



**CORSO ITALIA 55 S.r.l.**

**Società di Ingegneria**

Codice Fiscale e P. I.V.A.: 04186620987

mail: [info@corsoitalia55.it](mailto:info@corsoitalia55.it)

p.e.c.: [corsoitalia55srl@legalmail.it](mailto:corsoitalia55srl@legalmail.it)

Corso Italia n. 55

25047 - Darfo Boario Terme (BS)

telefono - fax: +39 0364 531610

PROTOCOLLO ENTE COMPETENTE

**COMMITTENTE:**  
**Comune di Corteno**  
**Golgi**

**TECNICI INCARICATI:**  
**Ing. Umberto Belfiore**  
**Mondoni**



**CONSULENZA**  
**GEOLOGICA**  
**Dott. Geologo Gilberto**  
**Zaina**



REGIONE LOMBARDIA



PROVINCIA DI BRESCIA



COMUNE di  
CORTENO GOLGI



COMUNITA' MONTANA DI  
VALLE CAMONICA

**REALIZZAZIONE INTERVENTI URGENTI NECESSARI ALLA  
MITIGAZIONE DEL RISCHIO E ALLA TUTELA DELLA  
PUBBLICA INCOLUMITÀ.  
OPERE DI DIFESA SUL TRATTO DI TORRENTE BRANDET A MONTE  
DELL'ABITATO DI S. ANTONIO**

**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO**



Oggetto dell'elaborato:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Prod: UB

Con: UB

Mod: UB

App: UB

Numero elaborato:

**ET12**

Data: gennaio 2022

Revisione Nr:

Del

Codice: 20-109

## Sommario

<u>1) INTRODUZIONE</u> .....	3
<u>2) ARCHIVIO MATERIALI</u> .....	13
<u>3) GEOMETRIA SEZIONE</u> .....	15
<u>4) ARCHIVIO CORDOLI ANCORAGGIO TIRANTI</u> .....	15
<u>5) ARCHIVIO TIRANTI</u> .....	15
<u>6) DATI GENERALI FEM</u> .....	16
<u>7) STRATIGRAFIA</u> .....	16
<u>8) CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI</u> .....	18
<u>9) ANALISI PARATIA METODO CALCOLO: FEM</u> .....	20
<u>10) RISULTATI ANALISI STRUTTURALE</u> .....	29
<u>11) VERIFICHE SULLE SEZIONI</u> .....	30

## **1. INTRODUZIONE**

Le paratie sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione in problemi legati alla stabilizzazione di versanti o al sostegno di rilevati di terreno. Tuttavia è anche facile sentire parlare di paratie che sono utilizzate per l'ormeggio di grandi imbarcazioni, o per puntellare pareti di trincee e altri scavi o per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei. Come si può quindi intuire grande importanza deve essere data alla progettazione di una simile opera, soprattutto per quanto riguarda il progetto strutturale e geotecnico. Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo vale la pena sottolineare che non esistono, ad oggi, metodi esatti, e questo è anche dovuto alla complessa interazione tra la profondità di scavo, la rigidità del materiale costituente la paratia e la resistenza dovuta alla pressione passiva. In ogni caso, i metodi correntemente utilizzati possono essere classificati in due categorie:

- 2.** Metodi che si basano su una discretizzazione del modello di paratia (si parla di differenze finite o di elementi finiti);
- 3.** Metodi che si basano su congetture di tipo semplicistico, al fine di poter affrontare il problema con il semplice studio dell'equilibrio di un corpo rigido.

Tra le due classi di metodi esposti all'elenco precedente, quello degli elementi finiti è quello che più di tutti risulta razionale, in quanto basato su considerazioni che coinvolgono sia la statica del problema (equilibrio) sia la cinematica (congruenza).

### **Tipi di paratie.**

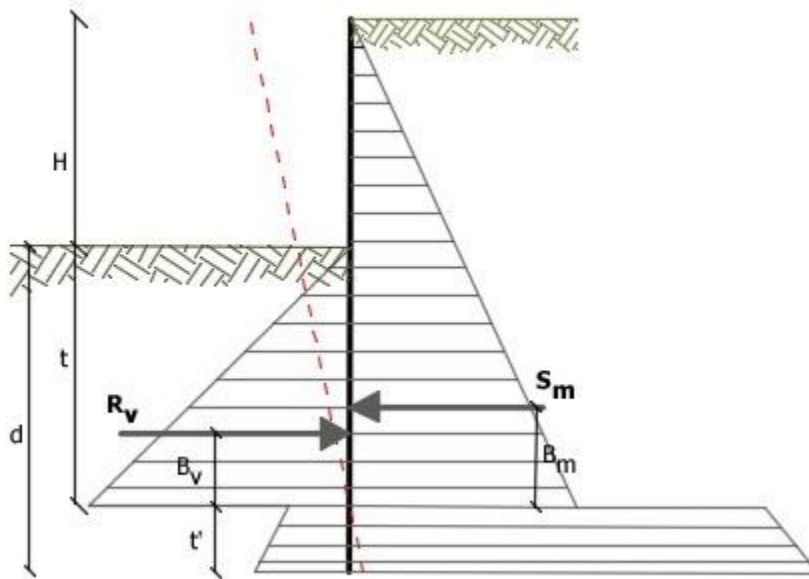
I tipi di paratie maggiormente utilizzate allo stato attuale possono essere classificati come segue:

1. Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
2. Paratie di legno;
3. Paratie in acciaio.

### **Analisi della paratia.**

#### **Alcune considerazioni preliminari.**

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidità del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:



**Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia**

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo di Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un'opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno  $k_s$ , oltre che la spinta attiva e passiva del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. E' inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

1. Angolo di attrito interno del terreno;
2. Coesione del terreno;
3. Peso dell'unità di volume del terreno;
4. Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

## Calcolo delle spinte.

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

## Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.  
Metodo di Coulomb.

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità  $z$ ):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad  $1/3$  di  $H$  e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con  $k_a$  il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

$g_t$  = Peso unità di volume del terreno;

$b$  = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

$f$  = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

$d$  = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario;

$e$  = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

Metodo di Caquot.

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a = \rho \cdot K_a^{\text{Coulomb}}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- $K_a^{\text{Coulomb}}$  è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;
- $\rho$  è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

$$\rho = \left( \left[ 1 - 0.9 \cdot \lambda^2 - 0.1 \cdot \lambda \right] \cdot \left[ 1 - 0.3 \cdot \lambda^3 \right] \right)^{-n}$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

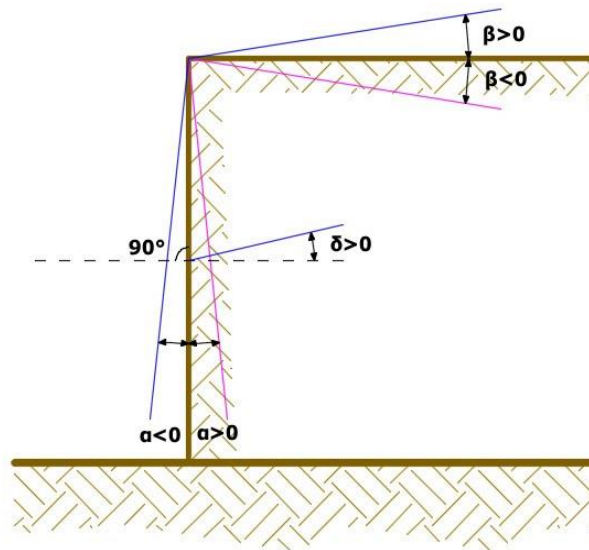
$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4 \cdot \varphi - 2 \cdot \pi \cdot (\Delta + \beta - \Gamma)}$$

$$\Delta = 2 \cdot \tan^{-1} \left( \frac{|\cot(\delta)| - \sqrt{\cot^2(\delta) - \cot^2(\varphi)}}{1 + \operatorname{cosec}(\varphi)} \right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1} \left( \frac{\sin(\beta)}{\sin(\varphi)} \right)$$

