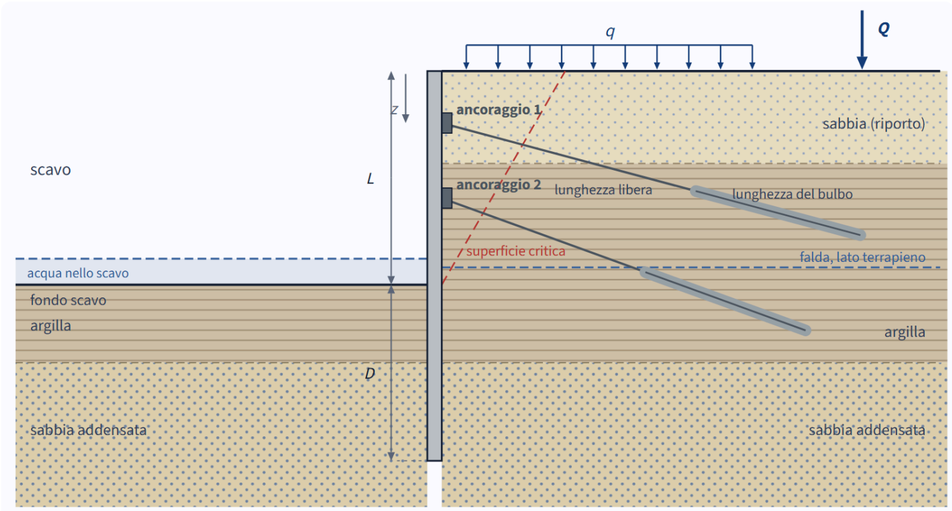
Presentazione didattica di geotecnica · Paratie di palancole e scavi puntonati

Paratia di palancole tirantata (terreno stratificato)

Lezione: paratia di palancole a sbalzo e tirantata in terreno stratificato di sabbia e argilla; tensioni sulle due facce, breve e lungo termine, profondità di infissione, tiri dei tiranti, momento, sezione, sisma; esempio di calcolo per ogni argomento.



- Terreno stratificato
- Breve e lungo termine
- Paratia libera alla base · cerniera
- Ancoraggio · EN 1993 · AISC 360
- Sisma · sollevamento del fondo scavo

Introduzione

Che cosa si impara in questa lezione?

In un profilo fino a sei strati di **sabbia (drenato: c′, φ′) e argilla (breve termine c_u, lungo termine c′, φ′)**, le tensioni e le pressioni sulle due facce del muro

In argilla non drenata $\sigma_v \mp 2c_u$, la **fessura di trazione** (piena d'acqua) e gli scenari **a breve/lungo termine**, la regola del «maggiore di ciascun risultato»

Diagramma delle pressioni nette e margine di sicurezza (f in funzione della profondità, FS_p per la spinta passiva, profondità assegnata)

La statica del **muro a mensola**, del muro **tirantato a una sola fila di ancoraggi (paratia libera alla base)** e a **più file di ancoraggi (metodo della cerniera)**; momento, tiro del tirante e aderenza della malta

La verifica della paratia di palancole con **EN 1993-1-1 / AISC 360-22**; le verifiche di **sisma**, **sollevamento del fondo scavo** e **spostamento**

SVOLGIMENTO DELLA LEZIONE

Ogni argomento è trattato in **tre passaggi**:

1 · **Teoria**: qual è la regola e perché è così?

2 · **Traccia**: dati e richiesto

3 · **Soluzione**: passo per passo, con i numeri

Muro di esempio: altezza di scavo 7.5 m; 3 m di sabbia in sommità, 6 m di argilla, sabbia addensata al di sotto; falda a 8.5 m di profondità su entrambi i lati; sovraccarico q = 10 kPa; due ordini di tiranti (1.5 m e 4.5 m, s = 2.5 m, 15° e 20°). Le forze sono per metro di muro.

Come è sostenuto il muro?

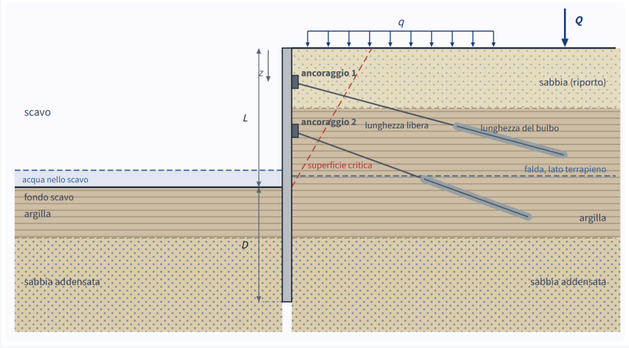
TEORIA

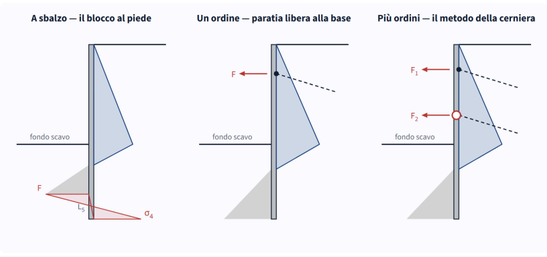
La paratia di palancole si sostiene con la propria infissione al di sotto del fondo scavo e, quando l'altezza trattenuta non è sufficiente, con **tiranti di ancoraggio nel terreno**. Il terreno reale è raramente un unico strato: la sabbia spinge e resiste per attrito, l'argilla per la propria resistenza; la resistenza dell'argilla non è la stessa subito dopo lo scavo e dopo anni. Il modulo assume il profilo così com'è: **fino a sei strati**, che proseguono al di sotto del fondo scavo con entrambe le percentuali.

A sbalzo: sostenuta dal solo terreno; ruota attorno a un punto prossimo al piede (spinta attiva sopra il fondo scavo, i lati si invertono al di sotto). L'altezza trattenuta è economica fino a circa 5–6 m.

Un ordine di tiranti: il muro è una trave su due appoggi (l'ancoraggio e la spinta passiva dell'infissione); il piede è considerato libero: la **paratia libera alla base** si ricava da un'unica equazione di momento rispetto all'ancoraggio.

Ancoraggi su più file: il muro è iperstatico; il **metodo della cerniera** inserisce una cerniera in ogni ancoraggio tranne quello più alto, le luci diventano travi semplicemente appoggiate e la parte al di sotto dell'ancoraggio più basso è progettata con paratia libera alla base.





z è misurata verso il basso a partire dalla sommità del muro; L è la profondità del fondo scavo, D l'infissione. La pressione netta è positiva verso lo scavo; l'ancoraggio richiama il muro con F (per metro). Il metodo è **l'equilibrio limite**: il terreno è assunto nel suo stato attivo e passivo limite.

σ_v, u, σ'_v; Rankine c′–φ′

TEORIA

A ogni profondità si mantengono tre campi di tensione: la tensione verticale totale σ_V, la pressione interstiziale u e la tensione efficace $\sigma'_V = \sigma_V - u$. L'argilla non drenata è definita dal primo, lo strato drenato dal secondo e dal terzo. La colonna trattenuta porta tutto il proprio terreno di copertura anche sotto il fondo scavo; la colonna di scavo riparte dal fondo scavo: è questa la differenza che l'infissione deve bilanciare.

