

## REGIONE LOMBARDIA COMUNE DI MONTECALVO VERSIGGIA(PV)

Lavori di: Realizzazione muro di sostegno con micropali  
Sito: Cimitero Montecalvo Versiggia, frazione Crocetta  
Proprietà: Comune di Montecalvo Versiggia (PV)

\*\*\*\*\*

### RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE

\*\*\*\*\*

Pavia, Marzo 2020



## REGIONE LOMBARDIA COMUNE DI MONTECALVO VERSIGGIA (PV)

Lavori di: Realizzazione muro di sostegno con micropali  
Sito: Cimitero Montecalvo Versiggia, frazione Crocetta  
Proprietà: Comune di Montecalvo Versiggia (PV)

\*\*\*\*\*

### RELAZIONE DEI MATERIALI UTILIZZATI

\*\*\*\*\*

Nell'esecuzione dei lavori in epigrafe è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- 1) INERTI:
- Sabbia lavata e ben granita, con granulometria mm 0,42-4,0
  - Ghiaietto vagliato, con granulometria mm 10,0-25
  - Ghiaia vagliata, con granulometria mm 30,0 max  
mm 25,0 muri  
mm 20,0 travi/pilastr
- 2) ACQUA: Potabile o priva comunque di sali solfuri o cloruri.
- 3) LATERIZI:
- Elementi laterizi per solai aventi interasse di 50 cm ed altezza di 20 cm
  - Elementi laterizi per murature non portanti aventi lato da 8 cm
- 4) ACCIAIO:
- |   |                |                         |
|---|----------------|-------------------------|
| Barre di Armatura                       |                | B 450C                  |
| Tensione caratteristica di snervamento  | [ $f_{yk}$ ]   | 450 N/mm <sup>2</sup>   |
| Coefficiente parziale di sicurezza      | [ $\gamma_s$ ] | 1,15                    |
| Resistenza di calcolo agli stati limite | [ $f_{yd}$ ]   | 391,3 N/mm <sup>2</sup> |
- 5) CALCESTRUZZO conglomerati da impiegarsi, avranno le seguenti caratteristiche prestazionali:
1. CONFORMITA' ALLA NORMA UNI UN 206-1 E UNI 11104;
  2. CLASSE DI RESISTENZA secondo classificazione Eurocodice 2 (o D.M. 14.09.05)
    - fondazioni, muri in elevazione, pilastr, travi e solette C 25/30
    - salvo ove altrimenti specificato nelle tavole esecutive per esigenze strutturali o di curabilità.
  3. CLASSE DI CONSISTENZA
    - S3 per fondazioni, platee, plinti e getti massivi poco armati,
    - S4 per travi e solette,
    - S4-S5 per muri a seconda indicazione tavole esecutive,
    - S5 per pilastr;
- L'abbassamento massimo al Cono di Abrams non deve essere superiore a 250 mm per

evitare fenomeni di segregazione. Il produttore deve garantire la consistenza del conglomerato per almeno un'ora all'arrivo in cantiere. Quindi per i getti lenti come i pilastri, i tetti, le scale, ecc., è opportuno che vengano ordinati dall'appaltatore volumi di calcestruzzo ridotti. Occorre prevedere i controlli di consistenza contestualmente alle prove di accettazione a norma di legge. Nel caso di utilizzo di calcestruzzi autocompattanti (SCC) si deve fare riferimento alla UNI 11040; le prove essenziali da eseguire sono quelle di spandimento (UNI 11041) e del tempo di efflusso dall'imbuto a V (UNI 11042) ed è opportuno che vengano effettuate in ciascuna autobetoniera (almeno nella fase iniziale del getto). Il valore dello spandimento deve essere compreso tra 70 e 80 mm.

**4. CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE:**

-XC1 strutture interne

-XC2 fondazioni

salvo ove altrimenti specificato nelle tavole esecutive per esigenze strutturali o di curabilità.

**5. CONTENUTO DI CLORURI:** secondo prospetto 10 della norma UNI EN 206/01.

**6. ACQUA DI ESONDAZIONE:** secondo norma UNI 7122.

**7. CONTENUTO D'ARIA:** secondo norma UNI-EN 12350-7.

**8. RILEVAMENTO DELLA MASSA VOLUMICA DEL CALCESTRUZZO FRESCO:** secondo norma UNI EN 12350-6.

**9. PROVA DI PENETRAZIONE ALL'ACQUA:** secondo norma UNI-EN 12390-8.

Circa le altre prescrizioni esecutive, si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei LL.PP.

Pavia, Febbraio 2020



## REGIONE LOMBARDIA COMUNE DI MONTECALVO VERSIGGIA (PV)

Lavori di: Realizzazione muro di sostegno con micropali  
Sito: Cimitero Montecalvo Versiggia, frazione Crocetta  
Proprietà: Comune di Montecalvo Versiggia (PV)

\*\*\*\*\*

### RELAZIONE ILLUSTRATIVA E SINTETICA DELL'INTERVENTO

\*\*\*\*\*

#### 1. Normativa considerate, Vita utile della costruzione e Classificazione sismica

La Normativa presa a riferimento per il calcolo è:

- D.M. del 17.01.2018 "Norme tecniche per le costruzioni"
- O.P.C.M. 3431 del 03.05.2005 "Costruzioni in zone sismiche"
- D.G.R. n. 2129 del 11.07.2014 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia"
- L.R. n. 33 del 12.10.2015 "Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche"

Nel rispetto del capitolo § 2.7 del D.M. 17.01.18 la struttura essendo un'opera di tipo ordinaria è classificabile con i seguenti requisiti:

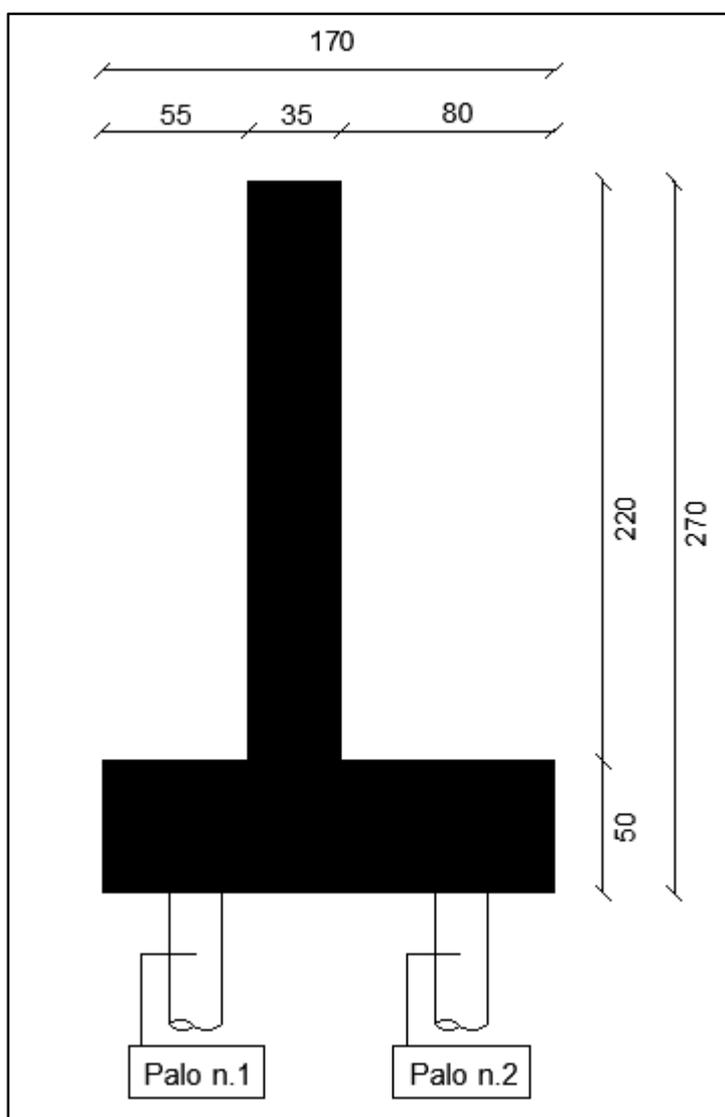
- Vita Nominale  $\geq$  50 anni
- Classe d'usoll.

