

STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"
**Adeguamento della piattaforma stradale e messa in
sicurezza dal km 56+000 al km 64+000**
Stralcio 1 da pk 0+000 a pk 1+900

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **RM368**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)
PROGIN S.p.A.
S.I.N.A. S.p.A. – BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



IL GEOLOGO:
Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)
Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)



VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
Dott. Ing. Paolo NARDOCCI



PROTOCOLLO

DATA

_____ 202_

PROGETTO OPERE D'ARTE MINORI

Relazione di calcolo plinti antenne smart road

CODICE PROGETTO

D	P	R	M	3	6	8	E	2	3
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

NOME FILE
T01OM00STRRE01B

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T	0	1	O	M	0	0	S	T	R	R	E	0	1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

B

-

B	Emissione a seguito di validazione e istruttoria ANAS	02-2024	M. Piccolo	P. Valente	L. Infante
---	---	---------	------------	------------	------------

A	Prima emissione	07-2023	M. Piccolo	P. Valente	L. Infante
---	-----------------	---------	------------	------------	------------

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
------	-------------	------	---------	------------	-----------

Sommario

1	<i>PREMESSA</i>	1
1.1	Descrizione dell'opera	4
2	<i>DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO</i>	6
2.1	Elaborati di riferimento	6
3	<i>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</i>	7
3.1	Calcestruzzo per plinti	7
3.2	Acciaio per calcestruzzo armato	7
4	<i>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</i>	8
4.1	Unità geotecniche	8
4.2	Parametri geotecnici caratteristici di progetto	8
4.3	Stratigrafia di progetto	11
5	<i>CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO</i>	12
6	<i>CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE</i>	14
6.1	Metodo agli stati limite ed approcci di progetto	14
6.2	Criteri di analisi e verifica dei muri di sostegno	16
6.3	Prescrizioni generali per le verifiche in fase sismica	18
6.4	Prescrizioni generali per le verifiche dovute a carichi eccezionali	19
7	<i>CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DELLE OPERE</i>	21
7.1	Verifiche geotecniche	21
7.1.1	Verifica allo scorrimento	21
7.1.2	Verifica a ribaltamento	22
7.1.3	Verifica di stabilità globale	22
7.1.4	Capacità portante dei pali nei confronti dei carichi verticali	23
7.1.5	Capacità portante dei pali nei confronti dei carichi orizzontali	24
7.1.5.1	Unità a comportamento coesivo	24

7.1.5.2	Unità a comportamento incoerente	26
7.1.6	Verifica a carico limite per fondazioni superficiali	27
7.2	Verifiche di resistenza.....	29
7.2.1	Pressoflessione	29
7.2.2	Taglio.....	30
7.3	Verifiche di esercizio	31
7.3.1	Stato limite di limitazione delle tensioni	31
7.3.2	Stato limite di fessurazione.....	32
8	<i>ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI.....</i>	33
8.1	Pesi propri e carichi permanenti	33
8.2	Carichi permanenti non strutturali	33
8.3	Carichi accidentali	33
8.4	Carichi variabili.....	34
8.4.1	Azione del Vento	34
8.4.2	Azione della neve	39
8.5	Spinte del terreno in fase statica	41
8.6	Coefficienti sismici.....	42
8.7	Spinte del terreno in fase sismica.....	42
8.8	Combinazioni di carico	43
9	<i>CODICI DI CALCOLO.....</i>	50
9.1	Affidabilità dei codici di calcolo.....	50
9.2	Informazioni generali sull'elaborazione	50
9.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	50
10	<i>ANALISI E VERIFICHE DEI PLINTI DI FONDAZIONE.....</i>	51
10.1	TIPOLOGICO PLINTO IN RILEVATO	51
10.1.1	Sollecitazioni paramento.....	54
10.1.1	Sollecitazioni piastra di fondazione	55
10.1.2	Verifiche strutturali paramento e piastra fondazione	56

10.1.3	Sollecitazioni in testa ai micropali	57
10.1.4	Verifiche strutturali dei micropali	60
10.1.5	Verifiche geotecniche dei micropali.....	63
10.1.5.1	Verifica di capacità portante nei confronti dei carichi verticali	63
10.1.5.2	Verifica di capacità portante nei confronti dei carichi orizzontali	65
10.2	TIPOLOGICO PLINTO IN TRINCEA	66
10.2.1	Risultati e Sollecitazioni	68
10.2.2	Armatura paramento e piastra di fondazione	70
10.2.3	Verifiche allo SLU.....	70
10.2.4	Verifiche allo SLE.....	71
11	TABULATI DI CALCOLO	72
11.1	TIPOLOGICO PLINTO IN RILEVATO	72
11.2	TIPOLOGICO PLINTO IN TRINCEA	86

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici del “**Progetto Esecutivo STRADA STATALE 4 “VIA SALARIA”- Adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza dal km 56+000 al km 64+000.** L’opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra nel progetto delle “**Opere d’arte minori**”. In particolare, nel presente documento è affrontato il dimensionamento dei “**plinti antenne smart road**”.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all’opera.

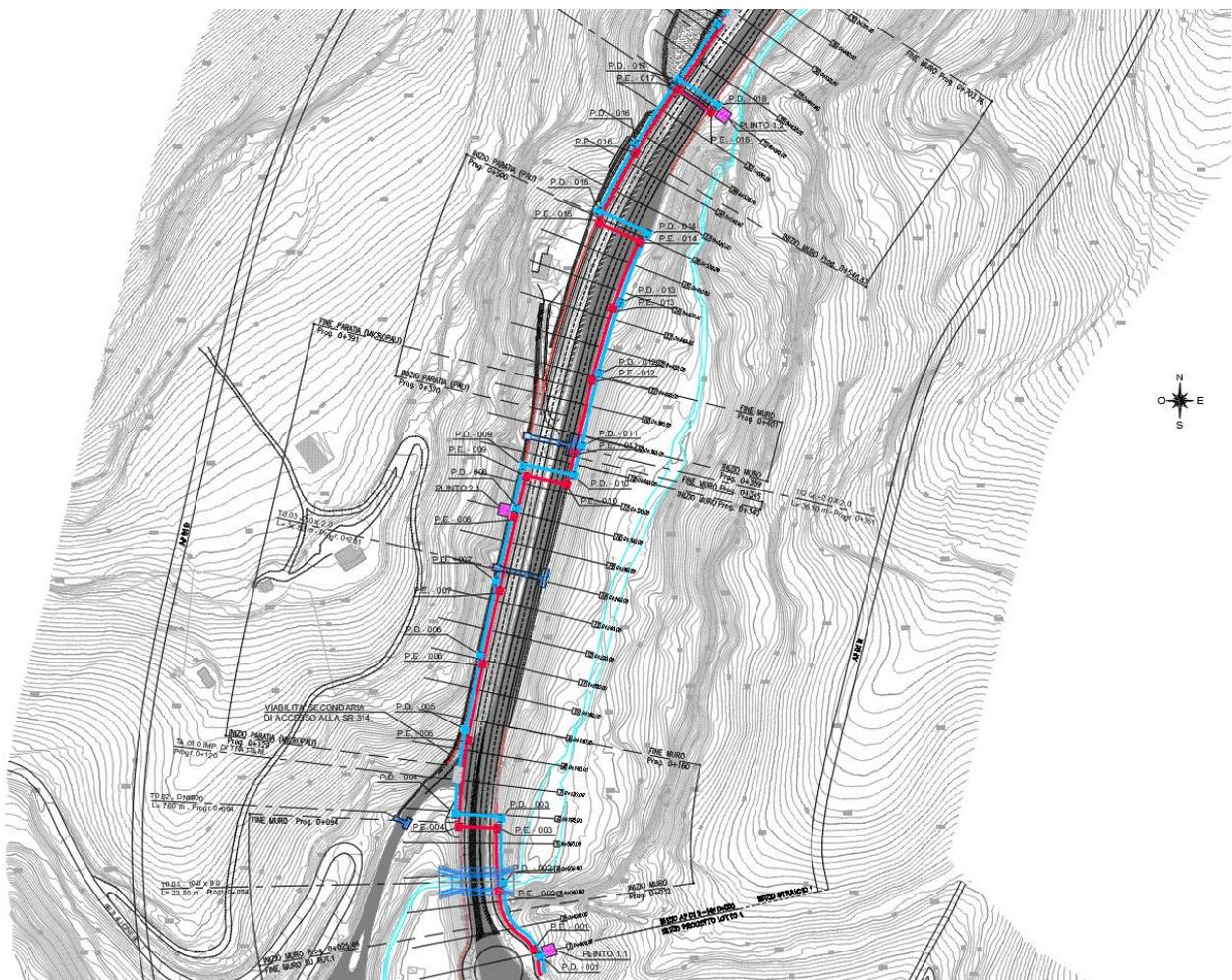


Figura 1: inquadramento planimetrico plinti smart road 1/3

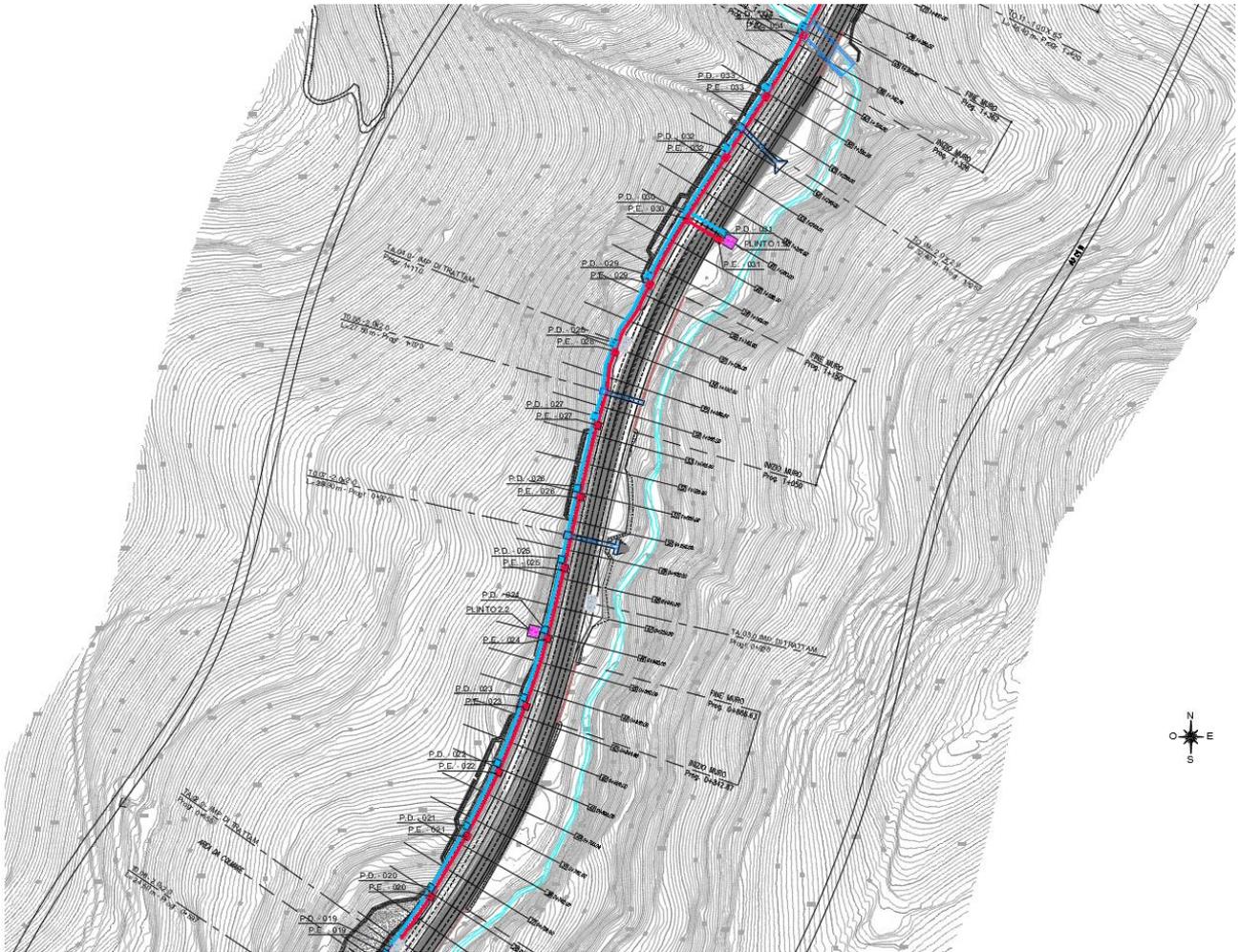


Figura 2: inquadramento planimetrico plinti smart road 2/3

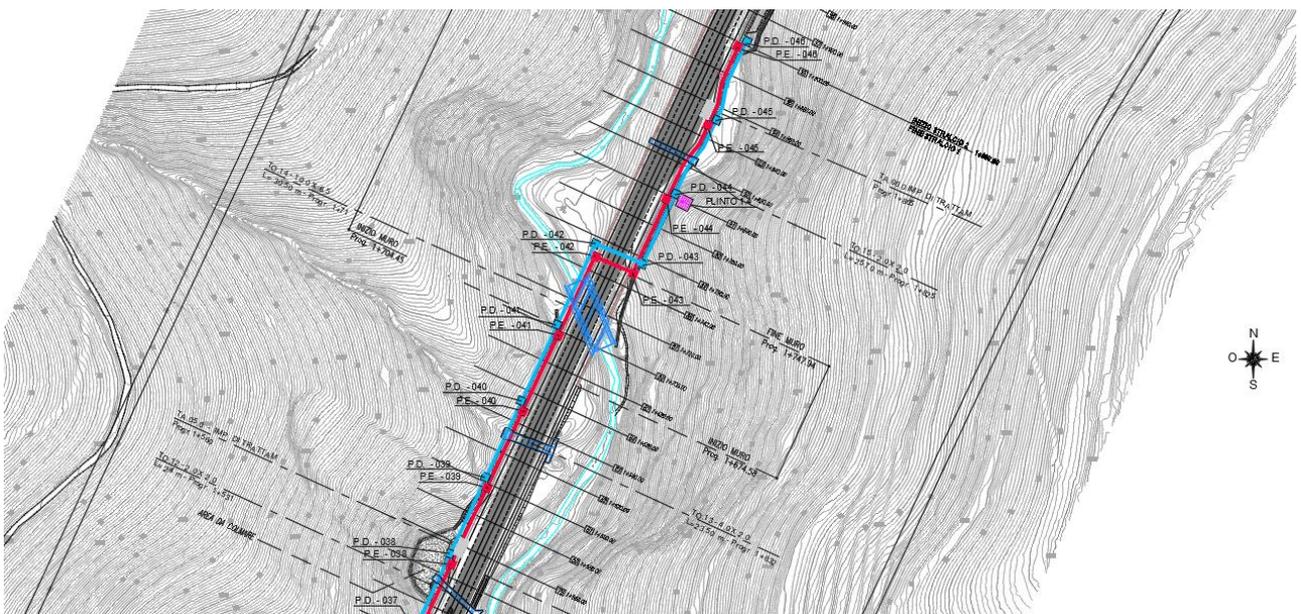


Figura 3: inquadramento planimetrico plinti smart road 3/3

Legenda	
	Cavidotto liscio internamente e corrugato esternamente, a servizio energia elettrica composto da N°4 Ø110
	Cavidotto liscio internamente e corrugato esternamente a servizio impianto dati composto da N°2 tritubi Ø50
 P.E.	Pozzetto di ispezione rete energia - interrasse 50m
 P.D.	Pozzetto di ispezione rete dati - interrasse 50m
 Plinto X.X	Plinto per pali a servizio rete dati smart road - interrasse 600m per lato

NOTE:

- In riferimento alle predisposizioni per smart road, il presente progetto definitivo impianti, implementa le indicazioni ricevute da ANAS e predisporre le sole opere civili consistenti nelle vie cavi, pozzetti, fino ai plinti compresi. Il posizionamento in planimetria dei plinti, individuati tipologicamente nel presente progetto definitivo, potrà essere oggetto di modifica nel successivo approfondimento del progetto esecutivo.

Figura 4: Legenda smart road

1.1 Descrizione dell'opera

L'opera consiste in un plinto di fondazione in c.a. gettato in opera nel quale saranno infissi i pali delle smart road.

I pali sono diritti e, al fine di dimensionare i plinti di fondazione in modo da rappresentare le condizioni dell'intero tracciato, sono stati considerati due tipologici, uno in rilevato e uno in trincea, mentre per i terreni di fondazione sono state considerate le condizioni più gravose ovvero quelle relative ai terreni di inizio lotto. Di seguito si riportano le sezioni e le carpenterie dei suddetti Tipologici.

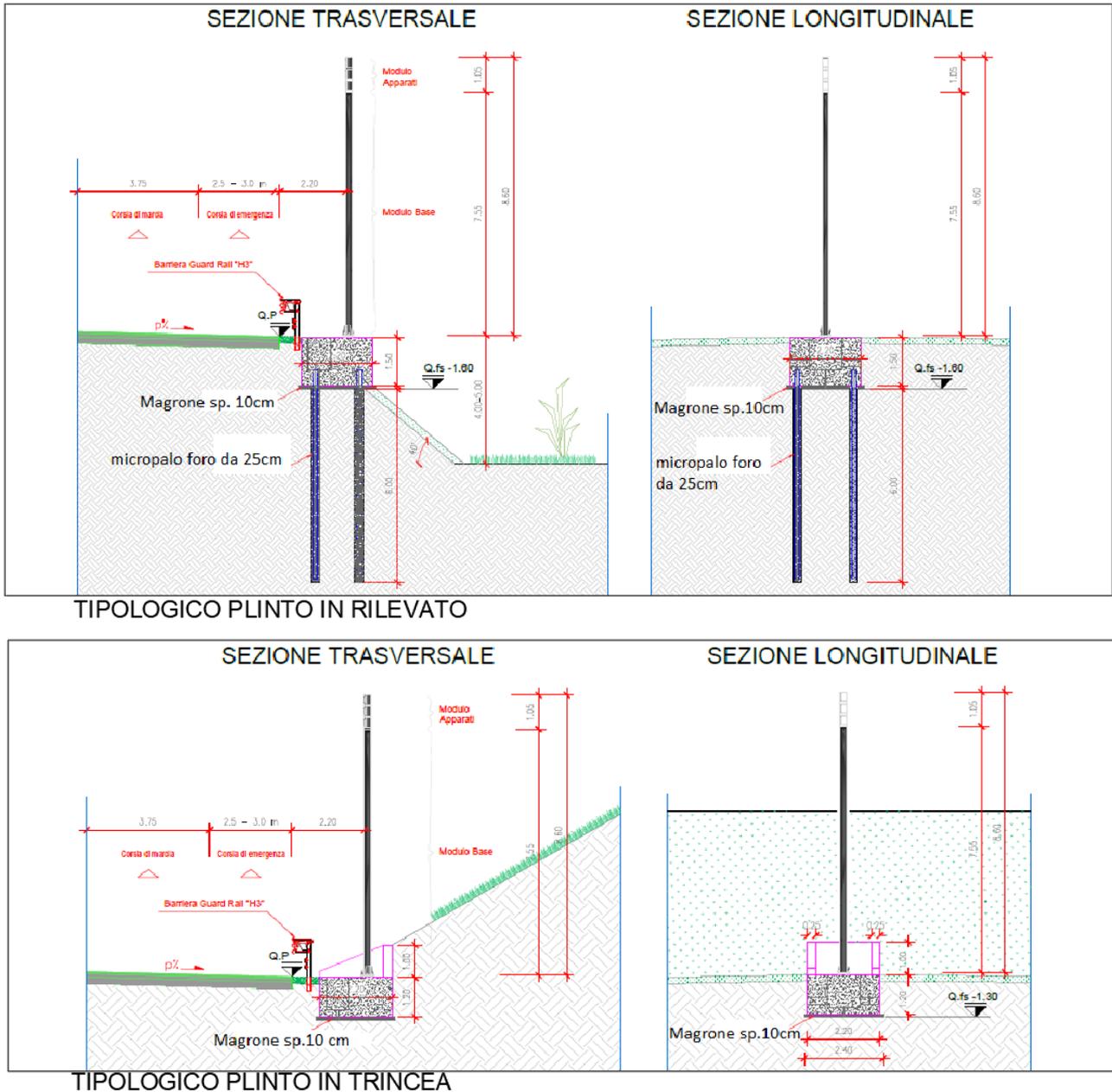


Figura 5: Sezioni Tipologiche

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Di seguito sono riportati per ciascuno materiale, i valori delle resistenze e parametri generali da adottare in sede di calcolo secondo quanto stabilito dalla normativa vigente:

3.1 Calcestruzzo per plinti

Per le strutture in esame si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione	C25/30	Classe minima di consistenza	Copriferro minimo [mm]
XC2	$f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ $R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$	S5	40

Tabella 1: caratteristiche calcestruzzo per muri

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	30	N/mm^2
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.9	N/mm^2
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.9	N/mm^2
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1,5	[-]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16.6	N/mm^2
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14.11	N/mm^2
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	2.56	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1.79	N/mm^2
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.07	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.19	N/mm^2
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm^2

Tabella 2: caratteristiche meccaniche calcestruzzo per muri

3.2 Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per calcestruzzo armato tipo B 450 C secondo le NTC18 avente le seguenti caratteristiche:

Modulo di elasticità longitudinale	E_s	=	210000	[MPa]
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	=	1,15	[-]
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	450	[MPa]
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	540	[MPa]
Allungamento	$A_{gt k}$	\geq	7,50%	[-]
Resistenza di calcolo	f_{yd}	=	391,3	[MPa]

Tabella 3: caratteristiche meccaniche acciaio

Coefficiente sicurezza SLU

$$\gamma_s = 1,15$$

Resistenza di calcolo SLU

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di calcolo SLE

$$\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si riportano le principali unità geotecniche presenti lungo la linea ed a seguire i parametri geotecnici di progetto secondo quanto riportato nella relazione geotecnica generale alla quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

4.1 Unità geotecniche

Unità Ra - riporto antropico

Unità ec (limo sabbioso argilloso)

Unità AL (argilla limosa)

Unità GS (ghiaia sabbiosa)

Unità MS (conglomerati)

Unità SR / SB (calcari marnosi)

Unità SRa (calcari marnosi alterati litoidi)

Unità OB (calcareniti)

4.2 Parametri geotecnici caratteristici di progetto

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel profilo geologico e di.