Dove i simboli hanno il seguente significato (vedere anche figura seguente):

- $\beta$  è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all'orizzontale;
- $\phi$  è l'angolo di attrito interno del terreno spingente;
- $\delta$  è l'angolo di attrito all'interfaccia opera-terreno;



**Figura 2: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot**

## Carico uniforme sul terrapieno

Un carico  $Q$ , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)} \cdot H$$

Con punto di applicazione ad  $H/2$  (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

$\beta$ = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

$\varepsilon$ = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

$k_a$ = Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

## Striscia di carico su pc inclinato

Il carico agente viene decomposto in un carico ortogonale ed in uno tangenziale al terrapieno, le pressioni indotte sulla parete saranno calcolate come illustrato nei due paragrafi che seguono.

## Striscia di carico ortogonale al piano di azione

Un carico ripartito in modo parziale di ascissa iniziale  $x_1$  ed ascissa finale  $x_2$  genera un diagramma di pressioni sulla parete i cui valori sono stati determinati secondo la formulazione di Terzaghi, che esprime la pressione alla generica profondità  $z$  come segue:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2\pi \times (2\Delta\theta + A)}$$
$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2\pi B}$$

Con:

$$Dq = q_1 - q_2;$$

$$A = \sin(2q_1) - \sin(2q_2)$$

$$B = \cos(2q_1) - \cos(2q_2)$$

$$q_1 = \arctg(z/x_1)$$

$$q_2 = \arctg(z/x_2)$$

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

## Striscia di carico tangenziale al p.c.

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi \times (D - 2E)}$$

T= Intensità del carico  $[F/L^2]$

$$D = 4 \cdot \log[\sin q_1 / \sin q_2]$$

$$E = \sin^2 q_1 - \sin^2 q_2$$

## Linee di carico sul terrapieno

Le linee di carico generano un incremento di pressioni sulla parete che secondo BOUSSINESQ, alla profondità  $z$ , possono essere espresse come segue:

$$\sigma_x(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x^2 \cdot z \cdot (x^2 + z^2)^2}$$
$$\tau_{xz}(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x \cdot z^2 \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

V= Intensità del carico espressa in  $[F/L]$ ;

X= Distanza, in proiezione orizzontale, del punto di applicazione del carico dalla parete;

Se il piano di azione è inclinato di  $\varepsilon$  e viene ruotato il sistema di riferimento  $xz$  in  $XZ$ , attraverso la seguente trasformazione:

$$\begin{cases} X = x \cdot \cos(\varepsilon) - z \cdot \sin(\varepsilon) \\ Z = z \cdot \cos(\varepsilon) + x \cdot \sin(\varepsilon) \end{cases}$$

## Spinta in presenza di falda acquifera

La falda con superficie distante  $H_w$  dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità  $z$  sono espresse come segue:

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con  $H$  l'altezza totale di spinta e con  $g_w$  il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo  $g_t$  con  $g'_t$  ( $g'_t = g_{\text{saturo}} - g_w$ ), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovrappinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda  $H_w$  [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica, R. Lancellotta]

## Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolata l'altezza critica  $Z_c$  come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \cdot \sqrt{k_a}} - \left\{ \frac{\left[ Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

$Q$  = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

$g_t$  = Peso unità di volume del terreno

$b$  = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

$e$  = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

$C$  = Coesione del materiale

$k_a$  = Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la  $Z_c$ , calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo  $H$  l'altezza totale di spinta.

## Sisma

### Spinta attiva in condizioni sismiche



In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H= altezza di scavo

$k_v$ = coefficiente sismico verticale

$\gamma$ = peso per unità di volume del terreno

K= coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

$E_{ws}$ = spinta idrostatica dell'acqua

$E_{wd}$ = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica  $E_{wd} = 0$ , ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo  $\theta$  della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

## Resistenza passiva

Anche per il calcolo della resistenza passiva si possono utilizzare i due metodi usati nel calcolo della pressione allo stato limite attivo (metodo di Coulomb e metodo di Caquot).

Metodo di Coulomb

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni in condizioni di stato limite passivo risulta lineare con legge del tipo del tipo:

$$\sigma_p(z) = k_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

Ancora una volta integrando la precedente relazione sull'altezza di spinta (che per le paratie deve essere valutata attentamente) si ottiene la spinta passiva totale:

$$S_t = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato al solito con H l'altezza di spinta,  $\gamma_t$  il peso dell'unità di volume di terreno e con  $k_p$  il coefficiente di pressione passiva (in condizioni di stato limite passivo). Il valore di questo coefficiente è determinato con la seguente formula:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \epsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta + \epsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < \beta - \phi - \epsilon \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

con valori limite pari a:  $d < b - f - e$  (Muller-Breslau).

### Metodo di Caquot

Il metodo di Caquot differisce dal metodo di Coulomb per il calcolo del coefficiente di pressione allo stato limite passivo. Il coefficiente di pressione passiva viene calcolato, con questo metodo, interpolando i valori della seguente tabella:

<i>Coefficient of passive earth pressure <math>K_p</math> for <math>\delta = -\phi</math></i>											
$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	$K_p$ when $\theta^\circ$									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							
	15	1,30	1,70	1,92	2,08						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					
	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38,90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							.
	15	1,95	2,23	2,57	2,88						
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					
	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		
	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,20	124,00	153,00	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						

	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	6,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	
	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,00	174,00	240,00	275,00
	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67				
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90			
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60		
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00	
	45	52,9	69,40	90,90	116,00	148,00	188,00	239,00	303,00	375,00	431,00
	10	1,78	1,89	2,01							
	15	2,58	2,82	3,11	3,30						
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83					
20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40				
	30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00			
	35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50		
	40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00	
	45	84,0	110,00	143,00	184,00	234,00	297,00	378,00	478,00	592,00	680,00

**Tabella: Valutazione del coefficiente di pressione passiva con la teoria di Caquot**

## Carico uniforme sul terrapieno

La resistenza indotta da un carico uniformemente distribuito  $S_q$  vale:

$$S_q = k_p \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione pari a  $H/2$  (essendo il diagramma delle tensioni orizzontali costante per tutta l'altezza ).  
Nella precedente formula  $k_p$  è il coefficiente di spinta passiva valutato al paragrafo precedente.