Regione Lombardia, con delibera di giunta, ha provveduto all'aggiornamento della classificazione sismica dei comuni lombardi modificando "al rialzo" la categoria di appartenenza di svariate municipalità. Il Comune di Montecalvo Versiggia ha subito una riclassificazione e rientra nella Zona Sismica 3.

## 2. Descrizione sinteticadell'intervento

L'intervento consiste nella realizzazione di un muro di sostegno fondato su pali trivellati di piccolo diametro (micropali) per il piazzale antistante il parcheggio del cimitero, con uno sviluppo totale di 40,00 mt, volto a contrastare il fenomeno di ribaltamento al quale sono soggetti i muri prefabbricati esistenti. Tale scelta progettuale consente di evitare lo sbancamento del piazzale carrabile antistante ai paramenti murari esistenti.

L'opera di sostegno, realizzata interamente in cemento armato, ha le seguenti caratteristiche: altezza del paramento del muro pari a 2,20 m, spessore della soletta di fondazione di 0,50 m, spessore del paramento verticale in sommità pari a 0,35 m, lunghezza della scarpa anteriore di 0,55 m, lunghezza della scarpa posteriore di 0,80 m, per un totale di 2,70 m di altezza del muro e 1,70 m di larghezza della fondazione.



I micropali, di diametro 220 mm, sono realizzati in cemento armato con camicia in acciaio tipo S355, di diametro 127 mm e spessore 10 mm, con interasse longitudinale e trasversale di 1,20 m, sfalsati tra loro di 0,50 m, ed hanno

una lunghezza totale di 13,00 m (di cui 30 cm sono immersi all'interno della soletta di fondazione), a partire da -3,10 ml dal piano di campagna.

Lo spazio esistente tra il nuovo manufatto e quello esistente dovrà essere adeguatamente tamponato con materiale drenante che svilupperà la duplice funzione di drenaggio delle acque e di compensatore/limitatore delle spinte interessanti le strutture prefabbricate.

### 3. Caratteristiche geologiche del sito di intervento

Tramite le prove penetrometriche dinamiche super pesanti (DPSH) è stata individuata la stratigrafia del terreno. Il primo orizzonte è costituito da limi argillo-sabbiosi a bassa consistenza avente spessore pari a 7,10 m a partire dal piano di campagna (STRATO 1).

Il secondo orizzonte è invece costituito da coltre di alterazione eluvio-colluviale fino a -8,90 m (STRATO 2).

Infine il terzo orizzonte (STRATO 3) è composto da marne arenacee mediamente compatte (arenarie di Ranzano). Ai fini delle verifiche riportate di seguito sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici:

	<b>Spessore</b> <i>[m]</i>	<b>Peso per unità di volume</b> <i><math>\gamma</math> [kN/m<sup>3</sup>]</i>	<b>Angolo di attrito efficace</b> <i><math>\phi</math> [°]</i>	<b>Coesione non drenata</b> <i><math>c_u</math> [kN/m<sup>2</sup>]</i>
<b>STRATO 1</b>	7,10	20	25	-
<b>STRATO 2</b>	1,80	19	30	46
<b>STRATO 3</b>	10,90	20	33	121

Per quanto concerne i parametri sismici il sito di interesse risulta ricadere nella **categoria di sottosuolo B** (*"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche cola profondità"*), a cui corrisponde un valore di coefficiente stratigrafico pari a  $S_S = 1,2$ , e **categoria topografica T2** (*"pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ "*), a cui corrisponde un valore di coefficiente topografico pari a  $S_T = 1,2$ .

### 4. Classificazione delle azioni

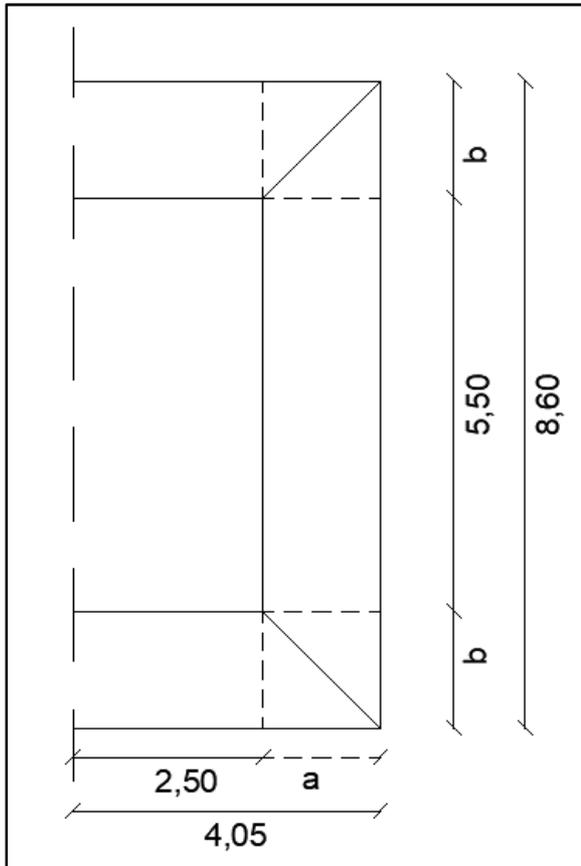
In riferimento al §2.5.1.3 della normativa vigente, si considerano le seguenti tipologie di azioni:

- Azioni permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità
  - Permanenti strutturali (G1): peso proprio degli elementi strutturali (peso per unità di volume del calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ );
  - Permanenti non strutturali (G2);
- Azioni variabili (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi tra loro nel corso della vita nominale della struttura;
- Azioni sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

## 5. Analisi dei carichi muro di sostegno

Il sovraccarico  $Q_i$  è stato calcolato sulla base di un mezzo tipo avente massa pari a 45 ton ed un ingombro pari a 2,50 x 5,50 m.

