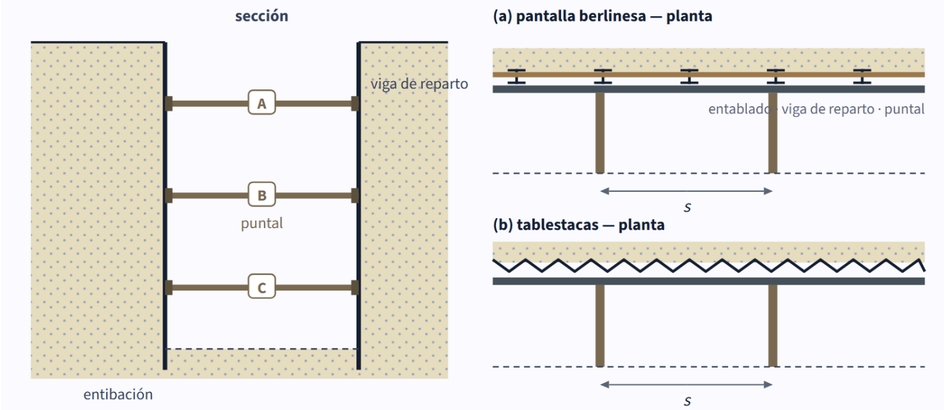
Presentación de clase de geotecnia · Pantallas de tablestacas y excavaciones entibadas

Excavación entibada con puntales en arcilla

Clase: excavación entibada (con puntales) en arcilla; envolventes en arcilla, grieta de tracción, cargas en los puntales, dimensionamiento de la tablestaca y de las vigas de reparto, comprobación de las secciones de acero y levantamiento del fondo; ejemplo resuelto en cada tema.

- Entibación de excavaciones
- Envolvente de Peck (arcilla)
- Grieta de tracción · primer puntal
- Puntal · viga de reparto · tablestaca
- Levantamiento del fondo



Introducción

¿Qué aprenderemos en esta clase?

Por qué la presión en una excavación entibada no es de Rankine y cómo se construyen las **envolventes** a partir de las cargas medidas

Las dos envolventes de la arcilla según el **número de estabilidad γH/c**: arcilla blanda a media (γH/c > 4) y arcilla firme (≤ 4)

La adición de la **sobrecarga** como presión independiente, el hecho de que en la arcilla el agua solo modifique el peso específico, la **grieta de tracción $z_c = 2c/\gamma$** y el primer puntal

A partir de la envolvente: las **cargas en los puntales** (tramos articulados) y el dimensionamiento de la **pantalla de tablestacas** y de la **viga de reparto**

Comprobar el acero conforme a **EN 1993-1-1 y AISC 360-22**

La comprobación del **levantamiento del fondo** de la excavación en arcilla (columna de Terzaghi, corrección de Chang)

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

Excavación del ejemplo: arcilla (γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa, φ = 0), profundidad H = 7.00 m, anchura B = 6.00 m; puntales a profundidades de 1.00 · 3.50 · 6.00 m, separación horizontal s = 3.00 m. Las fuerzas se refieren a un metro de muro (cargas en los puntales multiplicadas por s).

Sistema de entibación y sus elementos

TEORÍA

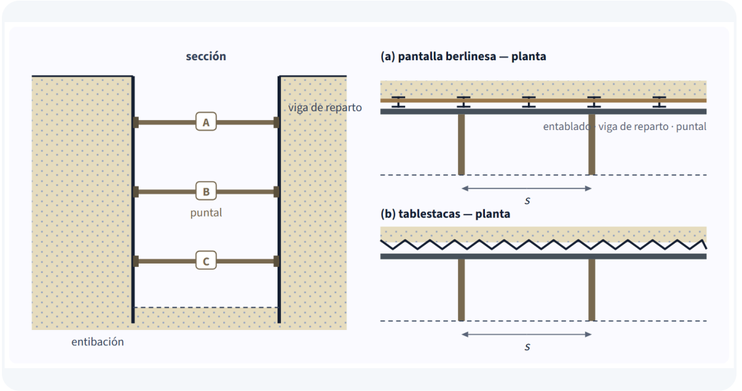
Las excavaciones profundas de paredes verticales (sótanos urbanos, túneles a cielo abierto) se mantienen abiertas con un **sistema de sostenimiento** provisional. Son habituales dos disposiciones: entre **pilotes verticales** (de acero o de madera) hincados previamente se coloca un entablado horizontal de madera a medida que avanza la excavación; o bien **tablestacas** entrelazadas forman un muro continuo.

En cada nivel de apoyo, en cuanto la excavación alcanza ese nivel, se colocan las **vigas de reparto** horizontales; los **puntales** son elementos de acero horizontales, sometidos a compresión, que atraviesan la excavación de una viga de reparto a otra.

Para seleccionar los elementos se necesita la presión lateral que recibirá el sistema de entibación. La teoría da el empuje total, no su **distribución**: la distribución depende del terreno, de la secuencia y el ritmo de los trabajos, del personal y de los equipos.

Por eso las presiones de diseño son **envolventes empíricas**: se trazan en torno a las presiones obtenidas por retroanálisis a partir de las cargas en los puntales medidas en excavaciones reales.

En obra, la separación vertical entre puntales debe ser como mínimo de unos 2.75 m.



Gira alrededor de la coronación del muro

TEORÍA

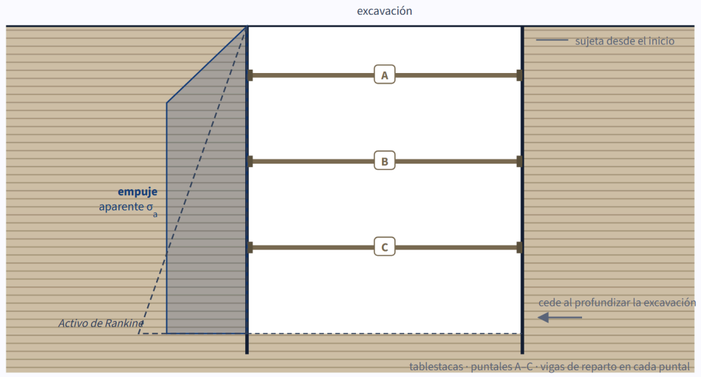
Un muro de contención en voladizo gira en torno a su base y el empuje activo de Rankine (nulo en la parte superior, máximo en la inferior) lo describe bien. **Una pantalla entibada se mueve al revés**: el primer puntal se coloca cuando la excavación es poco profunda, por lo que la parte superior apenas se mueve; cada fase siguiente se excava antes de instalar el puntal y el intervalo se alarga con la profundidad, de modo que la pantalla se flexiona cada vez más abajo: al terminar la excavación ha **girado en torno a su parte superior**.

En la parte superior la presión se mantiene próxima al **valor al reposo** (el terreno se ha movido muy poco).