## Coesione

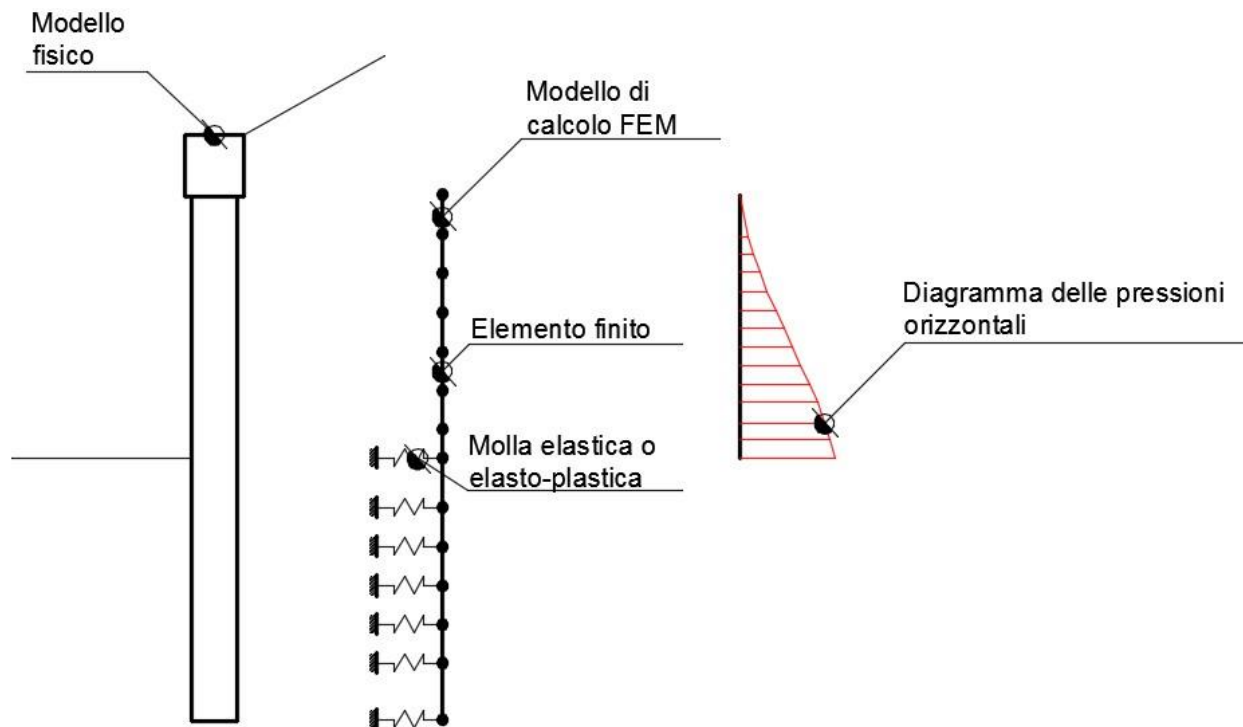
La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

$$P_c = 2c \cdot \sqrt{k_p}$$

Tale incremento va a sommarsi direttamente al diagramma principale di spinta.

## Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidità è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:



**Figura 4: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti**

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

## Calcolo del modulo di rigidezza $K_s$ del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidità  $K_s$  applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidità  $K_s$  è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

$A_s$  = costante, calcolata come segue  $A_s = C \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot G \cdot B \cdot N_g)$

$B_s$  = coefficiente funzione della profondità  $B_s = C \cdot G \cdot N_q$

$Z$  = Profondità in esame

$C$  = 40 nel sistema internazionale SI

$n$  =  $p \cdot \tan j$

$N_q$  =  $\exp[n \cdot (\tan^2(45^\circ + j/2))]$

$N_c$  =  $(N_q - 1) \cdot \cot j$

$N_g$  =  $1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan j$

## Tiranti

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad A modulo di elasticità E e lunghezza L. Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo  $\beta$  vale:

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

## Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N, M e T, si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove M', M', T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

## 4. ARCHIVIO MATERIALI

### CONGLOMERATI

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.03	2.21
2	C25/30	30	31470	25	14.16	1.19	2.56
3	C28/35	35	32300	28	15.86	1.28	2.76
4	C40/50	50	35220	40	19.83	1.49	3.2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	$\beta_1 \cdot \beta_2$ in.	$\beta_1 \cdot \beta_2$ fin.
1	B450C	200000	450	391.3	540	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5
6	C1860	200205	1600	1116	1860	1116	0.05	0.04	1	0.5



## 5. GEOMETRIA SEZIONE

Sezione	Rettangolare
Calcestruzzo	C20/25
Acciaio	B450C
Nome	Rettangolare 100x25
Sez. rett.	B=0.25 H=1 m

## 6. ARCHIVIO CORDOLI ANCORAGGIO TIRANTI

Nr.	Descrizione	Materiale	Base [cm]	Altezza [cm]	Altezza [cm²]	Wx [cm³]	Wy [cm³]
1	HE220A	Acciaio	22.00	21.00	64.34	515.21	177.69
2	CLS	1	50.00	50.00	2500.00	20800.00	20800.0 0

## 7. ARCHIVIO TIRANTI

Nr.	Descrizione	Area armatura [cm²]	Diametro foro [m]	Diametro bulbo [m]	Lughezza libera [m]	Lunghezza bulbo [m]	Materiale Acciaio	Materiale Calcestruzzo
1	TA	12	0.16	0.16	2	8	B450C	C20/25
2	TB	12	0.2	0.4	2.5	3	B450C*	C20/25
3	TC	12	0.2	0.3	2.5	4	B450C*	C20/25
4	TE	12	0.2	38	2.8	4	B450C*	C20/25
5	TR1	5.5	0.22	0.2	10	7	B450C	C20/25
6	TR2	5.5	0.22	0.3	10	7	S235H	C20/25
7	Hisch 40/20	7.3	0.115	0.155	5	4.5		C20/25
8	palo 127 L 8	36.76	0.2	0.2	4	4	S235H	C20/25

9	Autoperforanti	8	0.1	0.11	4	4	S355H	C25/30
10	Trefoli flex 13	5	0.14	0.18	3	9	C1860	C25/30
11	Trefoli flex 10	4.2	0.14	0.16	3	7	C1860	C25/30
12	palo 88x10 L 4	24.76	0.14	0.16	1	4	S235H	C25/30

## 8. DATI GENERALI FEM

Massimo spostamento lineare terreno	1.5	cm
Fattore tolleranza spostamento	0.03	cm
Tipo analisi	Lineare	
Massimo numero di iterazioni	1	
Fattore riduzione molla fondo scavo	1	
Profondità infissione iniziale	0.5	m
Incremento profondità infissione	0	m
Numero di elementi	18	
Numero nodo di fondo scavo	16	

## 9. STRATIGRAFIA

Fase: 1

Nr.	Peso specifico [kN/m³]	Peso specifico saturo [kN/m³]	Coesione [kN/m²]	Angolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometrico [kN/m²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	Descrizione
1	17.0	17.0	0.0	30.0	1.0	5000.0	20.0	0.0	10.0	0.0	livello 1





## 10. CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

### Dati generali

Descrizione zona	Corteno Golgi
Latitudine	46.1513 [°]
Longitudine	10.2111 [°]

### Dati opera

Tipo opera	Opere ordinarie
Classe d'uso	II
Vita nominale	50 [anni]
Vita di riferimento	50 [anni]

### Parametri sismici su un sito di riferimento

Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T2

SL	Tr [Anni]	ag [m/sec <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TS* [sec]
SLO	30	0.25	2.57	0.18
SLD	50	0.31	2.59	0.20
SLV	475	0.65	2.68	0.29
SLC	975	0.79	2.71	0.30

### Coefficienti sismici orizzontale e verticale

Opera: SLC

SL	Amax [m/sec <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
SLO	0.45	0.83	0.04	0.02
SLD	0.56	0.83	0.05	0.02
SLV	1.17	0.83	0.10	0.05
SLC	1.42	0.83	0.12	0.06