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

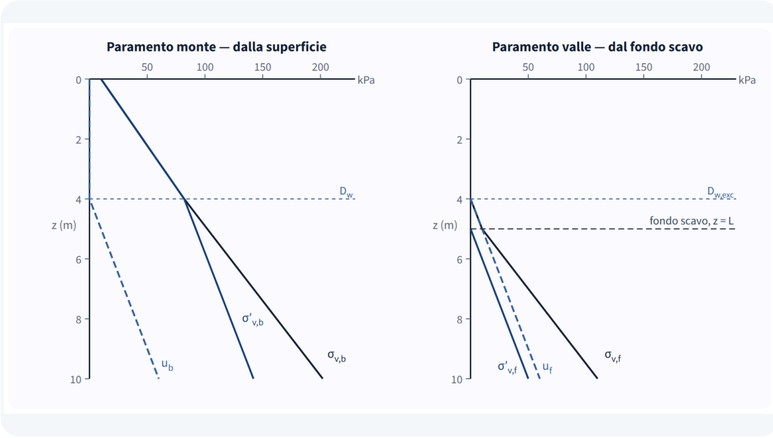
Strato drenato (sabbia, oppure argilla a lungo termine): Rankine, parete verticale, superficie piana, assenza di attrito terra-muro:

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

Ogni strato ha i propri valori di K_a, K_p: σ'_V è continua ma **la pressione subisce un salto al confine tra gli strati**; i salti sono una caratteristica reale del diagramma e non vengono smussati.

Quando c′ > 0 l'espressione attiva diventa negativa al di sopra dello strato: il terreno non può tirare il muro, pertanto la parte dovuta al terreno viene **troncata** a zero (la parte dovuta all'acqua non viene troncata).

Il sovraccarico uniforme q si aggiunge a $\sigma_{V,b}$ a ogni profondità; il taglio in trazione ne tiene conto.



Traccia

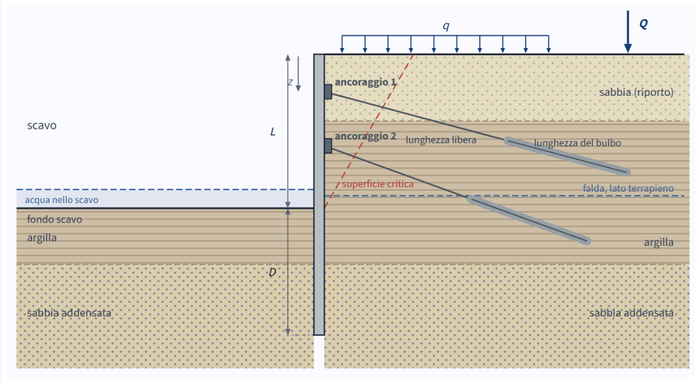
ESEMPIO

Dati

Profilo	**in sommità 3.0 m di sabbia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m di argilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), al di sotto sabbia addensata ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; falda a 8.5 m su entrambi i lati; $q = 10$ kPa**
Traccia	**il lato di monte $z = 3.0$ m (confine sabbia–argilla) e il fondo scavo $z = L = 7.5$ m**

RICHIESTO

σ'_v; $\mathbf{p_a}$ per la sabbia e per l'argilla (drenato, lungo termine); il salto al confine sabbia–argilla.



Soluzione

SOLUZIONE

1 Al confine sabbia–argilla (z = 3.0 m; acqua a 8.5 m, u = 0)

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

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

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

2 Alla base dello scavo (z = L = 7.5 m): la colonna trattenuta è avanzata di altri 4.5 m nell'argilla

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

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

σ′$_v$ è continua (64 kPa), ma la pressione salta al confine da **21.33 a 20.50 kPa** (sabbia K_a = 1/3, argilla K_a = 0.4217 e contributo di c′ pari a −6.49 kPa). Alla base dello scavo la pressione attiva è 56.55 kPa.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

$\sigma_v \mp 2c_u$; “il maggiore di ciascun risultato”

TEORIA

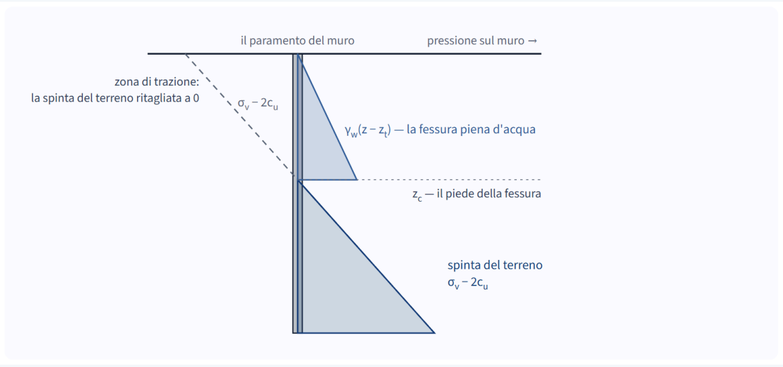
L'argilla satura caricata rapidamente (lo scavo è eseguito davanti ad essa) non può drenare: la resistenza è c_u, $\varphi = 0$, definita in termini di **tensione totale** (l'acqua è inclusa in σ_v):

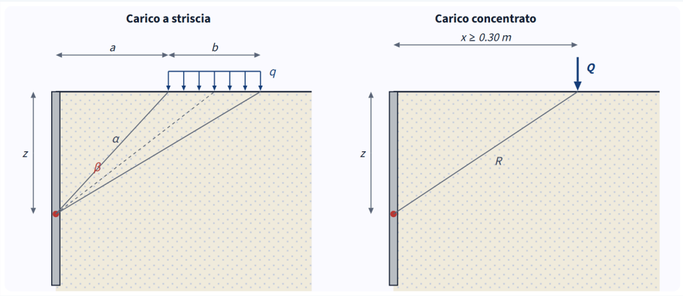
$$p_a = \max(\sigma_v - 2c_u,\ u) \qquad p_p = \eta_p(\sigma_v + 2c_u) \qquad p_{crack} = \gamma_w(z - z_t)\ \ (z_t \le z \le z_c)$$

Sopra l'argilla trattenuta, $\sigma_v - 2c_u$ è negativo: l'argilla fessura; z_t è l'estremità superiore della zona di trazione e $\mathbf{z_c}$ quella inferiore, dove $\sigma_v = 2c_u$. La fessura aperta in superficie si riempie di acqua piovana o di falda e spinge con la propria pressione idrostatica: **si assume riempita d'acqua** (a favore di sicurezza); può essere dichiarata asciutta (con avvertenza), e la conseguenza del caso opposto viene sempre riportata.

Breve termine argilla non drenata; **lungo termine** ogni strato drenato. Quale dei due sia critico non è noto a priori; il modulo **esegue entrambi** e assume l'infissione, ogni tiro del tirante e il momento come **il maggiore dei due scenari** (non devono necessariamente provenire dallo stesso scenario). Uno scenario in cui il tirante non porta trazione non governa il muro; se ne tiene nota.

Sovraccarico: il carico uniforme q si somma a $\sigma_{v,b}$; il carico a striscia (a, b, q) e il carico concentrato (Q, x) costituiscono la soluzione elastica per muro rigido e **non vengono moltiplicati** per K_a; in condizioni sismiche entrano con ψ_2.