En la parte inferior la presión puede caer por debajo del valor activo de Rankine (el suelo ha rebasado con creces el equilibrio plástico).

La resultante del empuje P_a actúa **por encima** del tercio del triángulo: a una altura n_aH desde la base, con $n_a > 1/3$.

El empuje total se obtiene con la cuña de espiral logarítmica ($r = r_o e^{\theta \tan \varphi'}$); en suelo granular es un 15–20% superior al valor de Coulomb. Pero como su distribución y n_a dependen del suelo y de la obra, las excavaciones se dimensionan con **envolventes**.



¿Cómo se construyeron las envolventes?

TEORÍA

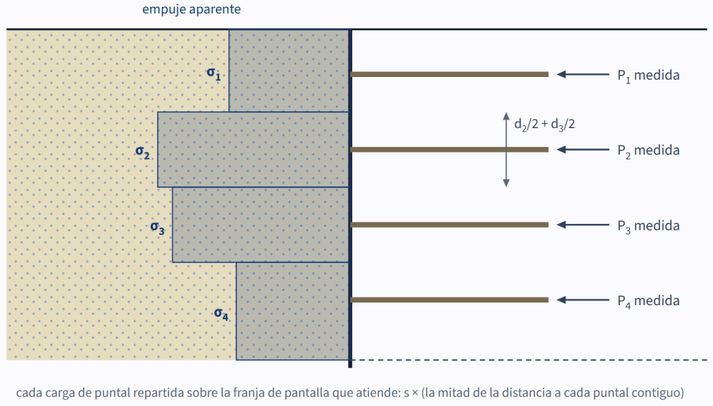
La presión varía de un punto a otro y cada puntal debe dimensionarse para la **carga máxima** que pueda encontrar. Con este fin se construyen las envolventes: en una excavación instrumentada se mide la carga de cada puntal, se divide por la franja de pantalla que sujeta (separación horizontal s × la mitad de las distancias a los puntales superior e inferior) y se convierte en una **presión aparente** sobre esta banda:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{s\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)} \qquad \sigma_i = \frac{P_i}{s\left(\frac{d_i}{2} + \frac{d_{i+1}}{2}\right)}$$

d_1 es la profundidad del primer puntal; d_i, las distancias entre los puntales siguientes. El contorno de todos los diagramas dibujados superpuestos es una **envolvente de presiones aparentes**.

Las envolventes de Peck se basan en cargas medidas en arena en excavaciones del metro de Berlín, Múnich y Nueva York; para arcillas blandas a medias y para arcillas duras las estableció con el mismo método.

La envolvente **no es** la presión que actúa sobre el muro en un instante cualquiera: la carga que se obtiene de ella para un puntal está trazada de modo que quede del lado de la seguridad respecto de las cargas medidas.



Blanda–media o rígida: γH/c

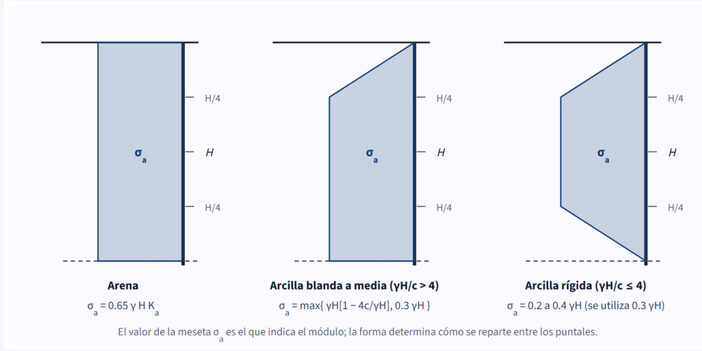
TEORÍA

En arcilla, la forma de la envolvente se determina por el **número de estabilidad γH/c** (c, cohesión sin drenaje, φ = 0). Una **arcilla blanda–media** con γH/c > 4 trabaja, por efecto de la excavación, muy por encima de su resistencia:

$$\frac{\gamma H}{c} > 4: \quad \sigma_a = \max\left(\gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right],\ 0.3\gamma H\right)$$

La envolvente es nula en la superficie, crece linealmente en el cuarto superior y permanece constante hasta la base; rige la mayor de las dos expresiones. La **arcilla rígida** se acerca más a su rango elástico:

$$\frac{\gamma H}{c} \leq 4: \quad \sigma_a = 0.2\gamma H \text{ a } 0.4\gamma H \ \ (\text{promedio } 0.3\gamma H)$$



En arcilla rígida, la envolvente crece en el cuarto superior, es constante en la mitad central y vuelve a cero en el cuarto inferior. Las condiciones son las mismas que para la envolvente de arena (profundidad ≳ 6 m, agua por debajo de la base, arcilla sin drenaje).

Si la excavación atraviesa varias arcillas, la fuente las promedia por espesor: $c_{av} = \Sigma c_i H_i/H$, $\gamma_{av} = \Sigma \gamma_i H_i/H$; después se utilizan las envolventes de arcilla con los promedios.

Enunciado

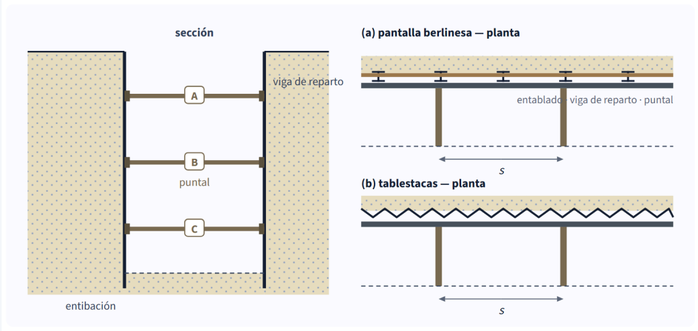
EJEMPLO

Datos

Excavación abierta	$H = 7.0$ **m,** $\gamma = 18$ **kN/m³,** $c = 35$ **kPa**
Arcilla más blanda	**la misma excavación,** $c = 20$ **kPa**

SE PIDE

Para ambas arcillas, **γH/c**, el tipo de envolvente y **σ_a**.



