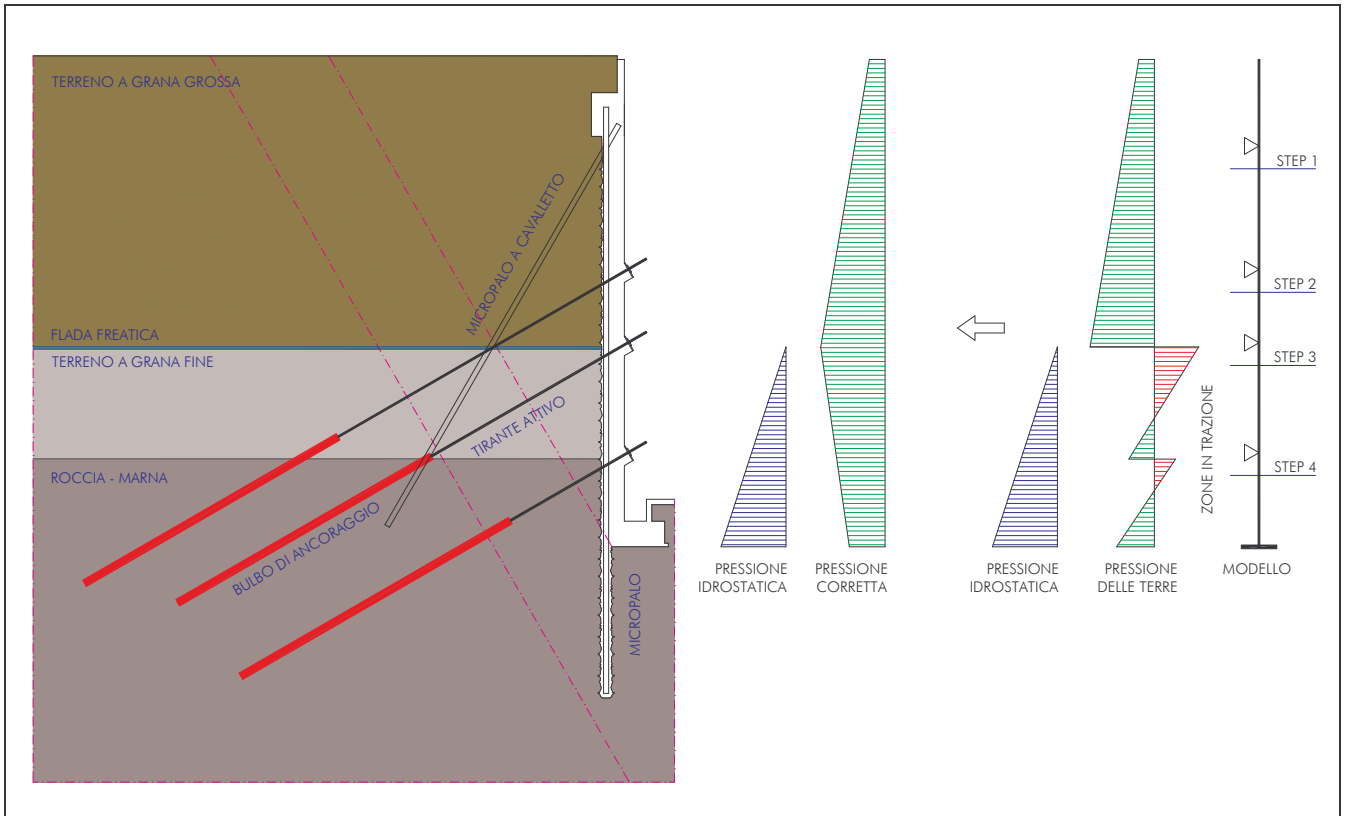
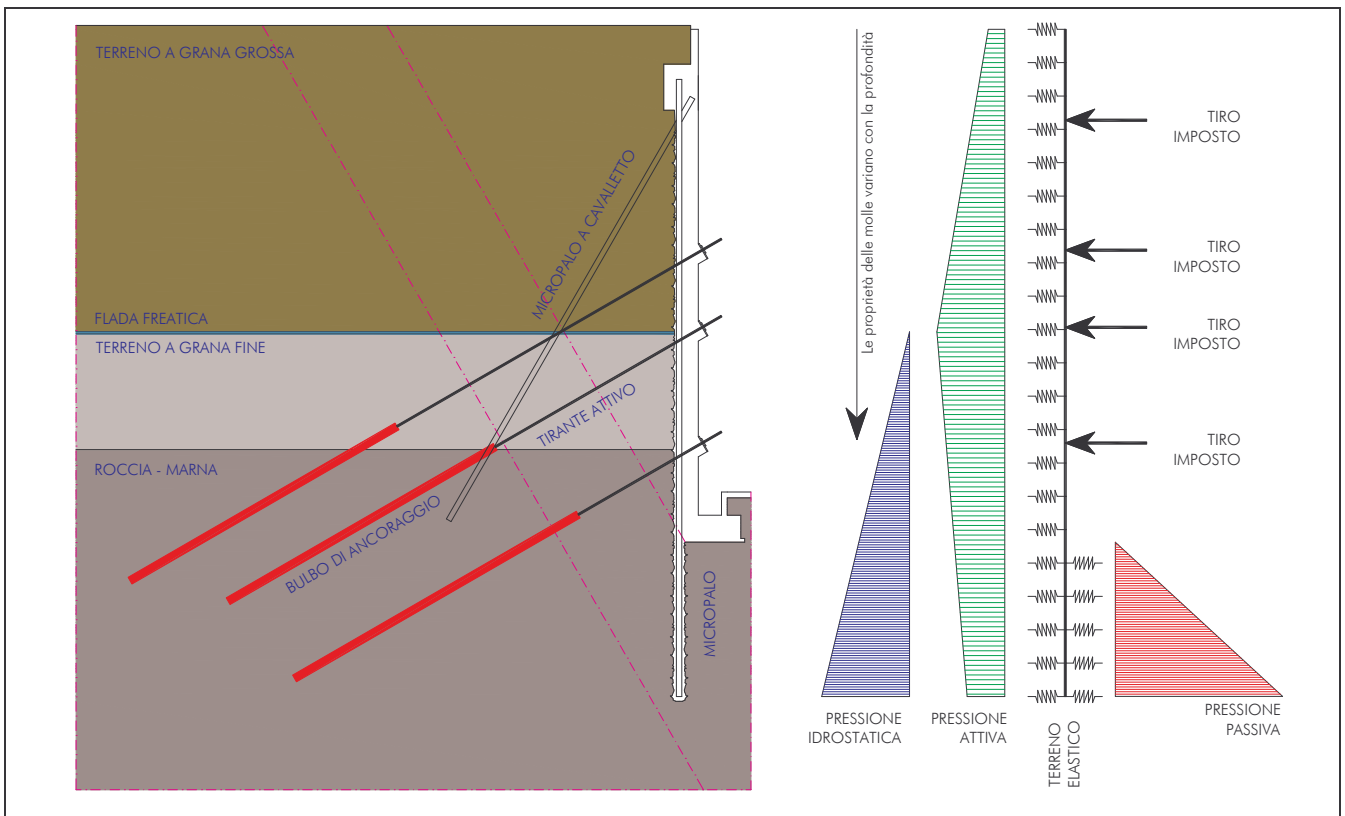