### Tiranti

Fase: 1

Descrizione	x [m]	z [m]	Inclinazione [°]	Interasse [m]	Angolo attrito [°]	Adesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Tipologia	Cordolo	Attivo Passivo	Tiro iniziale [kN]
tirante superiore	0	-1	15	4	30	0	Trefoli flex 8	2	Passivo	0
tirante inf	0	-4	45	4	30	0	palo 88x10 L 4	2	Passivo	0

### Carichi

Fase: 1

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
veicoli	Strisce	0.4	4	0	0	0	10

## 11. ANALISI PARATIA METODO CALCOLO: FEM

Profondità massima di infissione

0.5 [m]

Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo

4 [m]

Tipo:

S.L.U. [STR]

Nome:

A1+M1+R1

Coefficienti sismici:

$K_h = 0.099$ ,  $K_v = 0.0495$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.3
3	Spinta falda	1.5
4	Spinta sismica x	1.5
5	Spinta sismica y	1
6	veicoli	1.5
7	tirante superiore	1
8	tirante inf	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1

5	Orizzontale	1
Profondità di infissione	0.50 [m]	
Pressione massima terreno	25.91 [kPa]	
Momento massimo	17.75 [kNm/m]	
Taglio massimo	26.74 [kN/m]	

Carico limite tiranti

Descrizione	Profondità Media bulbo [m]	Coefficienti spinta	Pressione media bulbo [kPa]	Carico limite terreno [kN]	Resistenza aderenza [kN]	Carico limite [kN]	Meccanismo rottura
tirante superiore	2.68	5.50	45.60	678.81	907.75	468.72	Acciaio
tirante inf	6.12	5.50	104.06	885.20	1571.17	505.97	Acciaio

tirante superiore

Reazione tirante	176.47 [kN]
Fattore sicurezza	2.66

tirante inf

Reazione tirante	192.05 [kN]
Fattore sicurezza	2.63

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
0.27	12.11	48.00	-0.37	-4.58	0.7675	--
0.53	13.27	50.64	-1.59	-8.10	0.7211	--
0.80	14.15	53.27	-3.76	-11.87	0.6750	--
1.07	14.97	55.91	-6.92	26.74	0.6296	--
1.33	15.79	58.54	0.21	22.52	0.5852	--
1.60	16.65	61.17	6.22	18.07	0.5407	--
1.87	17.54	63.81	11.04	13.40	0.4952	--

2.13	18.47	66.44	14.62	8.47	0.4476	--
2.40	19.44	69.08	16.88	3.28	0.3975	--
2.67	20.44	71.71	17.75	-2.17	0.3443	--
2.93	21.48	74.35	17.17	-7.89	0.2879	--
3.20	22.55	76.98	15.07	-13.91	0.2285	--
3.47	23.65	79.62	11.36	-20.22	0.1663	--
3.73	24.77	83.25	5.96	-26.43	0.1021	--
4.00	25.91	85.88	-1.08	2.68	0.0369	17636.50
4.17	--	86.91	-0.64	2.57	-0.0039	17636.50
4.33	7.87	88.93	-0.21	1.25	-0.0446	17636.50

**Fase: 1 - Combinazione: 2**

**Altezza scavo**

**4 [m]**

Tipo:

S.L.U. [GEO]

Nome:

A2+M2+R1

Coefficienti sismici:

$K_h = 0.099$ ,  $K_v = 0.0495$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1.3
3	Spinta falda	1.3
4	Spinta sismica x	1.3
5	Spinta sismica y	1
6	veicoli	1.5
7	tirante superiore	1
8	tirante inf	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	0.50 [m]
Pressione massima terreno	31.98 [kPa]
Momento massimo	22.07 [kNm/m]
Taglio massimo	32.24 [kN/m]
Carico limite tiranti	

Descrizione	Profondità Media bulbo [m]	Coefficienti spinta	Pressione media bulbo [kPa]	Carico limite terreno [kN]	Resistenza aderenza [kN]	Carico limite [kN]	Meccanismo rottura
tirante superiore	2.68	5.50	45.60	678.81	907.75	468.72	Acciaio
tirante inf	6.12	5.50	104.06	885.20	1571.17	505.97	Acciaio

tirante superiore

**Reazione tirante** **199.49 [kN]**

Fattore sicurezza 2.35

tirante inf

**Reazione tirante** **224.41 [kN]**

Fattore sicurezza 2.25

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
0.27	12.43	55.21	-0.37	-4.67	0.8626	--
0.53	14.01	58.85	-1.62	-8.40	0.8119	--
0.80	15.30	61.48	-3.86	-12.46	0.7614	--
1.07	16.53	64.12	-7.18	31.29	0.7117	--
1.33	17.76	66.75	1.16	26.54	0.6630	--
1.60	19.03	70.38	8.24	21.46	0.6141	--
1.87	20.33	73.02	13.96	16.05	0.5637	--
2.13	21.67	75.65	18.24	10.25	0.5108	--
2.40	23.05	79.29	20.98	4.10	0.4547	--
2.67	24.47	81.92	22.07	-2.43	0.3948	--



2.93	25.92	84.56	21.42	-9.32	0.3309	--
3.20	27.40	88.19	18.94	-16.64	0.2631	--
3.47	28.90	90.83	14.50	-24.35	0.1920	--
3.73	30.43	93.46	8.01	-32.24	0.1183	--
4.00	31.98	96.09	-0.59	1.46	0.0432	8483.85
4.17	--	98.12	-0.35	1.40	-0.0039	8483.85
4.33	4.32	100.14	-0.12	0.69	-0.0509	8483.85

**Fase: 1 - Combinazione: 3**

**Altezza scavo**

**4 [m]**

Tipo:

S.L.U. [GEO]

Nome:

A\_unitari+M1+R3

Coefficienti sismici:

Kh = 0.099, Kv = 0.0495

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1
3	Spinta falda	1
4	Spinta sismica x	1
5	Spinta sismica y	1
6	veicoli	0
7	tirante superiore	1
8	tirante inf	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1.35
2	Laterale compressione	1.15
3	Totale	1.3
4	Laterale trazione	1.25
5	Orizzontale	1.3

Profondità di infissione	0.50 [m]
Pressione massima terreno	19.00 [kPa]
Momento massimo	12.81 [kNm/m]
Taglio massimo	18.84 [kN/m]
Carico limite tiranti	

Descrizione	Profondità Media bulbo [m]	Coefficienti spinta	Pressione media bulbo [kPa]	Carico limite terreno [kN]	Resistenza aderenza [kN]	Carico limite [kN]	Meccanismo rottura
tirante superiore	2.68	5.50	45.60	678.81	907.75	468.72	Acciaio
tirante inf	6.12	5.50	104.06	885.20	1571.17	505.97	Acciaio

tirante superiore

Reazione tirante	97.59 [kN]
Fattore sicurezza	4.80

tirante inf

Reazione tirante	133.60 [kN]
Fattore sicurezza	3.79

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
0.27	4.60	32.57	-0.14	-1.75	0.4160	--
0.53	5.63	35.20	-0.61	-3.25	0.3932	--
0.80	6.66	37.84	-1.47	-5.03	0.3705	--
1.07	7.68	40.47	-2.81	16.50	0.3482	--
1.33	8.71	43.10	1.59	14.17	0.3262	--
1.60	9.74	45.74	5.37	11.56	0.3039	--
1.87	10.77	48.37	8.45	8.69	0.2806	--
2.13	11.80	51.01	10.77	5.54	0.2559	--
2.40	12.83	53.64	12.25	2.12	0.2292	--
2.67	13.86	56.28	12.81	-1.57	0.2003	--