Solución

SOLUCIÓN

1 Arcilla inicial (c = 35 kPa)

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{18(7)}{35} = \mathbf{3.60} \leq 4 \Rightarrow \text{arcilla rígida}$$

$$\sigma_a = 0.3\gamma H = 0.3(18)(7) = \mathbf{37.80}\ \text{kPa}$$

2 Arcilla más blanda (c = 20 kPa)

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{126}{20} = \mathbf{6.30} > 4 \Rightarrow \text{arcilla blanda–media}$$

$$\sigma_a = \gamma H\left[1 - \frac{4c}{\gamma H}\right] = 126(1 - 0.635) = \mathbf{46.00}\ \text{kPa} \geq 0.3\gamma H = 37.8$$

La arcilla de partida se considera rígida: σ_a = **37.80 kPa** (carga máxima en el puntal P = 271.3 kN). Cuando la cohesión desciende a 20 kPa, la excavación pasa a comportarse como arcilla blanda a media: σ_a = **46.0 kPa** y la base de la envolvente se convierte en una meseta constante (P = 338.1 kN).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Junto a la envolvente; con el peso específico; posición del primer puntal

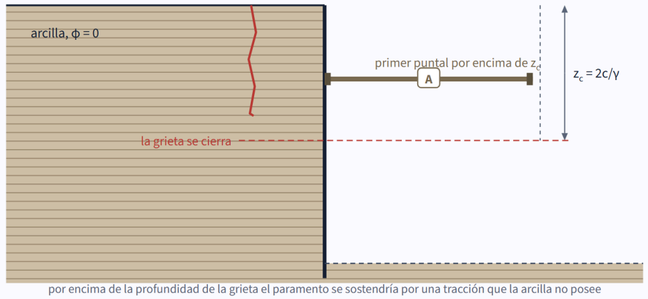
TEORÍA

La **sobrecarga q** no entra en la envolvente (los coeficientes empíricos también se le aplicarían); se considera como su propia presión uniforme en toda la altura y, en arcilla sin drenaje, $K_a = 1$: $\mathbf{\Delta p_q = q}$.

Agua: las envolventes en arcilla son sin drenaje y se formulan en tensiones totales; el agua de la arcilla ya está incluida en el peso específico y en la resistencia sin drenaje. El agua situada sobre el fondo se dibuja y se anota, pero no se añade como carga independiente; lo único que modifica es el peso del terreno: bajo el agua, el peso específico saturado y, en el estrato cortado por el agua, la media de los dos valores ponderada por el espesor, $\gamma = (\gamma\, z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$.

Grieta de tracción: la cara de arcilla puede mantenerse sin sostenimiento hasta la profundidad en la que se cierra la grieta de tracción (profundidad a la que se anula el empuje activo de Rankine con cohesión). Para $\varphi = 0$, $K_a = 1$; el primer apoyo debe colocarse **por encima** de esta profundidad, de modo que la pantalla no se apoye en una cara abierta que la arcilla no pueda sostener.

$$\Delta p_q = q \qquad z_c = \frac{2c}{\gamma}\ (q = 0), \qquad z_c = \frac{2c - q}{\gamma}\ (\text{sobrecarga q})$$



Enunciado

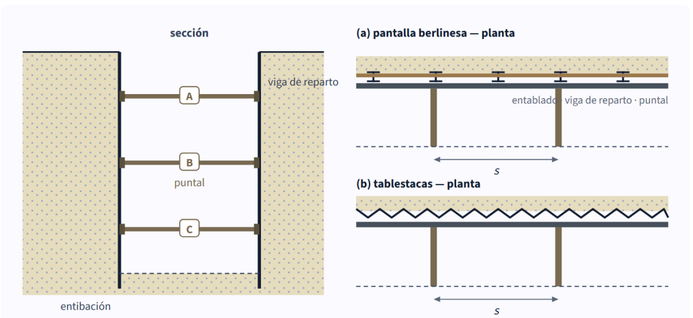
EJEMPLO

Datos

Excavación	**La excavación abierta del Ejemplo 1 ($H = 7$ m, $\gamma = 18$, $\gamma_{sat} = 19$ kN/m³, $c = 35$ kPa); primer puntal a $z = 1.0$ m**
Casos	**(a) q = 0, sin agua; (b) sobrecarga $q = 10$ kPa; (c) agua subterránea $z_w = 3$ m**

SE PIDE

z_c, si la posición del primer puntal es adecuada; en (c) **$\bar{\gamma}$** y **$\bar{\gamma}H/c$**; en cada caso la carga total R y la mayor carga en los puntales.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Grieta de tracción y primer apoyo

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} = \frac{2(35)}{18} = \mathbf{3.889}\ \text{m}\ > 1.00\ \text{m}\ \checkmark$$

$$z_c = \frac{2c - q}{\gamma} = \frac{70 - 10}{18} = 3.333\ \text{m}\ \ (q = 10\ \text{kPa})$$

El primer puntal (z = 1.0 m) está muy por encima de la profundidad de la grieta de tracción (3.89 m): resulta adecuado. Con sobrecarga, la grieta desciende a 3.33 m.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Agua (c): $\bar{\gamma} = (\gamma z_w + \gamma_{sat}(H - z_w))/H$; resumen de los tres casos

$$\bar{\gamma} = \frac{18(3) + 19(4)}{7} = 18.571\ \text{kN/m}^3 \qquad \frac{\bar{\gamma} H}{c} = \frac{18.571(7)}{35} = 3.714$$

$$\sigma_a = 0.3\bar{\gamma} H = 39.00\ \text{kPa}$$

Situación	γH/c	σ_a (kPa)	z_c (m)	R (kN/m)	P_{max} (kN)
(a) q = 0, sin agua	3.60	37.80	3.89	198.4	271.3
(b) q = 10 kPa	3.60	37.80	3.33	268.4	334.3
(c) agua z_w = 3 m	3.71	39.00	—	204.8	279.8

La sobrecarga solo añade $\Delta p_q = q = 10$ kPa (R 198.4 → 268.4 kN/m); el agua solo eleva $\bar{\gamma}$ a 18.57 kN/m³ (σ_a 37.8 → 39.0 kPa).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

De la envolvente a las cargas en los puntales

TEORÍA

Los puntales son columnas horizontales: transmiten la presión a lo largo de su eje y se flectan bajo su propio peso; su capacidad depende de la esbeltez y en excavaciones anchas puede requerirse un apoyo adicional. La fuente propone un método simple y conservador para la carga:

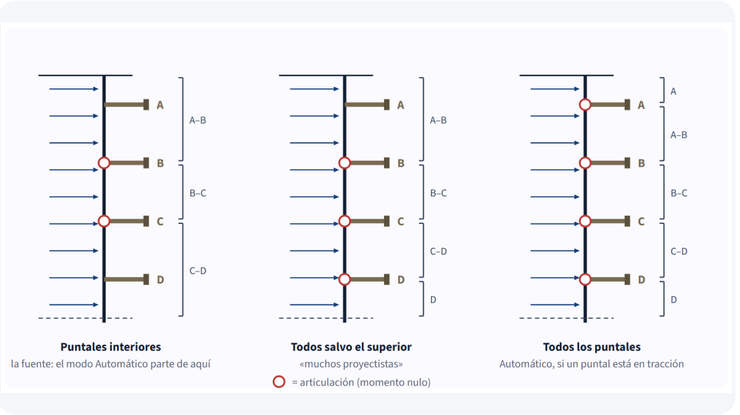
Dibujar la envolvente de presiones y los niveles de apoyo. Considerar la tablestaca **articulada en cada nivel de apoyo**, excepto en el más alto y en el más bajo (muchos proyectistas lo hacen en todos excepto en el más alto).