## ESEMPIO DI UNA PARATIA MULTI TIRANTATA



Modello classico a trave continua



Modello agli elementi finiti con risposta deformativa terreno struttura

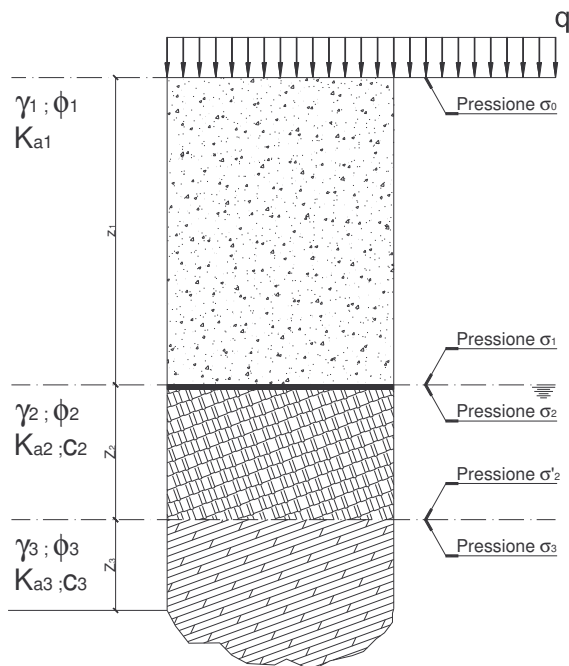
**Stratigrafia del terreno**

- Sovraccarico a tergo:  $q$
- Peso specifico terreno iesimo:  $\gamma_i$
- Peso specifico dell'acqua:  $\gamma_w$
- Coesione efficace dello strato iesimo:  $c'_i$
- Coefficiente di spinta attiva strato iesimo:  $k_{ai}$
- Quote dello strato iesimo:  $z_i$
- Angolo di attrito interno:  $\phi$
- Angolo di attrito terra muro:  $\delta$
- Angolo di inclinazione del pendio:  $\beta$
- Angolo di inclinazione del paramento interno:  $\alpha$

La spinta attiva del terreno si determina secondo le ipotesi di Coulomb nel seguente modo:

$$k_{ai} = \frac{\sin^2(\phi + \alpha)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