2.93	14.88	58.91	12.39	-5.54	0.1691	--
3.20	15.91	61.55	10.92	-9.78	0.1356	--
3.47	16.94	64.18	8.31	-14.30	0.1002	--
3.73	17.97	67.81	4.49	-18.84	0.0633	--
4.00	19.00	70.45	-0.53	1.23	0.0257	17636.50
4.17	--	71.47	-0.33	1.29	0.0021	17636.50
4.33	3.78	73.49	-0.11	0.66	-0.0214	17636.50

### Carico limite verticale

#### Fase 1 Combinazione 1

Fattore Nc	49.329
Fattore Nq	29.479
Carico limite punta	331.643 kN
Carico limite laterale	103.610 kN
Carico limite totale	435.253 kN

Forza verticale agente	88.927 kN
Fattore sicurezza	4.894

#### Fase 1 Combinazione 2

Fattore Nc	49.329
Fattore Nq	29.479
Carico limite punta	331.643 kN
Carico limite laterale	103.610 kN
Carico limite totale	435.253 kN

Forza verticale agente	100.138 kN
Fattore sicurezza	4.347

#### Fase 1 Combinazione 3

Fattore Nc	49.329
------------	--------

Fattore Nq	29.479
Carico limite punta	245.661 kN
Carico limite laterale	90.095 kN
Carico limite totale	335.757 kN
Forza verticale agente	73.492 kN
Fattore sicurezza	4.569

## 12. RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

### Fase: 1 Risultati analisi strutturale

Fase: 1 - Combinazione: 1

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
0.27	Rettangolare 100x25	48.00	-0.37	-4.583
0.53	Rettangolare 100x25	50.64	-1.59	-8.105
0.80	Rettangolare 100x25	53.27	-3.76	-11.870
1.07	Rettangolare 100x25	55.91	-6.92	<b>26.739</b>
1.33	Rettangolare 100x25	58.54	0.21	22.524
1.60	Rettangolare 100x25	61.17	6.22	18.070
1.87	Rettangolare 100x25	63.81	11.04	13.400
2.13	Rettangolare 100x25	66.44	14.62	8.471
2.40	Rettangolare 100x25	69.08	16.88	3.279
2.67	Rettangolare 100x25	<b>71.71</b>	<b>17.75</b>	<b>-2.173</b>
2.93	Rettangolare 100x25	74.35	17.17	-7.894
3.20	Rettangolare 100x25	76.98	15.07	-13.913
3.47	Rettangolare 100x25	79.62	11.36	-20.222
3.73	Rettangolare 100x25	83.25	5.96	-26.426
4.00	Rettangolare 100x25	85.88	-1.08	2.680
4.17	Rettangolare 100x25	86.91	-0.64	2.570
4.33	Rettangolare 100x25		-0.21	1.253

Sulla parete le azioni caratteristiche sono:

Ned 88,93 kN

Med 17,75 kNm

Ved 26,74 kNm

La parete è sollecitata per pressoflessione ed in corrispondenza del momento massimo l'azione assiale equivale a 71,71 kN,

## 13. VERIFICHE SULLE SEZIONI

### VERIFICHE SULLA PARETE

**Titolo :** VERIFICHE PARETE PLACCAGGIO

N° figure elementari  Zoom
 N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,52	5
2	4,52	23

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	72	0	kN
M <sub>xEd</sub>	18	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**Materiali**  

B450C	C25/30
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 9,75
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,6
	τ <sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 51,3 kN m

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 19,97 ‰  
 d 23 cm  
 x 3,43 x/d 0,1491  
 δ 0,7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

<b>Sollecitazioni e metodo di calcolo</b> <input checked="" type="radio"/> <b>S.L.U.</b> <input type="radio"/> <b>Metodo n</b>		Ricoprimento armatura c: <input type="text" value="3"/> cm A's/A_s %: <input type="text" value="0"/> %		<input type="checkbox"/> Scelta diametri autom. φ minimo <input type="text" value="16"/> mm φ massimo <input type="text" value="20"/> mm	<b>Scelta diametri manuale</b> <b>N°</b> <b>φ</b> <b>Armatura superiore</b> <input checked="" type="checkbox"/> 4    12 <input type="checkbox"/> 0    18 <input type="checkbox"/> 0    20
M <sub>Ed</sub> <input type="text" value="18"/> kNm V <sub>Ed</sub> <input type="text" value="27"/> kN	Criteri di progetto <input type="radio"/> Fissa altezza H: <input type="text" value="25"/> cm <input type="text" value="1"/> cm <input type="radio"/> Fissa Base B: <input type="text" value="100"/> cm <input type="text" value="5"/> cm <input checked="" type="radio"/> Fissa Base e Altezza	Arrotond. <input type="text" value="1"/> cm <input type="text" value="5"/> cm	<b>Opzioni taglio</b> <input type="checkbox"/> minimizza staffe cot θ <input type="text" value="1"/> <input checked="" type="checkbox"/> no staffe ρ <sub>l</sub> <input type="text" value="0"/> % φ staffe <input type="text" value="10"/> mm n° bracci <input type="text" value="0"/> φ reggistaffe <input type="text" value="16"/> <input type="checkbox"/> gancio 135°		
<b>Deformazione adimensionale armatura tesa</b> Armatura forte (NO)    SA    ε <sub>s</sub> /ε <sub>yd</sub> <input type="text" value="16.33"/> x/d <input type="text" value="0.099"/> δ <input type="text" value="0.700"/> CR    Armatura debole (OK)					
<b>Risultati</b> <b>Armatura superiore</b> <b>4φ12</b> A's <input type="text" value="4.52"/> cm²    +0.0%    A's min <input type="text" value="4.52"/>		<b>Taglio</b> τ <sub>max</sub> <input type="text" value="12"/> N/mm² <b>Taglio Resistente = 102,7 kN</b>		<b>Comb. barre superiori</b> <b>Comb. barre inferiori</b>	
<b>Armatura inferiore</b> <b>4φ12</b> A_s <input type="text" value="4.52"/> cm²    +180.8%    A_s min <input type="text" value="1.61"/>		A's/A_s: <input type="text" value="100"/> %    ρ <sub>s</sub> <input type="text" value="0.21"/> % Incidenza acciaio <input type="text" value="28.4"/> kg/m³		<b>Inserisce Risultati per Verifiche</b> <input type="button" value="Effettivi"/> <input type="button" value="Minimi"/>	
<input type="button" value="Help"/> <input type="button" value="Plotta"/> <input type="button" value="Ricalcola"/>					

Considerando l'elemento unitario di parete della larghezza di un metro la struttura risulta verificata.