Unità Ra - riporto antropico

$\gamma = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 250 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità ec (limo sabbioso argilloso)

$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 26 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100 \div 175 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 200 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità AL (argilla limosa)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 26 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 75 \div 200 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 150 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità GS (ghiaia sabbiosa)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35 \div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 350 \div 600 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità MS (conglomerati)

$\gamma = 19.0 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35 \div 42^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 400 \div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità SR / SB (calcarei marnosi)

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\sigma_c = 21 \div 93 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale
$\sigma_{c,media} = 49 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale media
$\sigma_{c,10\%} = 30 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale decimo percentile
Parametri di resistenza per le fondazioni dirette:	
$c' = 40 \div 60 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio

Unità SRa (calcarei marnosi alterati litoidi)

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 40 \div 50 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 900 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

Unità OB (calcareniti)

$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 20\div 40 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 24\div 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 75 \text{ MPa}$	modulo di deformazione operativo
$\sigma_c = 4 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale

Il livello di falda di progetto per le opere è indicato nel profilo stratigrafico e nelle sezioni geotecniche. I moduli di deformabilità "operativi" da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni (E_{op1}), saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_o): $E_{op1} = E_o / 5$.

4.3 Stratigrafia di progetto

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel profilo geologico e dalla caratterizzazione dei litotipi riportati nella relazione geotecnica generale.

In relazione all'ubicazione dell'opera, e alle quote di approfondimento delle stesse, è stato assunto cautelativamente come terreno in fondazione il litotipo:

Unità AL (argilla limosa)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 150 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

La quota di falda rilevata non interagisce con l'opera, tuttavia cautelativamente si assume per il tipologico in trincea una profondità della falda pari a 4,50m da testa pozzetto, mentre per il tipologico in rilevato si assume una falda in corrispondenza della base del rilevato.

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L’opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d’uso IV (“Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.”) ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d’uso CU = 2.0.

L’azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l’opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell’opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR

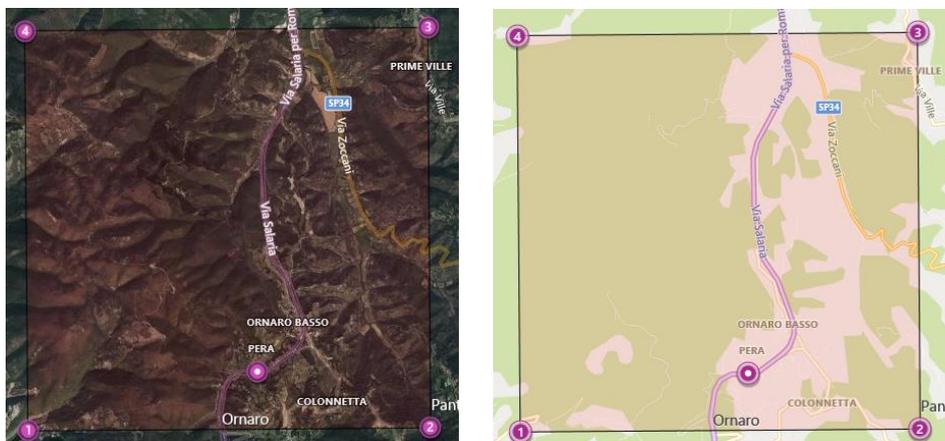
In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno
- F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- TC^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell’opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l’opera insiste. Infatti, da quest’ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d’amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l’opera in oggetto.

L’area di studio è indicativamente ubicata alle coordinate (WGS84) Lat: 42,2893028° Long: 12,8518372° e ricade pertanto all’interno del reticolo di riferimento tra i 4 vertici indicati nella figura per i quali le NTC definiscono i parametri necessari per definire l’azione sismica.



***Rappresentazione dei punti della maglia del reticolo di riferimento
riportati nella Tab.1 allegata alle NTC 2018***

Vita nominale VN	= 50 anni;
Classe d'uso	= IV;
Coefficiente d'uso Cu	= 2.0;
Periodo di riferimento VR	= 100 anni;
TR,SLV	= 949 anni;

I parametri di progetto utilizzati per la valutazione degli spettri di risposta sono riepilogati di seguito..

ag,SLV	= 0.207 g;
F0,SLV	= 2.481;
T*c,SLV	= 0.34 sec.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

Categoria di suolo	= B;
Categoria topografica	= T2;
Ss, fattore stratigrafico	= 1.19;
ST, fattore topografico	= 1.00;
Cc, fattore correttivo del periodo TC*	= 1.37.

Per le opere in progetto, in accordo con la tabella 3.2.III delle NTC2018, si assume categoria topografica T2. In accordo con quanto riportato al punto 3.2.3.2 delle NTC2018, ultimo capoverso, in ragione della morfologia dell'area e dell'ubicazione delle opere rispetto ad essa (situate di fatto in corrispondenza della base del versante), non sussistono condizioni tali da comportare un effetto di amplificazione topografica delle azioni sismiche, per cui il coefficiente topografico (Tab. 3.2.V), viene assunto unitario (ST=1.0).

6 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE

Nel seguente paragrafo si riporta una descrizione riguardante procedure e criteri di calcolo adottati per l’effettuazione di tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente.

6.1 Metodo agli stati limite ed approcci di progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dalle NTC 2018, con i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull’impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l’effetto delle azioni.

La normativa distingue inoltre tra Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d.$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

E_d è il valore di progetto dell’effetto delle azioni

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

oppure

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$, associati rispettivamente al materiale i-esimo e all’azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all’affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 delle NTC 2018, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un’unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- **EQU** perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- **STR** raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

- **GEO** raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;
- **UPL** perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- **HYD** erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I delle NTC 2018 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al §2.5.3 delle NTC 2018, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa.

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto:

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme terreno-opera interagente (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.I di seguito riportata:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

6.2 Criteri di analisi e verifica dei muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $R_d \geq E_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnica (GEO)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

In condizioni statiche, la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2018; in aggiunta a quanto già mostrato in precedenza nel documento, si riporta anche la Tab 6.8.I appena menzionata:

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le rimanenti verifiche, in condizioni statiche, devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I di seguito riportata.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Nella verifica a ribaltamento, i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I, si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti. Come già specificato al paragrafo precedente, trattandosi nel caso specifico di opere soggette ad azioni da traffico veicolare, in luogo dei coefficienti generici di cui alle Tab 6.2.I, si è fatto riferimento a quelli di cui alle Tab. 5.I.V e 5.I.VI del già citato DM.

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno; nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro, salvo casi particolari in cui, in relazione caratteristiche meccaniche dei terreni ed alle modalità costruttive, è possibile portare in conto un'aliquota di tale resistenza, nella misura massima del 50% del valore teorico.

6.3 Prescrizioni generali per le verifiche in fase sismica

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV); quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD). Le verifiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III riportata in seguito:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Per i muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi riportati al §7.11.3.5. delle NTC2018. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al §7.11.4. ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente $\gamma_R=1.2$.

Il §7.11.6.2.1 delle NTC 2018, precisa che l’analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche, può essere eseguite mediante i metodi pseudo-statici o i metodi degli spostamenti. Nell’analisi pseudo-statica, l’azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con:

g accelerazione di gravità;

$a_{max} = S_S S_T a_g$ accelerazione massima attesa sul suolo di riferimento (a_g è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, come già definiti nell’ambito del precedente paragrafo **§Errore. L’origine riferimento non è stata trovata.**);

Per muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, β_m coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito assume il valore di 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD). Inoltre, si può assumere che l’incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica con distribuzione triangolare.

Per muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, β_m coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito assume il valore di 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD). Inoltre, si può assumere che l’incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica con distribuzione triangolare.

Per i muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (MURI SU PALI), il coefficiente β_m assume valore unitario. Inoltre, si deve assumere che l’incremento di spinta dovuto al sisma sia applicato a metà altezza del muro secondo una distribuzione di tipo rettangolare.

6.4 Prescrizioni generali per le verifiche dovute a carichi eccezionali

Con riferimento al § 5.1.3.13 del D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, si puntualizza che le azioni d’urto agenti sugli elementi strutturali orizzontali al disopra della strada, sono da impiegarsi per la verifica di sicurezza globale dell’impalcato nel suo insieme inteso come corpo rigido (sollevamento/ribaltamento). Occorre pertanto verificare la resistenza del muro di sostegno cui sono collegate le barriere di sicurezza nei confronti delle azioni da urto veicolare. Tali azioni, si ricorda, sono azioni eccezionali, quindi caratterizzate da coefficienti di sicurezza dei materiali e da coefficienti di amplificazione dei carichi unitari. Per le verifiche strutturali e geotecniche relative alla struttura in oggetto si fa riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò è stata individuata la combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + P + A_d + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \gamma_{Qi} Q_{Ki})$$

dove:

γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi –

G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile

Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

7 CRITERI DI ANALISI E VERIFICHE DELLE OPERE

Nel seguente paragrafo si riporta una descrizione riguardante le procedure e i criteri di calcolo adottati per l'effettuazione di tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente suddividendole in:

- **Verifiche geotecniche**
- **Verifiche strutturali**

7.1 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche sono quelle che coinvolgono la resistenza del terreno nell'ambito di quelle prescritte dalla normativa. Esse sono:

- **Verifica allo scorrimento**
- **Verifica a carico limite**
- **Verifica a ribaltamento**
- **Verifica di stabilità globale**

7.1.1 Verifica allo scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro, sia minore di tutte le forze resistenti lungo la stessa direzione.

La verifica a scorrimento risulta in particolare soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento (F_r) fattorizzata secondo un opportuno coefficiente parziale γ_r stabilito dalla normativa e la risultante delle forze mobilitanti (F_s) risulti non inferiore all'unità:

$$(F_r / \gamma_r) / F_s \geq 1$$

ovvero che il rapporto F_r/F_s risulti non inferiore di γ_r , fissato dalla normativa pari ad **1,1** in condizioni statiche e 1 in condizioni sismiche.

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito lungo la base della fondazione.

Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_r = N \operatorname{tg} \varphi$$

In casi particolari specificati dalla normativa è possibile eventualmente tener conto della resistenza passiva S_p del terreno a valle del muro.

La valutazione delle azioni resistenti e di quelle mobilitanti, dovrà tener conto dei coefficienti A ed M fissati dalla normativa per la combinazione di verifica specifica.

Per quanto riguarda l'attrito fondazione muro - terreno considerato ai fini delle verifiche di scorrimento sul piano di posa della fondazione, si è assunto quanto segue:

per $\varphi' < 30^\circ$ allora $\mu = \operatorname{tg} \varphi'$;

per $\varphi' > 35^\circ$ allora $\mu = 0.85 \operatorname{tg} \varphi'$;

per $30^\circ \leq \varphi' \leq 35^\circ$ allora μ si ricava per interpolazione lineare

In condizioni sismiche, la forza mobilante per muri di sostegno diretti viene calcolata secondo il metodo pseudostatico considerando un coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito β_m pari a 0.38.

Tale verifica perde di significato nel caso di muri su pali.

7.1.2 Verifica a ribaltamento

La verifica al ribaltamento di un muro di sostegno, prevede la valutazione del coefficiente di sicurezza nei confronti del meccanismo di rotazione dell’opera rispetto al vertice esterno della fondazione.

Nella fattispecie, detti M_{rib} , momento delle azioni ribaltanti, e M_{sta} , momento delle azioni stabilizzanti, occorrerà verificare quanto segue:

$$M_{sta} / R \geq M_{rib}$$

In accordo a quanto prescritto dalla normativa vigente, la verifica a ribaltamento deve essere effettuata in condizioni statiche secondo l’approccio 2 (A1+ M1+R3) in cui i coefficienti parziali γ_R pari a **1.15** si applicano alle azioni stabilizzanti. In condizioni sismiche, la verifica deve essere effettuata ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando un coefficiente parziale di sicurezza sulle azioni stabilizzanti γ_R pari a **1.0**. Lo stato limite di ribaltamento in condizioni sismiche deve essere trattato impiegando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli indicati al par. 7.3. e comunque non superiori all’unità.

Tale verifica perde di significato nel caso di muri su pali.

7.1.3 Verifica di stabilità globale

Le NTC 2018 affrontano il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi. Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”.

Il punto 6.8 delle NTC 2018 e relativa circolare applicativa, tratta l’argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 “Verifiche di Sicurezza (SLU)” viene prescritto quanto di seguito: Le verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata in condizioni statiche:

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

In condizioni sismiche in accordo alle prescrizioni al § 7.11.4. le resistenze di progetto devono essere calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R=1.2$.

Nel presente paragrafo sono illustrati i Criteri generali adottati per l’effettuazione delle Verifiche di Stabilità Globale prescritte dalla normativa. In generale, ciascuno metodo va alla ricerca del potenziali superfici di scivolamento, generalmente di forma circolare, in qualche caso anche di forma diversa, rispetto a cui effettuare un equilibrio alla rotazione (o roto-traslazione) della potenziale massa di terreno coinvolta nel possibile movimento e quindi alla

determinazione di un coefficiente di sicurezza coefficiente di sicurezza disponibile, espresso in via generale tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:

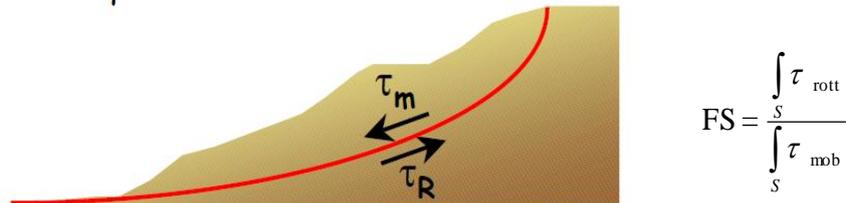


Figura 7: illustrazione superficie di scorrimento

Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b, interessati da azioni taglianti e normali sulle superfici di delimitazione dello stesso come di seguito rappresentato.

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di Bishop, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica.

7.1.4 Capacità portante dei pali nei confronti dei carichi verticali

Tratti di muro dell’opera in oggetto presentano una fondazione indiretta costituita da una platea di fondazione su pali trivellati, il cui valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella 6.4.II seguente:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale γ	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

γ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

In condizioni sismiche, i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri meccanici del terreno sono unitari mentre i coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze sono riportati nella tabella 6.4.II.

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire a da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l’impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ.

La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \qquad R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 13 - Fattori di correlazione ξ

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione definitiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$.

7.1.5 Capacità portante dei pali nei confronti dei carichi orizzontali

Il carico orizzontale limite H_{lim} è stato calcolato in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluenza e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, si riportano in seguito le distribuzioni per terreno a comportamento coesivo e a comportamento incoerente, sulla base di analisi teoriche ed osservazioni sperimentali.

7.1.5.1 Unità a comportamento coesivo

Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato in fig. 8-a. Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a $1.5 d$ e costante con valore $9 c_u d$ per profondità maggiori.

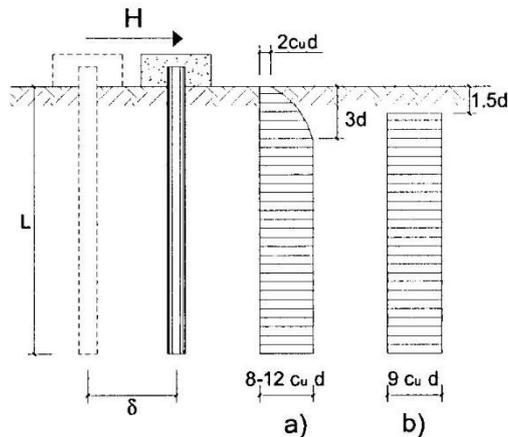


Figura 8: Distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984)

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come “palo corto”, “intermedio” e “lungo”.

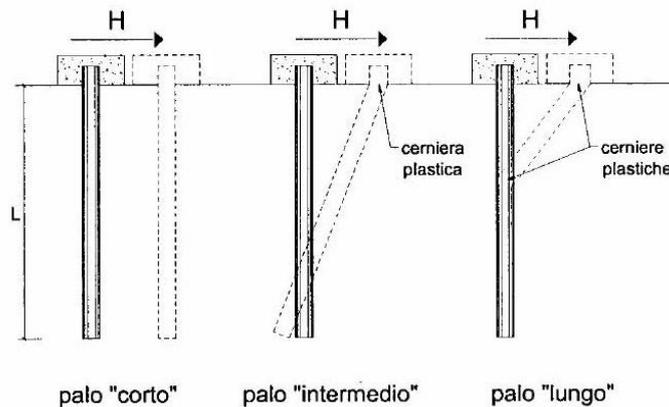


Figura 9 – Meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984)

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H_{lim} = 9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = -9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento al caso in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{lim} = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H_{lim} \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;

d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

7.1.5.2 Unità a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z D$$

essendo:

k_p il coefficiente di spinta passiva;

z la profondità da piano campagna;

γ il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume γ' .

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H_{lim} = 1.5 k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = \frac{1}{2} k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma D^4} \right)^2} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{lim} = 1.5 k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5 D f^2 - \left(\frac{2M_y}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;

d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

7.1.6 Verifica a carico limite per fondazioni superficiali

Per i tratti di muro tipologico che presentano una fondazione diretta, riporta nel presente paragrafo una trattazione teorica della valutazione del carico limite delle fondazioni dirette secondo il criterio di Brinch-Hansen:

Dette:

- c Coesione
- V Azione tagliante
- φ Angolo d'attrito
- δ Angolo di attrito terreno fondazione
- γ Peso specifico del terreno
- B Larghezza della fondazione
- L Lunghezza della fondazione
- D Profondità del piano di posa della fondazione
- η inclinazione piano posa della fondazione
- P Pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione
- q_{ult} Carico ultimo della fondazione

Risulta:

Caso generale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\varphi = 0$

$$q_{ult} = 5.14 \cdot c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui d_c , d_q e d_γ sono i fattori di profondità, s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma, i_c , i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico, b_c , b_q e b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e g_c , g_q e g_γ sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c , N_q , N_γ sono espressi come:

$$N_q = Kp e^{\pi \cdot \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

Fattori di forma

per $\varphi = 0$	per $\varphi > 0$
$s_c = 0.2 \frac{B}{L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$
	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$
	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

Fattori inclinazione del carico

Indicando con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e

all'eccentricità del carico e_B, e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B \quad L' = L - 2e_L$ con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$	
$i_c = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	
	$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$	
	Per $\eta = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$
	Per $\eta > 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ)H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$

**Fattori inclinazione del piano
di posa della fondazione**

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_q = e^{-2.7\eta^\circ \phi}$ $b_\gamma = e^{-2.7\eta^\circ \phi}$

Fattori di inclinazione del terreno

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ $g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \text{tg} \beta)^\delta$

Si precisa infine che, in relazione alle specifiche di normativa, al valore di q_{ult} determinato con i criteri di cui sopra, va applicato un coefficiente parziale di sicurezza γ_R pari ad **1.4** per le verifiche in fase statica ovvero pari ad **1.2** per le verifiche in fase sismica, ovvero, equivalentemente, i coefficienti di sicurezza q_{ult}/q_d , dovranno risultare non inferiori ai predetti valori nelle due fasi di verifica citate.

7.2 Verifiche di resistenza

Le verifiche strutturali allo SLU (Stato Limite Ultimo) sono quelle che riguardano l'attingimento della resistenza degli elementi strutturali. Esse sono:

- **Verifica a pressoflessione**
- **Verifica a taglio**

Come per le verifiche geotecniche (ad eccezione della verifica di stabilità globale), esse devono essere condotte secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3).

