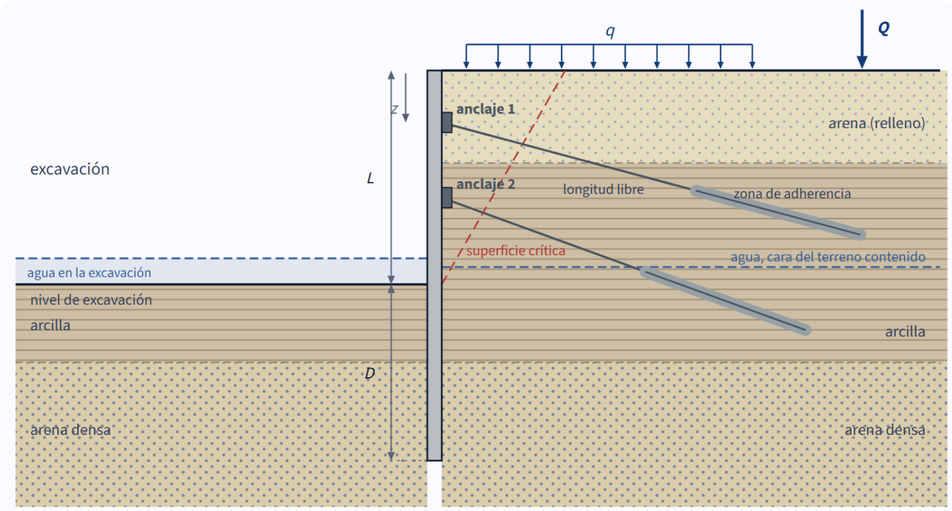
Presentación de clase de geotecnia · Pantallas de tablestacas y excavaciones entibadas

Pantalla de tablestacas anclada (suelo estratificado)

Clase: pantalla de tablestacas en voladizo y anclada en suelo estratificado de arena y arcilla; tensiones en las dos caras, corto y largo plazo, profundidad de empotramiento, fuerzas en los anclajes, momento, sección, sismo; ejemplo resuelto en cada tema.



Suelo estratificado · A corto y largo plazo · Apoyo libre en el terreno · articulación · Anclaje · EN 1993 · AISC 360 · Sismo · levantamiento del fondo

Introducción

¿Qué aprenderemos en esta clase?

Las tensiones y las presiones en las dos caras del muro, en un perfil de hasta seis estratos de **arena (drenada: c′, φ′) y arcilla (a corto plazo c_u, a largo plazo c′, φ′)**

En arcilla sin drenaje, $\sigma_v \mp 2c_u$, la **grieta de tracción** (llena de agua) y la regla del «mayor de cada resultado» en los escenarios **a corto y a largo plazo**

El **diagrama de presiones netas** y el margen de seguridad (f aplicado a la profundidad, FS_p al empuje pasivo, profundidad dada)

La estática de la pantalla **en voladizo**, **anclada en una fila (método de apoyo libre en el terreno)** y **anclada en varias filas (método de las articulaciones)**; momento, fuerza en el anclaje y adherencia de la inyección

Comprobar la tablestaca según **EN 1993-1-1 / AISC 360-22**; las comprobaciones de **sismo**, **levantamiento del fondo** y **desplazamiento**

DESARROLLO DE LA CLASE

Cada tema se desarrolla en **tres pasos**:

1 · **Teoría**: ¿cuál es la regla y por qué es así?

2 · **Enunciado**: datos y se pide

3 · **Solución**: paso a paso, con números

Muro del ejemplo: 7.5 m de altura de excavación; arriba 3 m de arena, 6 m de arcilla y debajo arena densa; agua a 8.5 m de profundidad en ambas caras; sobrecarga q = 10 kPa; dos filas de anclajes (1.5 m y 4.5 m, s = 2.5 m, 15° y 20°). Las fuerzas se expresan por metro de muro.

¿Cómo se sujeta el muro?

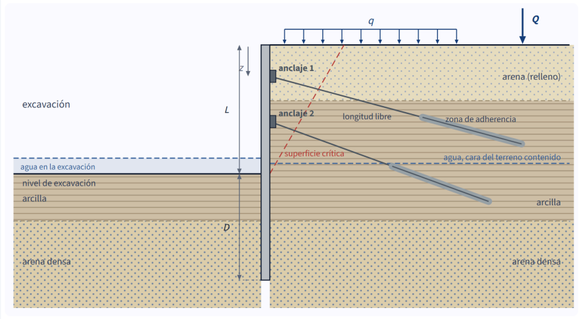
TEORÍA

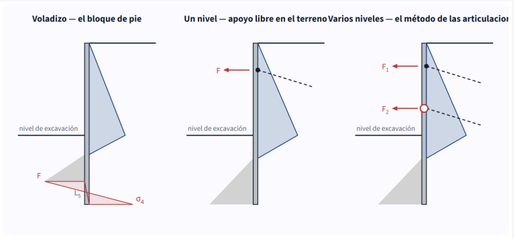
La pantalla de tablestacas se mantiene en pie por su empotramiento bajo el fondo de la excavación y, cuando la altura retenida es excesiva para ello, mediante **anclajes al terreno**. El terreno real rara vez es un único estrato: la arena empuja y resiste por fricción y la arcilla por su resistencia; la resistencia de la arcilla no es la misma inmediatamente después de la excavación que años más tarde. El módulo toma el perfil tal como es: **hasta seis estratos**, que continúan bajo el fondo de la excavación en ambas caras.

Voladizo: sostenido únicamente por el terreno; gira en torno a un punto próximo a la punta (activo por encima del nivel de excavación; por debajo, los lados se invierten). La altura sostenida es económica hasta unos 5–6 m.

Una fila de anclajes: el muro es una viga sobre dos apoyos (el anclaje y el empuje pasivo del empotramiento); la punta se considera libre: **método de apoyo libre en el terreno**, y el empotramiento se obtiene de una única ecuación de momentos respecto al anclaje.

Varias filas de anclajes: el muro es hiperestático; el **método de las articulaciones** coloca una articulación en cada anclaje excepto en el superior, los tramos pasan a ser vigas simplemente apoyadas y la parte situada bajo el anclaje inferior se diseña con apoyo libre en el terreno.





z se mide hacia abajo desde la coronación del muro; L es la profundidad del fondo de excavación y D el empotramiento. La presión neta es positiva hacia la excavación; el anclaje tira del muro hacia atrás con F (por metro). El método es de **equilibrio límite**: el terreno se considera en sus estados límite activo y pasivo.

σ_v, u, σ'_v; Rankine c′–φ′

TEORÍA

En cada cara se mantienen tres campos de tensiones: la tensión vertical total σ_v, la presión intersticial u y la tensión efectiva $\sigma'_v = \sigma_v - u$. La arcilla sin drenaje se define con el primero; el estrato drenado, con el segundo y el tercero. La columna retenida soporta todo su terreno suprayacente también por debajo del fondo de la excavación; la columna excavada vuelve a empezar en el fondo de la excavación: esta es la diferencia que debe equilibrar el empotramiento.

$$\sigma_{v,b}(z) = q + \sum \gamma_i \Delta z_i \quad u_b = \gamma_w \max(0, z - D_w) \quad \sigma'_{v,b} = \sigma_{v,b} - u_b$$

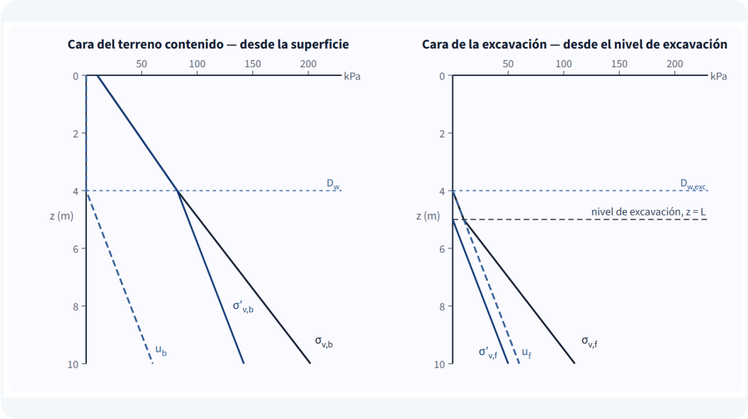
Estrato drenado (arena o arcilla a largo plazo): Rankine, muro vertical, superficie horizontal, sin rozamiento muro-terreno:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \tfrac{\varphi'}{2}\right) \quad K_p = \tan^2\left(45^\circ + \tfrac{\varphi'}{2}\right) \quad p_a = \max\left(0,\ K_a\sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a}\right) + u \quad p_p = \eta_p\left(K_p\sigma'_v + 2c'\sqrt{K_p}\right) + u$$

Cada estrato tiene sus propios valores de K_a, K_p: σ'_v es continua, pero **la presión salta en el límite del estrato**; los saltos son una característica real del diagrama y no se suavizan.