QUOTA	FORMULA DI CALCOLO
$z = 0$	$\sigma_0 = q \cdot k_{a1} \cdot \cos \delta$
$z = z_1$	$\sigma_1 = (q + \gamma_1 \cdot z_1) \cdot k_{a1} \cdot \cos \delta$
$z = z_1$	$\sigma_2 = \left[ (q + \gamma_1 \cdot z_1) \cdot k_{a2} \cdot \cos \delta - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a2}} \right]$
$z = z_2$	$\sigma'_2 = \left[ (q + \gamma_1 \cdot z_1 + (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot z_2) \cdot k_{a2} \cdot \cos \delta - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a2}} \right] + \gamma_w \cdot z_2$
$z = z_2$	$\sigma_3 = \left[ (q + \gamma_1 \cdot z_1 + (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot z_2) \cdot k_{a3} \cdot \cos \delta - 2 \cdot c'_3 \cdot \sqrt{k_{a3}} \right] + \gamma_w \cdot z_2$
$z = z_3$	$\sigma'_3 = \left[ (q + \gamma_1 \cdot z_1 + (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot z_2 + (\gamma_3 - \gamma_w) \cdot z_3) \cdot k_{a3} \cdot \cos \delta - 2 \cdot c'_3 \cdot \sqrt{k_{a3}} \right] + \gamma_w \cdot (z_2 + z_3)$



### Stratigrafia del terreno

Angolo del pendio:	$\beta = -5^\circ$	[°]
Angolo di attrito terra muro:	$\delta = 20^\circ$	[°]
Angolo interno della paratia:	$\alpha = 90^\circ$	[°]
Sovraccarico sul terreno:	$q = 500$	[daN/m <sup>2</sup> ]

-----  
STRATO 1° da quota +0.00 a quota -8.00  
-----

Peso specifico del terreno:	$\gamma_1 = 1900$	[daN/m <sup>3</sup> ]
Peso specifico dell'acqua:	$\gamma_w = 981$	[daN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito interno:	$\phi'_1 = 30^\circ$	[°]
Coefficiente di spinta attiva:	$k_{a1} = 0.281$	Modello di Coulomb

-----  
STRATO 2° da quota -8.00 a quota -11.00  
-----

Peso specifico del terreno:	$\gamma_2 = 2000$	[daN/m <sup>3</sup> ]
Peso specifico dell'acqua:	$\gamma_w = 981$	[daN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito interno:	$\phi'_2 = 27^\circ$	[°]
Coazione interna:	$c'_2 = 8000$	[daN/m <sup>2</sup> ]
Coefficiente di spinta attiva:	$k_{a2} = 0.313$	

-----  
STRATO 3° da quota -11.00 in poi  
-----

Peso specifico del terreno:	$\gamma_3 = 2100$	[daN/m <sup>3</sup> ]
Peso specifico dell'acqua:	$\gamma_w = 981$	[daN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito interno:	$\phi'_3 = 27^\circ$	[°]
Coazione interna:	$c'_3 = 10000$	[daN/m <sup>2</sup> ]
Coefficiente di spinta attiva:	$k_{a3} = 0.281$	

-----  
FALDA FREATICA da quota -8.00 in poi  
-----

Calcolo delle pressioni orizzontali a tergo della paratia

Quota +0.00:

$$\sigma_1 = q \cdot k_{a1} \cdot \cos \delta$$

$$= 500 \cdot 0.281 \cdot \cos(20) = 132$$

Quota -8.00 (interfaccia superiore):

$$\sigma_2 = (q + \gamma_1 \cdot h_1) \cdot k_{a1} \cdot \cos \delta$$

$$= (500 + 1900 \cdot 8) \cdot 0.281 \cdot \cos(20) = 4146$$

Quota -8.00 (interfaccia inferiore):

$$\bar{\sigma}_2 = (q + \gamma_1 \cdot h_1) \cdot k_{a2} \cdot \cos \delta - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a2}}$$

$$= (500 + 1900 \cdot 8) \cdot 0.313 \cdot \cos(20) - 2 \cdot 8000 \cdot \sqrt{0.313} = -4333$$

Quota -11.00 (interfaccia superiore):

$$\sigma_3 = (q + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma'_2 \cdot h_2) \cdot k_{a2} \cdot \cos \delta + \gamma_w \cdot (h_2) - 2 \cdot c'_2 \cdot \sqrt{k_{a2}}$$

$$= (500 + 1900 \cdot 8 + 1019 \cdot 3) \cdot 0.313 \cdot \cos(20) + 981 \cdot 3 - 2 \cdot 8000 \cdot \sqrt{0.313} = -491$$

Quota -11.00 (interfaccia inferiore):