7.2.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC 2018, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:

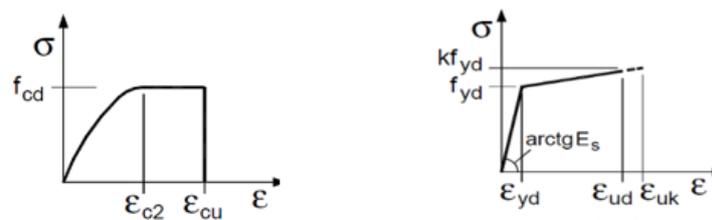


Figura 10: legami costitutivi calcestruzzo e acciaio

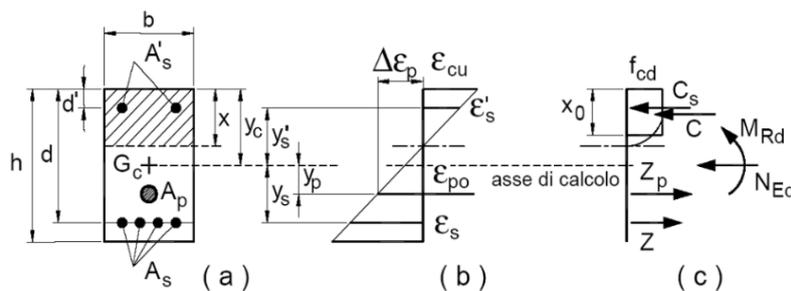


Figura 11: Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione della generica sezione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

7.2.2 Taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2;$$

$$\rho_1 = A_{sw} / (b_w d);$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;

b_w = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

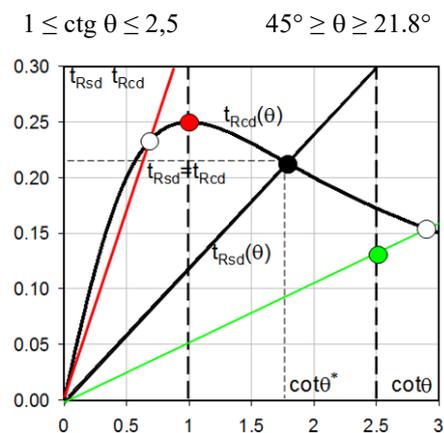
$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

essendo:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC 2018, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.



L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5;$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima;

$$\omega_{sw} = \text{percentuale meccanica di armatura trasversale } \omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}};$$

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1 $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ 1,25 $2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per membrane non compresse per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$ per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$
------------	----------------------------------	--	---

- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

7.3 Verifiche di esercizio

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato.

7.3.1 Stato limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche “Rara” e “Quasi Permanente”; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo “non reagente a trazione” adottando come limiti di riferimento quelli di seguito indicati, in accordo alle prescrizioni della normativa vigente:

riferimento,

Per il caso in esame risulta in particolare:

CALCESTRUZZO PLINTI C25/30

$\sigma_{c,max,Q.P.} = 0,45 f_{cK}$	11.25	MPa	(combinazione di carico Quasi Permanente)
$\sigma_{c,max,R.} = 0,60 f_{cK}$	15	MPa	(combinazione di carico Rara)

Tabella 4: limiti tensione calcestruzzo

ACCIAIO

$\sigma_{f,max} = 0,80 f_{yK}$	360	MPa	(combinazione di carico Rara)
--------------------------------	-----	-----	-------------------------------

Tabella 5: limiti tensione acciaio

7.3.2 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico “Frequente” e combinazione “Quasi Permanente”.

Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali ordinarie di tipo XC2; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV].

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente.

Tabella 6 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	≤w2	ap. fessure	≤w3
		Quasi Permanente	ap. fessure	≤w1	ap. fessure	≤w2
b	Aggressive	Frequente	ap. fessure	≤w1	ap. fessure	≤w2
		Quasi Permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w1
c	Molto Aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w1
		Quasi Permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w1

Risultando:

w1= 0.2 mm;

w2= 0.3 mm;

w3= 0.4 mm.

Pertanto dovrà risultare:

Combinazione Quasi permanente : $w \leq 0.3\text{mm}$

Combinazione Frequente : $w \leq 0.4\text{mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/2019.

8 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti e relative combinazioni di calcolo adottate.

8.1 Pesì propri e carichi permanenti

I pesi propri relativi alla struttura ed al terreno eventualmente gravante sulla fondazione, sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici γ come di seguito definiti:

Calcestruzzo strutturale	$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
Rinterro:	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Tabella 7: pesi di unità di volume calcestruzzo e terreno di rinterro

8.2 Carichi permanenti non strutturali

Le fondazioni oggetto di dimensionamento prevedono dei carichi permanenti non strutturali dovuti al peso del palo. Tali carichi sono schematizzati, ai fini del calcolo, come dei carichi concentrati agenti in testa al plinto.

	carico permanente	verticale in testa fondazione	Momento [KNm]
PALO DRITTO	1,025	-	
PALO CON SBRACCIO	1,115	0,05	

Tabella 8: carichi permanenti non strutturali dovuti al palo di illuminazione

Tra i carichi permanenti non strutturali rientrano anche la pavimentazione stradale e l'eventuale marciapiedi. In particolare, è stato considerato per il pacchetto stradale un'altezza di 0.1m e $\gamma=20\text{KN/m}^2$ e per il marciapiedi un'altezza di 0.25m e un $\gamma=24\text{KN/m}^2$. Pertanto, è stato considerato un carico uniforme di valore pari a 2KN/m per la pavimentazione stradale e di 6KN/m per il marciapiede, agenti su una larghezza che dipende dalla geometria dell'asse stradale.

8.3 Carichi accidentali

Le opere oggetto di dimensionamento sono soggette alle azioni accidentali da traffico stradale.

I carichi variabili associati al passaggio dei veicoli sono schematizzati, ai fini del calcolo, con dei carichi uniformi sul profilo di terreno su una larghezza complessiva pari alla dimensione della pavimentazione stradale e valore pari a 20 kN/m.

8.4 Carichi variabili

Si riporta in seguito una descrizione dei carichi variabili dovuti al vento e alla neve agenti sul palo di illuminazione e il calcolo degli scarichi in fondazione.

8.4.1 Azione del Vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 – NTC 2018. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 3, con altezza sul livello del mare pari a 650 m.

Con riferimento al paragrafo 3.3.4 delle NTC 2018, la pressione del vento è data dall'espressione:

- $p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
- dove:
- q_r è la pressione cinetica di riferimento
- c_e è il coefficiente di esposizione
- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

- v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);
- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione III (vedi Tab. 3.3.I), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Si ottiene una pressione cinetica di riferimento pari a 0.56KN/m².

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi sul sito, ci si riferisce alla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove

- k_r, z_0, z_{\min} sono funzione della categoria di esposizione del sito;
- c_t è il coefficiente di topografia.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_t	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 del D.M. 2018 in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	<ul style="list-style-type: none"> a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

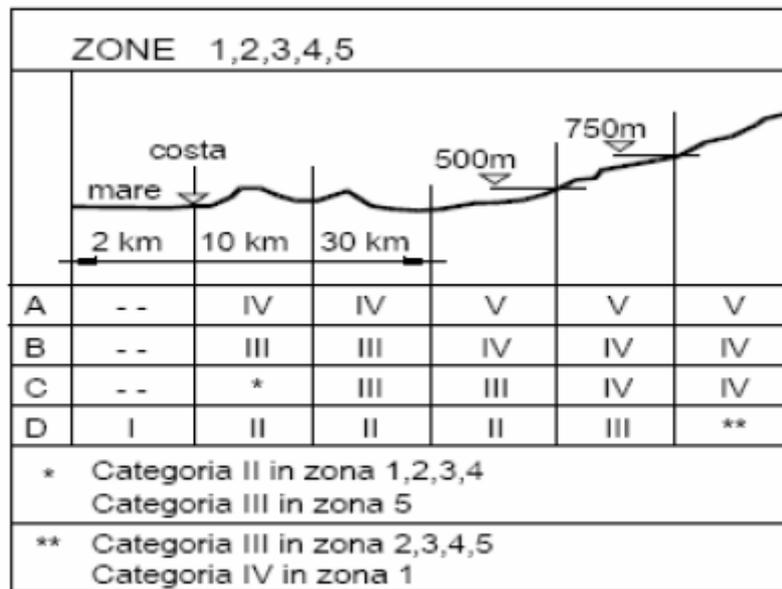


Figura 12: classe di esposizione

Le opere in oggetto sono considerate in classe di rugosità del terreno B, risulta una classe di esposizione di tipo IV, a cui corrispondono i valori:

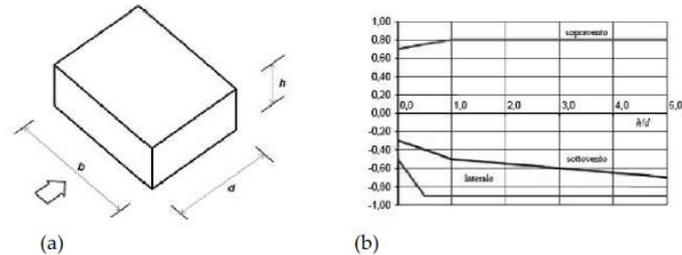
coefficiente di esposizione		
classe di rugosità	B	
classe di esposizione	IV	
Kr	0,22	
z0	0,3	m
zmin	8	m
Ce,palo dritto	1,63	
Ce,palo con sbraccio	1,71	

Coefficiente di forma

Il palo può essere considerato come un corpo cilindrico verticale, al quale viene assegnato un diametro medio d_m (essendo il diametro variabile lungo la direzione longitudinale dell'elemento viene considerato un diametro medio tra quello di testa, 60 mm, e quello al piede, 148 mm) pari a circa 104 mm. Indicando con h l'altezza del palo si ottiene un rapporto $h/d > 1$ pertanto con riferimento alla tabella C3.3.1 si ha: $c_p = 0,80$

C3.3.8.1.1 Pareti verticali

I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.2 e in Tabella C3.3.I



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Faccia sopravento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - -0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

$$c_d = 1$$

In definitiva, per la pressione del vento sia sul palo che sul braccio si assume il valore:

$$p = q_r \text{ e } c_p c_d = 0,74 \text{ kN/m}^2$$

Si riportano le sollecitazioni agenti in testa al plinto per entrambe le tipologie di palo di illuminazione:

PALO CONICO DRITTO

$$S = p \times d \times H = 0,74 \text{ kN/m}^2 \times 0,104 \text{ m} \times 8 \text{ m} = 0,61 \text{ kN} \quad (\text{azione di spinta del vento sul palo})$$

$$V = S = 0,61 \text{ kN/m} \quad (\text{azione tagliante in testa al plinto})$$

$$M_v = S \times H/2 = 0,61 \text{ kN} \times 4,0 \text{ m} = 2,45 \text{ kNm} \quad (\text{momento flettente in testa al plinto})$$

8.4.2 Azione della neve

Come riportato al paragrafo 3.4 delle NTC 2018, il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times CE \times Ct$$

dove:

- q_s carico neve sulla copertura;
- μ_i coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} valore caratteristico di riferimento carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni;
- CE coefficiente di esposizione;
- Ct coefficiente termico.

Si assume che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Si riportano di seguito le elaborazioni relative al caso in esame.

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

Il sito in esame rientra nella ZONA III

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

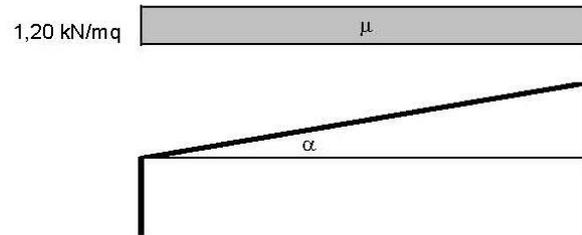
$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.5]$$

Si assume un coefficiente di esposizione pari a 1 e un coefficiente di forma pari a 0.8 secondo quanto riportato nella seguente figura:

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0,8
-------	-----



Coefficiente di forma (copertura a due falde)

α_1 (inclinazione falda [°])	0
α_2 (inclinazione falda [°])	0

$\mu (\alpha_1)$	0,8
------------------	-----

$\mu (\alpha_2)$	0,8
------------------	-----

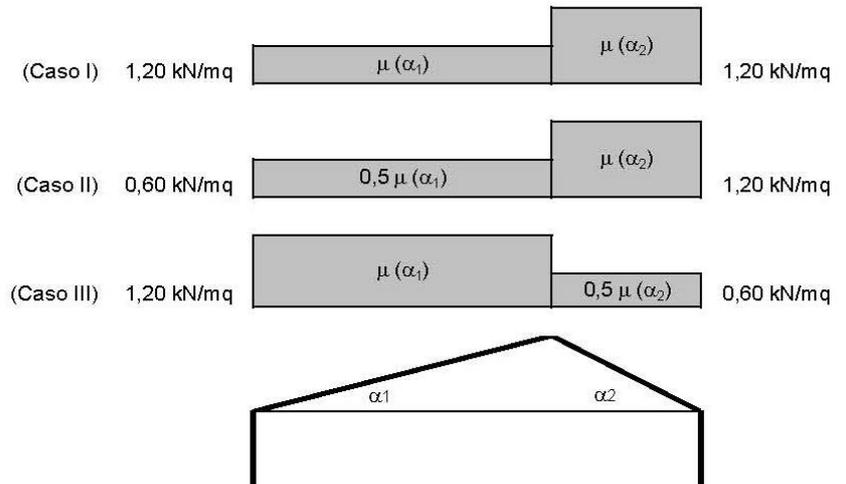


Figura 13: coefficiente di forma della copertura

Da quanto sopra, l'azione della neve vale:

CARICO DA NEVE

ZONA	III	
qsk	1,44	KN/m ²
μ	0,8	
CE	1	
CT	1	
qs	1,15	KN/m ²

Il carico da neve determina un carico assiale in testa al plinto di fondazione. Si riportano i valori dei carichi da neve in testa al plinto:

PALO CONICO DRITTO

$N = q_s \times \text{Area proiettore} = 1,15 \text{ kN/m}^2 \times 0,09 \text{ m}^2 = 0,103 \text{ KN}$

(azione assiale della neve)

8.5 Spinte del terreno in fase statica

Le spinte esercitate dal terrapieno e dagli eventuali carichi presenti su di esso sono state valutate con il metodo di Culmann.

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente.

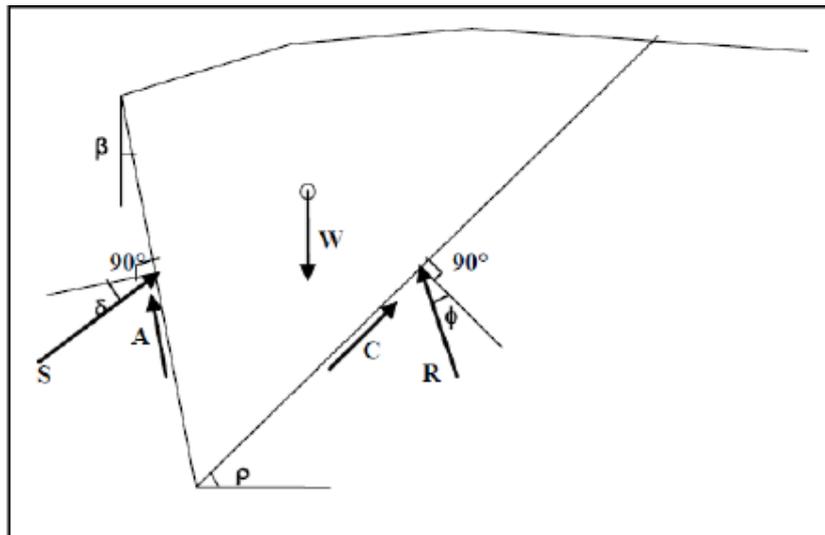


Figura 14: schema metodo di Culmann per calcolo della spinta

Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;

si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio del terreno tenendo conto anche dell'eventuale presenza della falda (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);

dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Il metodo, per come è stato descritto, non permette di ricavare il diagramma delle pressioni agente sulla parete (e quindi le sollecitazioni lungo la parete) e inoltre risulta di difficile determinazione il punto di applicazione della spinta.

Nell'ambito dello specifico Software utilizzato, di cui al §10 sono riportati gli estremi, il procedimento è stato implementato suddividendo l'altezza della parete in tanti tratti di ampiezza dz , al fine di ricavare l'andamento delle

pressioni lungo l'altezza del muro; in corrispondenza di ogni ordinata z si trova il cuneo di rottura e la spinta S ottenendo la distribuzione della spinta $S(z)$ lungo l'altezza della parete.

Nota la distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, la pressione ad una generica profondità z , rispetto alla sommità della parete, è espressa da:

$$\sigma(z) = \frac{dS}{dz}$$

Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre dal diagramma delle pressioni è facile ricavare l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete, con gli usuali metodi della scienza delle costruzioni.

Per l'attrito paramento – terreno si utilizza il valore $\delta = 2/3\phi'$ mentre, per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno l'attrito è stato posto pari all'angolo attrito del terreno di fondazione.

8.6 Coefficienti sismici

Il §7.11.6.2.1 delle NTC 2018, precisa che l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche, può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici o i metodi degli spostamenti. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con:

- g accelerazione di gravità;
- $a_{\max} = S_S S_T a_g$ accelerazione massima attesa sul suolo di riferimento (a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica);
- β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito che assume il valore di 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).
- β_m nelle verifiche a ribaltamento viene incrementato del 50% risultando pari a 0.57 nelle verifiche allo SLV.

8.7 Spinte del terreno in fase sismica

In condizioni sismiche si adotta la formulazione di Culmann come già illustrata per le condizioni statiche, inserendo nell'equazione risolutiva anche la forza di inerzia del cuneo di spinta. In accordo con quanto definito al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2018 nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro. Pertanto nel caso del tipologico in trincea che presenta una fondazione superficiale si considera un β_m pari a 0.38 e una distribuzione triangolare dell'incremento di spinta, mentre per il tipologico in rilevato che presenta una fondazione su pali si considera un β_m pari a 1 e una distribuzione rettangolare.

8.8 Combinazioni di carico

Si riporta nel seguito il riepilogo delle combinazioni di carico esaminate per l'analisi e la verifica del muro di sostegno in oggetto.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

g Coefficiente di partecipazione della condizione

Y Coefficiente di combinazione della condizione Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.50	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.50	--	Sfavorevole
traffico veicolare	1.35	1.00	Sfavorevole
vento	1.50	0.60	Sfavorevole
neve	1.50	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.50	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.50	--	Sfavorevole
traffico veicolare	1.35	0.75	Sfavorevole
vento	1.50	1.00	Sfavorevole
neve	1.50	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Palo illuminazione	1.50	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.50	--	Sfavorevole
traffico veicolare	1.35	0.75	Sfavorevole
vento	1.50	0.60	Sfavorevole
neve	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.30	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.30	--	Sfavorevole
traffico veicolare	1.15	1.00	Sfavorevole
vento	1.30	0.60	Sfavorevole

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
neve	1.30	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.30	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.30	--	Sfavorevole
traffico veicolare	1.15	0.75	Sfavorevole
vento	1.30	1.00	Sfavorevole
neve	1.30	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.30	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.30	--	Sfavorevole
traffico veicolare	1.15	0.75	Sfavorevole
vento	1.30	0.60	Sfavorevole
neve	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.50	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.50	--	Sfavorevole
traffico veicolare	1.35	1.00	Sfavorevole
vento	1.50	0.60	Sfavorevole
neve	1.50	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.50	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.50	--	Sfavorevole
traffico veicolare	1.35	0.75	Sfavorevole
vento	1.50	1.00	Sfavorevole
neve	1.50	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
------------	--------------------------	--------------------------	---------

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.50	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.50	--	Sfavorevole
traffico veicolare	1.35	0.75	Sfavorevole
vento	1.50	0.60	Sfavorevole
neve	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLER

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
i			
traffico veicolare	1.00	1.00	Sfavorevole
vento	1.00	0.60	Sfavorevole
neve	1.00	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEF

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapied	1.00	--	Sfavorevole
i			
traffico veicolare	1.00	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - SLEQ

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapied	1.00	--	Sfavorevole
i			

Combinazione n° 19 - SLER

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapied	1.00	--	Sfavorevole
i			
traffico veicolare	1.00	0.75	Sfavorevole
vento	1.00	1.00	Sfavorevole
neve	1.00	0.50	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - SLEF

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.00	--	Sfavorevole
vento	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLER

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.00	--	Sfavorevole
traffico veicolare	1.00	0.75	Sfavorevole
vento	1.00	0.60	Sfavorevole
neve	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - SLEF

Condizione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Palo illuminazione	1.00	--	Sfavorevole
pavimentazione/marciapiedi	1.00	--	Sfavorevole
neve	1.00	0.20	Sfavorevole

9 CODICI DI CALCOLO

Tutte le Analisi e Verifiche esposte nel presente documento sono state effettuate con l'Ausilio dei seguenti Software di calcolo:

- "MAX - ver 15" (Analisi e Calcolo Muri di Sostegno) prodotto e distribuito dalla Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS) specifico da licenza n° AIU5041GP intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI);
- "PresFle+ ver 5.15" (Verifiche di sezioni in cemento armato) prodotto e distribuito dalla Concrete srl, identificato nello specifico da licenza n° 4552054 intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI);
- "Fogli di Calcolo Excel Autoprodotti".