Si c′ > 0, la expresión activa se hace negativa en la parte superior del estrato: el suelo no puede traccionar el muro, por lo que la parte del suelo se **trunca** en cero (la parte del agua no se trunca).

La sobrecarga uniforme q se suma a $\sigma_{v,b}$ a cualquier profundidad; el recorte por tracción la tiene en cuenta.



Enunciado

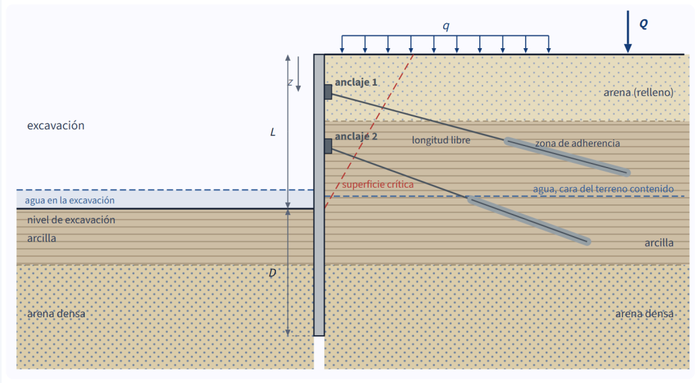
EJEMPLO

Datos

Perfil	**arriba 3.0 m de arena ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m de arcilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), debajo arena densa ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; agua a 8.5 m en ambas caras; $q = 10$ kPa**
Enunciado	**en el lado contenido a $z = 3.0$ m (límite arena–arcilla) y fondo de la excavación a $z = L = 7.5$ m**

SE PIDE

σ'_v; $\mathbf{p_a}$ para arena y arcilla (drenada, a largo plazo); salto en el límite arena–arcilla.



Solución

SOLUCIÓN

1 En el límite arena–arcilla (z = 3.0 m; agua a 8.5 m, u = 0)

$$\sigma'_v(3.0) = q + \gamma z = 10 + 18(3.0) = 64.0\ \text{kPa}$$

$$\text{arena: } p_a = K_a \sigma'_v = 0.3333(64.0) = \mathbf{21.33}\ \text{kPa}$$

$$\text{arcilla } (\varphi' = 24^\circ): p_a = K_a \sigma'_v - 2c'\sqrt{K_a} = 0.4217(64.0) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{20.50}\ \text{kPa}$$

2 En el fondo de la excavación (z = L = 7.5 m): la columna retenida penetró otros 4.5 m en la arcilla

$$\sigma'_v(L) = 64.0 + 19(4.5) = 149.5\ \text{kPa}$$

$$p_a = 0.4217(149.5) - 2(5)\sqrt{0.4217} = \mathbf{56.55}\ \text{kPa}$$

σ′$_v$ es continua (64 kPa), pero la presión salta en el límite de **21.33 → 20.50 kPa** (arena K_a = 1/3, arcilla K_a = 0.4217 y contribución de c′ de −6.49 kPa). En la base de la excavación el empuje activo es de 56.55 kPa.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

$\sigma_v \mp 2c_u$; «el mayor de cada resultado»

TEORÍA

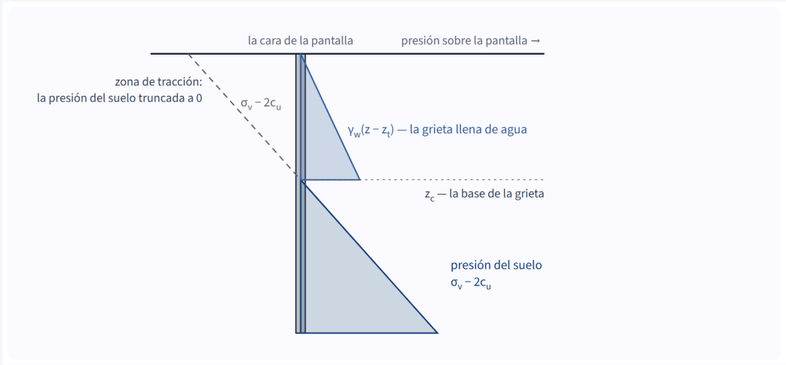
La arcilla saturada cargada con rapidez (la excavación se realiza delante de ella) no puede drenar: su resistencia es c_u, con $\varphi = 0$, y se define en **tensiones totales** (el agua está incluida en σ_v):

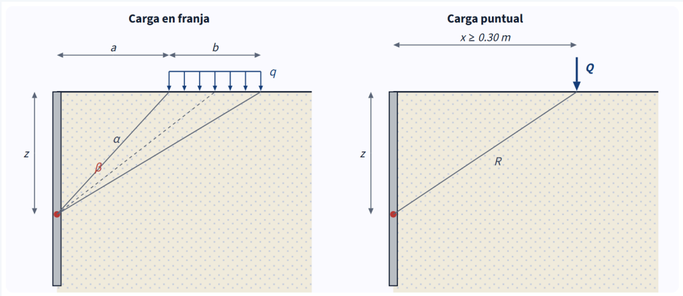
$$p_a = \max(\sigma_v - 2c_u,\ u) \qquad p_p = \eta_p(\sigma_v + 2c_u) \qquad p_{crack} = \gamma_w(z - z_t)\ \ (z_t \le z \le z_c)$$

En la parte superior de la arcilla retenida, $\sigma_v - 2c_u$ es negativa: la arcilla se agrieta; z_t es el límite superior de la zona de tracción y **z_c** su extremo inferior, donde $\sigma_v = 2c_u$. Una grieta abierta en la superficie se llena de agua de lluvia o subterránea y empuja con su propia presión hidrostática: **por defecto se supone llena de agua** (del lado de la seguridad); puede declararse seca (con una advertencia) y el resultado del otro caso se indica siempre.

A **corto plazo** la arcilla es sin drenaje; a **largo plazo** cada estrato es drenado. No se sabe de antemano cuál es el más desfavorable; el módulo **ejecuta ambos** y toma el empotramiento, cada fuerza de anclaje y el momento como **el mayor de los dos escenarios** (no tienen por qué proceder del mismo escenario). Un escenario en el que el anclaje no soporta tracción no rige para la pantalla; se anota.

Sobrecarga: la q uniforme se suma a $\sigma_{v,b}$; la carga en franja (a, b, q) y la carga puntual (Q, x) son la solución elástica para un muro rígido y **no se multiplican** por K_a; en sismo entran con Ψ_2.