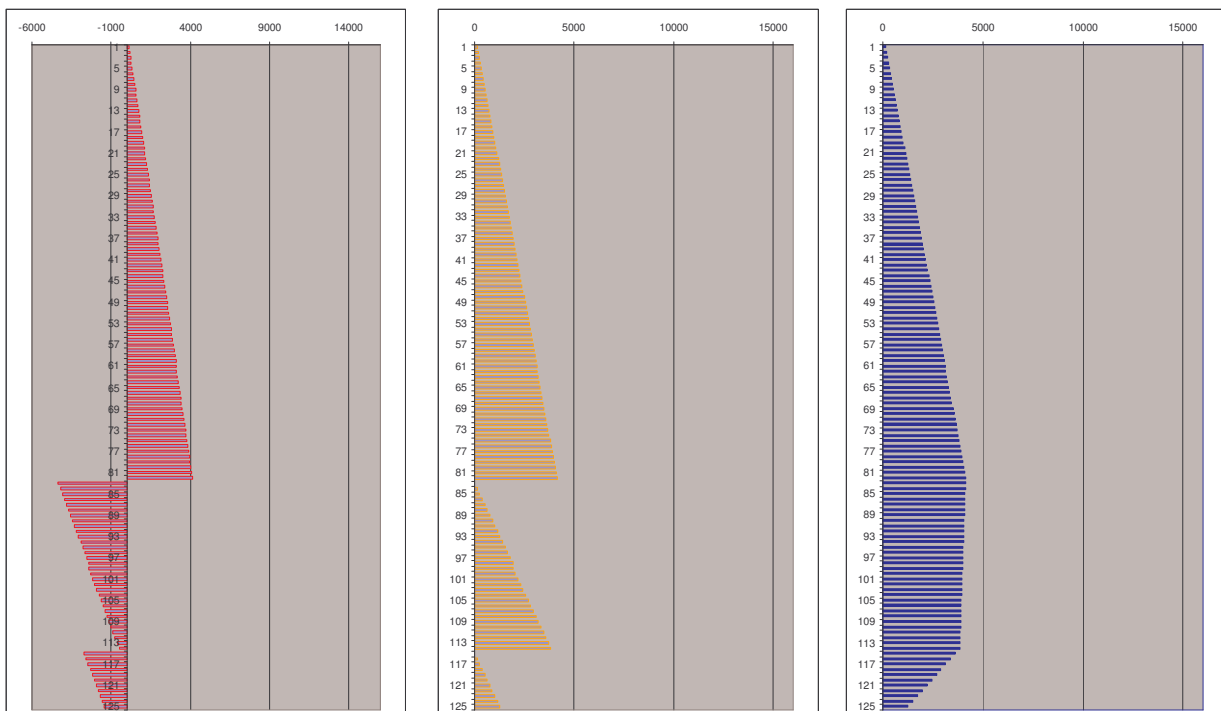
$$\bar{\sigma}_3 = (q + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma'_2 \cdot h_2) \cdot k_{a3} \cdot \cos \delta + \gamma_w \cdot (h_2) - 2 \cdot c'_3 \cdot \sqrt{k_{a3}}$$

$$= (500 + 1900 \cdot 8 + 1019 \cdot 3) \cdot 0.281 \cdot \cos(20) + 981 \cdot 3 - 2 \cdot 10000 \cdot \sqrt{0.281} = -2706$$

Quota -13.50:

$$\sigma_4 = (q + \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma'_2 \cdot h_2 + \gamma'_3 \cdot h_3) \cdot k_{a3} \cdot \cos \delta + \gamma_w \cdot (h_2 + h_3) - 2 \cdot c'_3 \cdot \sqrt{k_{a3}}$$

$$= (500 + 1900 \cdot 8 + 1019 \cdot 3 + 1119 \cdot 2.5) \cdot 0.281 \cdot \cos(20) + 981 \cdot 5.5 - 2 \cdot 10000 \cdot \sqrt{0.281} = 485$$



Come si può notare dal diagramma delle pressioni, gli strati di terreno coesivo provocano un'inversione del segno della pressione stessa. Si è ritenuto opportuno trascurare gli effetti di trazione del terreno optando per una schematizzazione delle pressioni, a favore di sicurezza, in accordo con quanto indicato nel "Manuale di Fondazioni" di Joseph Bowles, capitolo 11, paragrafo 11.7.2, casa editrice McGraw – Hill.

Un altro metodo per approssimare il diagramma delle pressioni è quello di renderlo costante sull'altezza del paramento, una volta raggiunta la massima pressione laterale.

### Calcolo delle sollecitazioni sulla paratia

Si analizza una striscia di paratia di larghezza unitaria pari a un metro e si verificano i micropali in acciaio in modo che risultino sempre soddisfatte le seguenti espressioni:

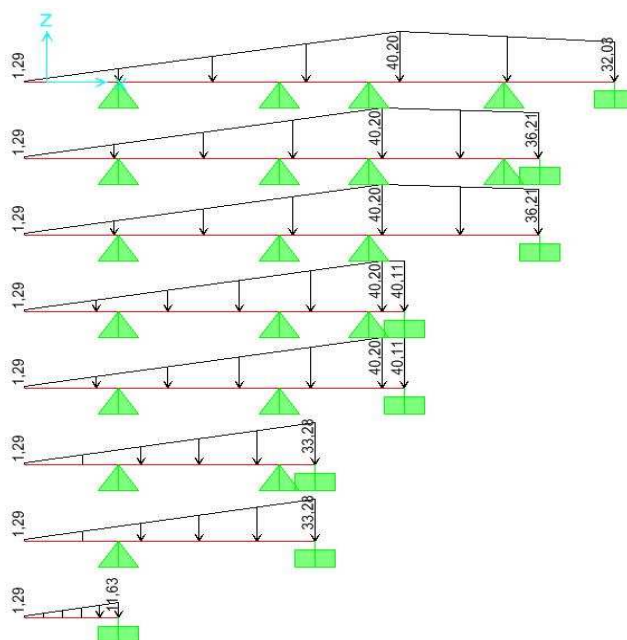
- $M_{el} = W_{el} \cdot \sigma_{amm}$  Momento elastico corrispondente ad un coefficiente di sicurezza pari a 1.45.
- $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$  Momento plastico per limite di snervamento corrispondente ad un coefficiente di sicurezza pari a 1.00.
- $M_{pl,red} = 0.83 \cdot M_{pl}$  Riduzione del momento plastico corrispondente ad un coefficiente di sicurezza pari a 1.20.