9.1 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

9.2 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

9.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

10 ANALISI E VERIFICHE DEI PLINTI DI FONDAZIONE

10.1 TIPOLOGICO PLINTO IN RILEVATO

Di seguito si riportano i risultati delle analisi del Plinto in rilevato:

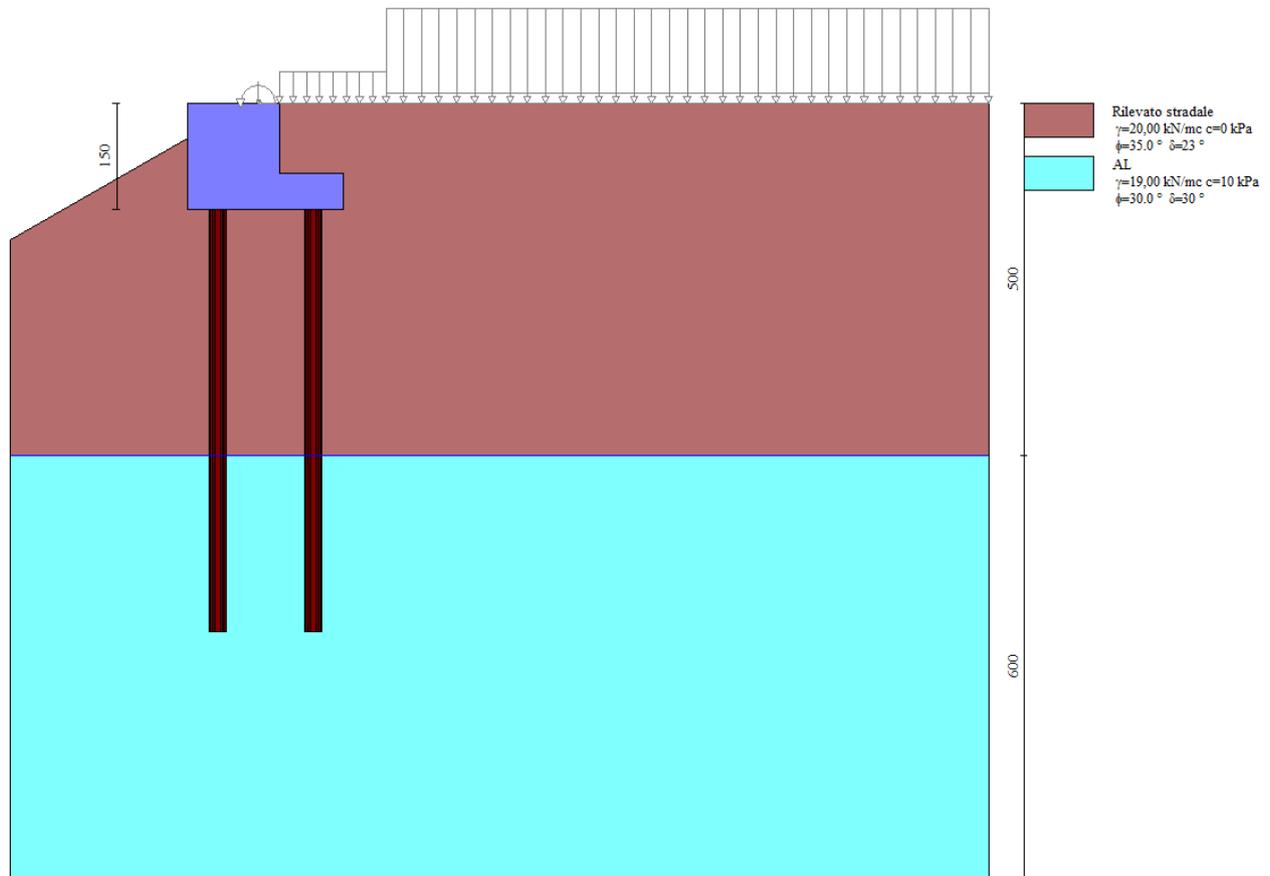


Figura 15: modello di calcolo plinto in rilevato

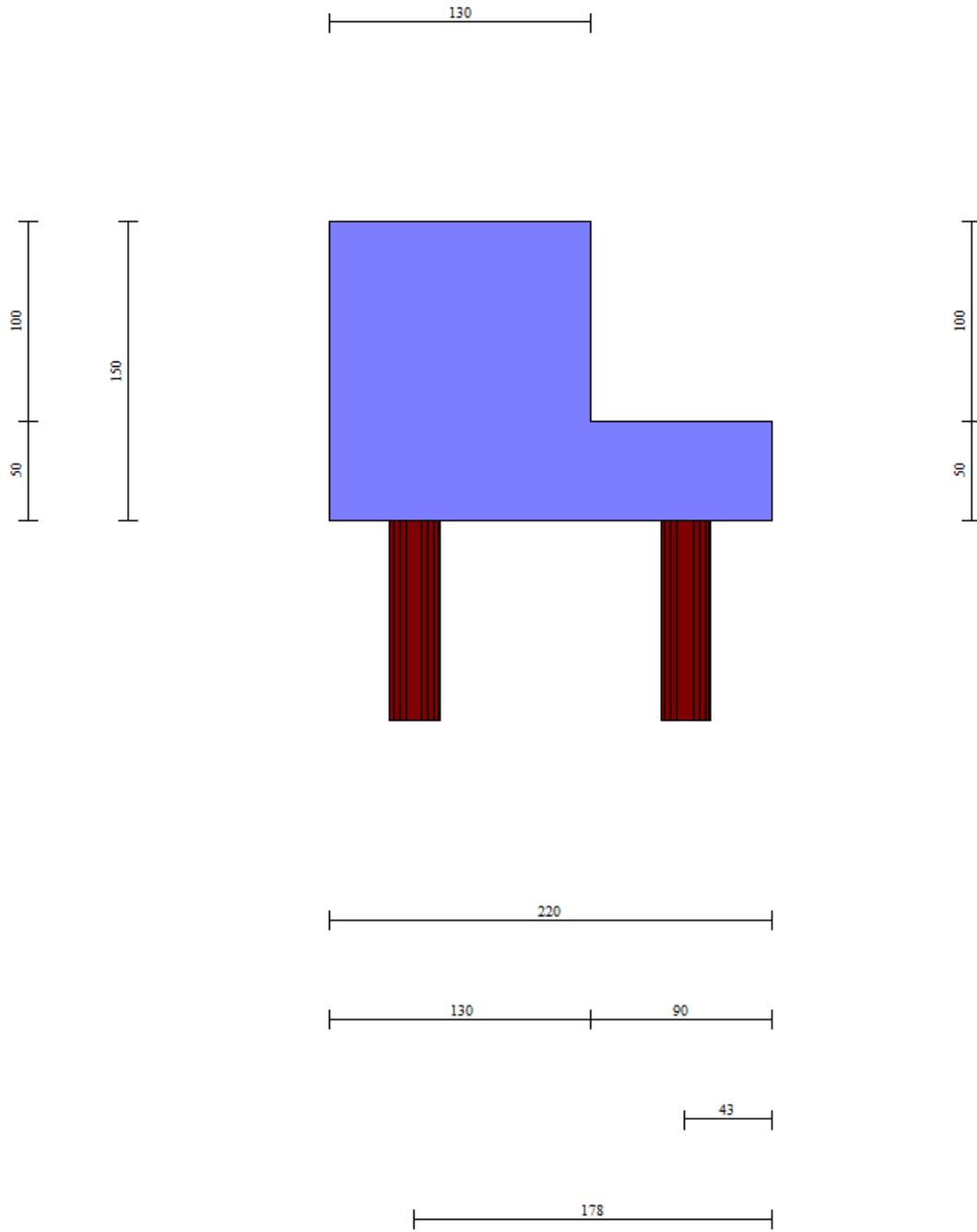


Figura 16: Geometria del plinto in rilevato: sezione trasversale

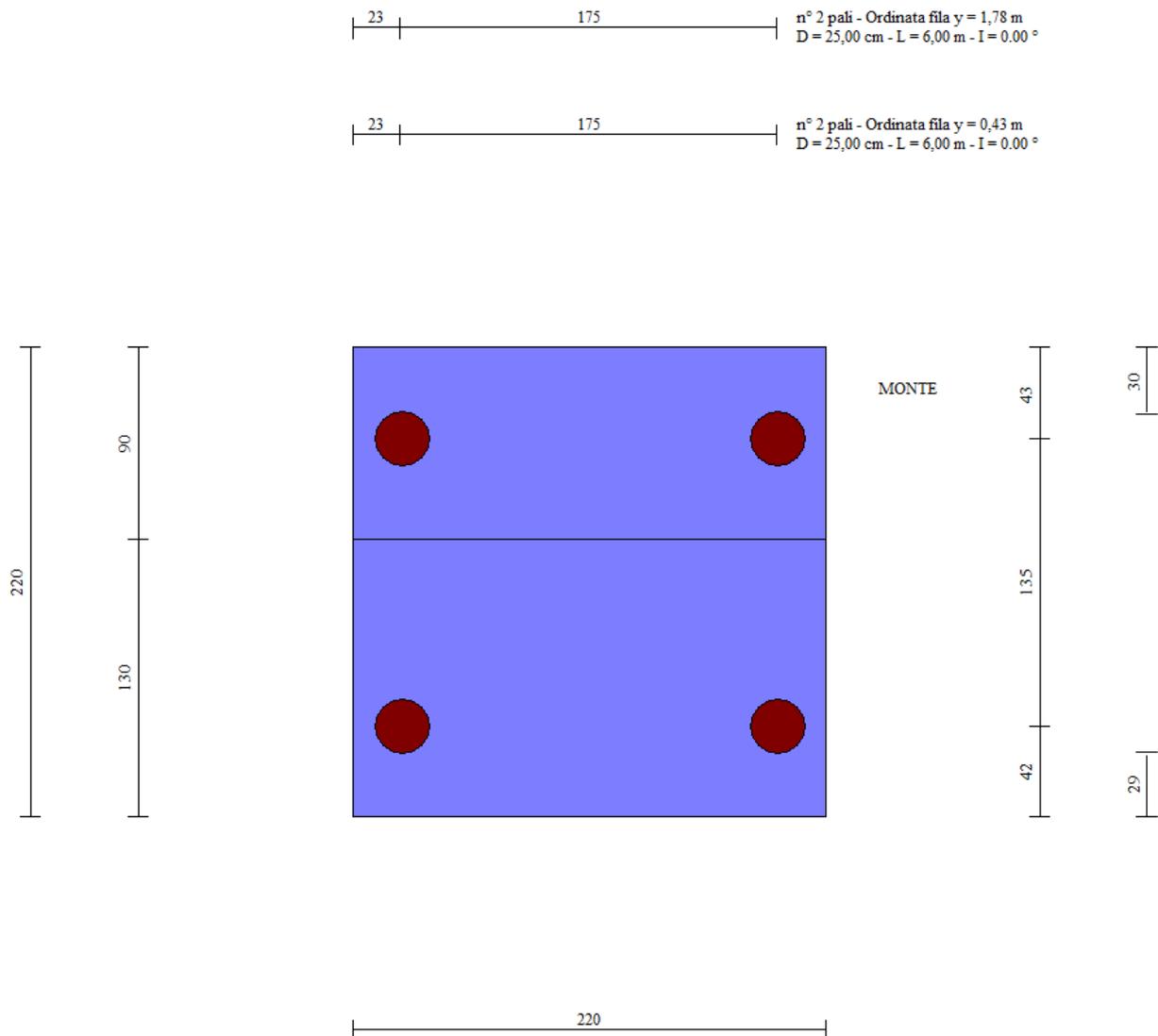


Figura 17:pianta fondazione su pali

Si fa notare che, come specificato al paragrafo seguente, le sollecitazioni a testa palo non dipendono dalla lunghezza dei pali o dal terreno di fondazione. Pertanto, le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione usate nel modello non sono rilevanti ai fini della determinazione delle sollecitazioni in testa ai pali. Il dimensionamento dei pali di fondazione viene eseguito infatti sulla base degli scarichi da questo ottenuti e di un confronto degli stessi con la curva di portanza, costruita tenendo conto dell'effettiva stratigrafia del terreno di fondazione.

10.1.1 Sollecitazioni paramento

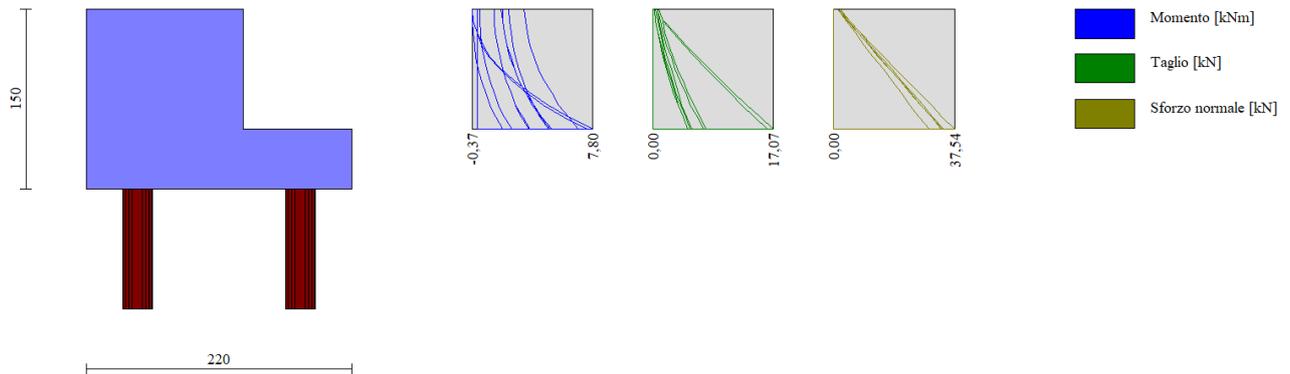


Figura 18 – Involuppo delle sollecitazioni sul paramento del plinto SLU/SLV

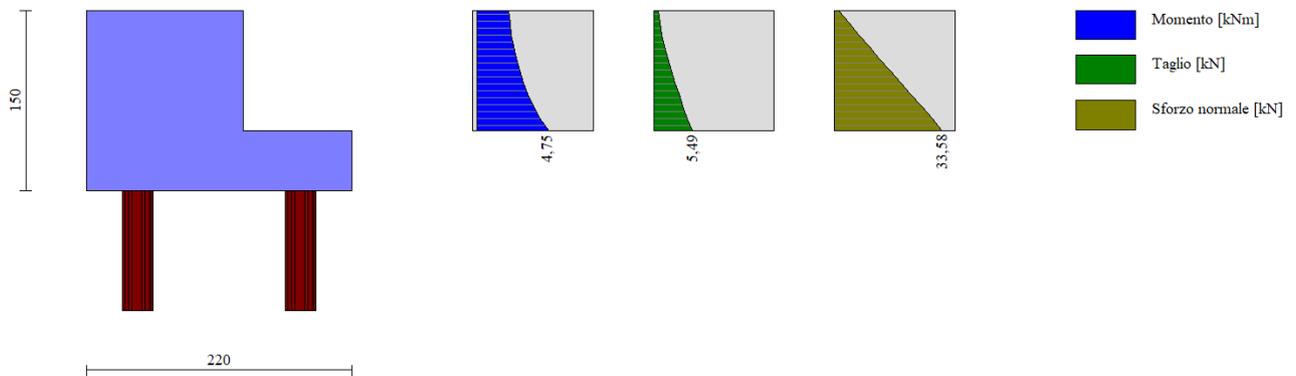


Figura 19 – Sollecitazioni sul paramento del plinto SLE_Rara14

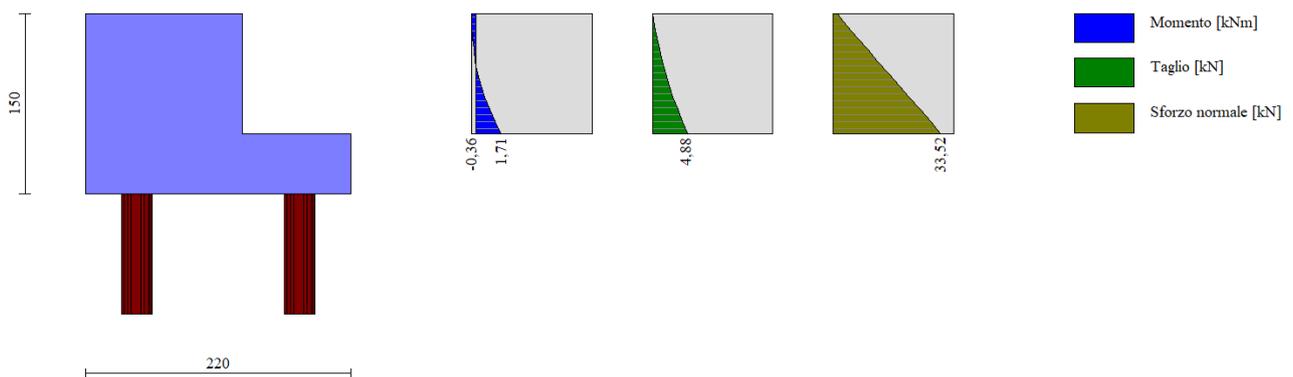


Figura 20 – Sollecitazioni sul paramento del plinto SLE_QP13

10.1.1 Sollecitazioni piastra di fondazione

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Ty [kN]	
23	10,52 (1)	3,44 (1)	-7,25 (1)	MAX
24	-7,92 (1)	-9,99 (1)	2,06 (1)	MIN
14	3,99 (12)	13,31 (12)	45,85 (12)	MAX
21	-7,92 (1)	-9,99 (1)	2,06 (1)	MIN
13	2,93 (12)	9,77 (12)	32,61 (12)	MAX
16	2,93 (12)	9,77 (12)	32,61 (12)	MIN
22	-0,19 (1)	-5,29 (1)	21,30 (1)	MAX
25	-0,19 (1)	-5,29 (1)	21,30 (1)	MIN
14	3,99 (12)	13,31 (12)	45,85 (12)	MAX
15	-2,90 (5)	-9,68 (5)	-20,43 (5)	MIN

Figura 21 – Involuppo delle sollecitazioni piastra di fondazione del plinto SLU/SLV

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	2,06	MIN
14	3,99	13,31	45,85	MAX
21	-7,92	-9,99	2,06	MIN
13	2,93	9,77	32,61	MAX
16	2,45	8,15	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	21,30	MIN
14	3,99	13,31	45,85	MAX
15	-2,90	-9,68	-20,43	MIN

Figura 22 – Sollecitazioni sul paramento del plinto SLE_Rara

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	2,06	MIN
14	3,99	13,31	45,85	MAX
21	-7,92	-9,99	2,06	MIN
13	2,93	9,77	32,61	MAX
16	2,45	8,15	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	21,30	MIN
14	3,99	13,31	45,85	MAX
15	-2,90	-9,68	-20,43	MIN

Figura 23 – Sollecitazioni sul paramento del plinto SLE_QP

10.1.2 Verifiche strutturali paramento e piastra fondazione

Sia le verifiche a pressoflessione che a taglio sono state eseguite manualmente attraverso l'ausilio di fogli di calcolo strutturati sulla base delle NTC2018 e mediante software di calcolo PressFle sulla base dell'involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni. Nelle verifiche è stato considerato un copriferro (distanza tra il bordo e l'asse del ferro longitudinale) pari a 40mm.

Di seguito si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di calcolo del paramento e della piastra di fondazione.

Tabella 9: Armature di progetto paramento e piastra fondazione

Armatura a flessione			Armatura a flessione		
Elemento	Lato monte	Lato valle	Elemento	Lato inferiore	Lato superiore
Paramento	Φ12/20	Φ12/20	Piastra fondazione	Φ12/20	Φ12/20

Si dispongono ripartitori in fondazione e nel paramento Φ12/20.

GEOMETRIA				VERIFICA A PRESSOFLESSIONE							
Elemento		b	h	$M_{ed,y}$	$M_{ed,x}$	$N_{Ed,min}$	Armature	c	d	M_{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm]	[kN]		[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Paramento	monte	1000	1300	7,8	-	33,0	φ12/20	40	1260	260,0	33,33
	valle						φ12/20			40	
Fondazione	Superiore	1000	500	13,3	-		φ12/20	40	460	93,0	6,99
	Inferiore						φ12/20			40	
Fondazione (ripartitori)	Superiore	1000	500		10,5		φ12/20	40	460	93,0	8,84
	Inferiore						φ12/20			40	

Tabella 10: verifica a pressoflessione

Per il paramento e la fondazione le verifiche a taglio sono condotte con riferimento ad elementi in c.a. non armati a taglio.