Tenendo conto della diffusione dei carichi pari a  $30^\circ$ , si ha:



Considerando l'altezza del muro pari a 2,70 m, si ha:

$$a = b = 2,70 \text{ m} * \text{tg}(30^\circ) = 1,55 \text{ m}$$

Quindi l'area per la diffusione dei carichi tandem è pari a:

$$\begin{aligned} A &= (2,50 + 1,55) \text{ m} \times (5,50 + 1,55 + 1,55) \text{ m} \\ &= 4,05 \text{ m} \times 8,60 \text{ m} = 34,83 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Da cui:

$$Q_i = 450,00 \text{ kN} / 34,83 \text{ m}^2 = 12,92 \text{ daN/m}^2 \approx 13,00 \text{ daN/m}^2$$

Considerando la combinazione fondamentale agli SLU e come azione principale quella dei carichi tandem, si valutano quelli che sono i coefficienti parziali di sicurezza:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLLI

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti g <sub>1</sub> e g <sub>3</sub>	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>G1</sub> e γ <sub>G3</sub>	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> g <sub>2</sub>	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>G2</sub>	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>Q</sub>	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
<b>Azioni variabili</b>	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>Qi</sub>	0,00 <b>1,50</b>	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>ε1</sub>	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ <sub>ε2</sub> , γ <sub>ε3</sub> , γ <sub>ε4</sub>	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Perciò il carico totale agente sul muro, dato dalla somma dei carichi tandem e dal carico uniformemente distribuito, sarà pari a:

$$Q_{TOT} = \gamma_{Qi} * Q_i = 1,5 * 13,00 \text{ kN/m}^2 = 19,50 \text{ kN/m}^2$$

A favore di sicurezza è stato assunto un carico pari a  $Q_{TOT} = 20,00 \text{ kN/m}^2 = 2.000 \text{ daN/m}^2$ .

Per il calcolo delle sollecitazioni è stato utilizzato il programma strutturale di Gelfi, dopo aver inserito: parametri geotecnici del terreno in cui viene realizzato il muro, le caratteristiche geometriche del muro, i dati del sito di intervento, incluso il dislivello dell'opera rispetto al piano campagna che è pari a 40 cm.

**Titolo:** MURO DI SOSTEGNO

Altezza paraghiaia (m) h1 0 Angolo attrito interno  $\varphi^{\circ}$  25  
 Spessore paraghiaia (m) s1 0 Ang. attrito terra-muro  $\delta^{\circ}$  16  
 Inclinazione parete (%) i 0 Ang. attrito fondazione  $\varphi_f^{\circ}$  25  
 Altezza parete (m) h2 2,2 Peso spec. terre [kN/m<sup>3</sup>]  $\gamma_t$  20  
 Spessore in testa (m) s2 0,35 Peso spec. muro [kN/m<sup>3</sup>]  $\gamma_m$  25  
 Spessore alla base (m) s3 0,35 Dati Sisma  $K_v$  0,0140  $K_h$  0,0280  
 Altezza fondazione (m) h3 0,55 N° lati terreno 2  
 Sbalzo fond. contro terra L1 0,55  
 Larghezza totale fond. L2 1,7

Impalcato  
 Ni 0 dN 0  
 Vi 0 kN

Zoom

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	0,55	0,4	20
Lato 2	1,3	0	20

Calcolo Visualizza

**Parete**

St 25,63 kN  
 Sq 28,17 kN  
 Ss 0 kN  
 Si 0 kN  
 M 45,26 kNm  
 N 32,15 kN  
 V 51,71 kN  
 ?1

**Fondazione**

Ribaltamento	Scorrimento	Schiacciamento
St 34,20 ?1	St 38,89 ?3	St 38,89 ?2
Sq 29,36	Sq 19,00	Sq 19,00
Ss 0	Ss 1,103	Ss 2,722
Si 0	Si 1,933	Si 1,933
Mr 49,19	V 58,64	M 40,89
Ms 68,81	N 84,32	N 86,70
Ms/Mr 1,399	c. scor. 0,5364	V 60,20

Sbalzi Fondazione

M valle 32,16  
 M monte 9,541  
 $\sigma_{t, valle}$  0,1146 MPa  
 $\sigma_{t, monte}$  0  
 % comp. 44,51  
 Verifiche più gravose

Figura 1 – Dati di input e risultati analisi

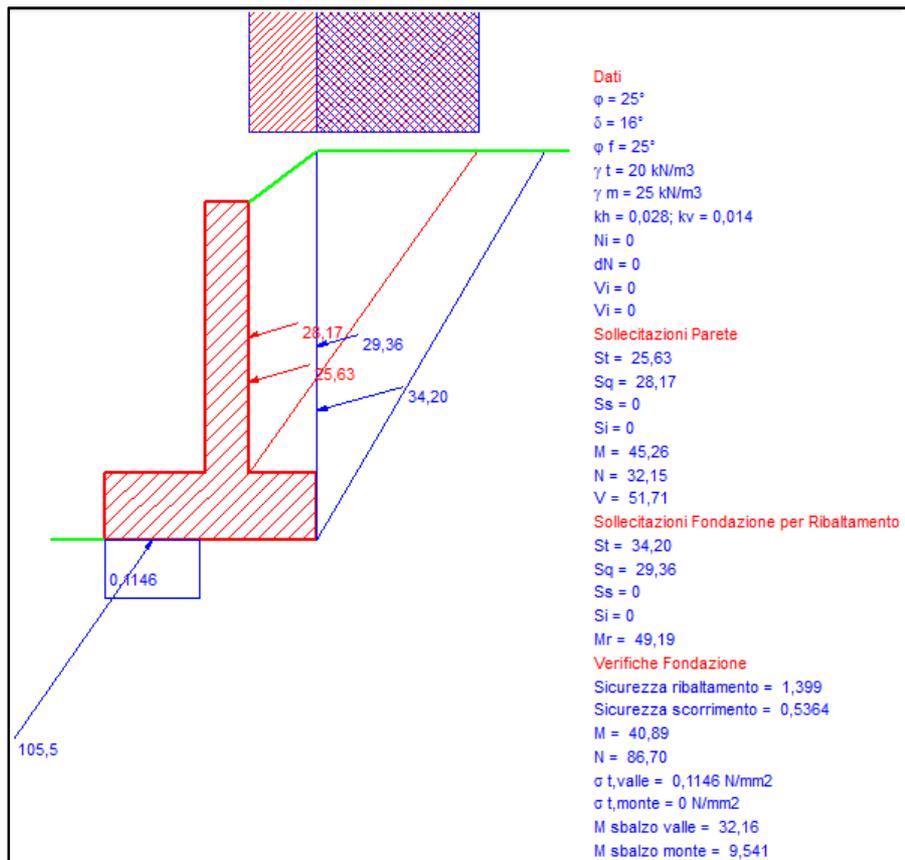


Figura 2 – Riassunto opera e sollecitazioni

## 6. Analisi dei carichi micropali

Per definire la capacità portante del palo, sono stati calcolati singolarmente peso proprio del palo, portata di base alla punta e portata per attrito laterale.