Dividir la pantalla en las articulaciones en **voladizos simples en los extremos y vigas simples en los tramos intermedios**; obtener las reacciones de cada parte por estática (en una excavación con cuatro apoyos, A, B_1, B_2, C_1, C_2, D).

La carga de un puntal es la suma de las reacciones que recibe × la separación horizontal s.

$$P_A = A\,s \quad P_B = (B_1 + B_2)\,s \quad P_C = (C_1 + C_2)\,s \quad P_D = D\,s$$

Cada tramo es isostático: tiene dos apoyos; el equilibrio de momentos y de fuerza horizontal respecto de uno de los apoyos da ambos. Como el apoyo de la articulación pertenece a los dos lados, recoge **dos reacciones**. Las reacciones son por unidad de longitud del muro (kN/m); s las convierte en carga del apoyo.



Enunciado

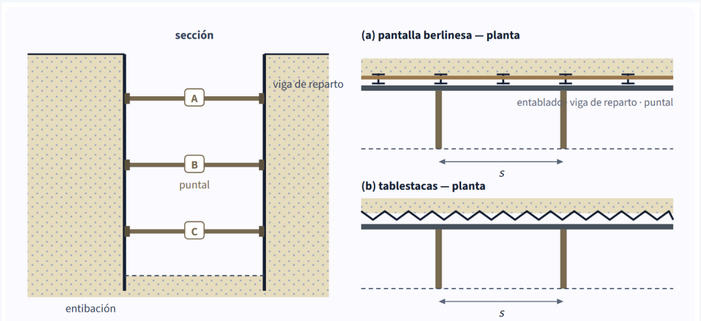
EJEMPLO

Datos

Excavación	$H = 7.00$ m; $B = 6$ m; puntales $z = 1.00, 3.50, 6.00$ m (A, B, C); separación horizontal $s = 3.00$ m
Presión	Ejemplo 1: arcilla rígida (γH/c = 3.6): envolvente trapezoidal $\sigma_a = 0.3\gamma H = 37.8$ kPa (crece en el cuarto superior y baja a cero en el cuarto inferior); tablestaca articulada en el puntal B (excepto en el más alto y en el más bajo)

SE PIDE

La **resultante W** de las partes y su brazo **z̄**; las reacciones **A, B_1, B_2, C**; las cargas en los puntales **P_A, P_B, P_C**.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Dividir la envolvente en tramos en las articulaciones; resultante y brazo de cada tramo (profundidad desde la superficie superior)

Pieza	Intervalo (m)	W (kN/m)	z̄ (m)	Apoyos
1	0.00 – 3.50	99.23	2.139	A (z = 1.00), B (z = 3.50)
2	3.50 – 7.00	99.23	4.861	B (z = 3.50), C (z = 6.00)

2 Primera parte: equilibrio de momentos respecto al primer apoyo

$$R_{B_2} = \frac{W(\bar{z} - z_A)}{z_B - z_A} = \frac{99.23(2.139 - 1.00)}{3.50 - 1.00} = \mathbf{45.20} \qquad R_A = W - R_{B_2} = \mathbf{54.02}\ \mathrm{kN/m}$$

El primer tramo transmite 54.02 y 45.21 kN/m a sus dos apoyos; la reacción del apoyo superior (A) es mayor porque incluye también la carga de la parte en voladizo.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Segunda parte

$$R_C = \frac{W(\bar{z} - z_B)}{z_C - z_B} = \frac{99.23(4.861 - 3.50)}{6.00 - 3.50} = \mathbf{54.02} \qquad R_{B_1} = W - R_C = \mathbf{45.20}\ \mathrm{kN/m}$$

4 Cada puntal suma las reacciones que recibe; carga = total × s (s = 3.00 m)

Nivel	z (m)	Reacciones recibidas (kN/m)	Total (kN/m)	P = R·s (kN)
A	1.00	54.02	54.02	**162.06**
B	3.50	45.21 + 45.21	90.42	**271.26**
C	6.00	54.02	54.02	**162.06**

La mayor carga en un apoyo es **P_B = 271.26 kN** (nivel B): esta carga determina el dimensionamiento del puntal. Como el apoyo B pertenece a dos tramos, suma dos reacciones.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Momento máximo y módulo resistente necesario

TEORÍA

La **tablestaca** se diseña a partir de las mismas partes: en cada parte se halla el momento flector máximo (donde el esfuerzo cortante cambia de signo: dentro del vano o en el apoyo donde el voladizo se une al puntal); el mayor es el momento de cálculo por unidad de longitud de pantalla. El módulo resistente necesario resulta de la tensión de flexión admisible y de la tabla se elige una sección con un valor al menos igual:

$$M_{max} = \max_{parts} |M| \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

Las **vigas de reparto** pueden considerarse continuas si se empalman adecuadamente; de forma conservadora se toman **articuladas** en los puntales: viga simplemente apoyada de luz s, con la reacción R del nivel (por unidad de longitud del muro) como carga distribuida:

$$M_{max} = \frac{R\, s^2}{8} \qquad S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}}$$

El nivel con la mayor reacción es el determinante. A veces las vigas de reparto se conectan a la tablestaca en los puntos que proporcionan el apoyo lateral que necesitan.

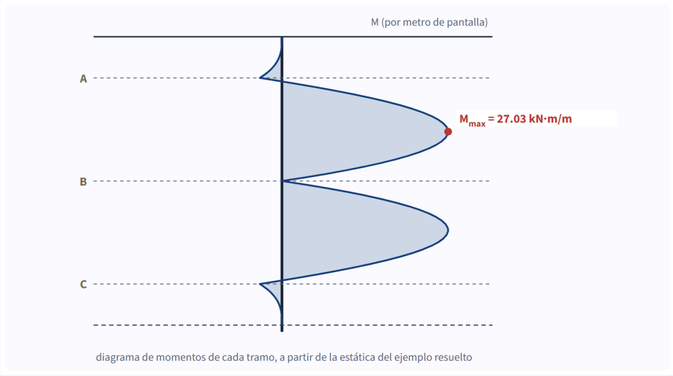
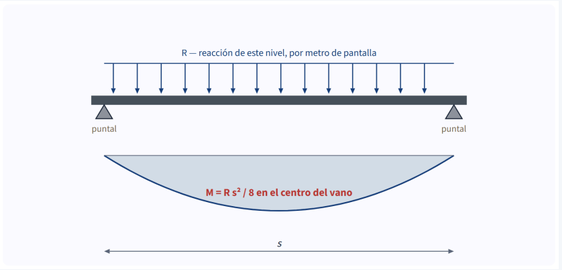