Elemento	Geometrie				Armatura long. tesa			Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO							
	b_w (mm)	H (mm)	c (mm)	d (mm)	n	Ø	A_s (mm ²)	N_{sd} (KN)	V_{sd} (KN)	σ_{cp} (Mpa)	ρ_l	k	f_{ck} (Mpa)	v_{min}	V_{Rdmin} (KN)	V_{Ret} (KN)	F.S.
Paramento	1000	1300	40	1260	5	12	565,2	0	17,10	0	0,000	1,40	24,9	0,29	361,63	218,47	12,78
Fondazione	1000	500	40	460	5	12	565,2	0	45,85	0	0,001	1,67	24,9	0,38	169,10	131,62	2,87

Tabella 11: verifica elementi non armati a taglio

Si riportano le verifiche tensionali e a fessurazione del paramento:

Verifica delle tensioni	CLS 25/30								ACCIAIO B450C					
	I _p	N _{Ed}	M _{ed,y}	M _{ed,x}	σ _{c,y}	σ _{c,x}	σ _{c,max} = 0,6 f _{ck}	FS _y	FS _x	σ _{f,y}	σ _{f,x}	σ _{f,max} = 0,8 f _{yk}	FS _y	FS _x
	[-]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[-]
combinazione rara	Param.	33,6	5,5	-	0,1	-	15,0	150,00	-	8,0	-	360,0	45,00	-
	Fond.	-	13,3	10,5	1,1	0,9	15,0	13,39	16,67	54,5	43,0	360,0	6,61	8,37

Tabella 12: verifica tensionale combinazione rara

Verifica delle tensioni	CLS 25/30								
	I _p	N _{Ed}	M _{ed,y}	M _{ed,x}	σ _{c,y}	σ _{c,x}	σ _{c,max} = 0,45 f _{ck}	FS _y	FS _x
	[-]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[-]
Combinazione quasi permanente	paramento	33,6	4,9	-	0,1	-	11,3	140,63	-
	fondazione	0,0	13,3	10,5	1,1	0,9	11,3	10,23	12,50

Tabella 13: verifica tensionale combinazione quasi permanente

Dalla verifica a fessurazione emerge che il plinto non è fessurato.

10.1.3 Sollecitazioni in testa ai micropali

Le sollecitazioni provenienti dal muro vengono ripartite sui pali restituendo le sollecitazioni nei pali in termini di taglio, momento e sforzo normale. Si fa notare che nel software di calcolo, i pali sono stati considerati incernierati in testa ottenendo le sollecitazioni in termini di sforzo normale e taglio. Nella realtà i pali risultano essere incastrati nel plinto di fondazione, pertanto il valore del momento flettente verrà determinato sulla base della teoria di Matlock e Reese di seguito descritta.

Gli scarichi sui micropali vengono determinati mediante il metodo delle rigidzze.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incernierati a tale piastra.

Lo sforzo normale nei pali è calcolato come segue:

$$N_i = \frac{N_{Ed}}{n}$$

Si fa notare, quindi, che le sollecitazioni a testa palo non dipendono dalla lunghezza dei pali o dal terreno di fondazione.

Le azioni derivanti da questo modello vengono confrontate con le curve di capacità portante dei pali di fondazione.

Mentre le azioni di taglio sono suddivise equamente tra i pali come di seguito riportato:

$$V_i = \frac{V_{Ed}}{n}$$

In definitiva, gli scarichi a testa palo sono pari a quanto di seguito riportato.

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Sforzo normale, espresso in [kN]
M	Momento, espresso in [kNm]
T	Taglio, espresso in [kN]

Cmb	Ip	N	M	T
		[kN]	[kNm]	[kN]
1 - STR (A1-M1-R3)	1	50,4	0	-9,16
	2	53,72	0	-9,16
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	41,38	0	-20,72
	2	70,92	0	-20,72
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	29,8	0	-19,73
	2	58,95	0	-19,73
7 - SLER	1	47,46	0	-6,83
	2	51,19	0	-6,83
8 - SLEF	1	48,85	0	-6,25
	2	49,41	0	-6,25
9 - SLEQ	1	48,15	0	-5,24
	2	49,24	0	-5,24

Tabella 14: Scarichi in testa ai pali

Per la valutazione del momento flettente a testa palo si è utilizzata la teoria di Matlock e Reese per la quale il momento agente a quota testa pali è direttamente proporzionale al taglio mediante un coefficiente α (espresso in metri) "coefficiente di Matlock e Reese":

$$M_i(V_{Ed}) = \alpha \frac{V_{Ed}}{n}$$

Il coefficiente α dipende principalmente dalle caratteristiche di rigidezza relative palo-terreno e, generalmente, fornisce un valore del momento sollecitante conservativo. Fissato il diametro del palo, D, α dipende quindi dalla rigidezza del terreno.

Nel caso in esame si ha:

PALI D250
$\alpha = 0.79 \text{ m}$

Tabella 15: parametro α

Vengono riportate nella tabella che segue le sollecitazioni in testa ai pali.

Combinazione	Ip	V	α	M	N
	[-]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]
SLU - STR (A1-M1-R3)	1	9,2	0,790	7,2	50,4
	2	9,2	0,790	7,2	53,7
	3	20,7	0,790	16,4	41,4
SLU - STR (A1-M1-R3) H + V	1	20,7	0,790	16,4	70,9
	2	19,7	0,790	15,6	29,8
	3	19,7	0,790	15,6	59,0
SLU - STR (A1-M1-R3) H - V	1	6,8	0,790	5,4	47,5
	2	6,8	0,790	5,4	51,2
	3	6,3	0,790	4,9	48,9
SLE - Rara	1	6,3	0,790	4,9	49,4
	2	5,2	0,790	4,1	48,2
	3	5,2	0,790	4,1	49,2
SLE - Frequente	1	9,2	0,790	7,2	50,4
	2	9,2	0,790	7,2	53,7
	3	20,7	0,790	16,4	41,4
SLE - Quasi Permanente	1	20,7	0,790	16,4	70,9
	2	19,7	0,790	15,6	29,8
	3	19,7	0,790	15,6	59,0

Tabella 16: sollecitazioni in testa ai pali

10.1.4 Verifiche strutturali dei micropali

Per i pali di fondazione di diametro $D=250\text{mm}$ si prevede una armatura tubolare di diametro 139.7 mm e spessore 8mm .

SOLLECITAZIONI SU SINGOLO PALO					
COMB.	V_{MAX}	N_{MAXc}	$M_{MAX,y}$		
STRI	20.7 kN	70.9 kN	16.4 kN		

VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALO			
MATERIALI			
Tipo acciaio		S 275	
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo:	f_{yk}	275	MPa
Valore di rottura dell'acciaio del profilo:	f_{uk}	430	MPa
Modulo di elasticità dell'acciaio:	E	210000	MPa
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio:	G	80769	MPa
COEFFICIENTI PARZIALI			
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza:	γ_{M0}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità:	γ_{M1}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25	
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL PROFILO			
Diametro esterno nominale	D	139,70	[mm]
Spessore nominale	T	8,00	[mm]
Diametro interno nominale	d	123,70	[mm]
Area della sezione trasversale	A	33,10	[cm ²]
Area a taglio	A_v	21,07	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	720,29	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	4,66	[cm]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,yy}$	103,12	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	138,93	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	1440,58	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C_t	206,24	[cm ³]
Valore di snervamento dell'acciaio	f_{yk}	275,00	[MPa]
Coefficiente e	e	0,92	[-]
Diametro	d	139,70	[mm]
Spessore	t	8,00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	17,46	[-]

Classificazione della sezione	CLASSE 1		
VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Resistenza a trazione pura			
Resistenza plastica a trazione:	$N_{t,Rd}$	866,90	kN
Verifica a trazione pura:	0		
Resistenza a compressione pura			
Resistenza plastica a trazione:	$N_{c,Rd}$	866,90	kN
Verifica a compressione pura: $r_{Nc} =$	0,08		
Resistenza a flessione			
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore:	$M_{pl,y,Rd}$	36,39	kNm
Verifica a flessione attorno all'asse maggiore:	0,45		
Resistenza a flessione attorno all'asse minore	$M_{pl,z,Rd}$	36,39	kNm
Verifica a flessione attorno all'asse minore:	0,00		
Presso o tenso-flessione retta			
Fattori di riduzione	n	0,08	
	a	0,36	
Resistenza a flessione ridotta attorno all'asse maggiore:	$M_{N,y,Rd}$	36,39	kNm
Verifica combinata taglio, forza assiale flessione attorno all'asse maggiore:	0,45		
Resistenza a flessione ridotta attorno all'asse minore:	$M_{N,z,Rd}$	36,39	kNm
Verifica combinata taglio, forza assiale flessione attorno all'asse minore:	0,00		
Presso o tenso-flessione biassiale			
Verifica a presso/tenso flessione biassiale:	0,45		
Resistenza a taglio			
Resistenza plastica a taglio:	$V_{pl,z,Rd}$	318,63	kN
Verifica a taglio:	0,06		
Trascurare contributo del taglio nelle verifiche			
Resistenza a flessione e taglio			
Fattore di riduzione per la presenza di taglio:	$\rho_{Vz,red}$	0,00	
Resistenza a flessione ridotta attorno all'asse maggiore:	$M_{Vy,Rd}$	36,39	kNm
Verifica a flessione attorno all'asse maggiore:	0,45		
Resistenza a flessione ridotta attorno all'asse minore:	$M_{Vz,Rd}$	36,39	kNm
Verifica a flessione attorno all'asse minore:	0		
Resistenza a flessione, forza assiale e taglio			

Fattori di riduzione	n	0,08	
	a	0,36	
	$f_{y,red}$	275,00	MPa
Resistenza a flessione ridotta attorno all'asse maggiore:	$M_{pl,y,Rd}$	36,39	kNm
Resistenza a flessione attorno all'asse minore:	$M_{pl,z,Rd}$	36,39	kNm
Resistenza a flessione ridotta attorno all'asse maggiore:	$M_{N,y,Rd}$	36,39	kNm
Verifica combinatatataglio, forza assiale flessione attorno all'asse maggiore:		0,45	
Resistenza a flessione ridotta attorno all'asse minore:	$M_{N,z,Rd}$	36,39	kNm
Verifica combinatatataglio, forza assiale flessione attorno all'asse minore:		0	
Verifica a presso/tenso flessione biassiale:=		0,45	

Tutte le verifiche strutturali risultano essere soddisfatte.

10.1.5 Verifiche geotecniche dei micropali

10.1.5.1 Verifica di capacità portante nei confronti dei carichi verticali

La determinazione della lunghezza dei pali pari a 6m è il risultato della verifica di capacità portante che si riporta di seguito, cautelativamente si considera l'intero strato di terreno costituito da (AL), per il quale si ricava un valore di α e τ per i micropali pari $\alpha=1.2$ e $\tau=120\text{KPa}$.

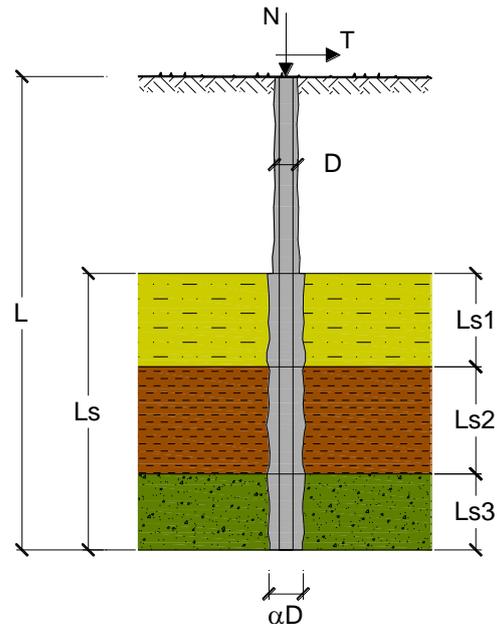
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	70,90	0,00	70,90
T (kN)	0,00	0,00	0,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$	
Metodo di calcolo			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25	
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>							
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 6,00 (m)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
AL	6,00	1,20	0,30	0,120	0,120	0,061	347,10
			0,00			0,000	0,00
			0,00			0,000	0,00

$Ls = 6,00 \text{ (m)}$ $QI = 347,10 \text{ (kN)}$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * QI$$

(consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\%$ $Qp = 0,00 \text{ (kN)}$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 347,10 \text{ (kN)}$

$Fs = 4,90$

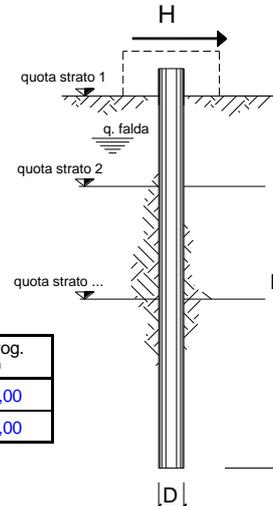
La verifica risulta soddisfatta

10.1.5.2 Verifica di capacità portante nei confronti dei carichi orizzontali

Nel seguito si riportano i risultati riguardanti la verifica di capacità portante nei confronti dei carichi orizzontali dei pali all'SLU, secondo la teoria di Broms.

opera

coefficienti parziali Metodo di calcolo		A		M		R	
		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{ef}	γ_{cu}	γ_T	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	R	0,00	20	20	35	3,69	0	35	3,69	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	AL	-3,50	19	9	30	3,00	0	30	3,00	0
<input type="checkbox"/> strato 3						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda -3,5 (m)
 Diametro del palo D 0,25 (m)
 Lunghezza del palo L 6,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 46,79 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	81,4	(kN)	81,4	(kN)
Palo intermedio	240,4	(kN)	240,4	(kN)
Palo corto	796,1	(kN)	796,1	(kN)
H_{med}	81,4	(kN)	H_{min}	81,4 (kN) Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_3 ; R_{\text{min}}/\xi_4) \quad 47,88 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T \quad 36,83 \quad (\text{kN})$$

Carico Assiale Permanente (G): G = 20,7 (kN)

Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 20,70 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1,78$$

La verifica a carico limite orizzontale risulta essere soddisfatta.

10.2 TIPOLOGICO PLINTO IN TRINCEA

Di seguito si riportano i risultati delle analisi del Plinto in trincea:

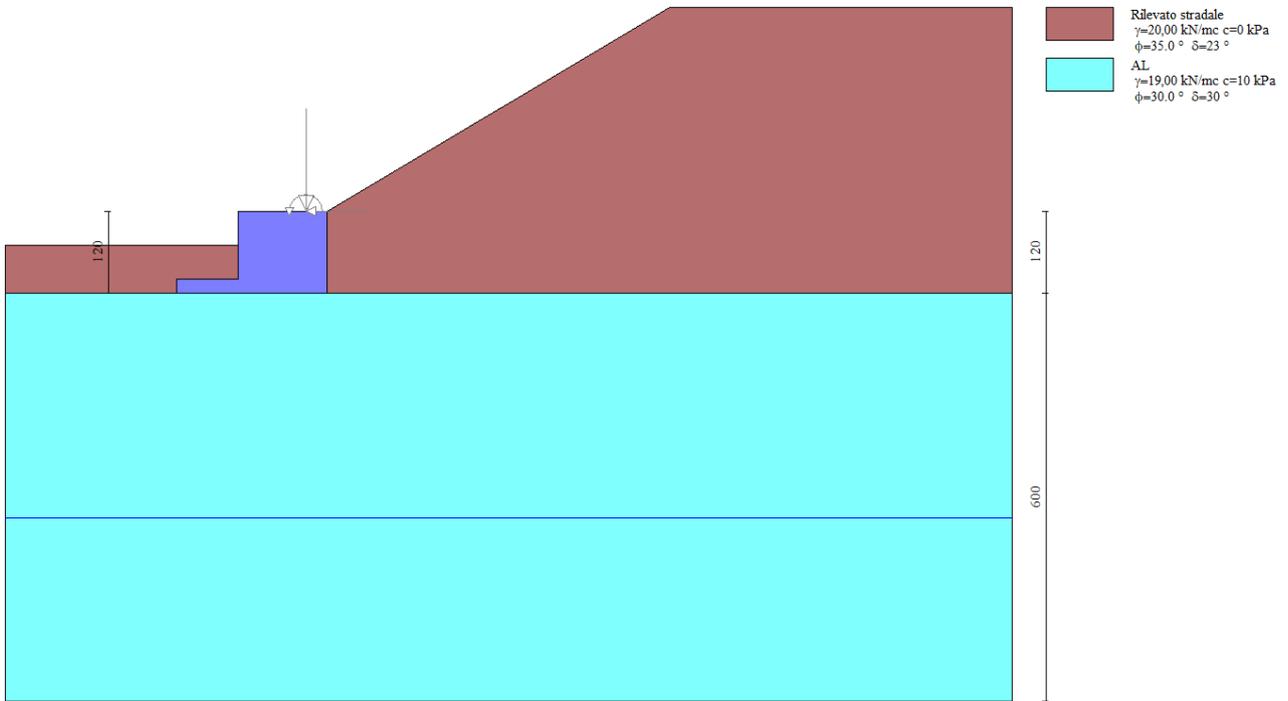


Figura 24: modello di calcolo plinto in trincea

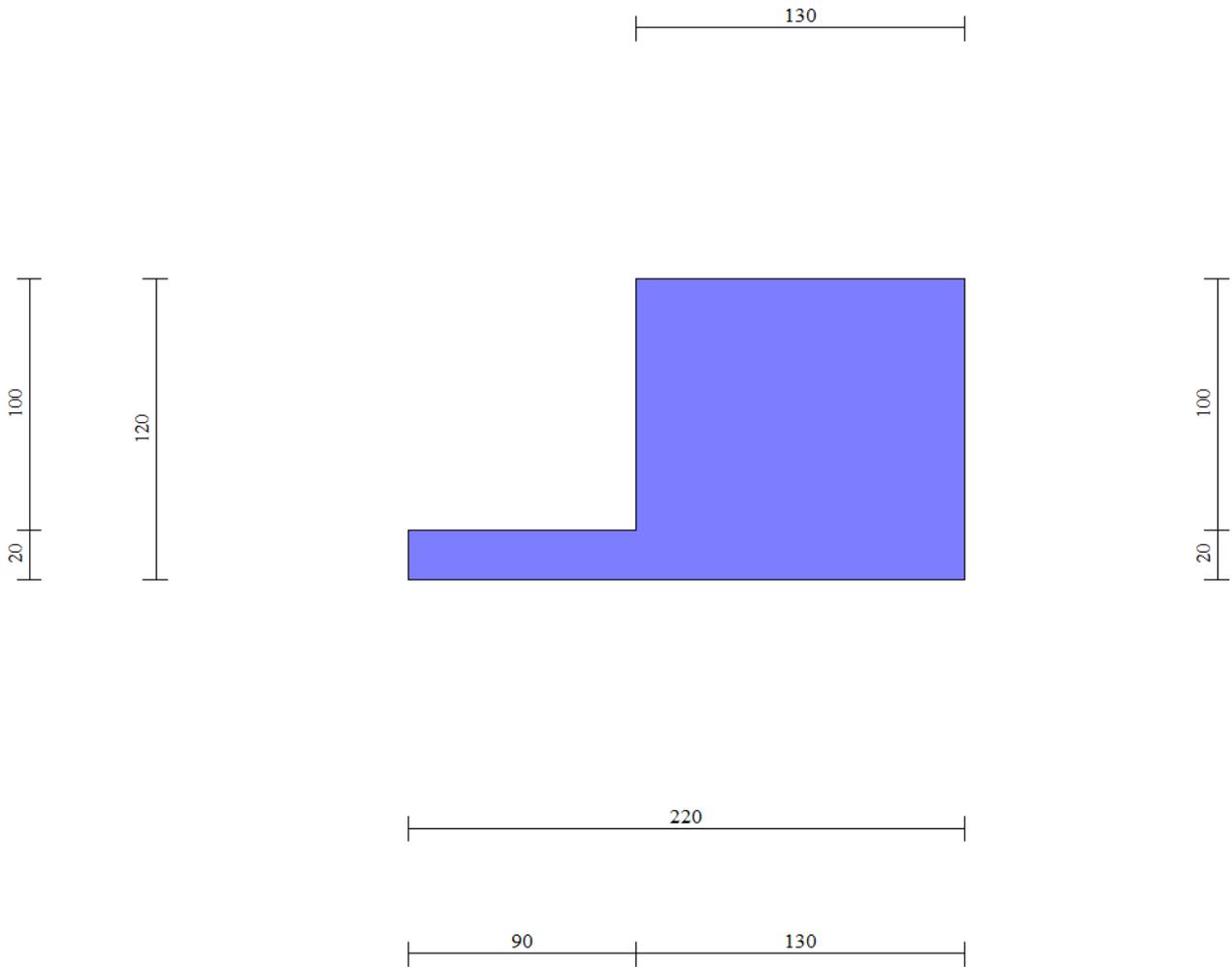


Figura 25: Geometria del plinto in trincea: sezione trasversale

10.2.1 Risultati e Sollecitazioni

Si riportano i risultati delle verifiche geotecniche e le sollecitazioni per le combinazioni statiche/sismiche.