I micropali si sviluppano poi lungo più strati di terreno, aventi caratteristiche diverse:

### STRATO 1

$L_1$  = lunghezza del palo nello strato 1 = 4,00 m

$\varphi$  = angolo di attrito del terreno = 25°

$\gamma$  = consistenza peso di volume = 2.000 daN/m<sup>3</sup>

### STRATO 2

$L_2$  = lunghezza del palo nello strato 2 = 1,80 m

$c_u$  = coesione non drenata = 4.600 daN/m<sup>2</sup>

$\varphi$  = angolo di attrito del terreno = 30°

$\gamma$  = consistenza peso di volume = 1.900 daN/m<sup>3</sup>

### STRATO 3

$L_3$  = lunghezza del palo nello strato 3 = 10,90 m

$c_u$  = coesione non drenata = 12.100 daN/m<sup>2</sup>

$\varphi$  = angolo di attrito del terreno = 33°

$\gamma$  = consistenza peso di volume = 2.000 daN/m<sup>3</sup>

## PESO PROPRIO PALO SINGOLO

Per il peso proprio del palo si è tenuto conto sia della parte in cls sia della camicia in acciaio.

Considerando la lunghezza totale del palo pari a 13,00 m, si procede con il calcolo del peso proprio del singolo palo:

$$W_P = \gamma * A * L_{\text{palo}} = 1.457,00 \text{ daN}$$

## PORTATA DI BASE PALO SINGOLO

Per il calcolo della portata di base, avendo a che fare con un terreno incoerente, si possono sfruttare direttamente i risultati delle prove effettuate in sito attraverso delle relazioni empiriche.

In particolare, si ha che il carico limite unitario del palo  $q_{\text{lim}}$  può essere calcolato tramite l'espressione di Meyerhof:

$$q_{\text{lim}} = 0,4 * N_{\text{SPT}} = 0,4 * 21 = 8,4 \text{ Mpa}$$

dove  $N_{\text{SPT}}$  è il numero di colpi medio nello strato considerato, ovvero lo STRATO 3.

Pertanto, per pali in terreni incoerenti la portata di base è pari a:

$$Q_B = q_{\text{lim}} * A_b = (8,4 * 10^3) \text{ kN/m}^2 * 0,0380 \text{ m}^2 = 319,20 \text{ kN} = 31.920 \text{ daN}$$

## PORTATA LATERALE PALO SINGOLO

Il carico limite laterale si calcola separatamente per ogni strato.

In questo caso gli strati presi in considerazione sono solo lo STRATO 2 e lo STRATO 3 (**a favore di sicurezza è stato trascurato il primo strato in quanto avente caratteristiche geotecniche scadenti**) ed il calcolo si effettua tramite due metodologie diverse in quanto rispettivamente si ha un terreno coesivo ed un terreno incoerente.

Il comportamento a rottura del terreno coesivo (STRATO 2) generalmente è governato dalle condizioni a breve termine e di conseguenza si deve effettuare un'analisi alle tensioni totali: tale metodo è denominato metodo  $\alpha$ .

Per il metodo  $\alpha$  la forza di tensione di attrito laterale  $f_s$  che si sviluppa lungo il fusto del palo è l'aliquota della coesione non drenata: quindi  $f_s = c_u * \alpha$ , dove  $\alpha$  è il coefficiente di mobilitazione fissato sulla base di analisi a ritroso di osservazioni sperimentali del comportamento dei pali, che dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla tipologia costruttiva del palo.

In questo caso è stato utilizzato il metodo di Skempton (per pali trivellati) tale per cui si ha un valore di  $\alpha = 0,80$ .

Pertanto, la portata laterale del secondo orizzonte è pari a:

$$Q_{s2} = \pi D * \alpha * c_u * L_2 = 0,69 \text{ m} * 0,80 * 4.600 \text{ daN/m}^2 * 1,80 \text{ m} = 4.570,56 \text{ daN}$$

Per lo STRATO 3 si utilizza il metodo di Meyerhof, usufruendo direttamente dei valori delle prove in sito:

$$f_s = N_{SPT} = 21 = 21,00 \text{ kPa} = 2.100 \text{ daN/m}^2$$

Pertanto la portata laterale vale:

$$Q_{s3} = f_s * \pi D * L_3 = 2.100 \text{ daN/m}^2 * 0,69 \text{ m} * 6,90 \text{ m} = 9.998,10 \text{ daN}$$

La portata laterale totale sarà pari a:

$$Q_{S,TOT} = 4.570,56 \text{ daN} + 9.998,10 \text{ daN} = 14.568,66 \text{ daN}$$

## 7. Verifica agli SLU

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;

Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

- SLU di tipo strutturale (STR)

Raggiungimento della resistenza dei pali;

Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Tali verifiche devono essere effettuate con l'Approccio 2(A1+M1+R3).

**RESISTENZA DI PROGETTO PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI**

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  dati da:

*Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  è calcolata in funzione del numero n di verticali di indagine:

*Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Essendo stata fatta una singola prova penetrometrica dinamica, i coefficienti da utilizzare sono  $\xi_3 = 1,65$  e  $\xi_4 = 1,55$ ; pertanto:

$$Q_{B,k} = \min \{ Q_B / \xi_3 ; Q_B / \xi_4 \} = 31.920,00 \text{ daN} / 1,70 = 18.776,47 \text{ daN}$$

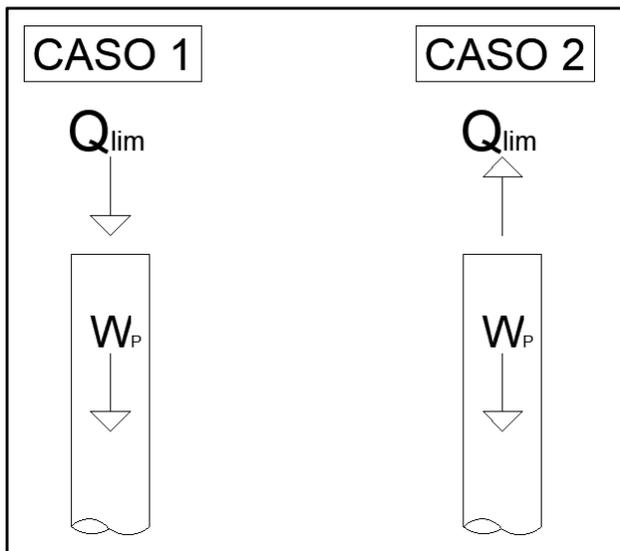
$$Q_{S,k} = \min \{ Q_S / \xi_3 ; Q_S / \xi_4 \} = 14.568,66 \text{ daN} / 1,70 = 8.569,80 \text{ daN}$$

Si valuta la resistenza di progetto:

- Portata di base:  $Q_{B,d} = 18.776,47 \text{ daN} / 1,35 = 13.908,50 \text{ daN}$ ;
- Portata laterale in compressione  $Q_{S,d,com} = 8.569,80 \text{ daN} / 1,15 = 7.452,00 \text{ daN}$ ;
- Portata laterale in trazione  $Q_{S,d,tra} = 8.569,80 \text{ daN} / 1,25 = 6.855,84 \text{ daN}$ .