Traccia

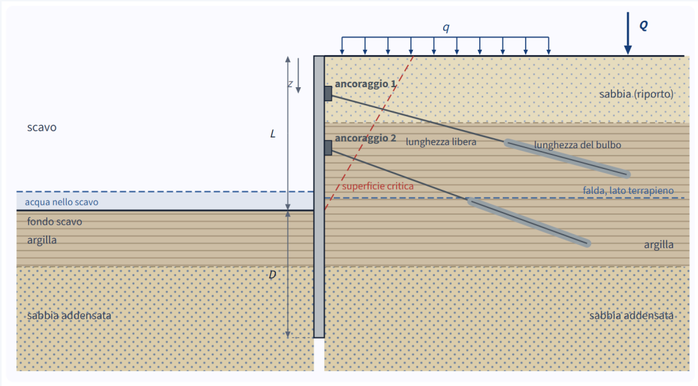
ESEMPIO

Dati

Profilo	**in sommità 3.0 m di sabbia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m di argilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), al di sotto sabbia addensata ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; falda a 8.5 m su entrambi i lati; $q = 10$ kPa**
Traccia	**nel breve termine $\sigma_v - 2c_u$ sopra l'argilla e z_c all'estremità inferiore della fessura; risultati dei due scenari**

RICHIESTO

$\sigma_v - 2c_u$ (sopra l'argilla), **z_c** e la pressione dell'acqua nella fessura; i valori D, F, M del breve e del lungo termine e quello determinante.



Soluzione

SOLUZIONE

1 Breve termine: sopra l'argilla (z = 3.0 m, σ_v = 64.0 kPa, c_u = 45 kPa)

$$\sigma_v - 2c_u = 64.0 - 2(45) = -\mathbf{26.0}\ \text{kPa} < 0 \Rightarrow \text{viene tagliato; la fessura si apre}$$

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

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

2 Si eseguono entrambi gli scenari (il motore del modulo); il muro è progettato per il maggiore dei due

Scenario	$D_{teorica}$ (m)	$D_{richiesto}$ (f = 1.3)	F_1, F_2 (kN/m)	M_{max} (kN·m/m)	z_M (m)
Breve termine (argilla non drenata)	1.549	2.014	34.30 ; 56.94	59.49	6.55
Lungo termine (tutti drenati)	2.403	3.124	41.69 ; 132.32	121.43	6.82

La fessura riempita d'acqua esercita una pressione idrostatica per **1.37 m** sopra l'argilla (3.0 → 4.37 m). Il lungo termine è **determinante in ogni risultato** (D, F_1, F_2, M): il muro è progettato secondo lo scenario a lungo termine; il momento a breve termine è meno della metà.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Diagramma delle differenze; f in funzione della profondità oppure FS_p per la condizione passiva

TEORIA

Il muro avverte la **differenza** tra le due facce: $p_{net} = p_b - p_f$ (trattenuto – scavo).

L'equilibrio si scrive su questo diagramma: sopra il fondo scavo, la spinta attiva e l'acqua del terreno trattenuto; sotto, la spinta passiva dell'infissione cresce più rapidamente dell'attiva e la pressione netta si annulla nel punto E e si inverte verso il lato trattenuto. La sommità, gli ancoraggi, il fondo scavo, ogni confine di strato, i livelli d'acqua, le estremità delle fessure, i bordi dei carichi e gli zeri delle pressioni troncate dividono il muro in **tratti**; in ciascun tratto la risultante è lineare e forza e momento si integrano esattamente:

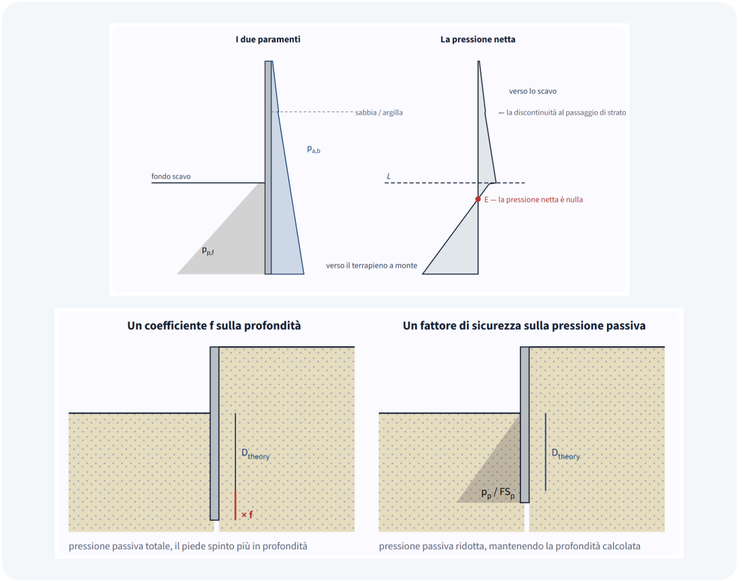
$$F_{seg} = \tfrac{1}{2}(p_0 + p_1)h \qquad M_{seg}(z_r) = \frac{h\,[p_0(2z_0 + z_1) + p_1(z_0 + 2z_1)]}{6} - z_r F_{seg}$$

Nella profondità teorica $D_{teorica}$ non è previsto alcun margine; due approcci (figura):

Fattore di profondità f: $D_{richiesta} = f \cdot D_{teorica}$ (f = 1.2–1.3 sabbia, 1.4–1.6 argilla); le pressioni e il momento sono quelli del muro teorico.

FS_p sul lato passivo: $\eta_p = 1/FS_p$ moltiplica la spinta **del terreno** passiva (mai la pressione dell'acqua); la profondità del diagramma ridotto diventa $D_{richiesta}$. Il valore $D_{richiesta}$ dell'altro procedimento è sempre riportato accanto.

Profondità assegnata: la verifica si esprime con $UR_D = D_{richiesta}/D_{assegnata} \le 1$; si determina $FS_{p,mob}$ per cui la resistenza passiva può essere divisa. I momenti e le forze di ancoraggio si assumono in base al **maggiore** tra il caso di progetto e quello a profondità assegnata.



Traccia

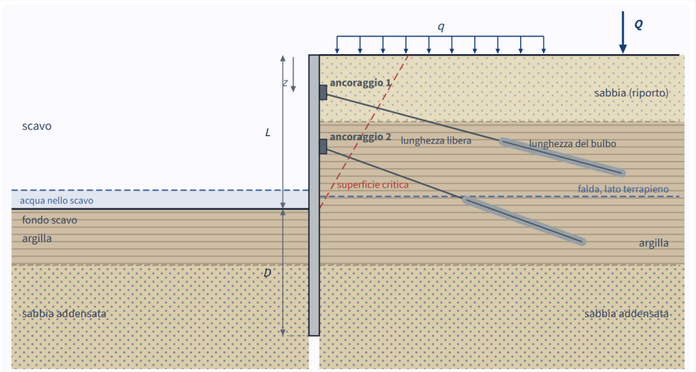
ESEMPIO

Dati

Muro	**in sommità 3.0 m di sabbia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m di argilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), al di sotto sabbia addensata ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; falda a 8.5 m su entrambi i lati; $q = 10$ kPa; due ordini di tiranti: $z = 1.5$ m ($15°$) e 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Strade	$f = 1.3$; $FS_p = 1.5$; **dati** $D = 3.5$ **m e** 6.0 **m**

RICHIESTO

Per ogni percorso $D_{gerekli}$, M_{max}, T_2 e $FS_{bond,2}$; alla profondità assegnata UR_D, $FS_{p,mob}$.