diagrama de momentos de cada tramo, a partir de la estática del ejemplo resuelto



Enunciado

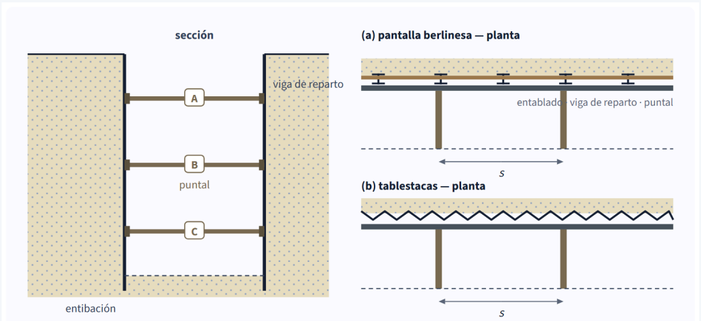
EJEMPLO

Datos

Excavación	**La excavación del Ejemplo 1 ($H = 7$ m, arcilla rígida, $\sigma_a = 37.8$ kPa); puntales a 1.0 · 3.5 · 6.0 m; separación horizontal $s = 3.0$ m; articulación en B**
Acero	**tensión admisible de flexión $\sigma_{allow} = 170\,000$ kPa**

SE PIDE

M_{max} de la tablestaca y **S** necesario (cm³/m); en el nivel de mayor reacción, **M_{max}** y **S** de la viga de reparto (cm³).



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Tablestaca: momento máximo en cada parte

Pieza	Intervalo (m)	M_{max} (kN·m/m)	Posición z (m)
1	0.00 – 3.50	27.03	2.30
2	3.50 – 7.00	27.03	4.70

2 Módulo resistente requerido

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{allow}} = \frac{27.03}{170{,}000} = 0.0001590\ \mathrm{m^3/m} = \mathbf{159.0\ cm^3/m}$$

En la tablestaca **M_{max} = 27.03 kN·m/m** (tramo 1, z = 2.30 m): **S ≥ 159.0 cm³/m**.

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

3 Viga de reparto: viga simplemente apoyada en cada nivel (s = 3.000 m)

Nivel	R (kN/m)	M = R s²/8 (kN·m)	S = M/σ_{adm} (cm³)
A	54.02	60.77	357
B	90.42	101.72	598
C	54.02	60.77	357

La mayor reacción se da **en el nivel B** (R = 90.42 kN/m): la viga de reparto se dimensiona con **M_{max} = 101.72 kN·m**, **S ≥ 598 cm³**; las vigas de reparto de los demás niveles pueden ser menores.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Efectos de cálculo, clase, flexión y pandeo

TEORÍA

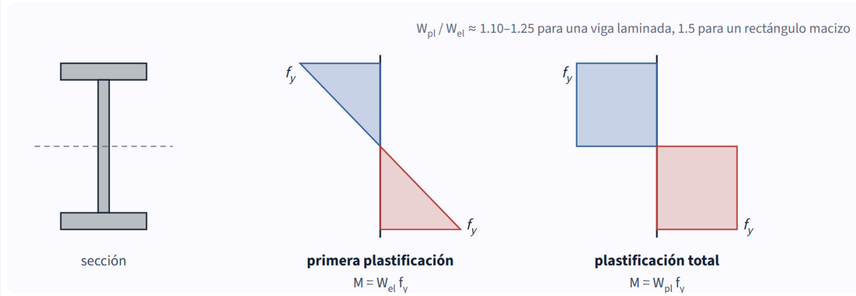
Las cargas obtenidas de la envolvente son **valores de trabajo** (la envolvente de Peck es un límite superior de las cargas medidas); se mayoran una sola vez al valor de cálculo: $E_d = \gamma_F E_k$. Cada elemento se comprueba con el límite elástico de su propio grado de acero (f_y); la sección se define por el **módulo resistente** del elemento (tablestaca: W_{el} por metro; viga de reparto: W; puntal: A e I respecto del eje débil).

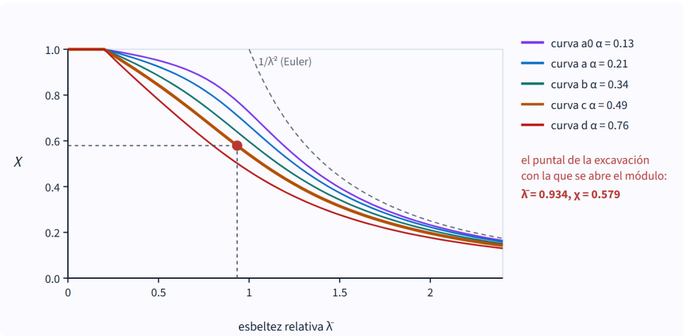
$$M_{c,Rd} = \frac{W f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1 \qquad W = W_{pl}\ (\text{clase 1–2}),\ W_{el}\ (\text{clase 3})$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \qquad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \qquad \Phi = 0.5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2\right] \qquad \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \le 1 \qquad N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

El puntal pandea según su eje débil: I es el momento de inercia menor y $L_{cr} = K\,L_b$ la longitud efectiva (ancho de la excavación, si entre medias no pasa ningún perfil de la pantalla berlinesa ni arriostramiento en cruz). α procede de la curva de pandeo (curva c: 0.49).

En la tablestaca, la misma resistencia se aplica por unidad de ancho (EN 1993-5; deslizamiento de las cerraduras β_B en perfiles U, 1.0 en perfiles Z). Como el ala comprimida de la viga de reparto se apoya contra la pantalla, el pandeo lateral por torsión no es determinante.





Enunciado

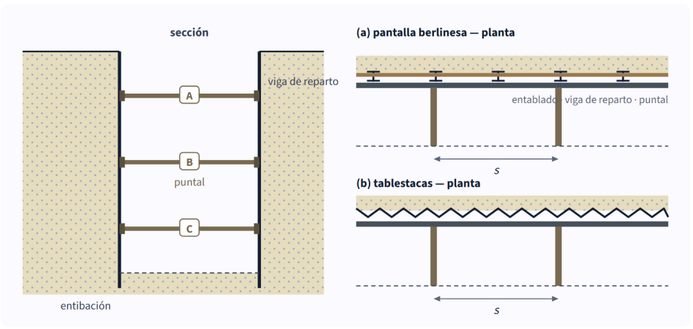
EJEMPLO

Datos

Excavación y cargas	**La excavación del Ejemplo 1 y las cargas del Ejemplo 3: $P_{max} = 271.26$ kN (puntal B)**
Elementos	**S275 ($f_y = 275$ MPa), $\gamma_F = 1.35$, $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$: tablestaca $W_{el} = 600$ cm³/m; viga de reparto $W_{el,y} = 1\,000$ cm³; puntal $A = 65.7$ cm², $I = 3\,598$ cm⁴, curva c, $L_{cr} = 6.00$ m**

SE PIDE

η (≤ 1) para la tablestaca, la viga de reparto más cargada y el puntal más cargado.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Tablestaca y viga de reparto (flexión): $\eta = \gamma_F M/(W\, f_y)$

$$\eta_{sp} = \frac{1.35(27.03)}{600 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{36.49}{165.0} = \mathbf{0.221}$$

$$\eta_{belt} = \frac{1.35(101.72)}{1\,000 \cdot 10^{-6}(275\,000)} = \frac{137.33}{275.0} = \mathbf{0.499}$$

Tablestaca η = **0.221**, viga de reparto η = **0.499**: ambas son suficientes ($\eta \leq 1$).