Enunciado

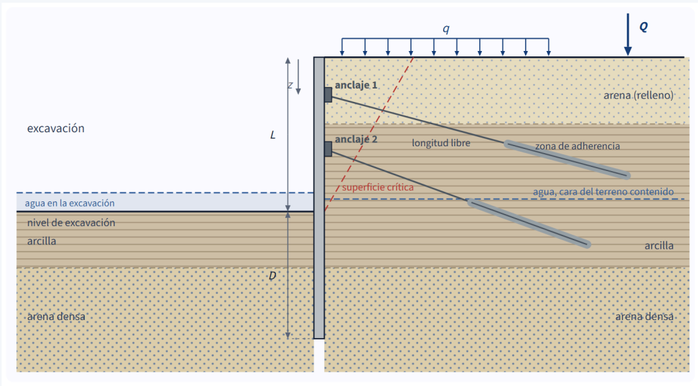
EJEMPLO

Datos

Perfil	**arriba 3.0 m de arena ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m de arcilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), debajo arena densa ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; agua a 8.5 m en ambas caras; $q = 10$ kPa**
Enunciado	**a corto plazo $\sigma_v - 2c_u$ sobre la arcilla y z_c en el extremo inferior de la grieta; resultados de los dos escenarios**

SE PIDE

$\sigma_v - 2c_u$ (sobre la arcilla), **z_c** y la presión del agua en la grieta; valores de D, F y M a corto y a largo plazo, y cuál es el determinante.



Solución

SOLUCIÓN

1 A corto plazo: sobre la arcilla (z = 3.0 m, σ_v = 64.0 kPa, c_u = 45 kPa)

$$\sigma_v - 2c_u = 64.0 - 2(45) = -\mathbf{26.0}\ \text{kPa} < 0 \Rightarrow \text{se corta; la grieta se abre}$$

$$\sigma_v(z_c) = 2c_u: \quad 64.0 + 19(z_c - 3) = 90 \Rightarrow z_c = \mathbf{4.37}\ \text{m}$$

$$p_{crack}(z_c) = \gamma_w(z_c - z_t) = 9.81(1.37) = 13.4\ \text{kPa}$$

2 Se ejecutan ambos escenarios (motor del módulo); el muro se dimensiona para el mayor de los dos

Escenario	$D_{teór}$ (m)	D_{nec} (f = 1.3)	F_1, F_2 (kN/m)	M_{max} (kN·m/m)	z_M (m)
Corto plazo (arcilla sin drenaje)	1.549	2.014	34.30 ; 56.94	59.49	6.55
Largo plazo (todo drenado)	2.403	3.124	41.69 ; 132.32	121.43	6.82

La grieta llena de agua produce presión hidrostática a lo largo de **1.37 m** sobre la arcilla (3.0 → 4.37 m). El largo plazo es **determinante en todos los resultados** (D, F_1, F_2, M): el muro se dimensiona con el escenario a largo plazo; el momento a corto plazo es inferior a la mitad.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Diagrama de diferencias; f en función de la profundidad o FS_p para el pasivo

TEORÍA

La pantalla percibe la **diferencia** entre ambas caras: $p_{net} = p_b - p_f$ (terreno retenido – excavación). El equilibrio se plantea sobre este diagrama: por encima del nivel de excavación actúan el empuje activo y el agua del terreno retenido; por debajo, el empuje pasivo del empotramiento crece más rápido que el activo, y la presión neta se anula en el punto E y cambia de sentido hacia el lado del terreno retenido. La parte superior, los anclajes, el nivel de excavación, cada límite de estrato, los niveles de agua, los extremos de las grietas de tracción, los bordes de las cargas y los puntos donde se anulan las presiones truncadas dividen la pantalla en **tramos**; en cada tramo la componente es lineal, y la fuerza y el momento se integran de forma exacta:

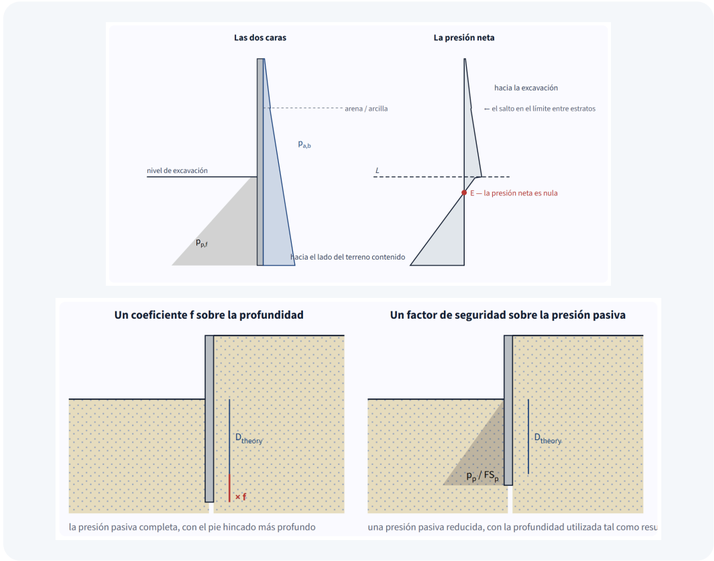
$$F_{seg} = \tfrac{1}{2}(p_0 + p_1)h \qquad M_{seg}(z_r) = \frac{h\,[p_0(2z_0 + z_1) + p_1(z_0 + 2z_1)]}{6} - z_r F_{seg}$$

La profundidad teórica $D_{teór}$ no incluye ningún margen; dos procedimientos (figura):

Factor f de profundidad: $D_{nec} = f \cdot D_{teór}$ (f = 1.2–1.3 arena, 1.4–1.6 arcilla); las presiones y el momento son los del muro teórico.

FS_p en el lado pasivo: $\eta_p = 1/FS_p$ multiplica la presión pasiva del **terreno** (nunca la presión del agua); la profundidad del diagrama reducido pasa a ser D_{nec}. El valor de D_{nec} del otro procedimiento se anota siempre a su lado.

Profundidad dada: se comprueba con $UR_D = D_{nec}/D_{dad} \leq 1$; se obtiene $FS_{p,mob}$, por el que puede dividirse la resistencia pasiva. Los momentos y las fuerzas en los anclajes se toman según el **mayor** de los casos de profundidad de cálculo y profundidad dada.



Enunciado

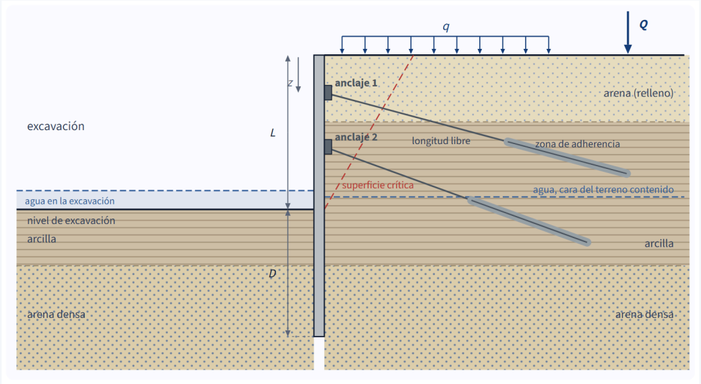
EJEMPLO

Datos

Muro	**en la parte superior 3.0 m de arena ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m de arcilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), y debajo arena densa ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; agua a 8.5 m en ambas caras; $q = 10$ kPa; dos filas de anclajes: $z = 1.5$ m ($15°$) y 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Carreteras	**$f = 1.3$; $FS_p = 1.5$; dados $D = 3.5$ m y 6.0 m**

SE PIDE

Para cada trayectoria, **D_{req}**, **M_{max}**, **T_2** y $FS_{bond,2}$; a la profundidad dada, UR_D, $FS_{p,mob}$.