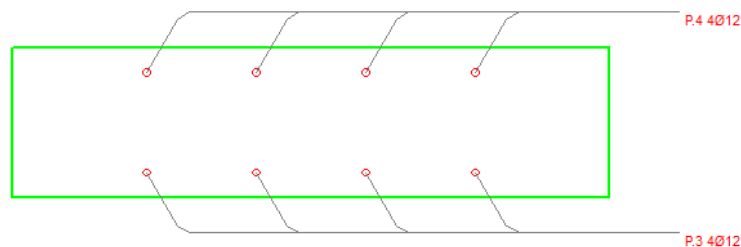
M<sub>rd</sub> 51,3 kNm > M<sub>ed</sub> 18 kNm

V<sub>rd</sub> 102,7 kN > V<sub>ed</sub> 27 kN

M<sub>sd</sub>=18 kNm    V<sub>sd</sub>=27 kN

B= 100    H= 25 cm

Incidenza acciaio 28,4 kg/m³

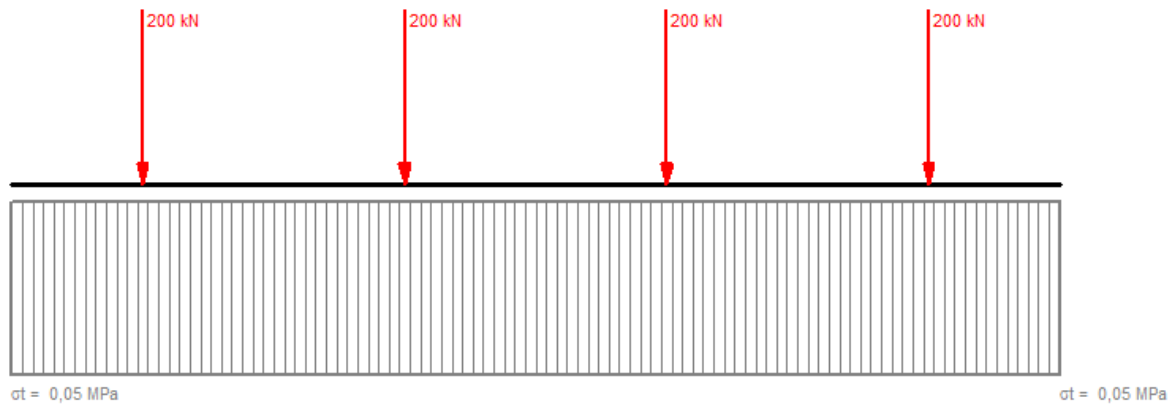


## VERIFICHE SUL CORDOLO DI ANCORAGGIO TIRNATI

I tiranti trasferiscono l'azione di ancoraggio alla parete tramite un cordolo realizzato all'interno della parete stessa, dove viene inserita una gabbia con staffe e ferri correnti della larghezza di 80 cm.

Per la determinazione delle azioni e la verifica delle stesse la struttura viene calcolata come una trave auto equilibrata su suolo elastico dove le Reazioni sui tiranti sono le azioni sollecitanti.

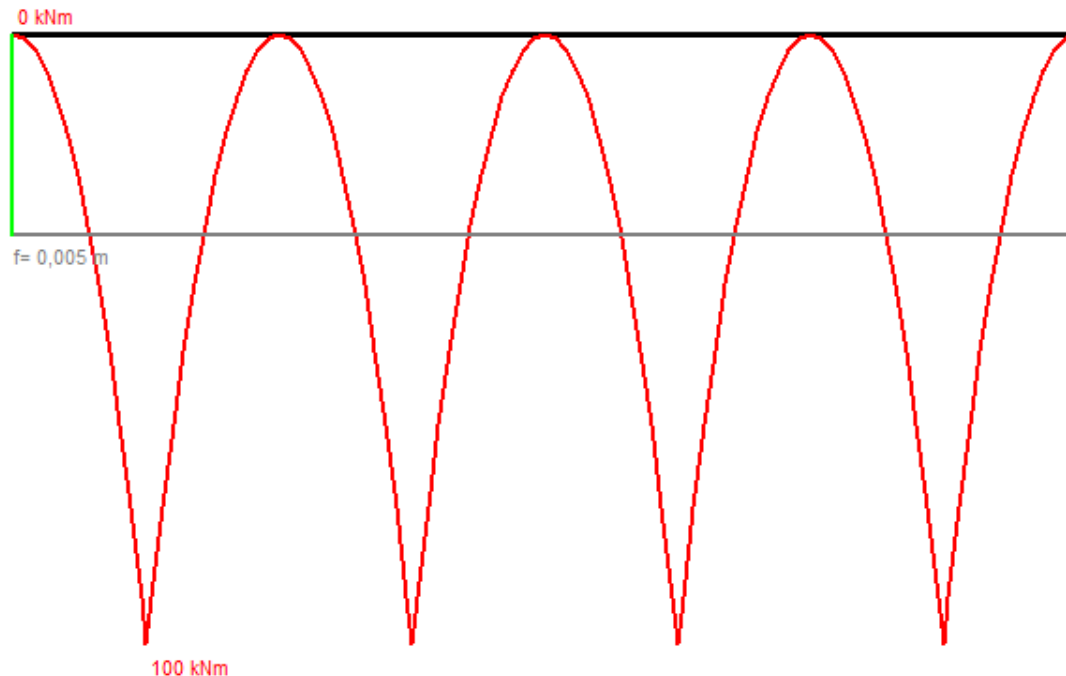
La reazione massima del tirante si con la combinazione 2 ed è pari a 200 kN.



Le azioni sollecitanti sono:

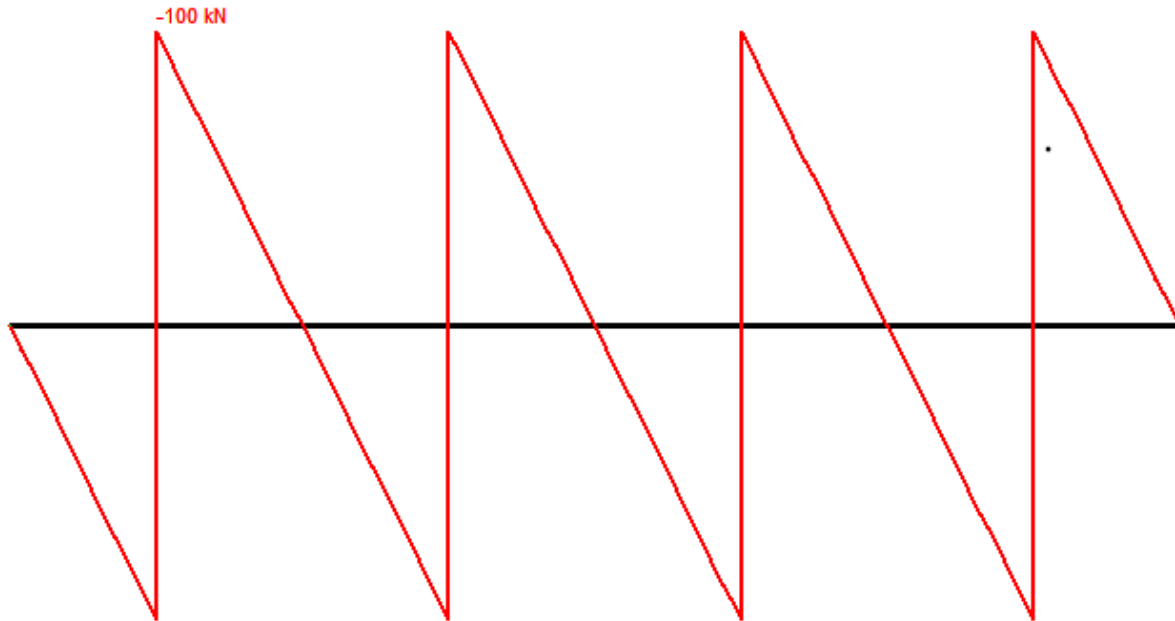
### Momento -Mmax 100 kNm

Luce = 16 m ; E = 31.400 MPa ; J = 130.208 cm<sup>4</sup> ; K = 1 daN/cm<sup>3</sup> ; b = 1 m