Soluzione

SOLUZIONE

1 Alla profondità f: $D_{richiesta} = 1.3 \times D_{teorica} = 1.3 \times 2.403 = 3.124$ m (momenti e forze sono quelli del muro teorico)

Strada	$D_{richiesta}$ / assegnata (m)	UR_D	$FS_{p,mob}$	M_{max} (kN·m/m)	T_2 (kN)	$FS_{bond,2}$
f = 1.3 (apertura)	3.124	—	—	121.4	352.0	2.14
FS_p = 1.5 (passiva / 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**
Dati D = 6.0 m	6.000	0.521	2.94	255.5	480.4	**1.57**

La via passiva con $FS_p = 1.5$ fornisce una paratia più profonda (3.27 m) e un **momento maggiore** (153.3). **Se la profondità assegnata è maggiore di quella necessaria, il momento e il tiro dell'ancoraggio aumentano**: per D = 6.0 m si ha M = 255.5 kN·m/m (2.1 volte quello dello scavo) e $T_2 = 480$ kN, $FS_{aderenza,2} = 1.57 < 2$: l'aderenza non è sufficiente. Realizzare la paratia più lunga del necessario non apporta sicurezza.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Blocco di piede; paratia libera alla base

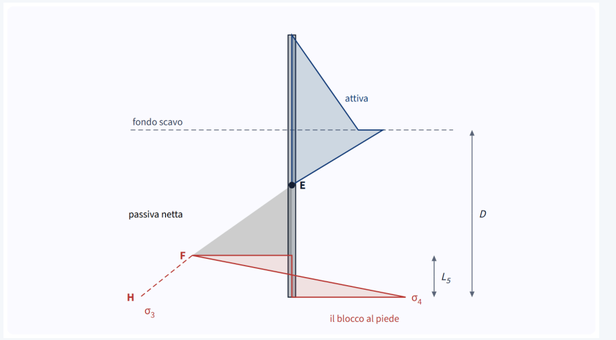
TEORIA

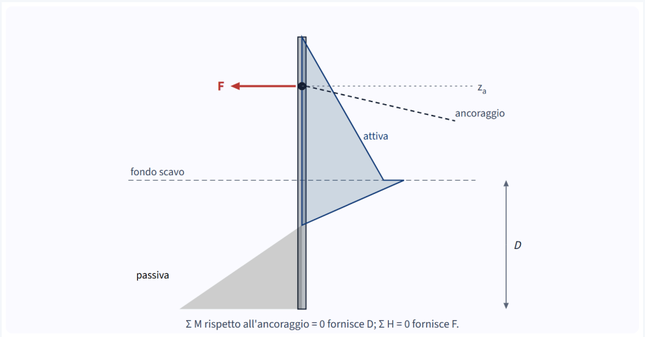
A sbalzo: dalla reazione netta al di sotto del fondo scavo nel punto E fino a F, e da F al blocco di piede (L_5) con l'ordinata invertita σ_4: $\Sigma H = 0$ e $\Sigma M = 0$ rispetto al piede. In una sabbia unica si riduce a un'equazione di quarto grado per L_4; in un profilo stratificato si risolve numericamente sullo stesso diagramma. Il blocco deve trovarsi al di sotto di E ($0 < L_5 < L_4$).

Singolo ordine di tiranti: si assume che l'estremità libera trasli; la profondità si determina **dal momento rispetto all'ancoraggio**, il tiro del tirante dall'equilibrio orizzontale:

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

La paratia libera alla base fornisce **il muro più corto e il momento massimo tra i metodi classici**; non si applica la riduzione del momento di Rowe per pareti flessibili.





Metodo della cerniera; taglio e momento

TEORIA

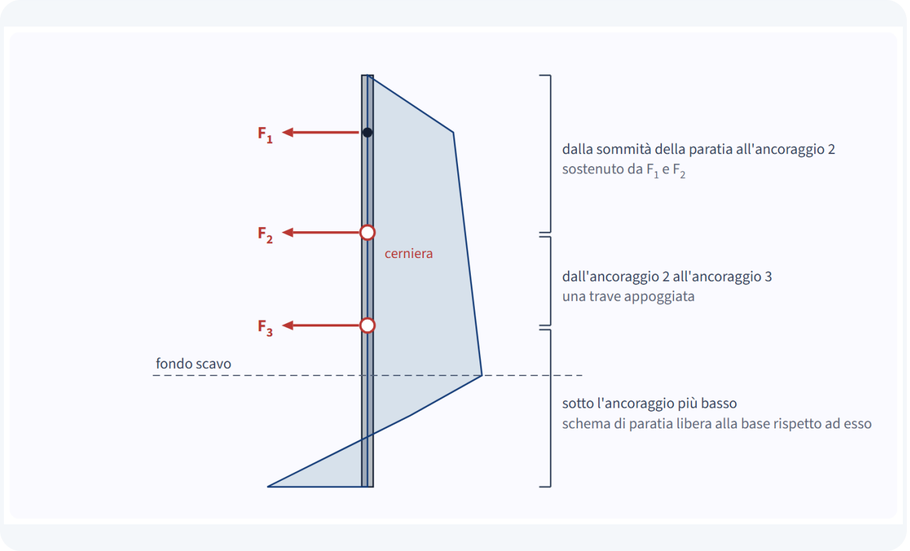
Con tre o più appoggi il muro è una trave continua ed è iperstatico. Il **metodo della cerniera** lo rende isostatico inserendo una cerniera (momento nullo) in ogni ancoraggio tranne il più alto: la campata superiore è una trave sui primi due ancoraggi, quelle intermedie sono travi semplicemente appoggiate, mentre al di sotto dell'ancoraggio più basso il terreno costituisce un appoggio libero rispetto a tale ancoraggio.

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

La forza di un ordine di tiranti è la somma delle reazioni delle campate adiacenti; l'ordine inferiore assorbe anche la forza orizzontale della porzione sottostante. Il momento in ogni cerniera è nullo (il modulo lo verifica come chiusura); un ordine che rimane in compressione è segnalato con un'avvertenza.

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

V e M sono integrati sugli elementi; il **momento massimo si trova dove V = 0** (all'interno di un elemento), non è scelto tra i nodi.



Traccia

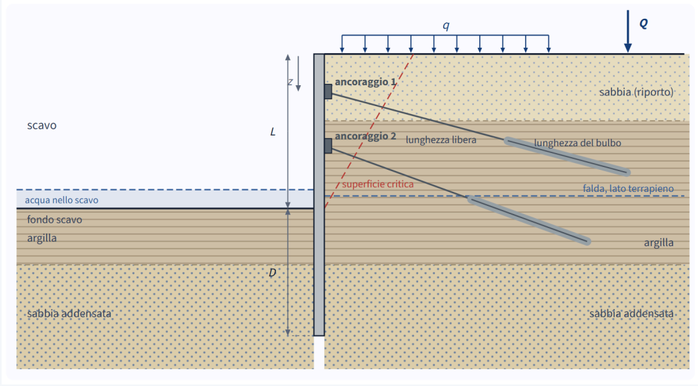
ESEMPIO

Dati

Profilo e carichi	**in sommità 3.0 m di sabbia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30^\circ$), 6.0 m di argilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24^\circ$, $c_u = 45$ kPa), al di sotto sabbia addensata ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36^\circ$); $L = 7.5$ m; falda a 8.5 m su entrambi i lati; $q = 10$ kPa**
Sistemi	**(a) a sbalzo senza ancoraggio; (b) una fila ($z = 1.5$ m, 15°); (c) due file (apertura); in tutti i casi $f = 1.3$, S275 $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**

RICHIESTO

Per ciascun sistema: **$D_{teorica}$**, **$D_{necessaria}$**, **M_{max}**, il tiro dell'ancoraggio e il coefficiente **η** della paratia di palancole; quale risulta idoneo?