**CARICO LIMITE PALO SINGOLO**

Il carico limite di un palo può essere calcolato sia a compressione (CASO 1) sia a trazione (CASO 2):



CASO 1: COMPRESSIONE

$$Q_{lim} + W_P = Q_{B,d} + Q_{S,d,com}$$

CASO 2: TRAZIONE

$$Q_{lim} - W_P = Q_{S,d,tra}$$

Il carico limite a compressione risulta quindi:

$$Q_{lim,comp} = Q_{B,d} + Q_{S,d,com} - W_P = 13.908,50 \text{ daN} + 7.452,00 \text{ daN} - 1.457,00 \text{ daN} = \mathbf{19.903,50 \text{ daN}}$$

Il carico limite a trazione, che si instaura pertanto quando il palo si oppone allo sfilamento del terreno, è dato da:

$$Q_{lim,traz} = Q_{S,d,tra} + W_P = 6.855,84 \text{ daN} + 1.457,00 \text{ daN} = \mathbf{8.312,84 \text{ daN}}$$

## 8. Verifica pali – struttura di collegamento

Dal programma utilizzato risulta che le condizioni più gravose sono quelle statiche, da cui si evince che il momento ribaltante, calcolato con l'approccio DA2 (A1-M1-R3), è pari a:

$$M_{rib} = 4.919,00 \text{ daNm/m}$$

Considerando l'interasse longitudinale dei micropali pari a  $l_{long} = 1,20 \text{ m}$ , si calcola la forza agente sul singolo palo:

$$F_{singolo\_palo} = F_1 = F_2 = M_{rib} / l_{long} = 4.919,00 \text{ daNm/m} / 1,20 \text{ m} = 4.100 \text{ daN}$$

Si procede con il calcolo del peso proprio del muro ed il contributo del sovraccarico:

- peso proprio paramento:  $\gamma_{cls} * b * h * s = 2.500 \text{ daN/m}^3 * 0,35 \text{ m} * 2,20 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 1.925,00 \text{ daN}$
- peso proprio fondazione:  $\gamma_{cls} * b * h * s = 2.500 \text{ daN/m}^3 * 0,50 \text{ m} * 1,70 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 2.125,00 \text{ daN}$
- peso proprio terreno:  $\gamma_t * b * h * s = 2.000 \text{ daN/m}^3 * 0,55 \text{ m} * 2,20 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 2.420,00 \text{ daN}$
- peso proprio terreno:  $\gamma_t * b * h * s = 2.000 \text{ daN/m}^3 * 0,5 * 0,55 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 220,00 \text{ daN}$
- sovraccarico:  $q_d * s * s = 2.000 \text{ daN/m}^2 * 1,00 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 2.000,00 \text{ daN}$
- peso proprio palo = 1.457,00 daN

Risulta quindi:

$$W_{PP} = 6.690,00 \text{ daN}$$

$$W_Q = 2.000,00 \text{ daN}$$

$$W_{PALO} = 1.457,00 \text{ daN}$$

Se si ipotizza che il carico gravi egualmente sui micropali, si ottiene:

$$N_{\text{singolo\_palo}} = (W_{PP} * \gamma_{G1} + W_Q * \gamma_Q) / n + W_{PALO} * \gamma_{G1}$$

$$= (6.690,00 * 1,3 + 2.000,00 * 1,5) \text{ daN} / 2 + 1.457,00 \text{ daN} * 1,3 = 7.743 \text{ daN}$$

Considerando che il momento ribaltante si calcola rispetto alla parte opposta del pendio (Polo O), come mostrato in *Figura 3*, la forza totale di agente sui micropali è pari a:

$$Q_{PALO\_2} = N_{\text{singolo\_palo}} + F_{\text{singolo\_palo}} = 7.743 \text{ daN} + 4.100 \text{ daN} = 11.843 \text{ daN}$$

$$Q_{PALO\_1} = N_{\text{singolo\_palo}} - F_{\text{singolo\_palo}} = 7.743 \text{ daN} - 4.100 \text{ daN} = 3.643 \text{ daN}$$

Nello specifico il palo n.2 è quello che si trova a valle mentre il palo n.1 è quello a monte.

Inoltre, risulta che entrambi i pali sono soggetti ad una forza di compressione.

**Tale forza risulta inferiore al carico ammissibile del palo di compressione:**

$$Q_{PALO\_1} = 11.843 \text{ daN} < Q_{\text{lim,comp}} = 19.903,50 \text{ daN} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$Q_{PALO\_2} = 3.643 \text{ daN} < Q_{\text{lim,comp}} = 19.903,50 \text{ daN} \quad \text{VERIFICATO}$$

Se invece si ipotizza che il carico del terreno e il sovraccarico gravino tutto sul singolo palo, il peso totale  $N_{TOT}$  risulta:

$$N_{TOT,1} = \{[(1.925,00 \text{ daN} + 2.125,00 \text{ daN}) / 2] * 1,3\} + 2.420,00 \text{ daN} * 1,3 + 220,00 \text{ daN} * 1,3 + 2.000,00 \text{ daN} * 1,5$$

$$= 9.065 \text{ daN} = N_{\text{palo\_più\_caricato}}$$

Mentre il carico totale agente sul secondo palo sarà uguale a:

$$N_{TOT,2} = [(1.925,00 \text{ daN} + 2.125,00 \text{ daN}) / 2] * 1,3 = 2.632,50 \text{ daN}$$

Considerando che il momento ribaltante si calcola rispetto alla parte opposta del pendio (Polo O), come mostrato in *Figura 3*, la forza totale di agente sui micropali è pari a:

$$Q_{PALO\_1} = N_{\text{palo\_più\_caricato}} - F_{\text{singolo\_palo}} + W_{PALO} * \gamma_{G1} = 9.065 \text{ daN} - 4.100 \text{ daN} + 1.894,10 \text{ daN} = 6.859,10 \text{ daN}$$

$$Q_{PALO\_2} = N_{TOT,2} + F_{\text{singolo\_palo}} + W_{PALO} * \gamma_{G1} = 2.632,50 \text{ daN} + 4.100 \text{ daN} + 1.894,10 \text{ daN} = 8.626,60 \text{ daN}$$

Tali forze risultano inferiori al carico ammissibile del palo di compressione:

$$Q_{\text{PALO}_1} = 6.859,10 \text{ daN} < Q_{\text{lim,comp}} = 19.903,50 \text{ daN}$$

**VERIFICATO**

$$Q_{\text{PALO}_2} = 8.626,60 \text{ daN} < Q_{\text{lim,comp}} = 19.903,50 \text{ daN}$$