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Puntal (pandeo): $N_{Ed} = 1.35\ P_{max} = 1.35(271.26) = 366.20$ kN

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(210\,000\,000)(3\,598 \cdot 10^{-8})}{6.00^2} = 2{,}071.5\ \text{kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1\,806.8}{2{,}071.5}} = 0.9339$$

$$\Phi = 0.5\left[1 + 0.49(0.9339 - 0.2) + 0.9339^2\right] = 1.1159$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.5791 \qquad N_{b,Rd} = \chi A f_y = 1{,}046.4\ \text{kN}$$

η_{punt} = 366.2 / 1,046.4 = **0.350**. Los tres elementos son suficientes ($\eta \le 1$); en el puntal es determinante el **pandeo** ($N_{c,Rd}$ = 1,806.8 kN, $N_{b,Rd}$ = 1,046.4 kN).

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

LRFD o ASD; clases, flexión, cortante, curva de pandeo de la columna

TEORÍA

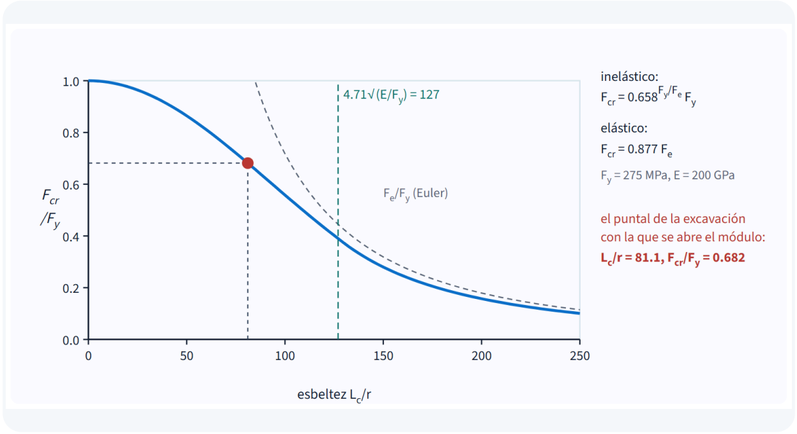
Cada elemento se comprueba con la **resistencia nominal R_n** obtenida de las disposiciones de compresión, flexión y cortante. En LRFD la carga se mayora y la resistencia se reduce con φ; en ASD la carga de servicio se compara con la resistencia dividida por el factor de seguridad Ω:

$$R_u \le \phi R_n \ (\text{LRFD}) \qquad R_a \le \frac{R_n}{\Omega} \ (\text{ASD}) \qquad P_u = \gamma_H P,\ M_u = \gamma_H M,\ \gamma_H = 1.6$$

Las cargas obtenidas de la envolvente son el **empuje lateral de tierras H** de la ASCE 7-22: en las combinaciones LRFD intervienen con 1.6 dondequiera que se sumen a la carga (siempre en el entibado de excavaciones) y con 1.0 en ASD. La tablestaca y la viga de reparto que se suministran con el módulo se toman con la resistencia que declara el módulo: F_yZ en sección compacta y F_yS en la primera fluencia. Como la viga de reparto está sujeta lateralmente por la pantalla, $L_b = 0$ y el pandeo lateral por torsión no es un estado límite.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} \quad F_{cr} = 0.658^{F_y/F_e} F_y \ \left(\frac{L_c}{r} \le 4.71\sqrt{E/F_y}\right) \ \text{en caso contrario } 0.877F_e \quad P_n = F_{cr} A_g$$

Una única curva de pandeo de pilares sirve para todas las secciones (no hay que elegir curva como en EN 1993-1-1); r es el radio de giro menor, $L_c = K\,L_b$ la longitud efectiva; se recomienda $L_c/r \le 200$. AISC, a diferencia de EN 1993-1-1, no reduce la resistencia a flexión por efecto del esfuerzo cortante.



Enunciado

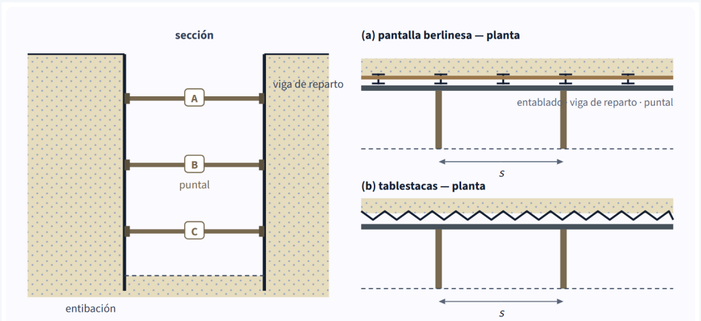
EJEMPLO

Datos

Excavación y cargas	**La excavación del Ejemplo 1 y las cargas del Ejemplo 3: $P_{max} = 271.26$ kN (puntal B)**
Elementos	**Los elementos del Ejemplo 5 (S275, $F_y = 275$ MPa); $E = 200$ GPa; LRFD $\gamma_H = 1.6$, $\phi_c = \phi_b = 0.90$; ASD $\Omega_c = 1.67$, $\Omega_b = 1.67$ ($M_n = F_y S$)**

SE PIDE

Para el puntal más cargado: **L_c/r, F_e, F_{cr}, P_n**; relaciones LRFD y ASD; relación LRFD de la tablestaca y de la viga de reparto.



Solución (1/2)

SOLUCIÓN

1 Puntal: curva de pandeo (A_g = 65.7 cm², r = 7.40 cm, L_c = 6.00 m)

$$\frac{L_c}{r} = \frac{600}{7.40} = 81.1 \;\leq 4.71\sqrt{E/F_y} = 127$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L_c/r)^2} = \frac{\pi^2(200\,000)}{(81.1)^2} = 300.3\ \text{MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{275/300.3}(275) = 187.4\ \text{MPa}$$

$$P_n = F_{cr}A_g = 187.4 \times 6\,570\ \text{mm}^2 = \mathbf{1{,}231.5}\ \text{kN}$$

En el puntal, **resistencia nominal P_n = 1,231.5 kN**; esbeltez L_c/r = 81.1, en el rango de pandeo inelástico (límite 127).