Soluzione

SOLUZIONE

1 Stesso profilo, tre sistemi (il motore del modulo; in tutti il maggiore dei due scenari)

Sistema	Metodo	$D_{teorica}$ (m)	$D_{richiesta}$ (m)	M_{max} (kN·m/m)	Ancoraggio (kN/m)	η (EN 1993)
(a) A sbalzo	blocco terminale	8.033	10.443	1,210.1	—	**4.243**
(b) Fila singola	paratia libera alla base	2.896	3.765	295.9	128.2	**1.037**
(c) Due file	cerniera	2.403	3.124	121.4	41.7 ; 132.3	0.426

Per l'altezza trattenuta di 7.5 m la **paratia a sbalzo** richiede 10.4 m di infissione e 1,210 kN·m/m: la palancola non è sufficiente (η = 4.24). **Un solo ordine** di tiranti riduce l'infissione a 3.76 m ma mantiene η = 1.037 > 1 con M = 296 kN·m/m. **Due ordini** riducono il momento a 121.4 kN·m/m e la palancola risulta sufficiente (η = 0.426): il numero di ordini governa il momento e l'infissione.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Traccia

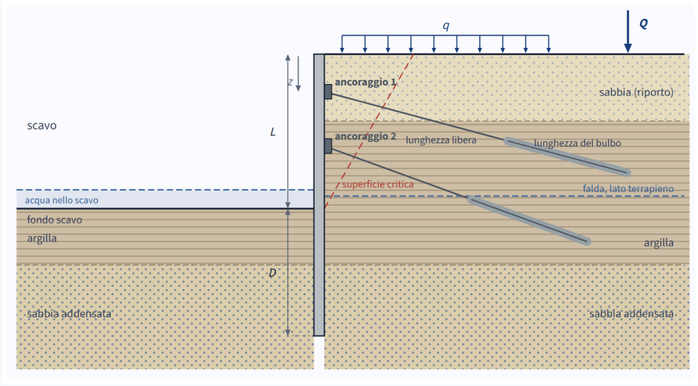
ESEMPIO

Dati

Muro	**in sommità 3.0 m di sabbia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m di argilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), al di sotto sabbia addensata ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; falda a 8.5 m su entrambi i lati; $q = 10$ kPa; due ordini di tiranti: $z = 1.5$ m ($15°$) e 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Tipo di risultato	**scenario a lungo termine (determinante); cerniera a $z = 4.5$ m**

RICHIESTO

Tiri dei tiranti **F_1**, **F_2** e loro somme; chiusura; **M_{max}** e la sua posizione; punti in cui V = 0.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Ordini di tiranti (per metro) ed equilibrio orizzontale

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

$$F_1 + F_2 = 41.69 + 132.32 = 174.00\ \text{kN/m} = \Sigma H_{net}\ \ (\text{forza orizzontale totale})$$

2 Alla cerniera il momento è nullo; il momento massimo dove V = 0

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

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

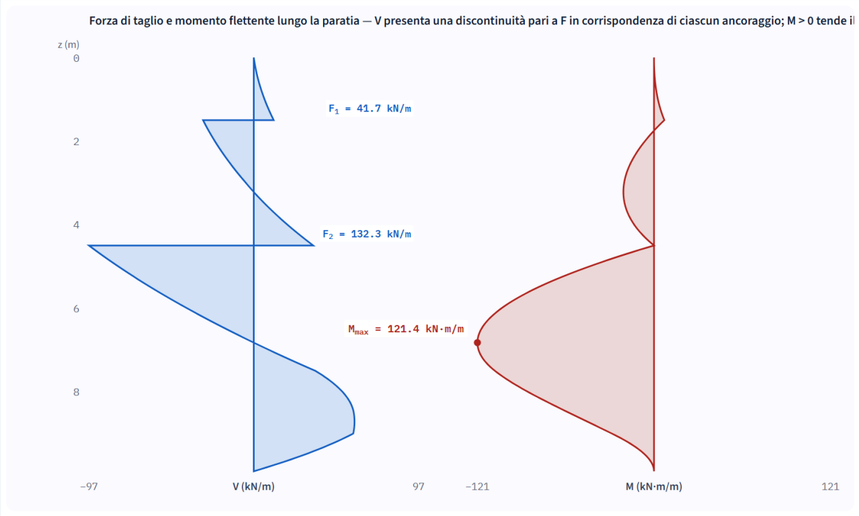
Tiri di ancoraggio **F_1 = 41.69** e **F_2 = 132.32 kN/m**; la loro somma è la risultante orizzontale del diagramma netto (estremità libera). **M_{max} = 121.43 kN·m/m**, sotto il fondo scavo a z = 6.82 m (V = 0).

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

3 Diagramma del taglio e del momento flettente (V presenta un salto pari a F a ogni ancoraggio)
$V(z) = \int p_{net} dz - \Sigma F_i$; $M(z) = \int V\, dz$. Il momento massimo è 121.4 kN·m/m alla profondità di 6.82 m; i due punti in cui V = 0 (3.22 m e 6.82 m) sono massimi locali del momento.

Le verifiche di chiusura risultano soddisfatte: momento alla cerniera ≈ 0, taglio e momento all'estremità nulli, la risultante del tratto coincide con l'integrale raffinato (174.0 kN/m). Il diagramma del momento presenta un picco locale nella parte a mensola superiore e il picco massimo al di sotto del fondo scavo.



Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Forza, lunghezza libera, bulbo e tiro di bloccaggio

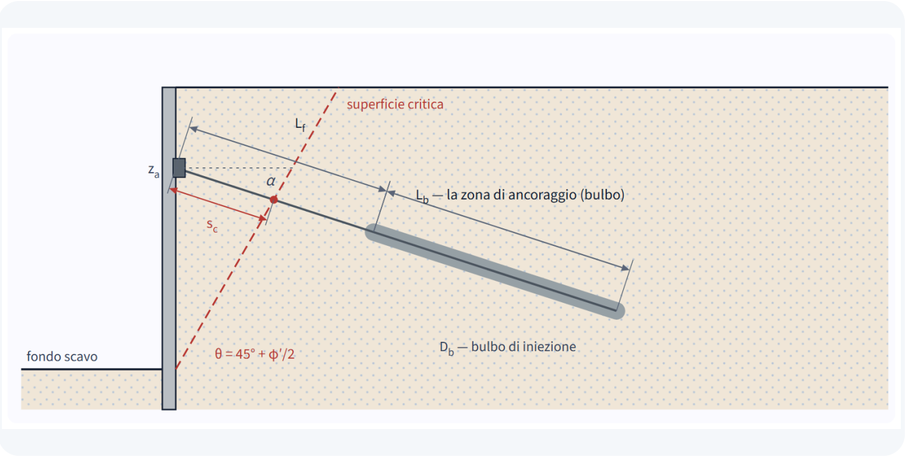
TEORIA

La reazione di un ordine è per metro di paramento. Gli ancoraggi sono distanziati di s e inclinati di α rispetto all'orizzontale:

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

La zona di iniezione (di ancoraggio) deve rimanere **a tergo** del cuneo che si muove insieme al muro. La superficie critica parte dallo spigolo di scavo e risale con θ = 45° + φ′/2; lungo il tirante essa viene intersecata in:

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



Automatica se la superficie è costituita da una sola sabbia che forma l'intera altezza trattenuta; in un profilo stratificato o argilloso un singolo piano non è una schematizzazione affidabile: la superficie si inserisce da un'analisi separata, altrimenti la verifica segnala «non eseguita».