Taglio – Vmax 100 kN



**Titolo :** VERIFICHE CORDOLO DI ANCORAGGIO

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	16,08	5
2	16,08	23

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C25/30

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  N/mm²  
τ<sub>c1</sub>  N/mm²

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  cm x/d   
δ

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

Sollecitazioni e metodo di calcolo		Ricoprimento armatura c: 3 cm		Sceglia diametri autom.		Sceglia diametri manuale	
<input checked="" type="radio"/> S.L.U. <input type="radio"/> Metodo n		A's/As %: 0 %		<input type="checkbox"/> minimo 16 mm <input type="checkbox"/> massimo 20 mm		N° <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	
M <sub>Ed</sub>	100 kNm	Criteri di progetto		Arrotond.		Armatura superiore <input checked="" type="checkbox"/> 4 16 <input type="checkbox"/> 0 18 <input type="checkbox"/> 0 20	
V <sub>Ed</sub>	100 kN	<input type="radio"/> Fissa altezza H: 25 cm <input type="radio"/> Fissa Base B: 80 cm <input checked="" type="radio"/> Fissa Base e Altezza		<input type="checkbox"/> Fissa altezza H: 25 cm <input type="checkbox"/> Fissa Base B: 80 cm <input type="checkbox"/> Fissa Base e Altezza		Armatura inferiore <input checked="" type="checkbox"/> 4 16 <input type="checkbox"/> 0 18 <input type="checkbox"/> 0 20	
Acciaio B450C Calcestruzzo C25/30		Deformazione adimensionale armatura tesa		Opzioni taglio			
Armatura forte (ND) <input type="checkbox"/> SA <input type="checkbox"/> CR		ε <sub>s</sub> /ε <sub>yd</sub> 5,46 x/d 0,247 δ 0,749		<input type="checkbox"/> minimizza staffe cot θ 1			
				<input type="checkbox"/> no staffe ρ <sub>l</sub> 0 %			
				φ staffe 8 mm n° bracci 4 φ reggistaffe 16			
				<input type="checkbox"/> gancio 135°			
Risultati		Taglio		Comb. barre superiori		Comb. barre inferiori	
Armatura superiore <b>4φ16+4φ16</b> A's 16,08 cm² +0,0% A's min 16,08		τ <sub>max</sub> 0,6808 N/mm² Staffe φ8/14 a 4 bracci Staffatura minima φ8/16 Staff. minima per VEd = 90,28 kN					
Armatura inferiore <b>4φ16+4φ16</b> As 16,08 cm² +12,5% As min 14,30							
A's/As: 100% % ρ <sub>s</sub> 0,99 % Incidenza acciaio 168,3 kg/m³		Inserisce Risultati per Verifiche Effettivi Minimi					
Help		Plotta		Ricalcola			

La struttura risulta verificata.

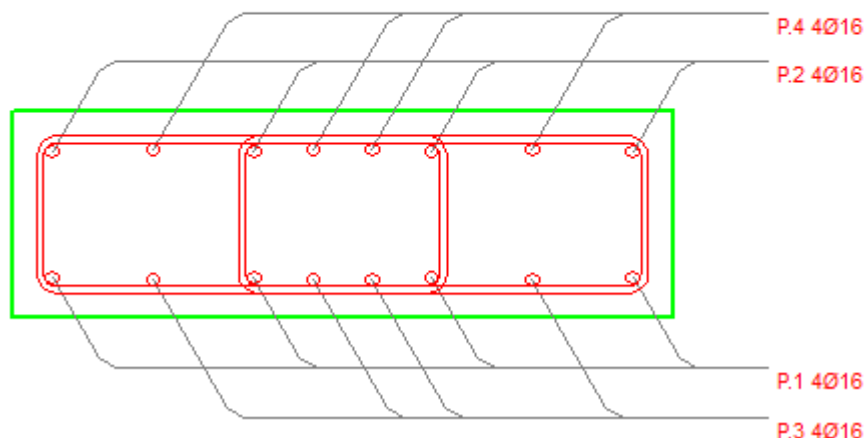
Mrd 127 kNm > Med 100 kNm

Vrd > Ved – Per uniformare il passo delle staffe ai ferri verticali nella parte si adotta passo pari a 12,5 cm.