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		4,512	22,043	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)		4,717	20,882	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H + V	2,693	15,344	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)	H - V	2,602	16,603	--	--	--	--
5	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	2,065	--	--
6	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	2,065	--	--
7	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	2,086	--	--
8	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	2,082	--	--
9	EQU (A1-M1-R3)		--	--	9,265	--	--	--

Figura 26: Fattori di sicurezza verifiche statiche e sismiche

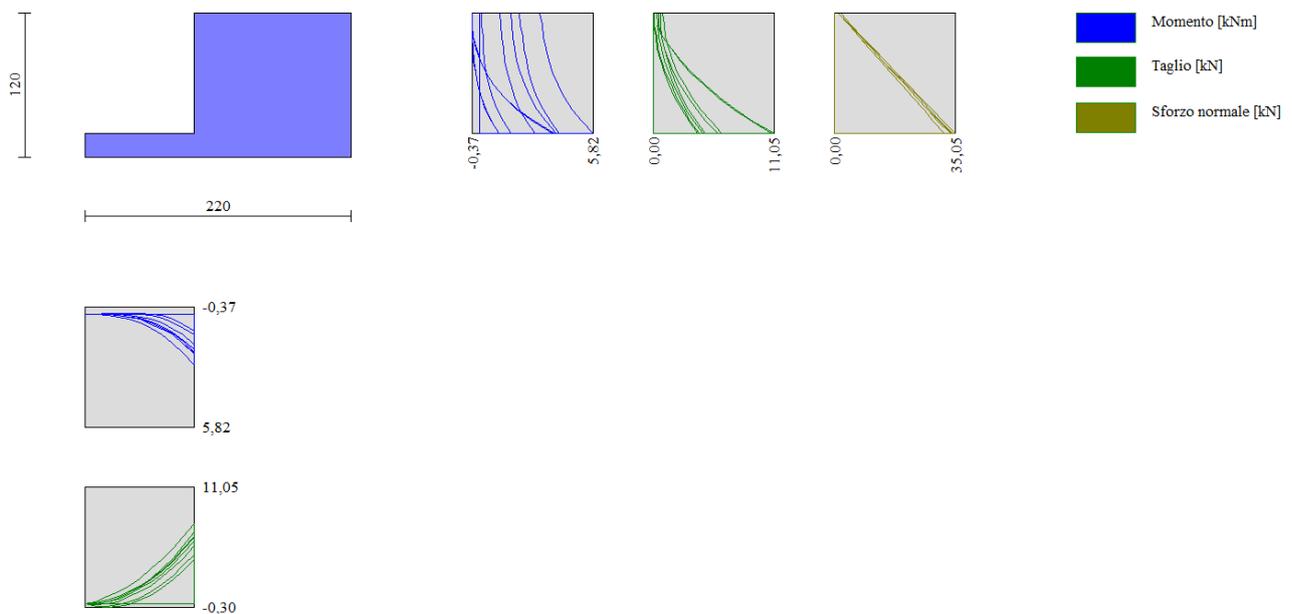


Figura 27: Involuppo diagrammi sollecitazioni- condizioni statiche e sismiche

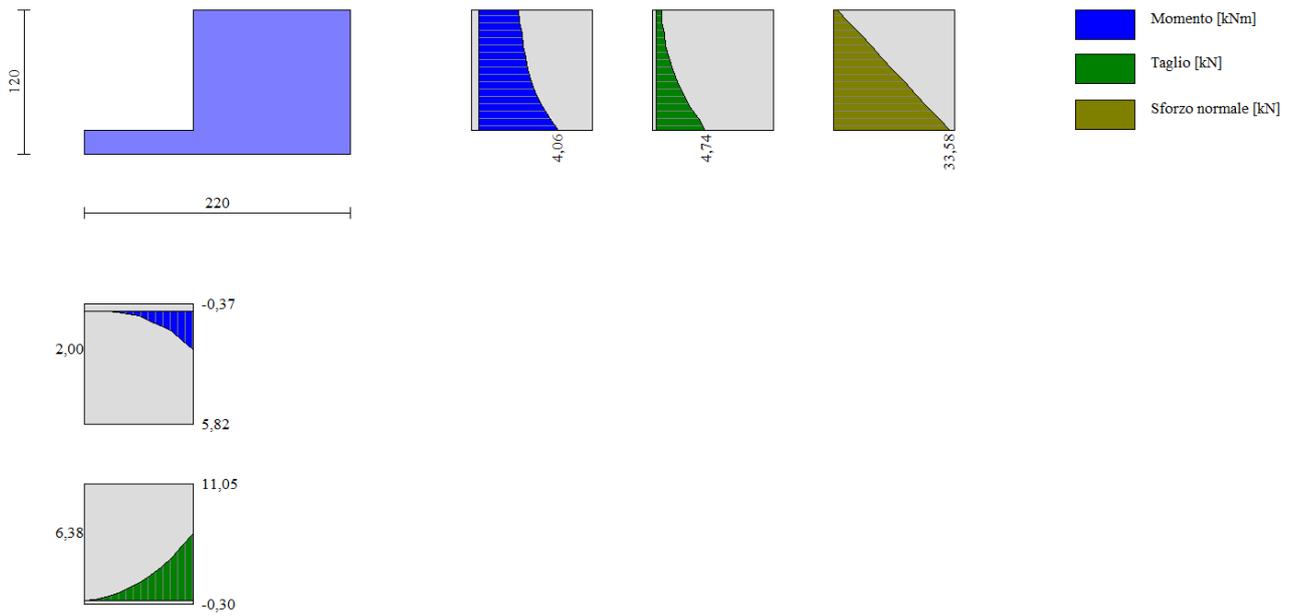


Figura 28: Involuppo diagrammi sollecitazioni- condizioni SLE_Rara

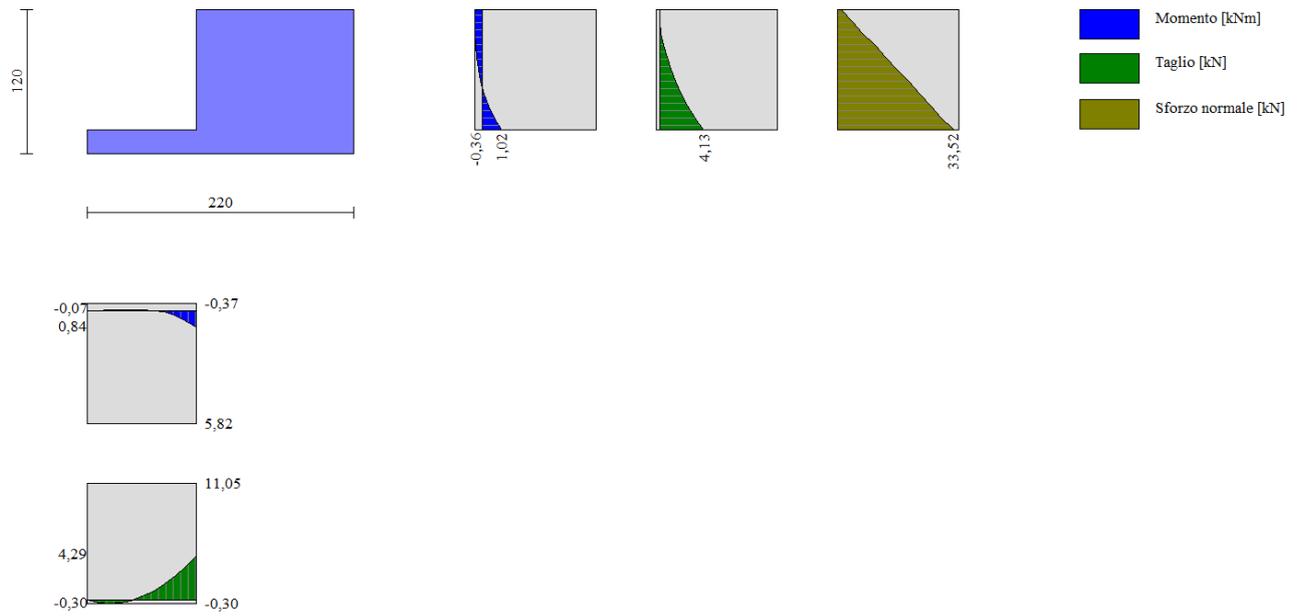


Figura 29: Involuppo diagrammi sollecitazioni- condizioni SLE_QP

10.2.2 Armatura paramento e piastra di fondazione

Di seguito si riportano le armature di progetto previste per le sezioni di calcolo del paramento e della piastra di fondazione. Sia le verifiche a pressoflessione che a taglio sono state eseguite manualmente attraverso l'ausilio di fogli di calcolo strutturati sulla base delle NTC2018 e mediante software di calcolo PressFle sulla base dell'involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni.

Tabella 17: armature di progetto paramento e piastra di fondazione

Armatura a flessione			Armatura a flessione		
Elemento	Lato monte	Lato valle	Elemento	Lato inferiore	Lato superiore
Paramento	Φ12/20	Φ12/20	Piastra fondazione	Φ12/20	Φ12/20

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento ad elementi in c.a. non armati a taglio, si prevedono ripartitori Φ12/20cm.

10.2.3 Verifiche allo SLU

Si riportano i risultati delle verifiche a pressoflessione e taglio per la sezione di base del paramento e per la fondazione. Nelle verifiche è stato considerato un copriferro (distanza tra il bordo e l'asse del ferro longitudinale) pari a 40mm.

GEOMETRIA				VERIFICA A PRESSOFLESSIONE							
Elemento		b	h	$M_{ed,y}$	$M_{ed,x}$	$N_{ed,min}$	Armature	c	d	M_{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm]	[kN]		[mm]	[mm]	[kNm]	[-]
Paramento	monte(rilevato)	1000	1300	6,0	-	35,0	Φ12/20	40	1260	260,0	43,33
	valle						Φ12/20			40	
Fondazione	Superiore	1000	200	6,0	-	-	Φ12/20	40	160	34,0	5,67
	Inferiore						Φ12/20			40	

Tabella 18: verifica a pressoflessione

Le verifiche a taglio sono condotte con riferimento ad elementi in c.a. non armati a taglio:

Elemento	Geometrie				Armatura long. tesa			Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO								
	b_w (mm)	H (mm)	c (mm)	d (mm)	n	Ø	A_s (mm ²)	N_{sd} (KN)	V_{sd} (KN)	σ_{cp} (Mpa)	ρ_l	k	f_{ck} (Mpa)	v_{min}	V_{Rdmin} (KN)	V_{Rct} (KN)	F.S.	
Paramento	1000	1300	40	1260	5	12	565,2	0	11,00	0	0,000	1,40	24,9	0,29	361,63	218,47	19,86	
Fondazione	1000	200	40	160	5	12	565,2	0	11,00	0	0,004	2,15	24,9	0,55	82,86	81,80	7,44	

Tabella 19: verifica per elementi non armati a taglio

10.2.4 Verifiche allo SLE

Ai fini delle verifiche agli stati limite di esercizio si è provveduto a verificare che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori ai valori limite riportati al 7.3.

Verifica delle tensioni	I _p	N _{Ed}	M _{ed,y}	M _{ed,x}	CLS 25/30					ACCIAIO B450C				
					σ _{c,y}	σ _{c,x}	σ _{c,max} = 0,6 f _{ck}	FS _y	FS _x	σ _{f,y}	σ _{f,x}	σ _{f,max} = 0,8 f _{yk}	FS _y	FS _x
	[-]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[-]
combinazione rara	Param.	35,0	6,0	-	0,1	-	15,0	150,00	-	8,7	-	360,0	41,38	-
	Fond.	-	6,0	-	2,9	-	15,0	5,17	-	73,0	-	360,0	4,93	-

Tabella 20: verifica tensionale combinazione rara

Verifica delle tensioni	I _p	N _{Ed}	M _{ed,y}	M _{ed,x}	CLS 25/30				
					σ _{c,y}	σ _{c,x}	σ _{c,max} = 0,45 f _{ck}	FS _y	FS _x
	[-]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[-]
Combinazione quasi permanente	paramento	35,0	6,0	-	0,1	-	11,3	140,63	-
	fondazione	0,0	6,0	-	2,9	-	11,3	3,88	-

Tabella 21: verifica tensionale combinazione quasi permanente

Le verifiche risultano essere soddisfatte. La sezione inoltre risulta essere non fessurata.

11 TABULATI DI CALCOLO

11.1 TIPOLOGICO PLINTO IN RILEVATO

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
Calcestruzzo armato	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kN/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kPa]
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls tesato/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ [kN/mc]	R _{ck} [kPa]	E [kPa]	ν	n	ntc
1	C25/30	C25/30	B450C	25,0000	30000	31447048	0.30	15.00	0.50
2	Materiale tiranti	Rck 250	Precomp	24,5170	24517	30073438	0.30	15.00	0.50
5	C20/25	C20/25	S275	24,5170	25000	30200389	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk} [kPa]	f _{uk} [kPa]
B450C	450000	540000
S275	275000	430000

Tipologie pali

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia palo
Descr	Descrizione tipologia palo
P	Contributo portanza palo (laterale e/o punta)
T	Tecnologia costruttiva (trivellato, infisso o elica continua)
V	Vincolo palo-fondazione: Cerniera o Incastro (libero o impedito di ruotare in testa)
Imat	Indice materiale che lo costituisce
BD	usa metodo di Bustamante-Doix
PN	Portanza nota
Pp, Pl	Portanza di punta e laterale caratteristica, espressa in [kN]

n°	Descr	P	T	V	Imat	BD	PN	Pp	Pl
1	Micropali	Laterale + Punta	Trivellato	Cerniera	5	NO	SI	10000,00	10000,00

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	10,00	0,00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 30.000 [°]

Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-3,80	-5,00	0.000
2	10,00	-5,00	0.000

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro	2,20	[m]
<u>Paramento</u>		
Materiale	C25/30	
Altezza paramento	1,00	[m]
Altezza paramento libero	0,50	[m]
Spessore in sommità	1,30	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1,30	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]
<u>Fondazione</u>		
Materiale	C25/30	
Lunghezza mensola di valle	0,00	[m]
Lunghezza mensola di monte	0,90	[m]
Lunghezza totale	2,20	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,50	[m]
Spessore magrone	0,00	[m]

Descrizione pali di fondazione

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
I	interasse tra i pali, espressa in [m]
f	franco laterale (distanza minima dal bordo laterale), espressa in [m]
Np	Numero di pali della fila
D	diametro dei pali della fila espresso in [cm]
L	lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
α	inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]
ALL	allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

n°	Tipologia	X [m]	I [m]	f [m]	Np	D [cm]	L [m]	α [°]	ALL
1	Micropali	0,43	1,75	0,00	2	25,00	6,00	0,00	Sfalsati
2	Micropali	1,78	1,75	0,00	2	25,00	6,00	0,00	Sfalsati

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ _s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
φ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kPa]
c _a	Adesione terra-muro espressa in [kPa]
<u>Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix</u>	
Cesp	Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
τ _l	Tensione tangenziale limite, espressa in [kPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [kPa]	Cesp	τ_l [kPa]	
1	Rilevato stradale	20,0000	20,0000	35.000	23.330	0	0	1.200	150	(CAR)
				35.000	23.330	0	0			150 (MIN)
				35.000	23.330	0	0			150 (MED)
2	AL	19,0000	19,0000	30.000	30.000	10	5	1.200	150	(CAR)
				30.000	30.000	10	5			150 (MIN)
				30.000	30.000	10	5			150 (MED)

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
Kwn, Kwt	Costante di Winkler normale e tangenziale alla superficie espressa in Kg/cm ² /cm
Per calcolo pali (solo se presenti)	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Cesp	Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kststa, Kstsis Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kwn [Kg/cm ²]	Kwt [Kg/cm ²]	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kststa	Kstsis
1	5,00	0.000	Rilevato stradale	0.000	0.000	2,000	0,000	1,000	---	---
2	6,00	0.000	AL	0.000	0.000	3,000	0,000	1,000	---	---

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.	
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.	
Momento positivo senso antiorario.	
X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
Fx	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
Fy	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
Xi	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
Xf	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Qi	Intensità del carico per x=Xi espressa in [kN]
Qf	Intensità del carico per x=Xf espressa in [kN]

Condizione n° 1 (carico da traffico) - VARIABILE TF

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.75 - \Psi_1=0.75 - \Psi_2=0.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Distribuito					1,50	10,00	20,0000	20,0000

Condizione n° 2 (Palo) - PERMANENTE NS

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,30; 0,00	0,0000	1,0250	0,0000				

Condizione n° 3 (vento) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60 - \Psi_1=0.20 - \Psi_2=0.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,30; 0,00	0,6100	0,0000	2,4500				

Condizione n° 4 (neve) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.50 - \Psi_1=0.20 - \Psi_2=0.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,30; 0,00	0,0000	0,1030	0,0000				

Condizione n° 5 (pavimentazione/marciapiedi) - PERMANENTE NS

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Distribuito					0,00	1,50	6,0000	6,0000
2	Distribuito					1,50	10,00	2,0000	2,0000

Condizione n° 6 (Condizione 6) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 7 (Condizione 7) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 8 (Condizione 8) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 9 (Condizione 9) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 10 (Condizione 10) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 11 (Condizione 11) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 12 (Condizione 12) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 13 (Condizione 13) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 14 (Condizione 14) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 15 (Condizione 15) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 16 (Condizione 16) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 17 (Condizione 17) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 18 (Condizione 18) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 19 (Condizione 19) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 20 (Condizione 20) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 21 (Condizione 21) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 22 (Condizione 22) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 23 (Condizione 23) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 24 (Condizione 24) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Condizione n° 25 (Condizione 25) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Carichi verticali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Punta	γ_b	--	--	1.15	--	--	1.35	--	--	1.30
Laterale compressione	γ_s	--	--	1.15	--	--	1.15	--	--	1.15
Totale compressione	γ_t	--	--	1.15	--	--	1.30	--	--	1.25
Laterale trazione	γ_{st}	--	--	1.25	--	--	1.25	--	--	1.25

Carichi trasversali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

		R1	R2	R3
Trasversale	γ_t	--	--	1.30

Coefficienti di riduzione ζ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 1

$\zeta_3=1.70$ $\zeta_4=1.70$

Dati sismici

Comune
Provincia
Regione
Latitudine 42.289303
Longitudine 12.851837
Indice punti di interpolazione 26742 - 26520 - 26519 - 26741
Vita nominale 50 anni
Classe d'uso IV
Tipo costruzione Normali affollamenti
Vita di riferimento 100 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_a	[m/s ²]	2.031	0.925
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.207	0.094
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.481	2.429
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.340	0.297
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.195
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
------------------	-------------------------------	----	----

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	1.000	24.733	12.367
Ultimo - Ribaltamento	1.000	24.733	12.367
Esercizio	1.000	11.320	5.660

Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta a riposo
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	NO
Considera terreno sulla fondazione di valle	NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO

Spostamenti

Modello a blocchi	
Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti	
Spostamento limite	5,00 [cm]

Opzioni calcolo pali

Portanza verticale

Metodo di calcolo della portanza alla punta	Berezantzev
Metodo di calcolo della portanza alla laterale	Integrazione delle tensioni tangenziali ($k_s \sigma_v \tan(\delta) + c_a$)
Correzione angolo di attrito in funzione del tipo di palo (infisso/trivellato)	Non attiva
Andamento pressione verticale nel calcolo della portanza alla punta σ_v con la profondità	Pressione geostatica
Andamento pressione verticale nel calcolo della portanza laterale	Pressione geostatica

Portanza trasversale

Costante di Winkler: da strato	criterio rottura palo-terreno
- Spostamento limite	Non attivo
- Pressione limite	Pressione passiva con moltiplicatore M=3,00
- Palo infinitamente elastico	Non attivo

Cedimenti

Metodo di calcolo	Metodo agli elementi finiti
Spostamento limite alla punta	1,00 [cm]
Spostamento limite laterale	3,00 [cm]

Risultati per combinazione

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
Cx, Cy	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
Px, Py	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
1	Spinta statica	17,53	23,33	16,10	6,94	0,90	-0,92
	Peso/Inerzia muro			0,00	60,00/0,00	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	26,10/0,00	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,55	1,61	--	--
	Resistenza pali			-110,29			
2	Spinta statica	16,51	23,33	15,16	6,54	0,90	-0,91
	Peso/Inerzia muro			0,00	60,00/0,00	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	26,10/0,00	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,91	1,61	--	--
	Resistenza pali			-110,29			
3	Spinta statica	16,51	23,33	15,16	6,54	0,90	-0,91
	Peso/Inerzia muro			0,00	60,00/0,00	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	26,10/0,00	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,55	1,69	--	--
	Resistenza pali			-110,29			
4	Spinta statica	10,37	23,33	9,52	4,11	0,90	-0,86
	Incremento di spinta sismica		8,20	7,53	3,25	0,90	-0,75
	Peso/Inerzia muro			14,84	60,00/7,42	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			5,79	23,40/2,89	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,00	1,03	--	--
5	Spinta statica	10,37	23,33	9,52	4,11	0,90	-0,86
	Incremento di spinta sismica		6,24	5,73	2,47	0,90	-0,75
	Peso/Inerzia muro			14,84	60,00/-7,42	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			5,79	23,40/-2,89	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,00	1,03	--	--
11	Spinta statica	13,13	23,33	12,06	5,20	0,90	-0,93
	Peso/Inerzia muro			0,00	60,00/0,00	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	23,40/0,00	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,37	1,08	--	--
	Resistenza pali			-143,38			
12	Spinta statica	12,37	23,33	11,36	4,90	0,90	-0,91
	Peso/Inerzia muro			0,00	60,00/0,00	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	23,40/0,00	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,00	1,03	--	--
	Resistenza pali			-143,38			
13	Spinta statica	10,37	23,33	9,52	4,11	0,90	-0,86
	Peso/Inerzia muro			0,00	60,00/0,00	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	23,40/0,00	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,00	1,03	--	--
	Resistenza pali			-143,38			
14	Spinta statica	12,37	23,33	11,36	4,90	0,90	-0,91
	Peso/Inerzia muro			0,00	60,00/0,00	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	23,40/0,00	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,61	1,08	--	--
	Resistenza pali			-143,38			
15	Spinta statica	10,37	23,33	9,52	4,11	0,90	-0,86
	Peso/Inerzia muro			0,00	60,00/0,00	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	23,40/0,00	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,12	1,03	--	--
	Resistenza pali			-143,38			
16	Spinta statica	12,37	23,33	11,36	4,90	0,90	-0,91