**VERIFICATO**

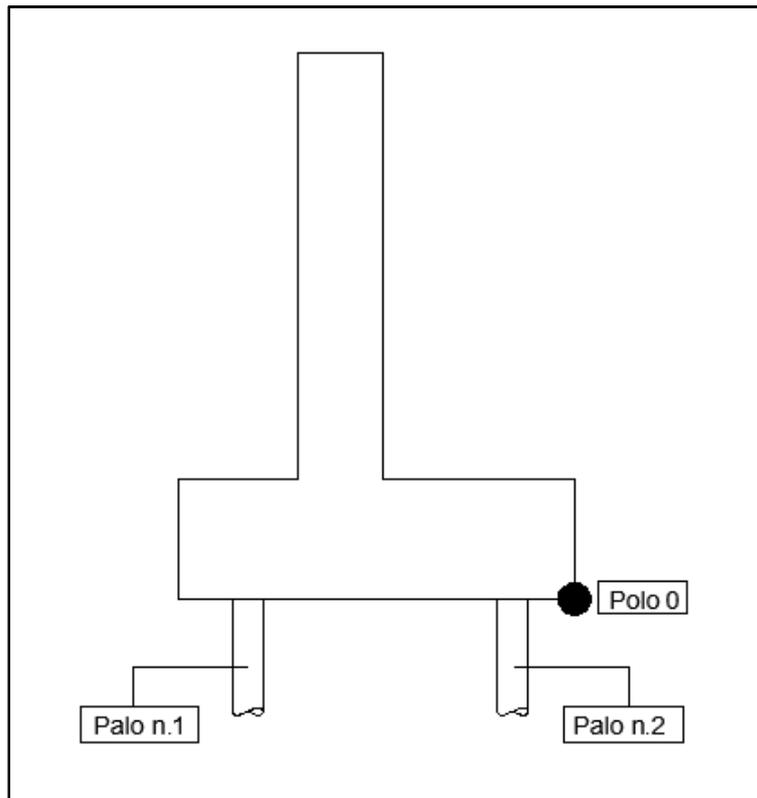


Figura 3 – Polo 0

## 9. Verifica camicia in acciaio dei micropali

La verifica dei micropali è stata effettuata considerando sia le forze statiche che le forze dovute alla sismicità del sito.

Come già anticipato nel Cap. 8, nel calcolo della forza agente sul singolo palo, si considera in entrambi i casi (statico e dinamico) il momento ribaltante più sfavorevole, pari a quello delle condizioni statiche (come si evince dal programma utilizzato per la verifica del muro).

Tale forza risulta pari a:

$$F_{\text{singolo\_palo}} = F_1 = F_2 = M_{\text{rib}} / l_{\text{long}} = 4.919 \text{ daNm/m} / 1,20 \text{ m} * 1,00 \text{ ml} = 4.100 \text{ daN}$$

Si considerano i seguenti carichi gravitazionali:

- peso proprio paramento:  $\gamma_{cls} * b * h * s = 2.500 \text{ daN/m}^3 * 0,35 \text{ m} * 2,20 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 1.925,00 \text{ daN}$
- peso proprio fondazione:  $\gamma_{cls} * b * h * s = 2.500 \text{ daN/m}^3 * 0,50 \text{ m} * 1,70 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 2.125,00 \text{ daN}$
- peso proprio terreno:  $\gamma_t * b * h * s = 2.000 \text{ daN/m}^3 * 0,55 \text{ m} * 2,20 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 2.420,00 \text{ daN}$
- peso proprio terreno:  $\gamma_t * b * h * s = 2.000 \text{ daN/m}^3 * 0,5 * 0,55 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 220,00 \text{ daN}$
- sovraccarico:  $q_d * s * s = 2.000 \text{ daN/m}^2 * 1,00 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 2.000,00 \text{ daN}$
- peso proprio palo = 1.457,00 daN

Risulta quindi:

$$W_{PP} = 6.690,00 \text{ daN}$$

$$W_Q = 2.000,00 \text{ daN}$$

$$W_{PALO} = 1.457,00 \text{ daN}$$

## **FORZA VERTICALE**

### CASO STATICO

Se il carico si ripartisce ugualmente su entrambi i pali, la massa agente sul singolo palo pertanto risulta:

$$N_{\text{singolo\_palo}} = N_1 = [(W_{PP} * \gamma_{G1} + W_Q * \gamma_Q) / n] + F_{\text{singolo\_palo}} + W_{PALO} * \gamma_{G1}$$

$$= [(6.690,00 * 1,3 + 2.000,00 * 1,5) \text{ daN} / 2] + 4.100 \text{ daN} + 1.894,10 = 11.843,00 \text{ daN}$$

Se invece si ipotizza che il peso del terreno gravi su un solo palo, il carico totale del palo più caricato è pari a:

$$N_{\text{palo\_più\_caricato}} = N_2$$

$$= \{[(1.925,00 \text{ daN} + 2.125,00 \text{ daN}) / 2] * 1,3\} + 2.420,00 \text{ daN} * 1,3 + 220,00 \text{ daN} * 1,3 +$$

$$+ 2.000,00 \text{ daN} * 1,5 + 1.457,00 \text{ daN} * 1,3 - 4.100 \text{ daN} = 6.859,10 \text{ daN}$$

### CASO DINAMICO

Si considera la combinazione sismica (§2.5.3 NTC18):

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove il coefficiente  $\psi_{2j}$ , per carichi dovuti al transito dei mezzi è pari a 0.

Pertanto, le tue tipologie di carico che agisce sui micropali risultano:

$$N_1 = (W_{PP} / n) + W_{PALO} + F_{\text{singolo\_palo}}$$

$$= (6.690,00\text{daN}/2)+1.457,00\text{daN}+4.100\text{daN} = 8.902 \text{ daN}(\text{carico ripartito egualmente su entrambi i pali})$$

$$N_2 = [(1.925,00\text{daN} + 2.125,00\text{daN} /2)] + 2.420,00\text{daN} + 220,00\text{daN} + 1.457,00\text{daN} - 4.100\text{daN} = 2.022\text{daN}$$

## **FORZA ORIZZONTALE**

### CASO STATICO

Per calcolare lo stato di sollecitazione agente alla testa del palo, sono state utilizzate le formule ricavate da Randolph nell'ipotesi di mezzo continuo. In primo luogo dalla relazione geologica è stato possibile ricavare i parametri necessari, quali il modulo di taglio G e il coefficiente di Poisson (di seguito schematizzati):

	<b>Lunghezza del palo nello strato [m]</b>	<b>Modulo di taglio G[daN/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Coefficiente di Poisson v [-]</b>
<b>STRATO 1</b>	4,00	240	0,35
<b>STRATO 2</b>	1,80	460	0,34
<b>STRATO 3</b>	6,90	1140	0,31

Considerando quindi che il terreno è eterogeneo, cioè stratificato in cui il modulo di taglio cresce con la profondità, si calcola la cosiddetta lunghezza critica, ovvero la lunghezza a partire dall'applicazione delle azioni in testa al palo oltre la quale gli effetti di taglio e momento possono considerarsi nulli.