Aderenza: $T_{ult} = \pi\, D_b\, L_b\, \tau_{ult}$; $FS_{bond} = T_{ult}/\max(T, P_0) \geq FS_{richiesto}$. L'ancoraggio è bloccato a P_0 e sopporta tale carico fin dall'inizio: la sollecitazione è la maggiore tra T e P_0. Si verifica inoltre separatamente $P_0/T_{ult} \leq 1$ come controllo dei dati di input.

Traccia

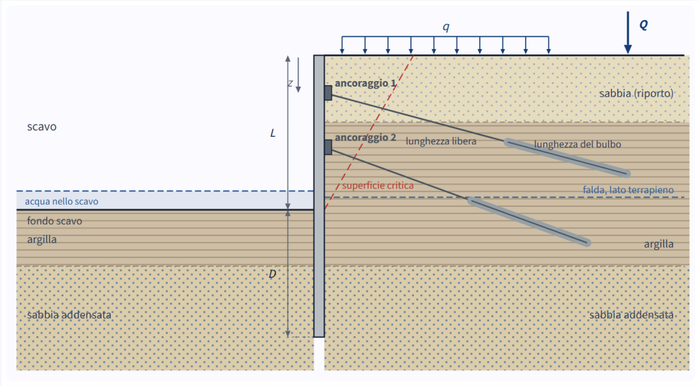
ESEMPIO

Dati

Ancoraggi	**riga 1:** $z = 1.5$ **m,** $s = 2.5$ **m,** $\alpha = 15°$**,** $F_1 = 41.69$ **kN/m; riga 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; tiro di bloccaggio** $P_0 = 250$ **kN;** $FS_{bond,required} = 2.0$

RICHIESTO

Per ciascun ancoraggio: **T**, T_V; **T_{ult}**, **FS_{bond}** e P_0/T_{ult}.



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Forze di ancoraggio (ciascuna lungo l'asse del tirante)

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

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

Le forze di ancoraggio sono dirette secondo l'asse del tirante; le componenti verticali $T_{v,1}$ = 27.9 e $T_{v,2}$ = 120.4 kN sono riportate (non vengono trasferite alla verifica della paratia di palancole).

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

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

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

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

Nel primo ancoraggio il tirante è determinato dal **tiro di bloccaggio** ($P_0 > T_1$), nel secondo dalla **forza in esercizio** (FS 3.02 e 2.14); $P_0/T_{ult} = 0.332 \leq 1$.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

EN 1993-1-1 o AISC 360-22

TEORIA

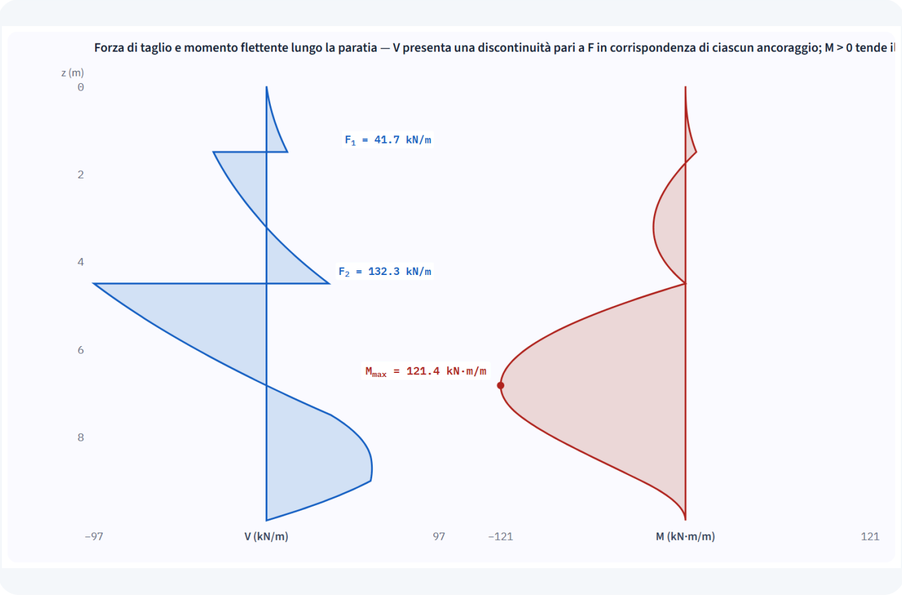
La sezione in acciaio è verificata a flessione con il momento massimo di progetto. Si utilizza il modulo di resistenza W per metro di paratia (dalle tabelle delle palancole; elastico o plastico, secondo la classe); il W_{req} richiesto è sempre riportato affinché la sezione possa essere scelta dal catalogo:

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

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

EN 1993-1-1: γ_F = 1.35, γ_{M0} = 1.00. AISC: γ_H = 1.6 (spinta delle terre H), M_n = $F_y Z$ (compatta) oppure $F_y S$ (prima plasticizzazione).

Il taglio del muro, l'instabilità locale dei suoi elementi e la perdita per corrosione sono esclusi dalla verifica e sono indicati nella relazione. Le forze di ancoraggio e il momento si assumono pari al maggiore tra la condizione di progetto e quella della profondità assegnata.



Traccia

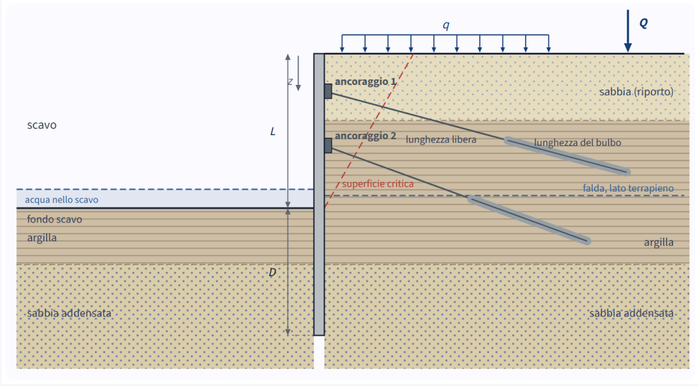
ESEMPIO

Dati

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

RICHIESTO

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



Soluzione

SOLUZIONE

1 EN 1993-1-1

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

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

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 paratia di palancole è adeguata: EN 1993-1-1 η = **0.426** (W richiesto = 596 cm³/m < 1 400), AISC LRFD **0.561**, ASD **0.527**.