Solución

SOLUCIÓN

1 Factor f sobre la profundidad: $D_{req} = 1.3 \times D_{teór} = 1.3 \times 2.403 = 3.124$ m (los momentos y las fuerzas son los del muro teórico)

Carretera	D_{req} / dada (m)	UR_D	$FS_{p,mob}$	M_{max} (kN·m/m)	T_2 (kN)	$FS_{bond,2}$
f = 1.3 (excavación)	3.124	—	—	121.4	352.0	2.14
FS_p = 1.5 (pasivo / 1.5)	3.273	—	—	153.3	386.6	**1.95**
Dato: D = 3.5 m	3.500	0.893	1.63	161.6	395.1	**1.91**
Dato: D = 6.0 m	6.000	0.521	2.94	255.5	480.4	**1.57**

La vía con $FS_p = 1.5$ sobre el pasivo da una pantalla con mayor empotramiento (3.27 m) y un **momento mayor** (153.3). **Si la profundidad dada es mayor que la requerida, aumentan el momento y la fuerza del anclaje**: para D = 6.0 m, M = 255.5 kN·m/m (2.1 veces el del caso inicial) y $T_2 = 480$ kN, $FS_{bond,2} = 1.57 < 2$: la adherencia no basta. Hacer la pantalla más larga de lo necesario no aporta seguridad.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Bloque del pie; apoyo libre en el terreno

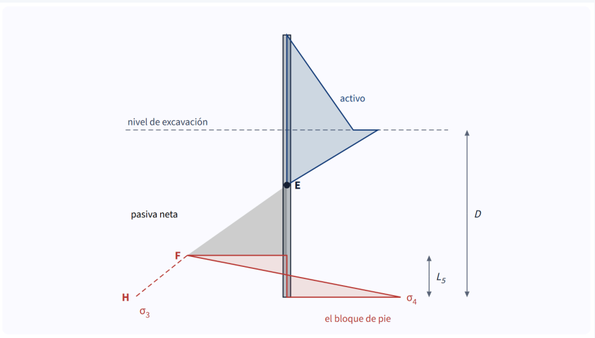
TEORÍA

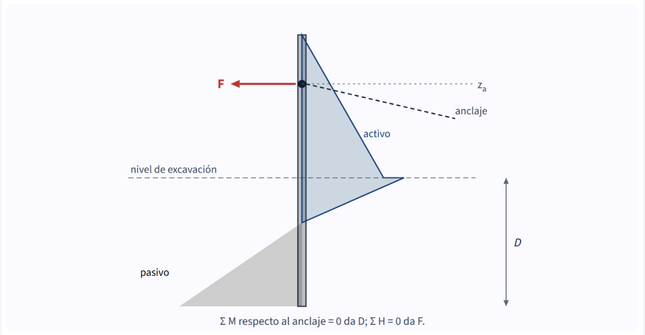
Voladizo: bajo el fondo de la excavación, la recta neta de E a F, y de F al bloque del pie (L_5) con la ordenada invertida σ_4: ΣH = 0 y ΣM = 0 respecto del pie. En una arena única se reduce a una ecuación de cuarto grado en L_4; en un perfil estratificado se resuelve numéricamente sobre el mismo diagrama. El bloque debe quedar por debajo de E ($0 < L_5 < L_4$).

Una sola fila de anclajes: se supone que el extremo libre se traslada; la profundidad se obtiene **del momento respecto del anclaje** y la fuerza en el anclaje, del equilibrio horizontal:

$$\int_0^{L+D} p_{net}(z)(z - z_a)\,dz = 0 \qquad F = \int_0^{L+D} p_{net}(z)\,dz$$

El método de apoyo libre en el terreno da **el muro más corto y el mayor momento de los métodos clásicos**; no se aplica la reducción de momento de Rowe para muros flexibles.





Método de las articulaciones; cortante y momento

TEORÍA

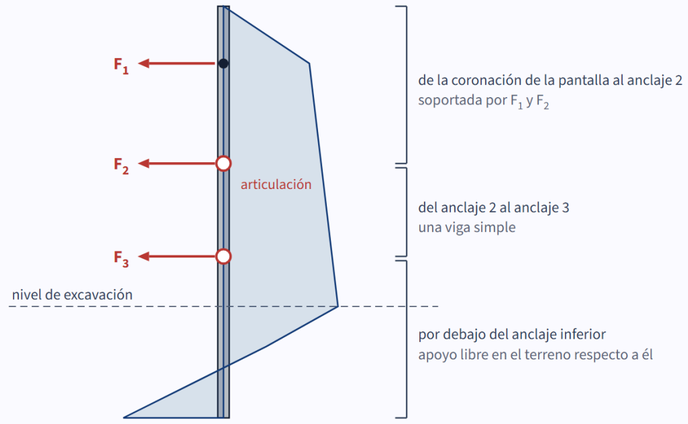
Con tres o más apoyos el muro es una viga continua, hiperestática. El **método de las articulaciones** la convierte en isostática colocando una articulación (momento nulo) en cada anclaje excepto el superior: el vano superior es una viga sobre los dos primeros anclajes, los intermedios son vigas simplemente apoyadas y por debajo del anclaje más bajo el terreno es un apoyo libre respecto de ese anclaje.

$$\int_{z_n}^{L+D} p_{net}(z)(z - z_n)\, dz = 0$$

La fuerza de una fila es la suma de las reacciones de los vanos a ambos lados; la fila inferior recibe además la fuerza horizontal del tramo situado bajo ella. En cada articulación el momento es nulo (el módulo lo comprueba como cierre); una fila que queda en compresión se señala con una advertencia.

$$V(z) = \int_0^z p_{net} dz - \sum_{z_a < z} F_i \qquad M(z) = \int_0^z V\, dz$$

V y M se integran sobre los elementos; el **momento máximo se encuentra donde V = 0** (dentro de un elemento) y no se toma de los nodos.



Enunciado

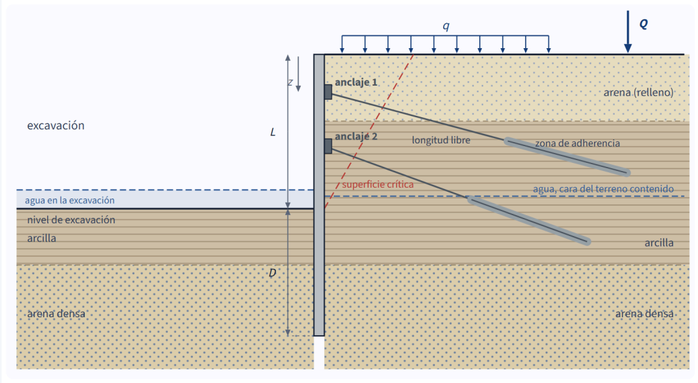
EJEMPLO

Datos

Perfil y cargas	**arriba 3.0 m de arena ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m de arcilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), debajo arena densa ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; agua a 8.5 m en ambas caras; $q = 10$ kPa**
Sistemas	**(a) voladizo sin anclajes; (b) una fila ($z = 1.5$ m, 15°); (c) dos filas (caso inicial); en todos $f = 1.3$, S275 $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**

SE PIDE

$D_{teór}$, **D_{nec}**, **M_{max}**, fuerza en el anclaje y **η** de la tablestaca de cada sistema; ¿cuál es el adecuado?