Ovvero per ogni fase di scavo deve essere soddisfatta la condizione:  $M_{Sd} \cdot i_p \leq M_{pl,red}$  [•]

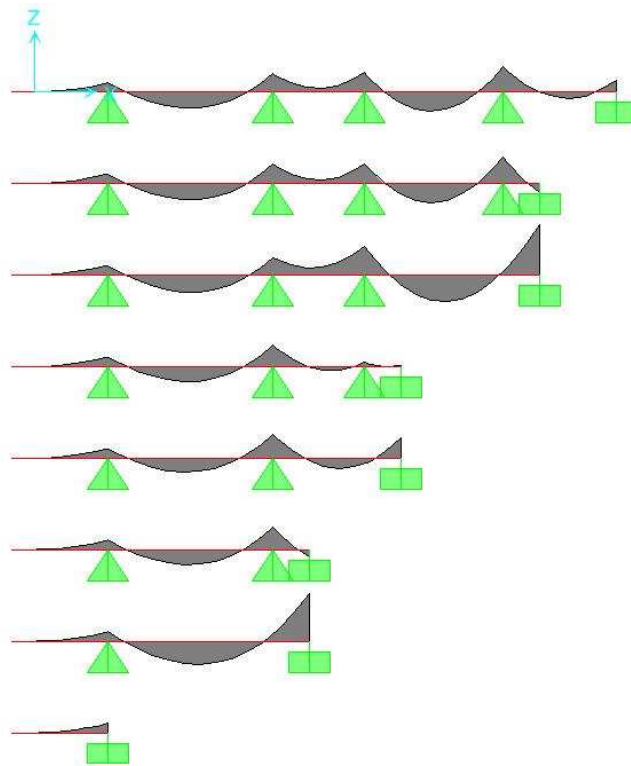
L'analisi delle fasi di scavo è fondamentale perché il più delle volte le condizioni di sollecitazione più gravose sono quelle provvisorie immediatamente prima della tesatura dei tiranti che stabilizzano l'opera di sostegno.

Per cui se non si dispone di un software dedicato al calcolo delle opere di sostegno flessibili multi tirantate si deve procedere con il calcolo tradizionale a trave continua analizzando ogni fase prima e dopo la tesatura del tirante:

Di seguito si riporta un esempio di calcolo condotto con il software SAP 2000 V.9:



Diagrammi dei momenti flettenti (i vincoli modellano le travi di contrasto non i tiranti)



- Fase 1: scavo fino alla quota di testa palo
- Fase 2: scavo fino alla quota del primo tirante
- Fase 3: tesatura del primo tirante
- Fase 4: scavo fino alla quota del secondo tirante
- Fase 5: tesatura del secondo tirante
- Fase 6: scavo fino alla quota del terzo tirante
- Fase 7: tesatura del terzo tirante
- Fase 8: completamento dello scavo

L'analisi delle sollecitazioni sulla paratia viene generalmente condotta analizzando una striscia di un metro di larghezza per cui per confrontare il momento resistente del micropalo con il momento sollecitante derivante dal calcolo è necessario moltiplicare quest'ultimo per l'interasse dei pali imposto dal progettista:

$$M_{sd} \cdot i_p \leq M_{pl,red} \quad \text{oppure più a favore di sicurezza} \quad M_{sd} \cdot i_p \leq M_{el} \quad [\bullet]$$

Se per ipotesi l'interasse dei pali fosse pari ad un metro si avrebbe:  $M_{sd} \cdot i_p = M_{sd}$ , nella pratica tuttavia è buona norma non superare mai un interasse pari a 70 centimetri.

Il momento resistente elastico si calcola moltiplicando il modulo di resistenza elastico per il valore di snervamento dell'acciaio diviso per un coefficiente di sicurezza; il modulo di resistenza elastico per un profilo tubolare si calcola nel seguente modo:

Momento d'inerzia: 
$$J = \frac{\pi \cdot r_{ext}^4}{4} - \frac{\pi \cdot r_{int}^4}{4}$$

Indirizzo e – mail: [netcoffee@tin.it](mailto:netcoffee@tin.it)