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Pseudostatico stratificato: Mononobe–Okabe nella sabbia, cuneo non drenato nell'argilla

TEORIA

Ogni coefficiente statico è sostituito dalla corrispondente grandezza pseudostatica del proprio strato. L'angolo sismico deriva dai coefficienti orizzontale e verticale:

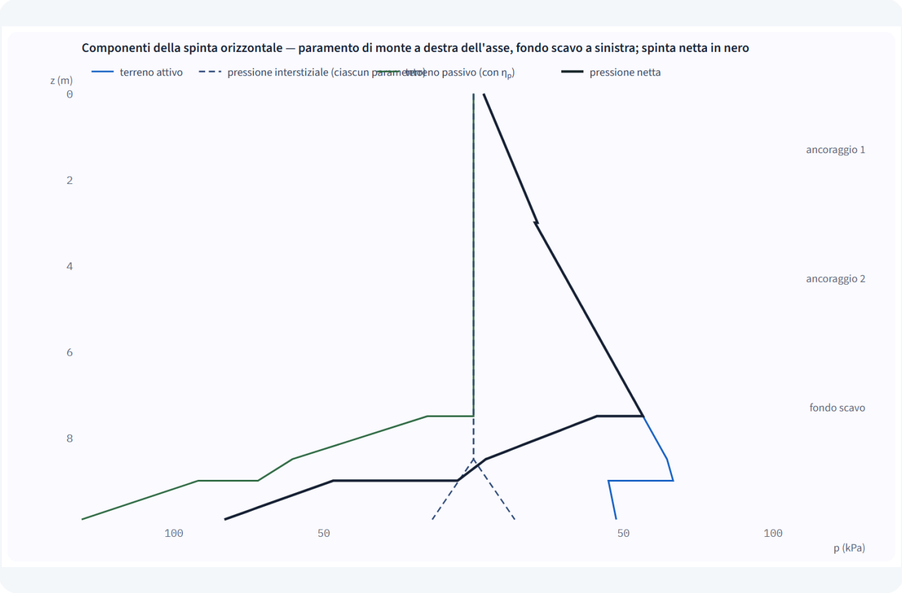
$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \qquad \sigma_{AE} = (1 \mp k_v) K_{AE} \sigma'_v \qquad \sigma_{PE} = (1 \mp k_v) K_{PE} \sigma'_v$$

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

Entrambi gli **scenari** del progetto statico vengono eseguiti con i due versi di k_V; l'infissione, il momento e le forze di ancoraggio maggiori governano.

Un muro tirantato non può ruotare attorno al piede: l'incremento dinamico della spinta attiva è **distribuito uniformemente lungo l'altezza trattenuta**: $\Delta P_{AE} = \int (p_{AE} - p_A) dz$. L'acqua libera nello scavo aggiunge la pressione di Westergaard ($7/8\ k_h \gamma_w \sqrt{(hz')}$).

Il sisma è legato allo scavo: al terreno passivo **non si applica alcun coefficiente**; D_E, che equilibra il diagramma sismico, non deve superare quello del muro ($D_{progetto}$). Se il muro è più lungo di D_E, in ogni caso si raggiunge l'equilibrio alla profondità data, con momenti e forze maggiori. L'ancoraggio e il tirante sono verificati anche per T_E ($FS_{richiesto,E} \approx 1.5$).



Traccia

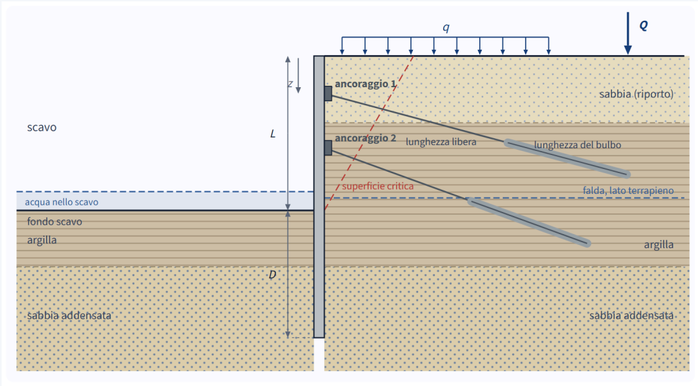
ESEMPIO

Dati

Muro	**in sommità 3.0 m di sabbia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m di argilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), al di sotto sabbia addensata ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; falda a 8.5 m su entrambi i lati; $q = 10$ kPa; due ordini di tiranti: $z = 1.5$ m ($15°$) e 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Sisma	$k_h = 0.15$, $k_v = \pm 0.075$; **pressione interstiziale confinata; tirante: $T_{ult} = 754$ kN, richiesto $FS_{bond,E} \approx 1.5$**

RICHIESTO

I valori D, M, F dei quattro casi (due scenari × due k_V); **D_E**, **$M_{max,E}$**, le forze di ancoraggio e l'aderenza; il muro resiste a questo sisma?



Soluzione (1/2)

SOLUZIONE

1 Quattro casi (due scenari del progetto statico, k_V nelle due direzioni)

Scenario	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
Lungo	+0.075	4.348	277.0	288.5	66.1 ; 222.4
Lungo	−0.075	3.958	277.2	315.8	81.5 ; 234.3

Profondità di infissione determinante **D_E = 4.35 m** (lungo termine, k_V = +0.075); momento massimo **277.2 kN·m/m** (lungo termine, k_V = −0.075). ΔP_{AE} = 48.9 kN/m.

Soluzione (2/2)

SOLUZIONE

2 Verifiche

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

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

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

La paratia di palancole **non resiste** a questo sisma: l'equilibrio sismico richiede 4.35 m di infissione (progetto 3.12 m) e l'aderenza del secondo ancoraggio non è sufficiente ($FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.50, $T_{E,2}$ = 623 kN). La sezione della palancole è adeguata (η_E = 0.72): occorre aumentare la lunghezza di infissione e l'aderenza della malta (lunghezza o diametro del bulbo).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

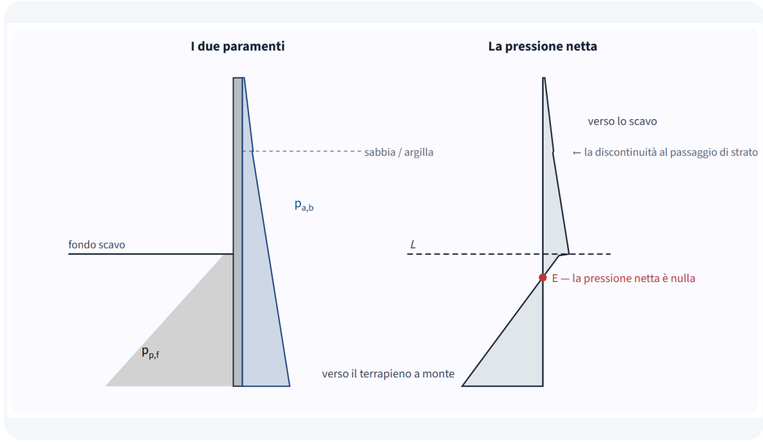
Blocco di sollevamento alla base in argilla; trave su letto di molle

TEORIA

Sollevamento del fondo scavo: se il fondo dello scavo è in argilla tenera, il peso del terreno trattenuto può comprimere l'argilla verso lo scavo. Come nel modulo Argilla, si verifica con un blocco di capacità portante al piede della paratia (B′ = B/√2 oppure T fino allo strato rigido, il minore; B″ = √2 B′):

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

I carichi a striscia e concentrati si convertono in un sovraccarico equivalente entro B′; se il terreno alla base non è argilla, la verifica non si applica. **Spostamenti**: la paratia è una trave elastica (EI), con molle elasto-plastiche su ciascun lato (coefficiente di reazione del terreno k_h); ogni ancoraggio è una molla pretesa ($k = E\, A_t \cos^2\alpha/(L_f s)$, che parte da $P_0 \cos\alpha/s$) e porta solo trazione:



Le molle partono dalla spinta a riposo ($K_0\sigma'_v$ nello strato drenato, σ'_v nell'argilla non drenata) e non superano il limite. k_h è un parametro del modello; il risultato è **di carattere indicativo**, fornito senza limiti; dipende fortemente da k_h quando le molle sono tenere, e molto poco una volta raggiunti i limiti.