Solución

SOLUCIÓN

1 Mismo perfil, tres sistemas (el motor de cálculo del módulo; en todos, el mayor de los dos escenarios)

Sistema	Método	$D_{teór}$ (m)	D_{req} (m)	M_{max} (kN·m/m)	Anclaje (kN/m)	η (EN 1993)
(a) En voladizo	bloque de extremo	8.033	10.443	1,210.1	—	**4.243**
(b) Una fila	apoyo libre en el terreno	2.896	3.765	295.9	128.2	**1.037**
(c) Dos filas	articulación	2.403	3.124	121.4	41.7 ; 132.3	0.426

Para la altura retenida de 7.5 m, el **voladizo** exige 10.4 m de empotramiento y 1,210 kN·m/m: la tablestaca no basta (η = 4.24). **Una sola fila** reduce el empotramiento a 3.76 m, pero con M = 296 kN·m/m sigue siendo η = 1.037 > 1. **Dos filas** reducen el momento a 121.4 kN·m/m y la tablestaca es suficiente (η = 0.426): el número de filas determina el momento y el empotramiento.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Enunciado

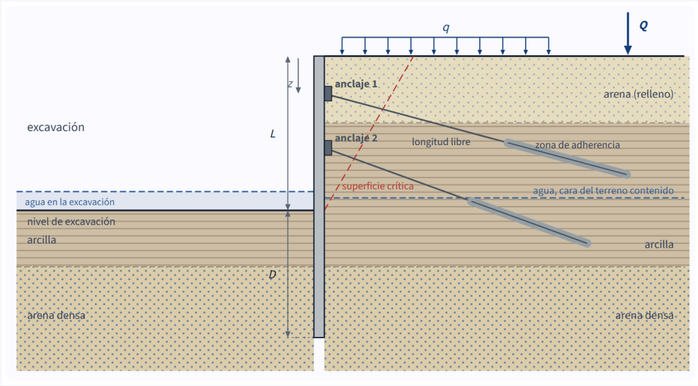
EJEMPLO

Datos

Muro	**en la parte superior 3.0 m de arena ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m de arcilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), y debajo arena densa ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; agua a 8.5 m en ambas caras; $q = 10$ kPa; dos filas de anclajes: $z = 1.5$ m ($15°$) y 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Tipo de resultado	**escenario a largo plazo (determinante); articulación a $z = 4.5$ m**

SE PIDE

Fuerzas en los anclajes **F_1**, **F_2** y su suma; cierre; **M_{max}** y su posición; puntos en que V = 0.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Filas de anclajes (por metro) y equilibrio horizontal

$$F_1 = 41.69\ \text{kN/m}\ \ (z = 1.5\ \text{m}) \qquad F_2 = 132.32\ \text{kN/m}\ \ (z = 4.5\ \text{m})$$

$$F_1 + F_2 = 41.69 + 132.32 = 174.00\ \text{kN/m} = \Sigma H_{net}\ \ (\text{fuerza horizontal total})$$

2 El momento es nulo en la articulación; el momento máximo, donde V = 0

$$M(z = 4.5) = 0 \approx 0\ \checkmark\ \ (\text{cierre})$$

$$V = 0: \quad z = 3.22\ \text{m}\ \ \text{y}\ \ z_M = 6.82\ \text{m} \qquad M_{max} = \mathbf{121.43}\ \text{kN·m/m}$$

Fuerzas en los anclajes **F_1 = 41.69** y **F_2 = 132.32 kN/m**; su suma es la resultante horizontal del diagrama neto (extremo libre). **M_{max} = 121.43 kN·m/m**, por debajo del fondo de excavación, en z = 6.82 m (V = 0).

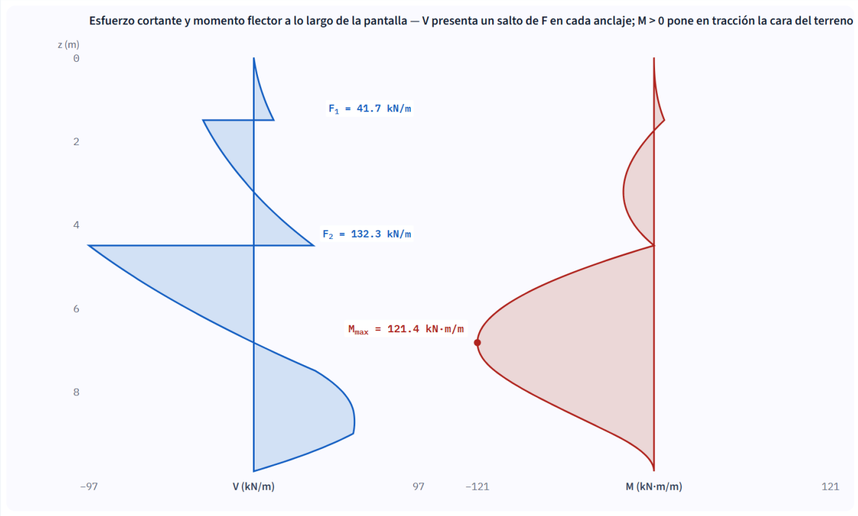
Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Diagrama de esfuerzo cortante y de momento flector (V da un salto de F en cada anclaje)

$V(z) = \int p_{net} dz - \Sigma F_i$; $M(z) = \int V\, dz$. El momento máximo es 121.4 kN·m/m a una profundidad de 6.82 m; los dos puntos con V = 0 (3.22 m y 6.82 m) son máximos locales del momento.

Se cumplen las comprobaciones de cierre: momento en la articulación ≈ 0, cortante y momento nulos en la punta, resultante del segmento igual a la integral fina (174.0 kN/m). El diagrama de momentos da un pico local en la parte superior en voladizo y su mayor pico bajo la base de la excavación.



Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Fuerza, longitud libre, longitud adherente y carga de bloqueo

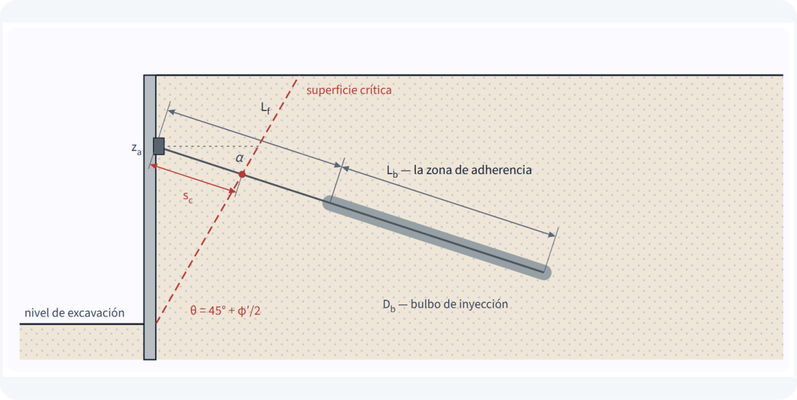
TEORÍA

La reacción F de una fila se da por metro lineal. Los anclajes tienen separación s y están inclinados un ángulo α respecto de la horizontal:

$$T = \frac{F\,s}{\cos\alpha} \qquad T_v = T\sin\alpha$$

La zona de inyección (bulbo) debe quedar **detrás** de la cuña que se mueve con el muro. La superficie crítica parte de la esquina de la excavación y asciende con θ = 45° + φ′/2; el tendón queda cortado, a lo largo de su longitud, en:

$$s_c = \frac{L - z_a}{\cos\alpha\tan\theta + \sin\alpha} \qquad L_f \geq s_c + \max(1.5\ \text{m},\ L/5)$$



La superficie es automática si una sola arena forma toda la altura contenida; en un perfil estratificado o arcilloso, un único plano no es una construcción fiable: la superficie se introduce a partir de un análisis independiente; de lo contrario, la comprobación se indica como «no realizada».

Adherencia: $T_{ult} = \pi\, D_b\, L_b\, \tau_{ult}$; $FS_{bond} = T_{ult}/\max(T, P_0) \geq FS_{req}$. El anclaje se bloquea con P_0 y la adherencia soporta esa carga desde el principio: la solicitación es el mayor de T y P_0. $P_0/T_{ult} \leq 1$ se comprueba además por separado como verificación de los datos de entrada.