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
	Peso/Inerzia muro			0,00	60,00/0,00	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	23,40/0,00	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,37	1,13	--	--
	Resistenza pali			-143,38			
17	Spinta statica	10,37	23,33	9,52	4,11	0,90	-0,86
	Peso/Inerzia muro			0,00	60,00/0,00	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	23,40/0,00	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,00	1,05	--	--
	Resistenza pali			-143,38			

Scarichi in testa ai pali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Sforzo normale, espresso in [kN]
M	Momento, espresso in [kNm]
T	Taglio, espresso in [kN]

Cmb	Ip	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
1 - STR (A1-M1-R3)	1	50,40	0,00	-9,16
	2	53,72	0,00	-9,16
2 - STR (A1-M1-R3)	1	48,45	0,00	-8,84
	2	55,23	0,00	-8,84
3 - STR (A1-M1-R3)	1	50,13	0,00	-8,64
	2	53,63	0,00	-8,64
4 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	41,38	0,00	-20,72
	2	70,92	0,00	-20,72
5 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	29,80	0,00	-19,73
	2	58,95	0,00	-19,73
11 - SLER	1	47,46	0,00	-6,83
	2	51,19	0,00	-6,83
12 - SLEF	1	48,85	0,00	-6,25
	2	49,41	0,00	-6,25
13 - SLEQ	1	48,15	0,00	-5,24
	2	49,24	0,00	-5,24
14 - SLER	1	46,13	0,00	-6,58
	2	52,18	0,00	-6,58
15 - SLEF	1	47,60	0,00	-5,30
	2	49,79	0,00	-5,30
16 - SLER	1	47,25	0,00	-6,45
	2	51,12	0,00	-6,45
17 - SLEF	1	48,16	0,00	-5,24
	2	49,25	0,00	-5,24

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

N	Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T	Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M	Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Elementi calcolati a piastra

Simbologia adottata

Mx, My	Momenti flettenti, espresso in [kNm]
Mxy	Momento torcente, espresso in [kNm]. Positivo se diretto da monte verso valle
Tx, Ty	Tagli, espresso in [kN]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

I momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori (intradosso fondazione, paramento esterno)

Paramento

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,61	0,55	1,64
2	-0,10	4,86	0,95	1,71
3	-0,20	8,11	1,41	1,83
4	-0,30	11,36	1,92	2,00
5	-0,40	14,61	2,50	2,22
6	-0,50	17,86	3,13	2,50
7	-0,60	21,11	3,82	2,85
8	-0,70	24,36	4,57	3,26
9	-0,80	27,61	5,37	3,76
10	-0,90	30,86	6,24	4,34
11	-1,00	34,11	7,16	5,01

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,61	0,91	3,11
2	-0,10	4,86	1,31	3,22
3	-0,20	8,11	1,77	3,37
4	-0,30	11,36	2,29	3,58
5	-0,40	14,61	2,86	3,83
6	-0,50	17,86	3,49	4,15
7	-0,60	21,11	4,18	4,53
8	-0,70	24,36	4,93	4,99
9	-0,80	27,61	5,74	5,52
10	-0,90	30,86	6,61	6,14
11	-1,00	34,11	7,53	6,85

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,69	0,55	1,61
2	-0,10	4,94	0,95	1,69
3	-0,20	8,19	1,41	1,80
4	-0,30	11,44	1,92	1,97
5	-0,40	14,69	2,50	2,19
6	-0,50	17,94	3,13	2,47
7	-0,60	21,19	3,82	2,82
8	-0,70	24,44	4,57	3,24
9	-0,80	27,69	5,37	3,73
10	-0,90	30,94	6,24	4,31
11	-1,00	34,19	7,16	4,98

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H + V

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,03	0,00	-0,36
2	-0,10	4,68	1,50	-0,28
3	-0,20	8,33	3,06	-0,06
4	-0,30	11,98	4,65	0,33
5	-0,40	15,63	6,29	0,88
6	-0,50	19,28	7,97	1,59
7	-0,60	22,94	9,70	2,47
8	-0,70	26,59	11,48	3,53
9	-0,80	30,24	13,30	4,77
10	-0,90	33,89	15,16	6,19
11	-1,00	37,54	17,07	7,80

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,03	0,00	-0,36
2	-0,10	3,87	1,42	-0,29
3	-0,20	6,72	2,88	-0,07
4	-0,30	9,57	4,39	0,29
5	-0,40	12,42	5,94	0,80
6	-0,50	15,27	7,53	1,48
7	-0,60	18,11	9,17	2,31
8	-0,70	20,96	10,86	3,31
9	-0,80	23,81	12,59	4,49
10	-0,90	26,66	14,36	5,83
11	-1,00	29,51	16,18	7,36

Combinazione n° 11 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,08	0,37	1,09
2	-0,10	4,33	0,65	1,14
3	-0,20	7,58	0,98	1,23
4	-0,30	10,83	1,36	1,34

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
5	-0,40	14,08	1,78	1,50
6	-0,50	17,33	2,25	1,70
7	-0,60	20,58	2,76	1,95
8	-0,70	23,83	3,31	2,25
9	-0,80	27,08	3,91	2,61
10	-0,90	30,33	4,56	3,04
11	-1,00	33,58	5,25	3,53

Combinazione n° 12 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,03	0,00	-0,36
2	-0,10	4,27	0,29	-0,34
3	-0,20	7,52	0,62	-0,30
4	-0,30	10,77	0,99	-0,22
5	-0,40	14,03	1,41	-0,10
6	-0,50	17,28	1,88	0,06
7	-0,60	20,52	2,39	0,28
8	-0,70	23,77	2,95	0,54
9	-0,80	27,03	3,55	0,87
10	-0,90	30,28	4,19	1,25
11	-1,00	33,52	4,88	1,71

Combinazione n° 13 - SLEQ

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,03	0,00	-0,36
2	-0,10	4,27	0,29	-0,34
3	-0,20	7,52	0,62	-0,30
4	-0,30	10,77	0,99	-0,22
5	-0,40	14,03	1,41	-0,10
6	-0,50	17,28	1,88	0,06
7	-0,60	20,52	2,39	0,28
8	-0,70	23,77	2,95	0,54
9	-0,80	27,03	3,55	0,87
10	-0,90	30,28	4,19	1,25
11	-1,00	33,52	4,88	1,71

Combinazione n° 14 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,08	0,61	2,07
2	-0,10	4,33	0,90	2,15
3	-0,20	7,58	1,23	2,25
4	-0,30	10,83	1,60	2,40
5	-0,40	14,08	2,02	2,58
6	-0,50	17,33	2,49	2,80
7	-0,60	20,58	3,00	3,08
8	-0,70	23,83	3,56	3,40
9	-0,80	27,08	4,16	3,79
10	-0,90	30,33	4,80	4,24
11	-1,00	33,58	5,49	4,75

Combinazione n° 15 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,03	0,12	0,13
2	-0,10	4,27	0,41	0,16
3	-0,20	7,52	0,74	0,21
4	-0,30	10,77	1,12	0,31
5	-0,40	14,03	1,54	0,44
6	-0,50	17,28	2,00	0,62
7	-0,60	20,52	2,51	0,84
8	-0,70	23,77	3,07	1,12
9	-0,80	27,03	3,67	1,46
10	-0,90	30,28	4,31	1,85
11	-1,00	33,52	5,00	2,32

Combinazione n° 16 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,13	0,37	1,08
2	-0,10	4,38	0,65	1,13
3	-0,20	7,63	0,98	1,21
4	-0,30	10,88	1,36	1,32
5	-0,40	14,13	1,78	1,48
6	-0,50	17,38	2,25	1,68
7	-0,60	20,63	2,76	1,93
8	-0,70	23,88	3,31	2,23

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
9	-0,80	27,13	3,91	2,60
10	-0,90	30,38	4,56	3,02
11	-1,00	33,63	5,25	3,51

Combinazione n° 17 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,05	0,00	-0,37
2	-0,10	4,30	0,29	-0,35
3	-0,20	7,55	0,62	-0,31
4	-0,30	10,80	0,99	-0,23
5	-0,40	14,05	1,41	-0,11
6	-0,50	17,30	1,88	0,06
7	-0,60	20,55	2,39	0,27
8	-0,70	23,80	2,95	0,54
9	-0,80	27,05	3,55	0,86
10	-0,90	30,30	4,19	1,25
11	-1,00	33,55	4,88	1,70

Piastra fondazione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,45	8,15	4,21	0,00	30,55	MAX
16	2,45	8,15	-4,21	0,00	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
15	-2,35	-7,83	0,00	0,00	-19,64	MIN

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,45	8,15	4,21	0,00	30,55	MAX
16	2,45	8,15	-4,21	0,00	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
15	-2,47	-8,24	0,00	0,00	-20,13	MIN

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,45	8,15	4,21	0,00	30,55	MAX
16	2,45	8,15	-4,21	0,00	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
15	-2,47	-8,24	0,00	0,00	-20,13	MIN

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H + V

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,45	8,15	4,21	0,00	30,55	MAX
16	2,45	8,15	-4,21	0,00	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
15	-2,47	-8,24	0,00	0,00	-20,13	MIN

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3) H - V

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,45	8,15	4,21	0,00	30,55	MAX
16	2,45	8,15	-4,21	0,00	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
15	-2,90	-9,68	0,00	0,00	-20,43	MIN

Combinazione n° 11 - SLER

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,74	12,46	1,78	0,00	43,81	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,45	8,15	4,21	0,00	30,55	MAX
16	2,45	8,15	-4,21	0,00	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,51	11,69	1,93	0,00	44,11	MAX
15	-2,90	-9,68	0,00	0,00	-20,43	MIN

Combinazione n° 12 - SLEF

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,99	13,31	1,83	0,00	45,85	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,93	9,77	4,26	0,00	32,61	MAX
16	2,93	9,77	-4,26	0,00	32,61	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,99	13,31	1,83	0,00	45,85	MAX
15	-2,90	-9,68	0,00	0,00	-20,43	MIN

Combinazione n° 13 - SLEQ

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,99	13,31	1,93	0,00	45,85	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,93	9,77	4,26	0,00	32,61	MAX
16	2,45	8,15	-4,26	0,00	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,99	13,31	1,93	0,00	45,85	MAX
15	-2,90	-9,68	0,00	0,00	-20,43	MIN

Combinazione n° 14 - SLER

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,99	13,31	1,93	0,00	45,85	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,93	9,77	4,26	0,00	32,61	MAX
16	2,45	8,15	-4,26	0,00	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,99	13,31	1,93	0,00	45,85	MAX
15	-2,90	-9,68	0,00	0,00	-20,43	MIN

Combinazione n° 15 - SLEF

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,99	13,31	1,93	0,00	45,85	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,93	9,77	4,26	0,00	32,61	MAX
16	2,45	8,15	-4,26	0,00	30,55	MIN

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,99	13,31	1,93	0,00	45,85	MAX
15	-2,90	-9,68	0,00	0,00	-20,43	MIN

Combinazione n° 16 - SLER

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,99	13,31	1,93	0,00	45,85	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,93	9,77	4,26	0,00	32,61	MAX
16	2,45	8,15	-4,26	0,00	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,99	13,31	1,93	0,00	45,85	MAX
15	-2,90	-9,68	0,00	0,00	-20,43	MIN

Combinazione n° 17 - SLEF

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52	3,44	0,00	0,00	-7,25	MAX
24	-7,92	-9,99	-1,60	-13,53	2,06	MIN
14	3,99	13,31	1,93	0,00	45,85	MAX
21	-7,92	-9,99	1,60	13,53	2,06	MIN
13	2,93	9,77	4,26	0,00	32,61	MAX
16	2,45	8,15	-4,26	0,00	30,55	MIN
22	-0,19	-5,29	1,44	42,24	21,30	MAX
25	-0,19	-5,29	-1,44	-42,24	21,30	MIN
14	3,99	13,31	1,93	0,00	45,85	MAX
15	-2,90	-9,68	0,00	0,00	-20,43	MIN

Risultati per involucro

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
Cx, Cy	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
Px, Py	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
4	Spinta statica	10,37	23,33	9,52	4,11	0,90	-0,86
	Incremento di spinta sismica		8,20	7,53	3,25	0,90	-0,75
	Peso/Inerzia muro			14,84	60,00/7,42	-0,44	-0,84
	Peso/Inerzia terrapieno			5,79	23,40/2,89	0,45	-0,50
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,00	1,03	--	--
	Resistenza pali			-110,29			

Scarichi in testa ai pali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Sforzo normale, espresso in [kN]
M	Momento, espresso in [kNm]
T	Taglio, espresso in [kN]

Cmb	Ip	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
4 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	41,38	0,00	-20,72
	2	70,92	0,00	-20,72

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

N	Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
---	--

T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Elementi calcolati a piastra

Simbologia adottata

Mx, My Momenti flettenti, espresso in [kNm]
Mxy Momento torcente, espresso in [kNm]. Positivo se diretto da monte verso valle
Tx, Ty Tagli, espresso in [kN]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)
I momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori (intradosso fondazione, paramento esterno)

Paramento

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	0,00	1,03	1,69	0,00	0,91	-0,37	3,11
2	-0,10	3,87	4,94	0,29	1,50	-0,35	3,22
3	-0,20	6,72	8,33	0,62	3,06	-0,31	3,37
4	-0,30	9,57	11,98	0,99	4,65	-0,23	3,58
5	-0,40	12,42	15,63	1,41	6,29	-0,11	3,83
6	-0,50	15,27	19,28	1,88	7,97	0,06	4,15
7	-0,60	18,11	22,94	2,39	9,70	0,27	4,53
8	-0,70	20,96	26,59	2,95	11,48	0,54	4,99
9	-0,80	23,81	30,24	3,55	13,30	0,86	5,52
10	-0,90	26,66	33,89	4,19	15,16	1,25	6,19
11	-1,00	29,51	37,54	4,88	17,07	1,70	7,80

Piastra fondazione

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
23	10,52 (1)	3,44 (1)	0,00 (1)	0,00 (1)	-7,25 (1)	MAX
24	-7,92 (1)	-9,99 (1)	-1,60 (1)	-13,53 (1)	2,06 (1)	MIN
14	3,99 (12)	13,31 (12)	1,83 (12)	0,00 (12)	45,85 (12)	MAX
21	-7,92 (1)	-9,99 (1)	1,60 (1)	13,53 (1)	2,06 (1)	MIN
13	2,93 (12)	9,77 (12)	4,26 (12)	0,00 (12)	32,61 (12)	MAX
16	2,93 (12)	9,77 (12)	-4,26 (12)	0,00 (12)	32,61 (12)	MIN
22	-0,19 (1)	-5,29 (1)	1,44 (1)	42,24 (1)	21,30 (1)	MAX
25	-0,19 (1)	-5,29 (1)	-1,44 (1)	-42,24 (1)	21,30 (1)	MIN
14	3,99 (12)	13,31 (12)	1,83 (12)	0,00 (12)	45,85 (12)	MAX
15	-2,90 (5)	-9,68 (5)	0,00 (5)	0,00 (5)	-20,43 (5)	MIN

11.2 TIPOLOGICO PLINTO IN TRINCEA

Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
<u>Calcestruzzo armato</u>	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kN/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kPa]
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls tesoro/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ [kN/mc]	R _{ck} [kPa]	E [kPa]	ν	n	ntc
1	C25/30	C25/30	B450C	25,0000	30000	31447048	0.30	15.00	0.50
2	Materiale tiranti	Rck 250	Precomp	24,5170	24517	30073438	0.30	15.00	0.50
5	C20/25	C20/25	S275	24,5170	25000	30200389	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk} [kPa]	f _{uk} [kPa]
B450C	450000	540000

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	5,00	3,00	30.964
3	10,00	3,00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-4,70	-4,50	0.000
2	10,00	-4,50	0.000

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro	2,20	[m]
Paramento		
Materiale	C25/30	
Altezza paramento	1,00	[m]
Altezza paramento libero	0,50	[m]
Spessore in sommità	1,30	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1,30	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]
Fondazione		
Materiale	C25/30	
Lunghezza mensola di valle	0,90	[m]
Lunghezza mensola di monte	0,00	[m]
Lunghezza totale	2,20	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,20	[m]
Spessore magrone	0,00	[m]

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kPa]
ca	Adesione terra-muro espressa in [kPa]
<u>Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix</u>	
Cesp	Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
τ_l	Tensione tangenziale limite, espressa in [kPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [kPa]	Cesp	τ_l [kPa]
1	Rilevato stradale	20,0000	20,0000	35.000	23.330	0	0	---	---
2	AL	19,0000	19,0000	30.000	30.000	10	5	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato
<u>Per calcolo pali (solo se presenti)</u>	
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Cesp	Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kststa, Kstsis Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kststa	Kstsis
1	1,20	0.000	Rilevato stradale	---	---	---	---	---
2	6,00	0.000	AL	---	---	---	---	---

Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.	
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.	
Momento positivo senso antiorario.	
X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F _x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F _y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X _i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X _f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kN]
Q_r Intensità del carico per x=X_r espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Palo) - PERMANENTE NS

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,30; 0,00	0,0000	1,0250	0,0000				

Condizione n° 2 (vento) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60 - \Psi_1=0.20 - \Psi_2=0.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,30; 0,00	0,6100	0,0000	2,4500				

Condizione n° 3 (neve) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.50 - \Psi_1=0.20 - \Psi_2=0.00$

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Concentrato	Paramento	-0,30; 0,00	0,0000	0,1030	0,0000				

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Dati sismici

Comune
Provincia
Regione
Latitudine 42.289303
Longitudine 12.851837
Indice punti di interpolazione 26742 - 26520 - 26519 - 26741
Vita nominale 50 anni
Classe d'uso IV

Tipo costruzione
Vita di riferimento

Normali affollamenti
100 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	2.031	0.925
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.207	0.094
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.481	2.429
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.340	0.297
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss	B	1.195	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St	T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.380	9.399	4.699
Ultimo - Ribaltamento	0.570	14.098	7.049
Esercizio	0.470	5.320	2.660

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta Culmann
 Tipo di spinta Spinta attiva
 Terreno a bassa permeabilità NO
 Superficie di spinta limitata NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza Hansen
 Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata
 Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Bowles
 Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna
 Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite (0.5B γ N_v) Larghezza ridotta (B')
 Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione
 Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale Bishop

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante 0.00
 Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione 50.00
 Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni NO
 Considera terreno sulla fondazione di valle NO
 Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Risultati per combinazione

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
Cx, Cy	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
Px, Py	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
1	Spinta statica	8,41	23,33	7,72	3,33	0,00	-0,80
	Peso/Inerzia muro			0,00	43,50/0,00	-0,76	-0,65
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,91	1,61	--	--
2	Spinta statica	8,41	23,33	7,72	3,33	0,00	-0,80
	Peso/Inerzia muro			0,00	43,50/0,00	-0,76	-0,65
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,55	1,69	--	--
3	Spinta statica	6,47	23,33	5,94	2,56	0,00	-0,80
	Incremento di spinta sismica		5,50	5,05	2,18	0,00	-0,80
	Peso/Inerzia muro			4,09	43,50/2,04	-0,76	-0,65
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
Risultante forze sul muro			0,00	1,03	--	--	
4	Spinta statica	6,47	23,33	5,94	2,56	0,00	-0,80
	Incremento di spinta sismica		5,05	4,64	2,00	0,00	-0,80
	Peso/Inerzia muro			4,09	43,50/-2,04	-0,76	-0,65
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
Risultante forze sul muro			0,00	1,03	--	--	
13	Spinta statica	6,47	23,33	5,94	2,56	0,00	-0,80
	Peso/Inerzia muro			0,00	43,50/0,00	-0,76	-0,65
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,61	1,08	--	--
14	Spinta statica	6,47	23,33	5,94	2,56	0,00	-0,80
	Peso/Inerzia muro			0,00	43,50/0,00	-0,76	-0,65
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,12	1,03	--	--
15	Spinta statica	6,47	23,33	5,94	2,56	0,00	-0,80
	Peso/Inerzia muro			0,00	43,50/0,00	-0,76	-0,65
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,00	1,03	--	--
16	Spinta statica	6,47	23,33	5,94	2,56	0,00	-0,80
	Peso/Inerzia muro			0,00	43,50/0,00	-0,76	-0,65
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,37	1,13	--	--
17	Spinta statica	6,47	23,33	5,94	2,56	0,00	-0,80
	Peso/Inerzia muro			0,00	43,50/0,00	-0,76	-0,65
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,00	1,05	--	--