Msd=100 kNm Vsd=100 kN

B= 80 H= 25 cm

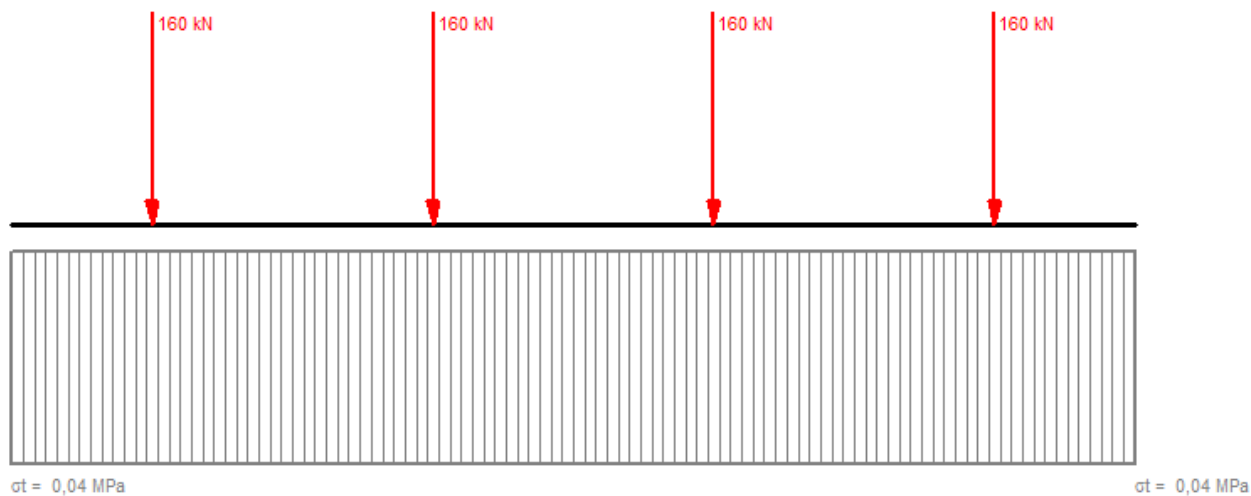
Incidenza acciaio 175,3 kg/m³



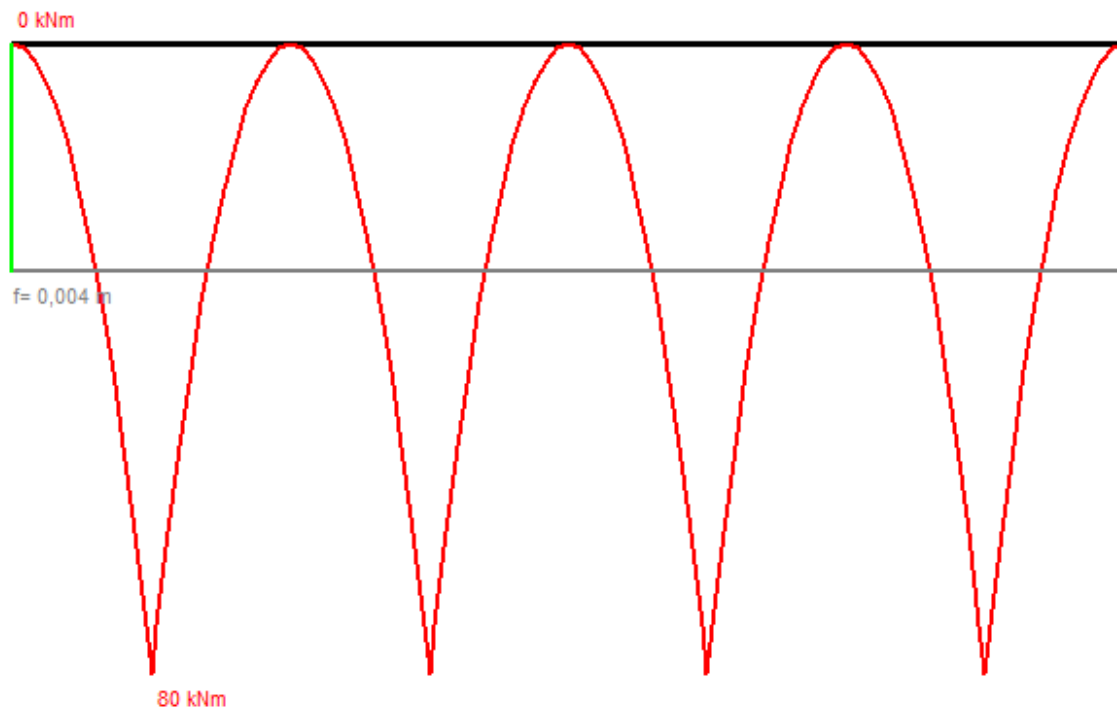
## VERIFICHE SUL CORDOLO DI ANCORAGGIO MICROPALI ALLA BASE DEL MURO

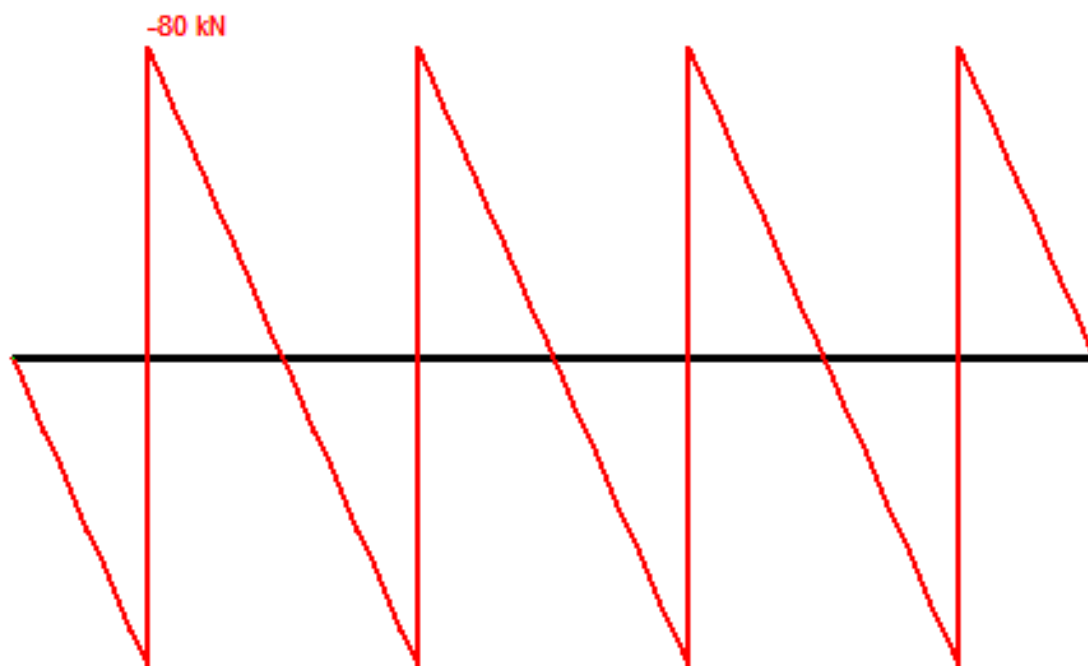
I micropali che costituiscono l'ancoraggio al piede del muro sono posati con un angolo di 45° la reazione massima corrispondente alla combinazione 2 è pari a 225 kN.

Per la verifica della sezione si scompone la reazione in due azioni: una orizzontale ed una verticale pari a 160 kN, come per il cordolo superiore si considera uno schema strutturale con trave su suolo elastico auto equilibrata.



Luce = 16 m ; E = 31.400 MPa ; J = 130.208 cm<sup>4</sup> ; K = 1 daN/cm<sup>3</sup> ; b = 1 m





Le azioni determinano quindi una flessione deviata con due momenti sollecitanti sugli assi principali della sezione.

**Titolo :** VERIFICA CORDOLO DI BASE

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,06	5
2	12,06	55

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 80 kNm  
M<sub>yEd</sub> 80 kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Barre**  
N°    
   
   
As 12,06 Calcola Inserisci

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 327

☐ Precompresso

**Materiali**  
B450C C25/30  
ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 211,8 kN m  
M<sub>yRd</sub> 247,6 kN m  
σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 6,619 ‰  
d 73,36 cm  
x 25,37 x/d 0,3459  
δ 0,8724

**Sollecitazioni e metodo di calcolo**

☒ S.L.U. ☐ Metodo n

M<sub>Ed</sub> 80 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 160 0 kN

Acciaio B450C Calcestruzzo C25/30

**Deformazione adimensionale armatura tesa**

Armatura forte (NO)   $\epsilon_s / \epsilon_{yd}$  18,51 x/d 0,088  $\delta$  0,700  Armatura debole (OK)

**Risultati**

**Armatura superiore**  
4 $\phi$ 16+2 $\phi$ 16  
A's 12,06 cm<sup>2</sup> +0,0% A's min 12,06

**Armatura inferiore**  
4 $\phi$ 16+2 $\phi$ 16  
A's 12,06 cm<sup>2</sup> +310,5% A's min 2,94  
A's/A's: 100%  $\rho_s$  0,23 %  
Incidenza acciaio 55,3 kg/m<sup>3</sup>

**Taglio**  
 $\tau_{max}$  0,3354 N/mm<sup>2</sup>  
Staffe  $\phi$ 12/30 a 4 bracci  
Staffatura minima  $\phi$ 12/30  
Staff. minima per VEd = 281,5 kN

**Inserisce Risultati per Verifiche**

**Scelta diametri manuali**

Armatura superiore  
☒ 2  $\phi$  16  
☐ 0  $\phi$  18  
☐ 0  $\phi$  20

Armatura inferiore  
☒ 2  $\phi$  16  
☐ 0  $\phi$  18  
☐ 0  $\phi$  20

**Comb. barre superiori** **Comb. barre inferiori**

**Osservazioni**

La struttura risulta verificata.

Mrd 211,80 kNm > Med 80 kNm

Vrd > Ved – Per uniformare il passo delle staffe ai ferri verticali nella parte si adotta passo pari a 25 cm.

Msd=80 kNm Vsd=160 kN

B= 100 H= 60 cm

Incidenza acciaio 55,3 kg/m<sup>3</sup>