Enunciado

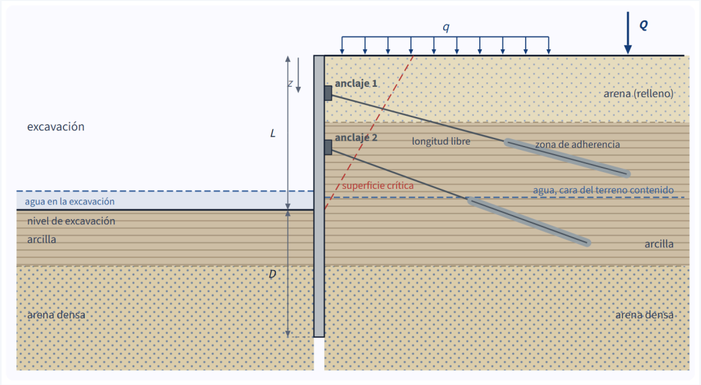
EJEMPLO

Datos

Anclajes	**fila 1:** $z = 1.5$ **m,** $s = 2.5$ **m,** $\alpha = 15°$**,** $F_1 = 41.69$ **kN/m; fila 2:** $z = 4.5$ **m,** $\alpha = 20°$**,** $F_2 = 132.32$ **kN/m**
Tirante	$D_b = 0.20$ **m,** $L_b = 8$ **m,** $\tau_{ult} = 150$ **kPa; carga de bloqueo** $P_0 = 250$ **kN;** $FS_{bond,required} = 2.0$

SE PIDE

T, T_V; **T_{ult}**, **FS_{bond}** y P_0/T_{ult} de cada anclaje.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Fuerzas en los anclajes (cada una a lo largo del eje del tendón)

$$T_1 = \frac{F_1 s}{\cos 15^\circ} = \frac{41.69(2.5)}{0.9659} = \mathbf{107.9}\ \text{kN}$$

$$T_2 = \frac{F_2 s}{\cos 20^\circ} = \frac{132.32(2.5)}{0.9397} = \mathbf{352.0}\ \text{kN}$$

Las fuerzas en los anclajes siguen el eje del tendón; se indican las componentes verticales $T_{v,1}$ = 27.9 y $T_{v,2}$ = 120.4 kN (no se trasladan a la comprobación de la tablestaca).

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Adherencia: $T_{ult} = \pi D_b L_b \tau_{ult} = \pi(0.20)(8)(150) = 754.0$ kN

$$FS_{bond,1} = \frac{T_{ult}}{\max(T_1, P_0)} = \frac{754.0}{\max(107.9, 250)} = \mathbf{3.016} \geq 2 \checkmark$$

$$FS_{bond,2} = \frac{754.0}{\max(352.0, 250)} = \mathbf{2.142} \geq 2 \checkmark$$

En el primer anclaje, la adherencia queda determinada por la **carga de bloqueo** ($P_0 > T_1$), y en el segundo por la **fuerza de servicio** (FS 3.02 y 2.14); $P_0/T_{ult} = 0.332 \leq 1$.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 o AISC 360-22

TEORÍA

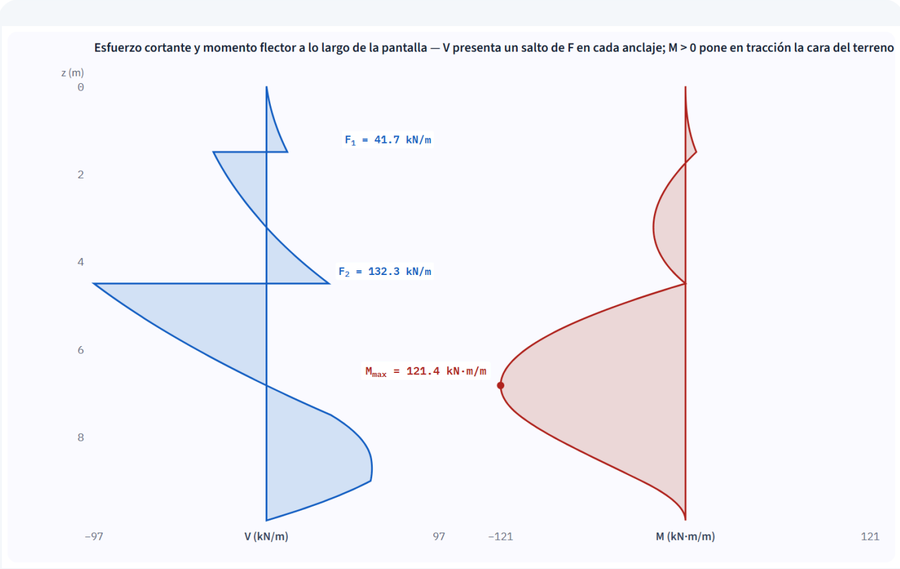
La sección de acero se comprueba a flexión con el momento máximo de cálculo. Se emplea el módulo resistente W por metro de muro (de la tabla de tablestacas; elástico o plástico, según la clase); el valor necesario W_{req} se indica siempre, de modo que la sección pueda elegirse del catálogo:

$$M_{Ed} = \gamma_F M_{max} \leq M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y}$$

$$\text{LRFD: } \gamma_H M_{max} \leq \phi_b M_n \ (\phi_b = 0.90) \qquad \text{ASD: } M_{max} \leq \frac{M_n}{\Omega_b} \ (\Omega_b = 1.67)$$

EN 1993-1-1: γ_F = 1.35, γ_{M0} = 1.00. AISC: γ_H = 1.6 (empuje lateral de tierras H), $M_n = F_y Z$ (compacta) o $F_y S$ (primera fluencia).

El cortante del muro, el pandeo local de sus elementos y la pérdida por corrosión quedan fuera de la comprobación y se indican en el informe. Las fuerzas de anclaje y el momento se toman como el mayor de los casos de diseño y de profundidad dada.



Enunciado

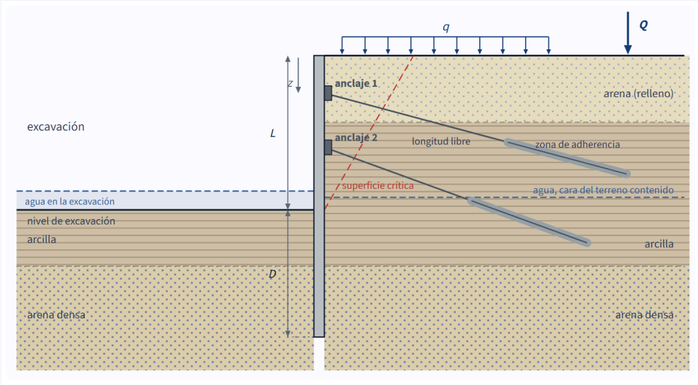
EJEMPLO

Datos

Momento	**Ejemplo 5:** $M_{max} = 121.43$ **kN·m/m**
Sección	**S275 (**$f_y = 275$ **MPa),** $W_{el} = 1\,400$ **cm³/m; EN:** $\gamma_F = 1.35$**,** $\gamma_{M0} = 1.0$**; AISC:** $\gamma_H = 1.6$**,** $\Omega_b = 1.67$ **(**$M_n = F_y S$**)**

SE PIDE

M_{Ed}, W_{req}, $M_{c,Rd}$**,** **η** (EN); η para LRFD y ASD.