Solución (2/2)

SOLUCIÓN

2 Relaciones LRFD y ASD (P = 271.26 kN)

$$\text{LRFD: } P_u = 1.6(271.26) = 434.0\ \text{kN} \leq \phi_c P_n = 0.90(1{,}231.5) = 1{,}108.3\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.392}$$

$$\text{ASD: } P_a = 271.26\ \text{kN} \leq \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{1{,}231.5}{1.67} = 737.4\ \text{kN} \quad \eta = \mathbf{0.368}$$

Puntal: LRFD η = **0.392**, ASD η = **0.368**. Tablestaca (LRFD) 0.291, viga de reparto 0.658; en EN 1993-1-1 eran 0.221, 0.499 y 0.350.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Columna de Terzaghi, corrección de Chang

TEORÍA

Una excavación entibada puede romperse incluso sin que colapsen los puntales: el peso del terreno contiguo a la excavación y de la sobrecarga empuja la arcilla situada bajo el fondo hacia el interior y hacia arriba. La columna de terreno de ancho B′ actúa como carga sobre la arcilla, que a nivel del fondo tiene una capacidad portante cN_c (N_c = 5.7); la resistencia al corte cH en la cara lateral la alivia:

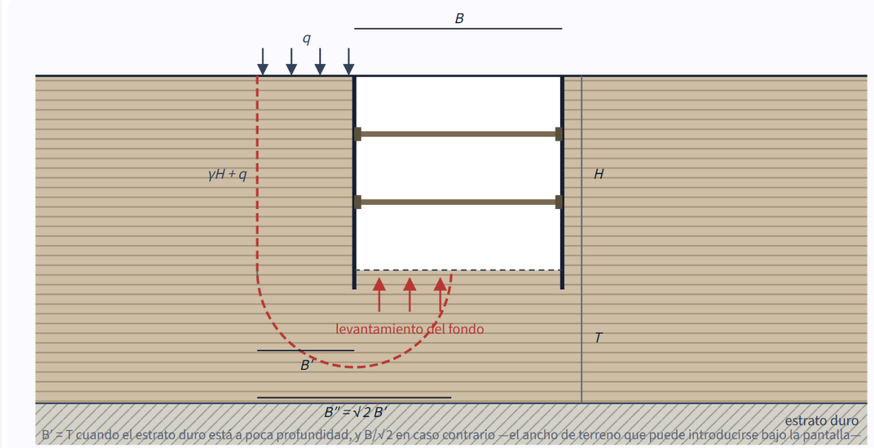
$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H + q - cH/B'}$$

La ecuación se ha **corregido en tres aspectos**: la carga de cortante lateral no reduce, sino que **añade resistencia**; la banda de la base de ancho B″ funciona como una cimentación cargada hacia arriba; como el fondo de excavación es ilimitado, N_c = 5.14 (cimentación lisa):

$$FS = \frac{5.14\,c\left(1 + 0.2\dfrac{B''}{L}\right) + \dfrac{cH}{B'}}{\gamma H + q} \qquad B' = \min\left(T, \frac{B}{\sqrt{2}}\right),\ B'' = \sqrt{2}\,B'$$

B es el ancho de la excavación, L la longitud en planta, T el espesor de arcilla bajo el fondo y q la sobrecarga junto a la excavación. En excavaciones totalmente colapsadas, FS ≈ 1; en las parcial o ligeramente colapsadas resulta algo mayor; FS requerido ≈ **1.5**.

En arcilla homogénea, si FS < 1.5, las tablestacas se hincan más profundamente (por lo general no más de B/2 por debajo de la base); la longitud empotrada soporta una fuerza tomada de ábacos de proyecto publicados.



Enunciado

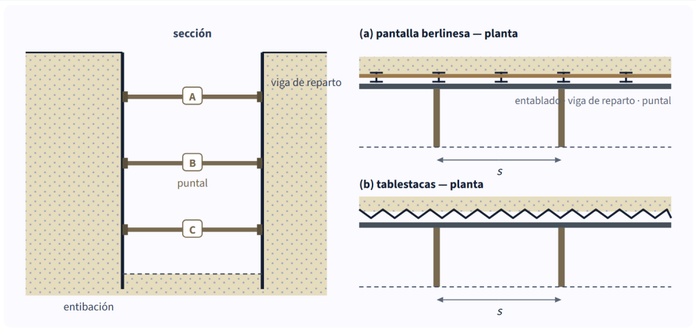
EJEMPLO

Datos

Excavación abierta	$H = 7$ m, $B = 6$ m, $L = 20$ m; arcilla $\gamma = 18$, $c = 35$ kPa, espesor de arcilla bajo el fondo $T = 4$ m; sin sobrecarga
Excavación del libro	4 m de ancho, 15 m de largo, 6 m de profundidad; $\gamma = 17$, $c = 40$ kPa; estrato rígido 2 m por debajo de la base

SE PIDE

Para ambas excavaciones, **B′**, **B″** y **FS** (¿≥ 1.5?); en la excavación inicial, ¿y si no hay estrato duro y el ancho es de 10 m?



Solución

SOLUCIÓN

1 Excavación del ejemplo inicial: B/√2 = 4.24 m > T = 4 m; por tanto, B′ = T

$$B' = T = 4.00\ \text{m} \qquad B'' = \sqrt{2}B' = 5.66\ \text{m}$$

$$FS = \frac{5.14(35)\left(1 + 0.2\frac{5.66}{20}\right) + \frac{35(7)}{4.00}}{18(7)} = \frac{190.1 + 61.2}{126} = \mathbf{1.99} \ \geq 1.5\ \checkmark$$

2 Excavación del sótano (T = 2 m ≤ B/√2 = 2.83 m: B′ = T = 2.00 m, B″ = 2.83 m)

$$FS = \frac{5.14(40)\left(1 + 0.2\frac{2.83}{15}\right) + \frac{40(6)}{2.00}}{17(6)} = \mathbf{3.27}$$

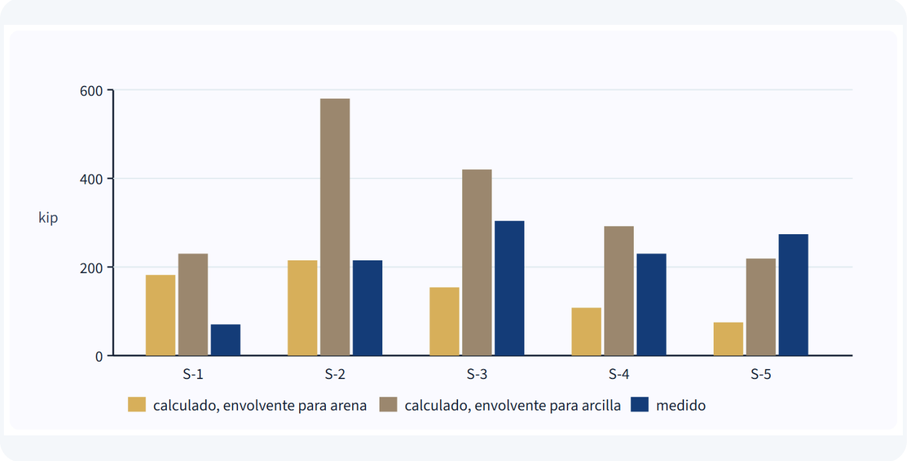
La excavación inicial del módulo da **FS = 1.99** y la excavación del libro **3.27**: ambos ≥ 1.5. Si no se introduce el estrato duro (B′ = B/√2), el FS de la excavación del libro baja a 2.96; el de la excavación inicial baja a 1.80 con 10 m de ancho y sin estrato duro (disminuye en el sentido conservador): el levantamiento del fondo empeora con el ancho y con la ausencia del estrato duro.