Modulo di resistenza: 
$$W = \frac{J}{r_{ext}}$$

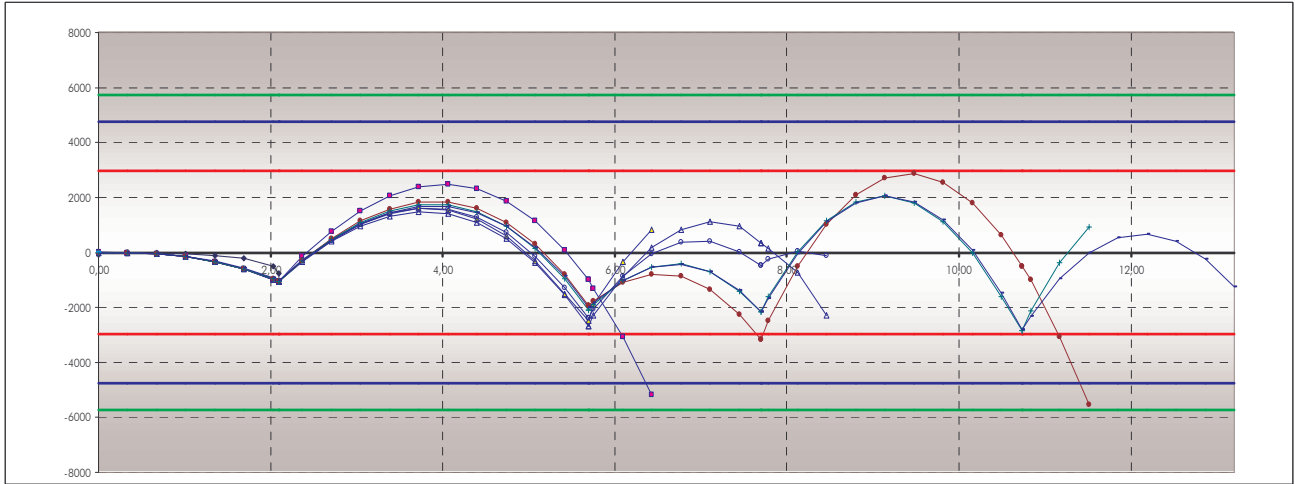


Diagramma di verifica delle fasi di scavo: tutti i momenti sono contenuti entro il valore del momento plastico.

### Progetto dei tiranti attivi

Si definisce tirante attivo un sistema di ancoraggio che prevede la “messa in tiro”, attraverso martinetto idraulico fino al valore che assicura la stabilità dell’opera di sostegno con fattore di sicurezza compreso tra 1.5 e 2.

Il calcolo del tiro effettivo agente su ciascun tirante può essere condotto moltiplicando la reazione vincolare desunta dal calcolo a trave continua del paramento murario di larghezza unitaria pari a un metro, moltiplicata per l’interasse longitudinale dei tiranti  $i_t$ .

$$T_{eff} = R \cdot i_t \quad \text{in generale } i_t \leq 3 \text{ [m]}$$

La resistenza dell’ancoraggio risulta:

$$T_L = \frac{\pi \cdot D \cdot L \cdot \gamma_{med} \cdot K_0 \cdot d \cdot \tan \phi_{med} + c_a \cdot \pi \cdot D \cdot L}{F.S.}$$

- $D$  diametro medio del bulbo di sigillatura.
- $L$  lunghezza della sigillatura.
- $\gamma_{med}$  peso specifico medio del terreno soprastante la fondazione del tirante
- $K_0$  coefficiente di spinta a riposo
- $d$  profondità media della fondazione
- $\phi_{med}$  angolo di attrito medio
- $c_a$  coefficiente di adesione assunto pari a  $0.9 \cdot c_u$
- $F.S.$  coefficiente di sicurezza pari a 1.5 per tiranti provvisionali.

Verifica del sistema bulbo terreno:  $T_{\text{effettivo}} \leq T_L$

Verifica di resistenza dei trefoli:  $\frac{T_L}{n_t \cdot A_t \cdot f_y} \cong 0.7$

Dove:

$n_f$  numero trefoli presenti nel tirante

$A_f$  area di un trefolo ( $1.38 \text{ cm}^2$ )

$f_y$  valore limite di snervamento  $16700 \text{ daN/cm}^2$

(acciaio armonico altissima resistenza ma bassissima duttilità: il valore di snervamento è molto prossimo al valore di rottura)

Far lavorare i tiranti ad un valore prossimo al 70% del valore di snervamento significa assicurare che in caso di sovra pressioni del terreno i trefoli non collassino per raggiungimento della trazione ultima.

Il fattore di sicurezza assicura invece che in condizioni ultime sia scongiurata la rottura del bulbo di ancoraggio.

**Esempio di calcolo di un tirante:**

Interasse dei tiranti  $i_t = 4.2 \text{ [m]}$ , reazione della trave di contrasto  $R = 11430 \text{ [daN/m]}$ :

- $T_{\text{eff}} = 48000 \text{ [daN]}$
- $D = 0.15 \text{ [m]}$
- $L = 8.00 \text{ [m]}$
- $\gamma_{\text{med}} = 1900 \text{ [daN/m}^3\text{]}$
- $K_0 = 0.5$  in alternativa si può utilizzare la spinta attiva
- $d = 12.40 \text{ [m]}$
- $\phi_{\text{med}} = 30^\circ$
- $c_a = 0.9 \cdot 15000 \text{ [daN/m}^2\text{]}$
- $F.S. = 1.5$

$$T_L = \frac{\pi \cdot 0.15 \cdot 8.00 \cdot 1900 \cdot 0.5 \cdot 12.40 \cdot \tan(30^\circ) + 0.9 \cdot 15000 \cdot \pi \cdot 0.15 \cdot 8.00}{1.5} = 50996 \text{ [daN]}$$

La disuguaglianza  $T_{\text{effettivo}} \leq T_L$  risulta verificata.