Solución

SOLUCIÓN

1 EN 1993-1-1

$$M_{Ed} = 1.35(121.43) = \mathbf{163.92}\ \text{kN·m/m} \qquad W_{req} = \frac{M_{Ed}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{163.92}{275\,000} = \mathbf{596}\ \text{cm}^3\text{/m}$$

$$M_{c,Rd} = 1\,400 \cdot 10^{-6}(275\,000) = 385.0\ \text{kN·m/m} \qquad \eta = \frac{163.92}{385.0} = \mathbf{0.426} \le 1\ \checkmark$$

2 AISC 360-22 ($M_n = F_yS$ = 385.0 kN·m/m)

$$\text{LRFD: } 1.6(121.43) = 194.28 \le 0.90(385.0) = 346.5 \quad \eta = \mathbf{0.561}$$

$$\text{ASD: } 121.43 \le \frac{385.0}{1.67} = 230.5 \quad \eta = \mathbf{0.527}$$

La tablestaca es suficiente: EN 1993-1-1 η = **0.426** (W requerido = 596 cm³/m < 1 400), AISC LRFD **0.561**, ASD **0.527**.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Pseudoestático en suelo estratificado: Mononobe–Okabe en la arena, cuña sin drenaje en la arcilla

TEORÍA

Cada coeficiente estático se sustituye por el equivalente pseudoestático de su propio estrato. El ángulo sísmico procede de los coeficientes horizontal y vertical:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad \sigma_{AE} = (1 \mp k_v) K_{AE} \sigma'_v \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v) K_{PE} \sigma'_v$$

$$\text{arcilla: } \sigma_{AE} = (1 \mp k_v)(1 + \tan\theta)\sigma_v - 2c_u \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v)(1 - \tan\theta)\sigma_v + 2c_u$$

Los **dos escenarios** del diseño estático se ejecutan, cada uno, con las dos direcciones de k_v; rigen la mayor profundidad de empotramiento, el mayor momento y las mayores fuerzas en los anclajes.

Un muro anclado no puede girar en torno al pie: el incremento dinámico del empuje activo se reparte **uniformemente a lo largo de la altura contenida**: $\Delta P_{AE} = \int (p_{AE} - p_A) dz$. El agua libre en la excavación añade la presión de Westergaard ($7/8\, k_h \gamma_w \sqrt{(hz')}$).

El sismo es una situación accidental: **no se aplica coeficiente** al terreno pasivo; D_E, que equilibra el diagrama sísmico, no debe superar el de la pantalla (D_d). Si la pantalla es más larga que D_E, cada caso se equilibra también a la profundidad dada y se toman el mayor momento y la mayor fuerza. El anclaje y su adherencia se comprueban también para T_E ($FS_{req,E} \approx 1.5$).



Enunciado

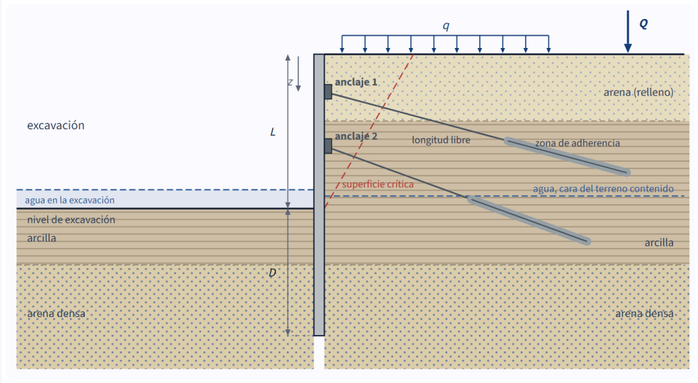
EJEMPLO

Datos

Muro	**en la parte superior 3.0 m de arena ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m de arcilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), y debajo arena densa ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; agua a 8.5 m en ambas caras; $q = 10$ kPa; dos filas de anclajes: $z = 1.5$ m (15°) y 4.5 m (20°), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Sismo	**$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$; agua intersticial solidaria; tirante: $T_{ult} = 754$ kN, necesario $FS_{bond,E} \approx 1.5$**

SE PIDE

Valores de D, M, F de los cuatro casos (dos escenarios × dos k_V); **D_E**, **$M_{max,E}$**, fuerzas en los anclajes y adherencia; ¿resiste la pantalla este sismo?



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Cuatro casos (dos escenarios del diseño estático, k_v en dos sentidos)

Escenario	k_v	D (m)	M (kN·m/m)	F (kN/m)	F_1 ; F_2
Corto	+0.075	2.900	87.4	132.3	51.2 ; 81.0
Corto	−0.075	3.110	134.9	205.0	82.4 ; 122.6
Largo	+0.075	4.348	277.0	288.5	66.1 ; 222.4
Largo	−0.075	3.958	277.2	315.8	81.5 ; 234.3

Profundidad de empotramiento determinante **D_E = 4.35 m** (largo plazo, k_v = +0.075); momento máximo **277.2 kN·m/m** (largo plazo, k_v = −0.075). ΔP_{AE} = 48.9 kN/m.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Comprobaciones

$$D_E = 4.35\ \text{m} \ > D_{design} = 3.12\ \text{m} \ \ \text{✗} \qquad \eta_E = \frac{M_{Ed,E}}{M_{c,Rd}} = \frac{277.2}{385.0} = 0.720 \ \leq 1 \ \text{✓}$$

$$T_{E,1} = 213.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{\max(213.3, 250)} = 3.02 \ \geq 1.50 \ \text{✓}$$

$$T_{E,2} = 623.3\ \text{kN}: \quad FS_{bond,E} = \frac{753.98}{623.3} = \mathbf{1.21} \ < 1.50 \ \ \text{✗}$$

El muro del caso inicial **no resiste** este sismo: el equilibrio sísmico exige 4.35 m de empotramiento (el de proyecto es 3.12 m) y la adherencia del segundo anclaje es insuficiente ($FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.50, $T_{E,2}$ = 623 kN). La sección de la tablestaca es suficiente (η_E = 0.72): deben aumentarse la profundidad de empotramiento y la adherencia de la inyección (longitud o diámetro).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Bloque de levantamiento del fondo en arcilla; viga sobre terreno con muelles

TEORÍA

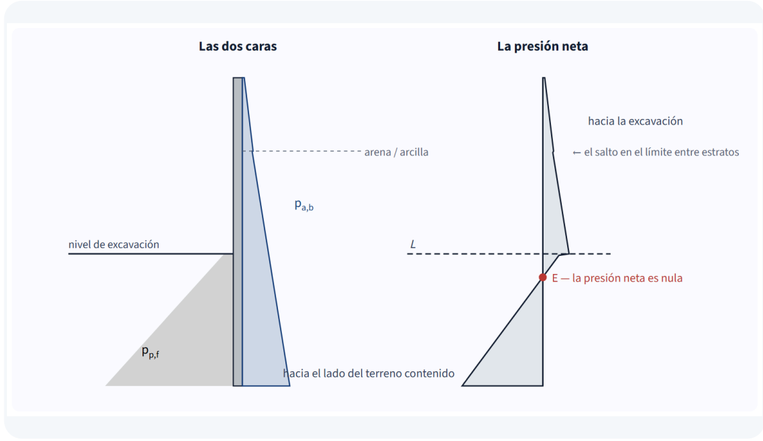
Levantamiento del fondo: si el fondo de la excavación es arcilla blanda, el peso del terreno contenido puede empujar la arcilla hacia la excavación. Como en el módulo de arcilla, se comprueba con un bloque de capacidad portante al pie del muro (B′ = B/√2 o T hasta el estrato duro, el menor de ambos; B″ = √2 B′):

$$FS = \frac{5.14\, c_u \left(1 + 0.2\frac{B''}{L_{exc}}\right) + \frac{c_{side} H}{B'}}{\sigma_v(H) + q}$$

Las cargas en franja y puntuales se convierten en una sobrecarga equivalente dentro de B′; si el terreno del fondo no es arcilla, no se aplica la comprobación.
Desplazamiento: la pantalla es una viga elástica (EI), con muelles elastoplásticos en cada cara (coeficiente de reacción del terreno k_h); cada anclaje es un muelle pretensado ($k = E\, A_t \cos^2\alpha/(L_f s)$, que parte de $P_0 \cos\alpha/s$), que solo soporta tracción:

> Los muelles parten de la presión al reposo ($K_0\sigma'_v$ en un estrato drenado, σ'_v en arcilla sin drenaje) y no superan el límite. k_h es un parámetro del modelo; el resultado es **característico e indicativo** y se presenta sin acotar; depende fuertemente de k_h mientras los muelles son blandos y muy poco una vez alcanzados los límites.