Lunghezza critica:

$$l_c = D \left[ \frac{E_{\text{Palo}}}{G_c * (1 + 0,75v)} \right]^{\frac{2}{7}}$$

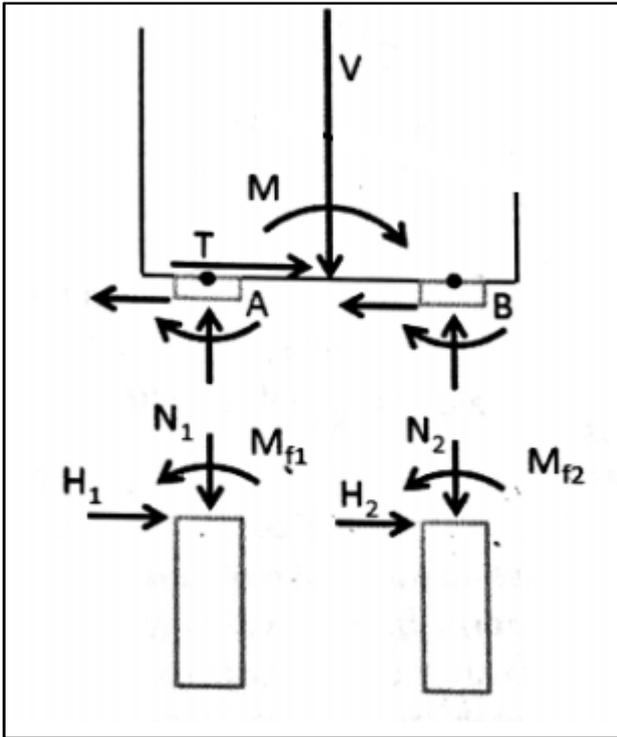
Tale determinazione è iterativa: generalmente un primo valore di tentativo è ottenuto ponendo  $l_c$  compreso tra 6 e 10 il diametro del palo, ovvero tra  $L = 1,32 \text{ m} \div 2,2 \text{ m}$ .

Ipotizzando  $l_c = 1,60\text{m}$  e ponendo  $G_c = 240 \text{ daN/cm}^2$  e  $v = 0,35$ , si ottiene convergenza, in altre parole il valore di tentativo coincide con il valore calcolato.

Utilizzando il cosiddetto metodo approssimato, in cui si suppone che la rotazione in testa del palo sia impedita, si viene a creare un momento di incastro:

$$M_{\text{inc}} = \frac{0,375}{\sqrt{\rho}} * H * \frac{l_c}{2}$$

dove H è la forza di taglio che agisce sulla testa del palo, derivante dall'opera di sostegno e  $\rho$  è il grado di eterogeneità.



$$T' = 5.171 \text{ daN (Gelfi)}$$

$$T = T' \cdot i_{\text{long}} = 6.205,20 \text{ daN}$$

$$H_1 = H_2 = V / 2 = 3.102,60 \text{ daN}$$

$$M = 930,78 \text{ daNm}$$

### CASO DINAMICO

Tramite il programma Gelfi, è stato possibile ricavare il valore di  $a_g/g$ , avendo inserito le caratteristiche sismiche del terreno:

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

Isole

**Nodi del reticolo**

Regione: Lombardia

Provincia: Pavia (PV)

Comune: Montecalvo Versiggia

OK Annulla

Longitudine: 9,287

Latitudine: 44,972

**Parametri interpolati**

TR	ag	Fo	Tc*
30	0,029	2,499	0,197
50	0,036	2,531	0,217
72	0,042	2,522	0,239
101	0,050	2,484	0,252
140	0,057	2,499	0,260
201	0,067	2,478	0,270
475	0,096	2,450	0,277
975	0,126	2,462	0,281
2475	0,174	2,461	0,287

$V_R$  50

Stato Limite SLV

$\rightarrow a_g$  0,0955

Fo 2,4503

Tc\* 0,2771

Figura 4 – Dati sisma

Si considera pertanto il valore di  $a_g/g = 0,0955$ .

Nella situazione più sfavorevole la forza orizzontale si calcola come:

$$F_H = N_1 * a_g/g = 8.902 \text{ daN} * 0,0955 = 850,14 \text{ daN}$$

### **VERIFICA INSTABILITA' DEL PALO (METODO OMEGA)**

Con schema di cerniera in sommità, in corrispondenza della zona di innesto delle fondazioni del muro, ed incastro in corrispondenza della zona di ammorsamento micropali in terreno addensato tipo Arenaria di Ranzano, si definiscono la lunghezza libera di inflessione e la zona che determina la lunghezza del braccio per la determinazione del momento al quale è soggetto il palo.

Si ha che:

$$L = L_2(\text{Strato 2}) + L_3(\text{Strato 3}) = 1,80 \text{ ml} + 1,50 \text{ ml} \approx 3,50 \text{ ml}$$

La restante parte del palo si considera ben incastrata essendo immersa in terreni di Arenaria mediamente consolidata (Arenaria di Arenzano).

Il tubo della camicia in acciaio ha le seguenti caratteristiche:

- diametro esterno  $D = 127 \text{ mm}$ ;
- spessore camicia  $s = 10 \text{ mm}$ ;
- massa per unità di lunghezza:  $M = 28,90 \text{ daN/m}$ ;
- area sezione trasversale:  $A_{\text{steel}} = 36,80 \text{ cm}^2$ ;
- momento di inerzia a flessione:  $I = 634,00 \text{ cm}^4$ ;
- raggio di inerzia:  $i = 4,15 \text{ cm}$ ;
- modulo di resistenza in campo elastico:  $W_{\text{el}} = 99,80 \text{ cm}^3$ ;
- modulo di resistenza in campo plastico:  $W_{\text{pl}} = 137,00 \text{ cm}^3$ .

Luce libera di inflessione:

$$l_0 = 0,67 * 3,50 \text{ ml} \approx 2,40 \text{ mt}$$

Il valore della snellezza risulta pertanto:

$$\lambda = l_0 / i = 240 \text{ cm} / 4,15 \text{ cm} = 58,00$$

da cui deriva un valore di  $\omega$  pari a:

$$\omega = \frac{\lambda^2 * f_y}{\pi^2 * E} = \frac{58,00^2 * 3.550 \text{ daN/cm}^2}{\pi^2 * (2,1 * 10^6) \text{ daN/cm}^2} = 0,60$$

A favore di sicurezza si considera  $\omega = 1,00$ .

### **VERIFICA TENSIONALE**

Si procede con il calcolo delle tensioni del micropalo, in **condizioni dinamiche**.

Calcolo del momento (sismico) a flessione al quale è soggetto il micropalo:

$$M = 1,00 * F_H * L = 850,14 \text{ daN} * 3,50 \text{ ml} = 2.975 \text{ daNm}$$

## PRESSOFLESSIONE

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{pressoflex}} &= M / W_{el} + N_2 / A \\ &= (2.975 \text{ daNm} \cdot 100 / 99,80 \text{ cm}^3) + (8.902 \text{ daN} \cdot 1,00 / 36,80 \text{ cm}^2) \\ &= 2.980,96 \text{ daN/cm}^2 + 241,90 \text{ daN/cm}^2 = 3.222,86 \text{ daN/cm}^2\end{aligned}$$

## TAGLIO

$$\begin{aligned}\tau &= F_H / A \\ &= 850,14 \text{ daN} / 36,80 \text{ cm}^2 \\ &= 23,10 \text{ daN/cm}^2\end{aligned}$$

Pertanto, la verifica tensionale risulta:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{ideale}} &= \sqrt{(\sigma_{\text{pressoflex}})^2 + 3 \tau^2} = \sqrt{[(3.222,86 \text{ daN/cm}^2)^2 + 3 \cdot (23,10 \text{ daN/cm}^2)^2]} \\ &= 3.223,11 \text{ daN/cm}^2 < f_y / \gamma_{M0} = 3.550 \text{ daN/cm}^2 / 1,05 = 3.380,95 \text{ daN/cm}^2\end{aligned}$$

**VERIFICATO**

## NOTA BENE

**Nel calcolo del momento sismico all'incastro del palo, a vantaggio di sicurezza, è stato considerato come azione verticale anche il peso proprio del palo per tutto il suo sviluppo anziché solo per il tratto di 3,50 ml per la determinazione della componente "forza orizzontale" in caso dinamico; tutto ciò ha comportato un significativo incremento del valore della tensione di pressoflessione, risultando comunque sempre inferiore al limite e quindi verificato.**

Si procede con il calcolo delle tensioni in **condizioni statiche**.