Verifichiamo ora l' idoneità di un tirante composto da quattro trefoli ciascuno da 6 pollici:

$$\frac{50996}{4 \cdot 1.38 \cdot 16700} = 0.554 < 0.7$$

### Progetto delle travi di contrasto

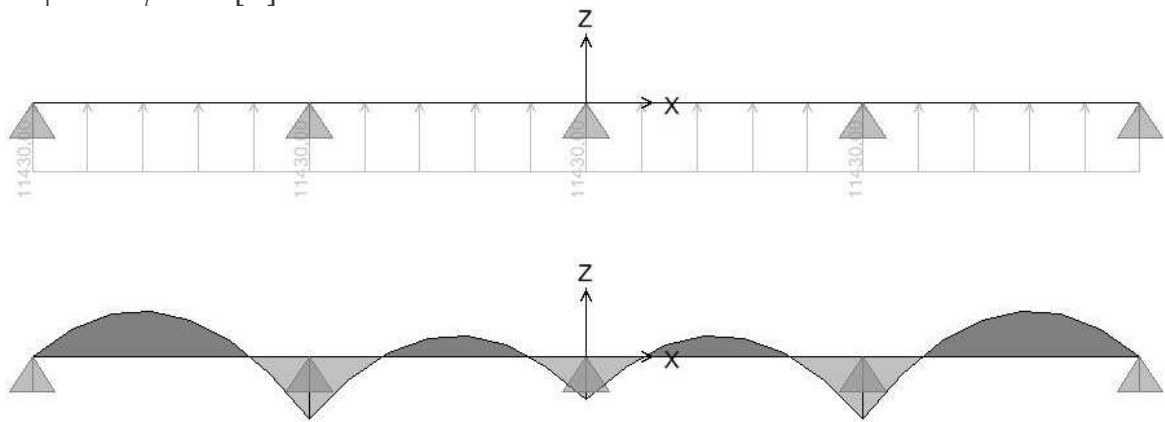
Le travi di contrasto sono elementi strutturali in calcestruzzo o più frequentemente in acciaio che hanno il compito di distribuire il tiro assegnato ai tiranti, su tutta la paratia.

Il metodo di calcolo classico modella le travi di contrasto come travi continue caricate con la reazione vincolare desunta dal calcolo della paratia espressa già in  $[daN/m]$  e vincolate ai tiranti.

### Esempio di calcolo di una trave di contrasto

Si ipotizzi che la reazione desunta dal calcolo a trave continua della paratia abbia restituito un valore della reazione vincolare calcolata per una striscia di un metro pari a  $R = 11430 [daN/m]$ :

Si proceda al calcolo a trave continua della trave di contrasto caricata con il valore della reazione vincolare considerando una distribuzione su 4 campate vincolate ai tiranti posti a interasse pari a  $i_t = 4.2 [m]$ :



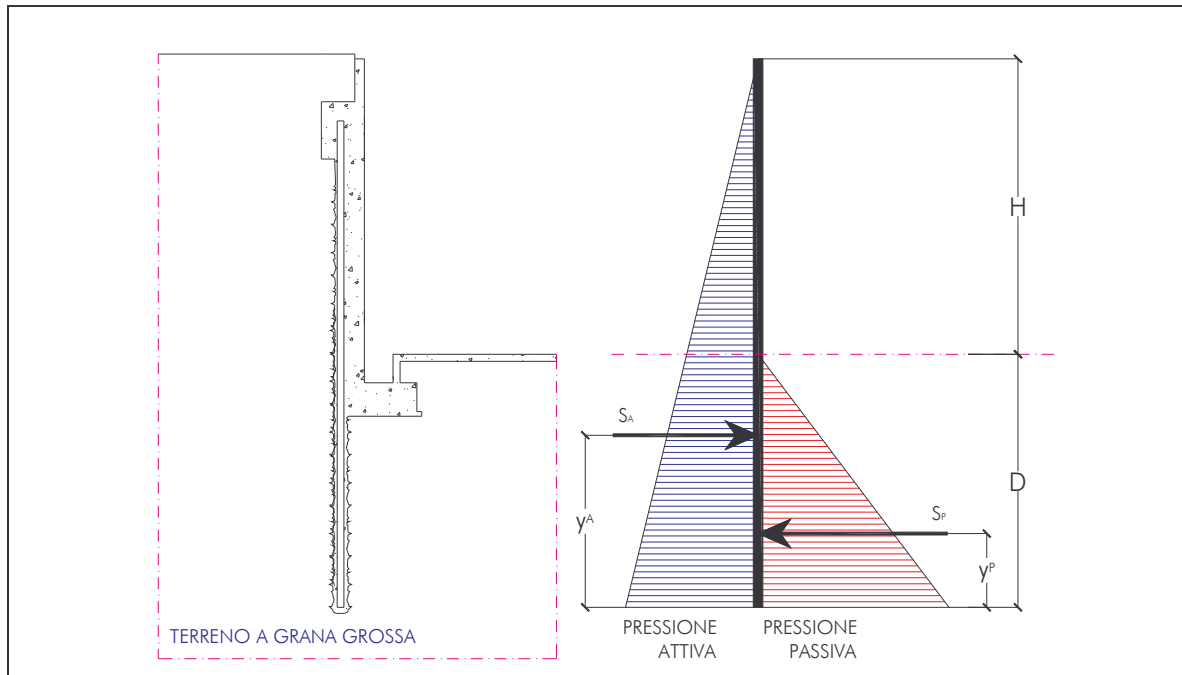
Il valore del momento così determinato dovrà essere confrontato con il momento  $M_{Rd}$  desunto dall'analisi delle sezioni trasversali.