> El momento del modelo de desplazamientos puede resultar próximo al del equilibrio límite, pero el momento de diseño es siempre el del equilibrio límite.



Enunciado

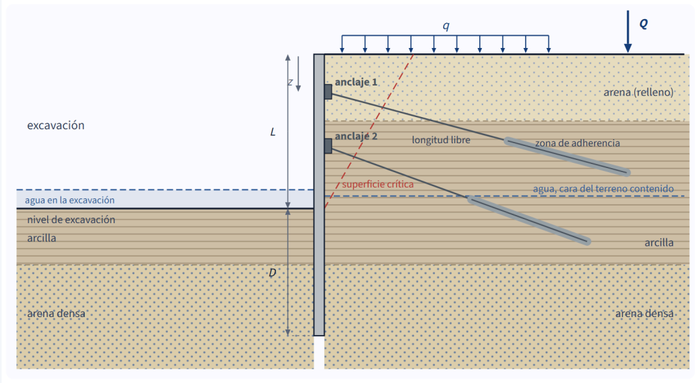
EJEMPLO

Datos

Muro	**en la parte superior 3.0 m de arena ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m de arcilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), y debajo arena densa ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; agua a 8.5 m en ambas caras; $q = 10$ kPa; dos filas de anclajes: $z = 1.5$ m ($15°$) y 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Excavación y muro	**ancho de excavación $B = 10$ m (larga, sin estrato rígido); arcilla bajo el fondo ($c_u = 45$ kPa); $EI = 44\,100$ kN·m²/m; $k_h = 20/15/40$ MN/m³ (arena/arcilla/arena); $P_0 = 250$ kN**

SE PIDE

FS_{heave} (¿≥ 1.5?); **desplazamiento** de la coronación del muro, del fondo de excavación y del pie; momento máximo del modelo de desplazamientos.



Solución

SOLUCIÓN

1 Levantamiento del fondo de excavación (B′ = B/√2 = 7.07 m; L_{exc} no introducida: sin término de forma)

$$c_{side} = \frac{45(4.5)}{7.5} = 27.0\ \text{kPa}\ \ (\text{arena nula}) \qquad \sigma_v(H) = 18(3) + 19(4.5) = 139.5\ \text{kPa}$$

$$FS = \frac{5.14(45) + 27.0(7.5)/7.07}{139.5 + 10} = \frac{231.3 + 28.6}{149.5} = \mathbf{1.739}\ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 Desplazamiento (método del coeficiente de reacción del terreno; anclajes pretensados)

$$y_{crest} = -2.6\ \text{mm}\ \ (\text{hacia atrás, hacia el lado retenido}) \qquad y_{excavation\ base} = 11.2\ \text{mm} \qquad y_{tip} = -0.5\ \text{mm}$$

$$M_{max}^{model} = 108.6\ \text{kN·m/m}\ \ (z = 6.86\ \text{m}) \qquad M_{max}^{limit\ equilibrium} = 121.4$$

La seguridad frente al levantamiento del fondo es de **1.74** (≥ 1.5). La coronación del muro es arrastrada **2.6 mm hacia atrás** por los anclajes pretensados; en el nivel de excavación se desplaza **11.2 mm** hacia la excavación (orientativo, no se compara con ningún límite). El momento del modelo (108.6) es próximo al momento de equilibrio límite (121.4).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Hipótesis del módulo y lo que no realiza

TEORÍA

Hipótesis declaradas: sin fricción muro-terreno (δ = 0); el margen de la longitud libre se mide a lo largo del tendón; la carga puntual se toma en la sección más cargada; coeficientes sísmicos estrato por estrato. **Las que se muestran de dos formas**: corto y largo plazo (se calculan ambos), grieta llena de agua o seca (se anota el otro caso), margen en la profundidad o en el pasivo (se anota el otro caso).

Condiciones que detienen el cálculo: un anclaje fuera del muro; un estrato sin la resistencia que exige su escenario; la imposibilidad de encontrar un empotramiento aceptable; anclajes que permanecen en compresión en todos los escenarios; pérdida del cierre; zona de adherencia situada dentro de la cuña crítica.

Fuera del alcance: reducción de momentos de Rowe (muro flexible), estabilidad profunda y estabilidad global (en cada cálculo con anclajes se indica «no comprobada»), filtración (los niveles de agua distintos son hidrostáticos), superficie contenida inclinada, carga lineal y fases de construcción.

El cálculo es de **equilibrio límite, de diseño preliminar**; la pantalla puede sugerir qué hacer, mientras que el informe solo indica qué se supuso y qué se obtuvo.

Resumen

Puntos clave

Tensiones: σ_v, u, σ'_v en ambas caras; estrato drenado Rankine c′–φ′ (**salto de presión** en el límite del estrato), arcilla sin drenaje $\sigma_v \mp 2c_u$; en la superficie una **grieta de tracción llena de agua** (en el ejemplo z_c = 4.37 m)

Se calculan tanto el **corto como el largo plazo**; la profundidad de empotramiento, las fuerzas en los anclajes y el momento adoptan **el mayor de los dos escenarios** (en el ejemplo, el largo plazo en todos)

Presión neta = retenida – cara de la excavación; punto E; margen: D = f·$D_{teór}$ (2,403 → 3,124 m) o FS_p sobre el empuje pasivo; con la profundidad dada **aumentan el momento y la fuerza en el anclaje** (D = 6 m: M = 255 kN·m/m)

Sistema: voladizo (D = 10.4 m, η = 4.2), una fila con apoyo libre en el terreno (M = 296, η = 1.04), dos filas con el método de las articulaciones (F_1 = 41.7, F_2 = 132.3 kN/m; M = 121.4; η = 0.43)

Anclaje: T = Fs/cos α (107.9 y 352.0 kN); FS de adherencia = T_{ult}/max(T, P_0) = 3.02 y 2.14; **sísmico**: D_E = 4.35 > 3.12 m y $FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.5: la pantalla no resiste el sismo

Sección: EN 1993-1-1 η = 0.426; AISC LRFD 0.561, ASD 0.527. **Levantamiento del fondo de excavación** FS = 1.74; **desplazamiento** en coronación −2.6 mm, en el nivel de excavación 11.2 mm (orientativo)

Referencias bibliográficas

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning.

Rankine, W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, 9–27.

Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). On the determination of earth pressure during earthquakes. World Engineering Congress, Tokyo. Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japan Society of Civil Engineering, 12(1).

Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98, 418–433.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed. McGraw-Hill.

Brent, R.P. (1973). Algorithms for Minimization without Derivatives. Prentice-Hall.

EN 1993-1-1:2005 — Proyecto de estructuras de acero, reglas generales.

ANSI/AISC 360-22 — Specification for Structural Steel Buildings.

NOTA

Todos los ejemplos numéricos se han obtenido con el propio motor de cálculo del módulo; el módulo da los mismos valores. El modelo inicial de la página del módulo es también este muro (7.5 m de arena–arcilla–arena, agua a 8.5 m, q = 10 kPa, dos filas de anclajes).

GeoTerva

Cálculos geotécnicos en línea

De la teoría a la práctica

Introducir en GeoTerva el perfil estratificado del propio muro (arena y arcilla), el agua, la sobrecarga, los niveles de anclajes y sus elementos; el módulo da conjuntamente las presiones de las dos caras, el corto y el largo plazo, el empotramiento, las fuerzas en los anclajes, el momento y las comprobaciones de la sección, de la adherencia, sísmica, de levantamiento del fondo y de desplazamiento.

Abrir en el teléfono
Los módulos de prueba no requieren registro.

Abrir el módulo →

Página de teoría →

Si desea utilizarlas en sus clases: info@geoterva.com