## PRESSOFLESSIONE

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{pressoflex}} &= M / W_{el} + N_2 / A \\ &= (930,78 \text{ daNm} \cdot 100 / 99,80 \text{ cm}^3) + (11.843 \text{ daN} \cdot 1,00 / 36,80 \text{ cm}^2) \\ &= 932,65 \text{ daN/cm}^2 + 321,82 \text{ daN/cm}^2 = 1.254,47 \text{ daN/cm}^2\end{aligned}$$

## TAGLIO

$$\begin{aligned}\tau &= H / A \\ &= 3.102,60 \text{ daN} / 36,80 \text{ cm}^2 \\ &= 84,31 \text{ daN/cm}^2\end{aligned}$$

Pertanto, la verifica tensionale risulta:

$$\begin{aligned}\sigma_{ideale} &= \sqrt{(\sigma_{pressoflex}^2 + 3 \tau^2)} = \sqrt{[(1.254,47 \text{ daN/cm}^2)^2 + 3 \cdot (84,31 \text{ daN/cm}^2)^2]} \\ &= \mathbf{1.262,94 \text{ daN/cm}^2} < f_y / \gamma_{M0} = 3.550 \text{ daN/cm}^2 / 1,05 = \mathbf{3.380,95 \text{ daN/cm}^2}\end{aligned}$$

**VERIFICATO**

## 10. Verifica armature

### ARMATURA PARETE

Dal programma utilizzato per il calcolo strutturale, risulta che il momento flettente, nelle condizioni più sfavorevoli (condizioni dinamiche) nella sezione allo spiccato della parete è pari a:  $M_{Ed} = 4.526,00 \text{ daNm}$  e che l'azione di compressione sia pari a  $N_{Ed} = 3.215,00 \text{ daN}$ .

Considerata una sezione rettangolare di base 1,00m e altezza 0,35m, armatura simmetrica pari a  $A_s = 6\emptyset 16/\text{ml} = 12,06 \text{ cm}^2$ , si calcola il momento resistente della sezione:

$$\begin{aligned}M_{Rd} &= A_s \cdot 0,9 \cdot f_{yd} \cdot d \\ &= (12,06 \text{ cm}^2 \cdot 0,9 \cdot 3.913 \text{ daN/cm}^2 \cdot 31,5 \text{ cm}) / 100 \\ &= \mathbf{13.378,59 \text{ daNm}} \gg M_{Ed} = \mathbf{4.325,00 \text{ daNm}}\end{aligned}$$

**VERIFICATO**

La stessa verifica è stata eseguita utilizzando il programma strutturale VcaSLU per le sezioni in cemento armato, considerando anche la sollecitazione di compressione a cui è soggetta la parete:

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ \_ X

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** PARETE - MURO SP.=35cm

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,06	3,5
2	12,06	31,5

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

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	45,26	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

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> 140,4 kNm

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> 26,27 ‰  
 d 31,5 cm  
 x 3,704 x/d 0,1176  
 δ 0,7

Risulta pertanto:

$$M_{Rd, VcaSLU} = 14.040,00 \text{ daNm} \gg M_{Ed} = 4.526,00 \text{ daNm}$$

VERIFICATO

### ARMATURA FONDAZIONE

Dal programma utilizzato per il calcolo strutturale, risulta che la soola a valle è soggetta, allo spiccato della parete, al momento flettente che tende le fibre inferiori pari a  $M_{Ed}^+ = 3.216,00 \text{ daNm}$  mentre la soola a monte ad un momento flettente che tende le fibre superiori pari a  $M_{Ed}^- = 954,10 \text{ daNm}$ .

Considerata una sezione rettangolare di base 1,00m e altezza 0,50m, armatura simmetrica pari a  $A_S = 6\emptyset 16/\text{ml} = 12,06 \text{ cm}^2$ , si calcola il momento resistente della sezione:

- Calcolo del momento resistente positivo:

$$\begin{aligned} M_{Rd}^+ &= A_S * 0,9 * f_{yd} * d \\ &= (12,06 \text{ cm}^2 * 0,9 * 3.913 \text{ daN/cm}^2 * 46,5 \text{ cm}) / 100 \\ &= \mathbf{19.749,34 \text{ daNml} > M_{Ed}^+ = 3.216,00 \text{ daNml}} \end{aligned}$$

**VERIFICATO**

- Calcolo del momento resistente negativo:

$$\begin{aligned} M_{Rd}^- &= A_S * 0,9 * f_{yd} * d \\ &= (12,06 \text{ cm}^2 * 0,9 * 3.913 \text{ daN/cm}^2 * 46,5 \text{ cm}) / 100 \\ &= \mathbf{- 19.749,34 \text{ daNml} > M_{Ed}^- = 954,10 \text{ daNml}} \end{aligned}$$

**VERIFICATO**

La stessa verifica è stata eseguita tramite il programma VcaSLU, considerando anche la sollecitazione di compressione agente sulla parete (componente verticale della spinta del terreno e del sovraccarico):

Verifica C.A. S.LU. - File: FONDAZIONE1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : FONDAZIONE MOMENTO POSITIVO

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,06	3,5
2	12,06	46,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 37,05 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 211,2 kN m

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

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> 40,47 ‰  
 d 46,5 cm  
 x 3,702 x/d 0,0796  
 δ 0,7

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. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Pertanto, risulta:

- $M_{Rd,VcaSLU}^+ = 21.120,00 \text{ daNmI} > M_{Ed}^+ = 3.216,00 \text{ daNmI}$
- $M_{Rd,VcaSLU}^- = -21.120,00 \text{ daNmI} > M_{Ed}^- = 954,10 \text{ daNmI}$

**VERIFICATO**

Verifica C.A. S.L.U. - File: FONDAZIONE2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **FONDAZIONE MOMENTO NEGATIVO**

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	12,06	3,5
			2	12,06	46,5

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

**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

M<sub>xRd</sub>  kN m

**Materiali**  
   
 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>  ‰  
 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>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>   
 τ<sub>c1</sub>

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

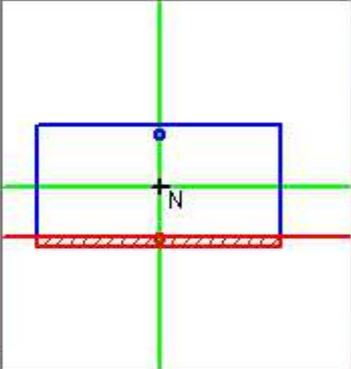
**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.

L<sub>0</sub>  cm

Precompresso

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



Pavia, Marzo 2020

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