Il momento del modello in spostamenti può risultare prossimo al momento dell'equilibrio limite, ma il momento di progetto è sempre quello dell'equilibrio limite.

Traccia

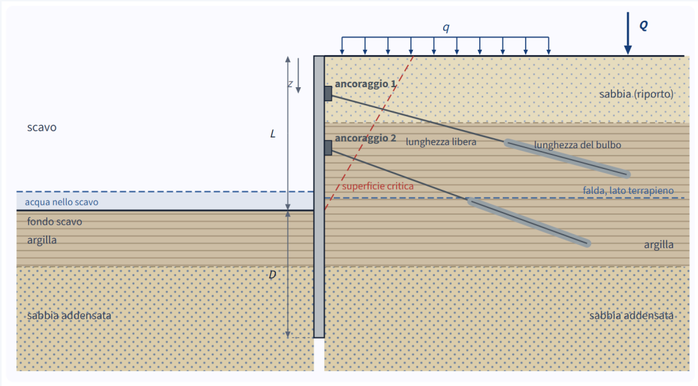
ESEMPIO

Dati

Muro	**in sommità 3.0 m di sabbia ($\gamma = 18$, $\varphi' = 30°$), 6.0 m di argilla ($\gamma = 19$, $c' = 5$ kPa, $\varphi' = 24°$, $c_u = 45$ kPa), al di sotto sabbia addensata ($\gamma = 19$, $\varphi' = 36°$); $L = 7.5$ m; falda a 8.5 m su entrambi i lati; $q = 10$ kPa; due ordini di tiranti: $z = 1.5$ m ($15°$) e 4.5 m ($20°$), $s = 2.5$ m; $f = 1.3$; S275, $W_{el} = 1\,400$ cm³/m**
Scavo e muro	**larghezza dello scavo $B = 10$ m (lungo, senza strato rigido); argilla sotto il fondo scavo ($c_u = 45$ kPa); $EI = 44\,100$ kN·m²/m; $k_h = 20/15/40$ MN/m³ (sabbia/argilla/sabbia); $P_0 = 250$ kN**

RICHIESTO

FS_{heave} (≥ 1.5?); **spostamento** della testa del muro, del fondo scavo e del piede; momento massimo del modello di spostamento.



Soluzione

SOLUZIONE

1 Sollevamento del fondo scavo (B′ = B/√2 = 7.07 m; L_{exc} non inserito: termine di forma assente)

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

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

2 Spostamento (metodo del coefficiente di reazione del terreno; tiranti di ancoraggio pretesi)

$$y_{crest} = -2.6\ \text{mm}\ \ (\text{verso monte, lato sostenuto}) \qquad y_{excavation\ base} = 11.2\ \text{mm} \qquad y_{tip} = -0.5\ \text{mm}$$

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

Il fattore di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo scavo è **1.74** (≥ 1.5). La sommità del muro è richiamata **2.6 mm all'indietro** dai tiranti di ancoraggio pretesati; alla base dello scavo si sposta di **11.2 mm** verso lo scavo (valore indicativo, non confrontato con un limite). Il momento del modello (108.6) è prossimo al momento dell'equilibrio limite (121.4).

Verificare la soluzione in GeoTerva ↗

Ipotesi del modulo e limiti di applicazione

TEORIA

Ipotesi dichiarate: assenza di attrito terra-muro (δ = 0); la lunghezza libera è misurata lungo il tendon; il carico concentrato è assunto nella sezione più sollecitata; coefficienti sismici strato per strato. **Grandezze indicate in due modi**: breve e lungo termine (entrambi validi), fessura piena d'acqua o asciutta (l'altra è annotata), tolleranza in profondità o sul passivo (l'altra è annotata).

Limitazioni: un ancoraggio all'esterno del muro; uno strato privo della resistenza richiesta dal proprio scenario; l'impossibilità di trovare un'infissione accettabile; ancoraggi che restano in compressione in ogni scenario; la perdita di chiusura; la zona di ancoraggio all'interno del cuneo critico.

Fuori ambito: riduzione del momento secondo Rowe (paratia flessibile), stabilità profonda e stabilità globale (in ogni analisi con tiranti viene indicato «non verificato»), filtrazione (livelli d'acqua diversi sono idrostatici), superficie trattenuta inclinata, carico lineare e fasi costruttive.

Il calcolo è **all'equilibrio limite, di predimensionamento**; la schermata può suggerire che cosa fare, la relazione riporta soltanto che cosa è stato assunto e che cosa è stato trovato.

Sintesi

Punti chiave

Tensione: σ_v, u, σ'_v su entrambi i paramenti; strato drenato Rankine c′–φ′ (**salto di pressione** al confine di strato), argilla non drenata $\sigma_v \mp 2c_u$; in superficie una **fessura di trazione riempita d'acqua** (nell'esempio z_c = 4.37 m)

Si analizzano sia il **breve sia il lungo termine**; per l'infissione, i tiri degli ancoraggi e il momento si assume **il maggiore dei due scenari** (nell'esempio il lungo termine in tutti i casi)

Pressione netta = lato trattenuto – fronte di scavo; punto E; tolleranza: $D = f \cdot D_{teorica}$ (2.403 → 3.124 m) oppure FS_p sul lato passivo; alla profondità assegnata **il momento e il tiro dell'ancoraggio aumentano** (D = 6 m: M = 255 kN·m/m)

Sistema: a sbalzo (D = 10.4 m, η = 4.2), una fila di ancoraggi con paratia libera alla base (M = 296, η = 1.04), due file con il metodo della cerniera (F_1 = 41.7, F_2 = 132.3 kN/m; M = 121.4; η = 0.43)

Ancoraggio: T = Fs/cos α (107.9 e 352.0 kN); FS di aderenza = $T_{ult}/\max(T, P_0)$ = 3.02 e 2.14; **sismico**: D_E = 4.35 > 3.12 m e $FS_{bond,E}$ = 1.21 < 1.5: la paratia non resiste al sisma

Sezione: EN 1993-1-1 η = 0.426; AISC LRFD 0.561, ASD 0.527. **Sollevamento del fondo scavo** FS = 1.74; **spostamento** in sommità −2.6 mm, fondo scavo 11.2 mm (indicatore)

Bibliografia

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 — Progettazione delle strutture di acciaio, regole generali.

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

NOTA

Tutti gli esempi numerici sono stati prodotti con il motore di calcolo del modulo stesso; il modulo restituisce gli stessi valori. Anche il modello iniziale della pagina del modulo è questo muro (7.5 m sabbia–argilla–sabbia, acqua a 8.5 m, q = 10 kPa, due ordini di tiranti).

GeoTerva

Calcoli geotecnici online

Dalla teoria alla pratica

Inserire in GeoTerva il profilo stratigrafico del proprio muro (sabbia e argilla), l'acqua, il sovraccarico, gli ordini di tiranti e i relativi elementi; il modulo fornisce insieme le spinte sulle due facce, le condizioni a breve e a lungo termine, l'infissione, i tiri dei tiranti, il momento e le verifiche di sezione, connessione, sisma, sollevamento del fondo scavo e spostamento.

Aprire il modulo → **Pagina di teoria →**

Aprire dallo smartphone
I moduli di prova non richiedono registrazione.

Se si desidera utilizzarli nelle proprie lezioni: info@geoterva.com