Comprobar la solución en GeoTerva ↗

Casos de estudio de Boston y Chicago

TEORÍA

Boston (sección de ensayo B): 17.7 m de profundidad, cinco puntales; el perfil se acotó con dos envolventes, una para arena y otra para arcilla (envolvente de arena 53.5 kPa, envolvente de arcilla blanda a media 146.1 kPa); las cargas medidas resultaron muy distintas de ambas estimaciones (los parámetros del terreno son inciertos), y los puntales se habían dimensionado para cargas muy superiores a las medidas. **Chicago, National Plaza**: 21.3 m de profundidad, seis puntales; el perfil se convirtió en una arcilla equivalente (c_{av} = 34.91 kPa, γ_{av} = 19.76 kN/m³, γH/c = 12.08 > 4, σ_a = 282.0 kPa). La envolvente de Peck dio una presión de aproximadamente **1.8 veces** la observada: una envolvente trazada alrededor de muchas excavaciones es conservadora para una sola excavación; en el mismo terreno, la experiencia de obra puede reducir de forma notable el sobredimensionamiento.



Qué supone el método

TEORÍA

Las envolventes se han recopilado de excavaciones de más de unos 6 m de profundidad; **la envolvente no es la presión real sobre el muro en un instante cualquiera**: proporciona una carga de apoyo segura, no la deformación del muro. La arcilla se considera **sin drenaje**; la presión intersticial no se tiene en cuenta por separado.

Cuando hay varias arcillas, se promedian según el espesor (c_{av}, γ_{av}); $\gamma H/c$ se elige con estos promedios. La sobrecarga se añade junto a la envolvente ($\Delta p = q$); el agua solo modifica el peso específico.

La **tablestaca** se considera una cadena isostática de articulaciones; no se emplean su propia rigidez ni el empotramiento por debajo de la base. Las **vigas de reparto** son vanos simples entre puntales (del lado de la seguridad). El acero se comprueba con EN 1993-1-1 (la clase 4 no se dimensiona) o con AISC 360-22.

El levantamiento del fondo se comprueba con la ecuación corregida de Chang; no se cuenta el empotramiento de la tablestaca por debajo de la base (del lado de la seguridad). Para varios estratos, la fórmula se emplea con la extensión por estratos de GeoTerva.

Durante la construcción cabe esperar movimientos laterales y pérdida de terreno en el entorno; si existe un estrato duro, las tablestacas se empotran en él. En arcilla blanda, con $\gamma H/c \approx 8$, pueden producirse grandes desplazamientos y el colapso de los puntales.

Resumen

Puntos clave

Envolvente: $\gamma H/c > 4$ blanda–media ($\sigma_a = \max(\gamma H[1 - 4c/\gamma H], 0.3\gamma H)$); ≤ 4 rígida ($\approx 0.3\gamma H$). Ejemplo: $\gamma H/c = 3.6$, $\sigma_a = 37.8$ kPa

Sobrecarga y agua: $\Delta p = q$ se añade por separado; el agua solo modifica $\bar{\gamma}$. **Grieta de tracción** $z_c = 2c/\gamma = 3.89$ m; el primer puntal (1.0 m) queda por encima de ella

Carga en los puntales: la envolvente se divide en partes en las articulaciones y las reacciones se obtienen por estática; en el ejemplo $P_B = 271.26$ kN (suma de las dos reacciones)

Dimensionamiento: tablestaca $M_{max} = 27.03$ kN·m/m ($S = 159$ cm³/m), viga de reparto $M = R\,s^2/8 = 101.72$ kN·m ($S = 598$ cm³; $\sigma_{adm} = 170$ MPa)

Acero: EN 1993-1-1 $\eta = 0.221 / 0.499 / 0.350$ (tablestaca / viga de reparto / puntal); AISC LRFD puntal 0.392, ASD 0.368

Levantamiento del fondo: $FS = (5.14c(1 + 0.2B''/L) + cH/B')/(\gamma H + q) \geq 1.5$; 2.00 en la excavación inicial, 3.27 en la excavación del libro de texto

Referencias bibliográficas

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning — capítulo 15, «Braced Cuts»; esta página sigue dicha obra.

Peck, R.B. (1943). Earth pressure measurements in open cuts, Chicago (Ill.) subway. Transactions, ASCE, 108, 1008–1058.

Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225–290.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.

Lambe, T.W. (1970). Braced excavations. Proceedings, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE, 149–218.

Swatek, E.P., Asrow, S.P. and Seitz, A. (1972). Performance of bracing for deep Chicago excavation. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 2, 1303–1322.

Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Géotechnique, 6(1), 32–47.

Chang, M.F. (2000). Basal stability analysis of braced cuts in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(3), 276–279.

U.S. Department of the Navy (1971). Design Manual — Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Moormann, C. (2004). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. Soils and Foundations, 44(1), 87–98.

EN 1990:2002, Eurocode — Basis of structural design. CEN.

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN.

EN 1993-5:2007, Eurocode 3: Design of steel structures — Part 5: Piling. CEN.

ANSI/AISC 360-22, Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2022.

ASCE/SEI 7-22, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 2022.

NOTA

Todos los ejemplos numéricos se han obtenido con el propio motor de cálculo del módulo; el módulo da los mismos valores. El ejemplo resuelto de la página del módulo es también esta excavación (H = 7 m, γ = 18 kN/m³, c = 35 kPa, puntales a 1 · 3.5 · 6 m).

GeoTerva

Cálculos geotécnicos en línea

De la teoría a la práctica

Introducir en GeoTerva el perfil de arcilla de la propia excavación, los niveles de puntales, la sobrecarga, el agua y los elementos; el módulo proporciona conjuntamente la envolvente, la grieta de tracción, las cargas en los puntales, los momentos de la tablestaca y de las vigas de reparto, la comprobación del acero y el levantamiento del fondo.

Abrir el módulo →

Página de teoría →

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

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