Solitamente le putrelle di contrasto vengono accoppiate in modo da migliorare le prestazioni flessionali.

Teoria delle paratie a mensola o a tirante semplice

Ove l'altezza dello scavo lo consenta è possibile realizzare paratie semplicemente infisse nel terreno o con tirante semplice, in entrambi i casi il problema è isostatico e per tanto può essere risolto semplicemente con considerazione di equilibrio globale senza far intervenire problematiche statico deformative:

In questo caso l'incognita di progetto è di fatto la profondità di infissione che la paratia deve possedere al fine di garantire l'equilibrio a ribaltamento con un giusto fattore di sicurezza:



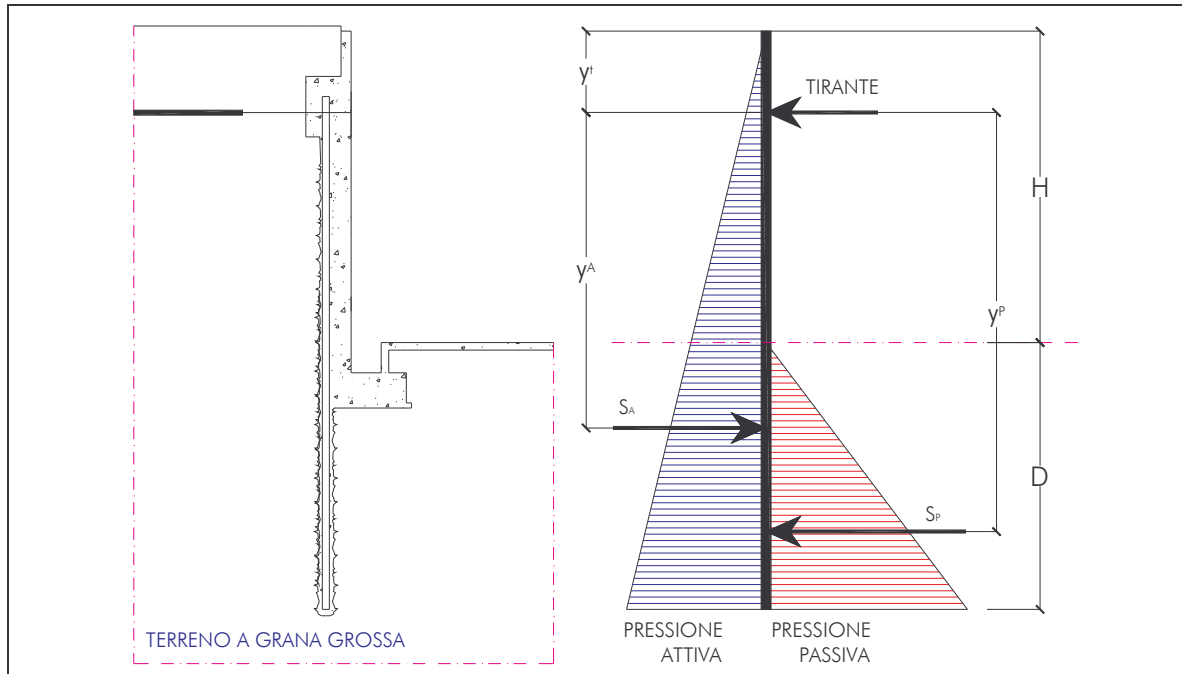
Condizione di equilibrio intorno al fondo della paratia:

$$S_A \cdot \frac{(H + D)}{3} = S_P \cdot \frac{D}{3} \qquad D = - \frac{\frac{S_A \cdot H}{3}}{\frac{S_A}{3} - \frac{S_P}{3}}$$

Al fine di garantire la sicurezza il valore effettivo di immorsamento deve essere maggiorato di un opportuno fattore di sicurezza:

$$D_{eff} = 1.2 \cdot D$$

Ove l'altezza non permettesse l'utilizzo di una paratia a mensola si può adottare la singola tirantatura.  
 Il procedimento di calcolo è del tutto analogo al precedente salvo che l'equilibrio alla rotazione deve essere eseguito attorno al tirante:



Condizione di equilibrio intorno al tirante:

$$S_A \cdot \left[ \frac{2 \cdot (H + D)}{3} - y_t \right] = S_P \cdot \left[ \frac{2 \cdot D}{3} + H - y_t \right]$$

Anche in questo caso vale l'espressione:  $D_{eff} = 1.2 \cdot D$