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{SUPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		4.512		22.043			
2 - STR (A1-M1-R3)		4.717		20.882			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.693		15.344			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.602		16.603			
5 - GEO (A2-M2-R2)					2.065		
6 - GEO (A2-M2-R2)					2.065		
7 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.086		

Cmb	Sismica	FSsco	FSRIB	FSQLIM	FSSTAB	FSHYD	FSUPL
8 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.082		
9 - EQU (A1-M1-R3)			9.265				
10 - EQU (A1-M1-R3)			12.259				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		9.043				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		5.825				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	38,97	0,00	0,00	--	--	38,97	8,64	4.512
2 - STR (A1-M1-R3)	39,01	0,00	0,00	--	--	39,01	8,27	4.717
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	40,62	0,00	0,00	--	--	40,62	15,08	2.693
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	38,16	0,00	0,00	--	--	38,16	14,67	2.602

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	48,45	1067,90	762,79	22.043
2 - STR (A1-M1-R3)	48,52	1013,23	723,73	20.882
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	51,31	787,30	656,08	15.344
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	47,04	781,09	650,91	16.603

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5ByNy, viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Hansen).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	30.140	0.747	1.127	1.000	1.000	--	--	--	--	--	0.990
	18.401	0.761	1.092	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
	15.070	0.679	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
2	30.140	0.753	1.127	1.000	1.000	--	--	--	--	--	0.990
	18.401	0.766	1.092	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
	15.070	0.686	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
3	30.140	0.597	1.127	1.000	1.000	--	--	--	--	--	0.990
	18.401	0.618	1.092	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
	15.070	0.503	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
4	30.140	0.589	1.127	1.000	1.000	--	--	--	--	--	0.990
	18.401	0.611	1.092	1.000	1.000	--	--	--	--	--	
	15.070	0.495	1.000	1.000	1.000	--	--	--	--	--	

n°	D	B'	H	γ	φ	c
----	---	----	---	---	---	---

	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/mc]	[kPa]
1	0,70	1,72	1,91	19,00	30,00	10
2	0,70	1,64	1,91	19,00	30,00	10
3	0,70	1,63	1,91	19,00	30,00	10
4	0,70	1,63	1,91	19,00	30,00	10

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
9 - EQU (A1-M1-R3)	72,87	7,87	9.265
10 - EQU (A1-M1-R3)	73,02	5,96	12.259
11 - EQU (A1-M1-R3) H + V	82,48	9,12	9.043
12 - EQU (A1-M1-R3) H - V	77,59	13,32	5.825

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
 R Raggio, espresso in [m]
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
5 - GEO (A2-M2-R2)	-0,50; 4,50	5,96	2.065
6 - GEO (A2-M2-R2)	-0,50; 4,50	5,96	2.065
7 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0,50; 4,50	5,96	2.086
8 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1,00; 4,50	5,83	2.082

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
 Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
 W peso della striscia espresso in [kN]
 Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
 Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 φ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3,52	0,00	0,00	5,28 - 0,36	69.853	29.256	0	0,0	
2	8,39	0,00	0,00	0,36	61.684	29.256	0	0,0	
3	11,11	0,00	0,00	0,36	54.988	29.256	0	0,0	
4	12,93	0,00	0,00	0,36	49.293	29.256	0	0,0	
5	14,15	0,00	0,00	0,36	44.203	29.256	0	0,0	
6	14,93	0,00	0,00	0,36	39.525	29.256	0	0,0	
7	15,36	0,00	0,00	0,36	35.146	29.256	0	0,0	
8	15,50	0,00	0,00	0,36	30.993	29.256	0	0,0	
9	15,38	0,00	0,00	0,36	27.015	29.256	0	0,0	
10	15,04	0,00	0,00	0,36	23.174	29.256	0	0,0	
11	14,49	0,00	0,00	0,36	19.440	29.256	0	0,0	
12	13,74	0,00	0,00	0,36	15.791	24.791	8	0,0	
13	12,79	0,00	0,00	0,36	12.207	24.791	8	0,0	
14	11,68	0,00	0,00	0,36	8.671	24.791	8	0,0	
15	11,13	0,00	0,00	0,36	5.168	24.791	8	0,0	
16	12,58	1,40	0,00	0,36	1.684	24.791	8	0,0	
17	12,57	0,00	0,00	0,36	-1.793	24.791	8	0,0	
18	12,42	0,00	0,00	0,36	-5.277	24.791	8	0,0	
19	7,05	0,00	0,00	0,36	-8.781	24.791	8	0,0	
20	6,23	0,00	0,00	0,36	-12.318	24.791	8	0,0	
21	5,49	0,00	0,00	0,36	-15.904	24.791	8	0,0	
22	4,42	0,00	0,00	0,36	-19.555	29.256	0	0,0	
23	3,39	0,00	0,00	0,36	-23.292	29.256	0	0,0	
24	2,16	0,00	0,00	0,36	-27.137	29.256	0	0,0	
25	0,70	0,00	0,00	-3,76 - 0,36	-29.749	29.256	0	0,0	

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3,52	0,00	0,00	5,28 - 0,36	69.853	29.256	0	0,0	
2	8,39	0,00	0,00	0,36	61.684	29.256	0	0,0	
3	11,11	0,00	0,00	0,36	54.988	29.256	0	0,0	
4	12,93	0,00	0,00	0,36	49.293	29.256	0	0,0	
5	14,15	0,00	0,00	0,36	44.203	29.256	0	0,0	
6	14,93	0,00	0,00	0,36	39.525	29.256	0	0,0	
7	15,36	0,00	0,00	0,36	35.146	29.256	0	0,0	
8	15,50	0,00	0,00	0,36	30.993	29.256	0	0,0	
9	15,38	0,00	0,00	0,36	27.015	29.256	0	0,0	
10	15,04	0,00	0,00	0,36	23.174	29.256	0	0,0	
11	14,49	0,00	0,00	0,36	19.440	29.256	0	0,0	
12	13,74	0,00	0,00	0,36	15.791	24.791	8	0,0	
13	12,79	0,00	0,00	0,36	12.207	24.791	8	0,0	
14	11,68	0,00	0,00	0,36	8.671	24.791	8	0,0	
15	11,13	0,00	0,00	0,36	5.168	24.791	8	0,0	
16	12,58	1,47	0,00	0,36	1.684	24.791	8	0,0	
17	12,57	0,00	0,00	0,36	-1.793	24.791	8	0,0	
18	12,42	0,00	0,00	0,36	-5.277	24.791	8	0,0	
19	7,05	0,00	0,00	0,36	-8.781	24.791	8	0,0	
20	6,23	0,00	0,00	0,36	-12.318	24.791	8	0,0	
21	5,49	0,00	0,00	0,36	-15.904	24.791	8	0,0	
22	4,42	0,00	0,00	0,36	-19.555	29.256	0	0,0	
23	3,39	0,00	0,00	0,36	-23.292	29.256	0	0,0	
24	2,16	0,00	0,00	0,36	-27.137	29.256	0	0,0	
25	0,70	0,00	0,00	-3,76 - 0,36	-29.749	29.256	0	0,0	

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	3,52	0,00	0,00	5,28 - 0,36	69.853	35.000	0	0,0	
2	8,39	0,00	0,00	0,36	61.684	35.000	0	0,0	
3	11,11	0,00	0,00	0,36	54.988	35.000	0	0,0	
4	12,93	0,00	0,00	0,36	49.293	35.000	0	0,0	
5	14,15	0,00	0,00	0,36	44.203	35.000	0	0,0	
6	14,93	0,00	0,00	0,36	39.525	35.000	0	0,0	
7	15,36	0,00	0,00	0,36	35.146	35.000	0	0,0	
8	15,50	0,00	0,00	0,36	30.993	35.000	0	0,0	
9	15,38	0,00	0,00	0,36	27.015	35.000	0	0,0	
10	15,04	0,00	0,00	0,36	23.174	35.000	0	0,0	
11	14,49	0,00	0,00	0,36	19.440	35.000	0	0,0	
12	13,74	0,00	0,00	0,36	15.791	30.000	10	0,0	
13	12,79	0,00	0,00	0,36	12.207	30.000	10	0,0	
14	11,68	0,00	0,00	0,36	8.671	30.000	10	0,0	
15	11,13	0,00	0,00	0,36	5.168	30.000	10	0,0	
16	12,58	1,03	0,00	0,36	1.684	30.000	10	0,0	
17	12,57	0,00	0,00	0,36	-1.793	30.000	10	0,0	
18	12,42	0,00	0,00	0,36	-5.277	30.000	10	0,0	
19	7,05	0,00	0,00	0,36	-8.781	30.000	10	0,0	
20	6,23	0,00	0,00	0,36	-12.318	30.000	10	0,0	
21	5,49	0,00	0,00	0,36	-15.904	30.000	10	0,0	
22	4,42	0,00	0,00	0,36	-19.555	35.000	0	0,0	
23	3,39	0,00	0,00	0,36	-23.292	35.000	0	0,0	
24	2,16	0,00	0,00	0,36	-27.137	35.000	0	0,0	
25	0,70	0,00	0,00	-3,76 - 0,36	-29.749	35.000	0	0,0	

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	2,14	0,00	0,00	4,58 - 0,34	67.482	35.000	0	0,0	
2	5,65	0,00	0,00	0,34	60.297	35.000	0	0,0	
3	7,94	0,00	0,00	0,34	54.011	35.000	0	0,0	
4	9,49	0,00	0,00	0,34	48.582	35.000	0	0,0	
5	10,54	0,00	0,00	0,34	43.691	35.000	0	0,0	
6	11,21	0,00	0,00	0,34	39.175	35.000	0	0,0	
7	11,59	0,00	0,00	0,34	34.935	35.000	0	0,0	
8	11,70	0,00	0,00	0,34	30.906	35.000	0	0,0	
9	11,59	0,00	0,00	0,34	27.040	35.000	0	0,0	
10	11,29	0,00	0,00	0,34	23.304	35.000	0	0,0	
11	10,80	0,00	0,00	0,34	19.671	35.000	0	0,0	
12	10,14	0,00	0,00	0,34	16.119	35.000	0	0,0	
13	9,33	0,00	0,00	0,34	12.629	35.000	0	0,0	
14	10,01	0,00	0,00	0,34	9.187	30.000	10	0,0	
15	10,99	1,03	0,00	0,34	5.778	30.000	10	0,0	
16	11,15	0,00	0,00	0,34	2.389	30.000	10	0,0	
17	11,18	0,00	0,00	0,34	-0.991	30.000	10	0,0	
18	5,84	0,00	0,00	0,34	-4.375	30.000	10	0,0	
19	5,67	0,00	0,00	0,34	-7.774	30.000	10	0,0	
20	5,19	0,00	0,00	0,34	-11.201	30.000	10	0,0	
21	4,42	0,00	0,00	0,34	-14.669	35.000	0	0,0	
22	3,72	0,00	0,00	0,34	-18.193	35.000	0	0,0	
23	2,86	0,00	0,00	0,34	-21.791	35.000	0	0,0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
24	1,82	0,00	0,00	0,34	-25,481	35,000	0	0,0	
25	0,59	0,00	0,00	-4,02 - 0,34	-27,957	35,000	0	0,0	

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Paramento

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,61	0,91	3,11
2	-0,10	4,86	0,97	3,20
3	-0,20	8,11	1,13	3,31
4	-0,30	11,36	1,40	3,43
5	-0,40	14,61	1,78	3,59
6	-0,50	17,86	2,26	3,79
7	-0,60	21,11	2,85	4,05
8	-0,70	24,36	3,55	4,37
9	-0,80	27,61	4,35	4,76
10	-0,90	30,86	5,26	5,24
11	-1,00	34,11	6,28	5,82

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,69	0,55	1,61
2	-0,10	4,94	0,60	1,67
3	-0,20	8,19	0,77	1,74
4	-0,30	11,44	1,04	1,83
5	-0,40	14,69	1,41	1,95
6	-0,50	17,94	1,89	2,11
7	-0,60	21,19	2,48	2,33
8	-0,70	24,44	3,18	2,61
9	-0,80	27,69	3,98	2,97
10	-0,90	30,94	4,90	3,41
11	-1,00	34,19	5,91	3,95

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,03	0,00	-0,36
2	-0,10	4,43	0,39	-0,34
3	-0,20	7,83	0,93	-0,28
4	-0,30	11,23	1,64	-0,15
5	-0,40	14,64	2,50	0,06
6	-0,50	18,04	3,53	0,36
7	-0,60	21,44	4,71	0,77
8	-0,70	24,84	6,06	1,30
9	-0,80	28,25	7,56	1,98
10	-0,90	31,65	9,22	2,82
11	-1,00	35,05	11,05	3,83

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,03	0,00	-0,36
2	-0,10	4,12	0,38	-0,34
3	-0,20	7,22	0,92	-0,28
4	-0,30	10,32	1,62	-0,15
5	-0,40	13,41	2,46	0,05
6	-0,50	16,51	3,47	0,35
7	-0,60	19,61	4,62	0,75
8	-0,70	22,71	5,94	1,28
9	-0,80	25,80	7,40	1,94
10	-0,90	28,90	9,02	2,76
11	-1,00	32,00	10,80	3,75

Combinazione n° 13 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,08	0,61	2,07
2	-0,10	4,33	0,65	2,14
3	-0,20	7,58	0,78	2,21
4	-0,30	10,83	0,98	2,29
5	-0,40	14,08	1,27	2,41
6	-0,50	17,33	1,64	2,55
7	-0,60	20,58	2,10	2,74
8	-0,70	23,83	2,63	2,97
9	-0,80	27,08	3,25	3,27
10	-0,90	30,33	3,95	3,63
11	-1,00	33,58	4,74	4,06

Combinazione n° 14 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,03	0,12	0,13
2	-0,10	4,27	0,16	0,14
3	-0,20	7,52	0,29	0,17
4	-0,30	10,77	0,50	0,21
5	-0,40	14,03	0,79	0,27
6	-0,50	17,28	1,16	0,37
7	-0,60	20,52	1,61	0,50
8	-0,70	23,77	2,15	0,69
9	-0,80	27,03	2,76	0,93
10	-0,90	30,28	3,47	1,25
11	-1,00	33,52	4,25	1,63

Combinazione n° 15 - SLEQ

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,03	0,00	-0,36
2	-0,10	4,27	0,04	-0,36
3	-0,20	7,52	0,17	-0,35
4	-0,30	10,77	0,37	-0,32
5	-0,40	14,03	0,66	-0,27
6	-0,50	17,28	1,03	-0,19
7	-0,60	20,52	1,49	-0,06
8	-0,70	23,77	2,02	0,11
9	-0,80	27,03	2,64	0,35
10	-0,90	30,28	3,34	0,65
11	-1,00	33,52	4,13	1,02

Combinazione n° 16 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,13	0,37	1,08
2	-0,10	4,38	0,41	1,11
3	-0,20	7,63	0,53	1,16
4	-0,30	10,88	0,74	1,22
5	-0,40	14,13	1,03	1,31
6	-0,50	17,38	1,40	1,43
7	-0,60	20,63	1,85	1,59
8	-0,70	23,88	2,39	1,80
9	-0,80	27,13	3,01	2,07
10	-0,90	30,38	3,71	2,41
11	-1,00	33,63	4,49	2,82

Combinazione n° 17 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	1,05	0,00	-0,37
2	-0,10	4,30	0,04	-0,36
3	-0,20	7,55	0,17	-0,35
4	-0,30	10,80	0,37	-0,33
5	-0,40	14,05	0,66	-0,28
6	-0,50	17,30	1,03	-0,19
7	-0,60	20,55	1,49	-0,07
8	-0,70	23,80	2,02	0,11
9	-0,80	27,05	2,64	0,34
10	-0,90	30,30	3,34	0,64
11	-1,00	33,55	4,13	1,01

Fondazione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
----	----------	-----------	-----------	------------

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-2,20	0,00	0,00	0,00
2	-2,11	0,00	0,28	0,01
3	-2,02	0,00	0,66	0,05
4	-1,93	0,00	1,16	0,13
5	-1,84	0,00	1,75	0,26
6	-1,75	0,00	2,46	0,45
7	-1,66	0,00	3,27	0,71
8	-1,57	0,00	4,19	1,05
9	-1,48	0,00	5,22	1,47
10	-1,39	0,00	6,35	1,99
11	-1,30	0,00	7,59	2,62

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-2,20	0,00	0,00	0,00
2	-2,11	0,00	0,07	0,00
3	-2,02	0,00	0,27	0,02
4	-1,93	0,00	0,59	0,05
5	-1,84	0,00	1,03	0,13
6	-1,75	0,00	1,60	0,24
7	-1,66	0,00	2,30	0,42
8	-1,57	0,00	3,12	0,66
9	-1,48	0,00	4,06	0,98
10	-1,39	0,00	5,13	1,40
11	-1,30	0,00	6,33	1,91

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-2,20	0,00	0,00	0,00
2	-2,11	0,00	0,08	0,00
3	-2,02	0,00	0,29	0,02
4	-1,93	0,00	0,63	0,06
5	-1,84	0,00	1,11	0,13
6	-1,75	0,00	1,72	0,26
7	-1,66	0,00	2,47	0,45
8	-1,57	0,00	3,35	0,71
9	-1,48	0,00	4,36	1,05
10	-1,39	0,00	5,51	1,50
11	-1,30	0,00	6,80	2,05

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-2,20	0,00	0,00	0,00
2	-2,11	0,00	0,05	0,00
3	-2,02	0,00	0,22	0,01
4	-1,93	0,00	0,52	0,05
5	-1,84	0,00	0,93	0,11
6	-1,75	0,00	1,47	0,22
7	-1,66	0,00	2,13	0,38
8	-1,57	0,00	2,91	0,60
9	-1,48	0,00	3,81	0,91
10	-1,39	0,00	4,83	1,29
11	-1,30	0,00	5,98	1,78

Combinazione n° 13 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-2,20	0,00	0,00	0,00
2	-2,11	0,00	0,11	0,00
3	-2,02	0,00	0,35	0,02
4	-1,93	0,00	0,69	0,07
5	-1,84	0,00	1,16	0,15
6	-1,75	0,00	1,74	0,28
7	-1,66	0,00	2,43	0,47
8	-1,57	0,00	3,25	0,72
9	-1,48	0,00	4,18	1,06
10	-1,39	0,00	5,22	1,48
11	-1,30	0,00	6,38	2,00

Combinazione n° 14 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-2,20	0,00	0,00	0,00
2	-2,11	0,00	-0,16	-0,01
3	-2,02	0,00	-0,17	-0,02
4	-1,93	0,00	-0,05	-0,03

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
5	-1,84	0,00	0,21	-0,03
6	-1,75	0,00	0,62	0,01
7	-1,66	0,00	1,16	0,09
8	-1,57	0,00	1,84	0,22
9	-1,48	0,00	2,65	0,42
10	-1,39	0,00	3,61	0,70
11	-1,30	0,00	4,71	1,08

Combinazione n° 15 - SLEQ

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-2,20	0,00	0,00	0,00
2	-2,11	0,00	-0,22	-0,01
3	-2,02	0,00	-0,30	-0,04
4	-1,93	0,00	-0,24	-0,06
5	-1,84	0,00	-0,02	-0,07
6	-1,75	0,00	0,33	-0,06
7	-1,66	0,00	0,83	-0,01
8	-1,57	0,00	1,48	0,09
9	-1,48	0,00	2,27	0,26
10	-1,39	0,00	3,21	0,51
11	-1,30	0,00	4,29	0,84

Combinazione n° 16 - SLER

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-2,20	0,00	0,00	0,00
2	-2,11	0,00	-0,02	0,00
3	-2,02	0,00	0,08	0,00
4	-1,93	0,00	0,31	0,02
5	-1,84	0,00	0,67	0,06
6	-1,75	0,00	1,16	0,14
7	-1,66	0,00	1,78	0,27
8	-1,57	0,00	2,53	0,47
9	-1,48	0,00	3,40	0,73
10	-1,39	0,00	4,41	1,08
11	-1,30	0,00	5,54	1,53

Combinazione n° 17 - SLEF

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	-2,20	0,00	0,00	0,00
2	-2,11	0,00	-0,22	-0,01
3	-2,02	0,00	-0,30	-0,04
4	-1,93	0,00	-0,24	-0,06
5	-1,84	0,00	-0,03	-0,07
6	-1,75	0,00	0,33	-0,06
7	-1,66	0,00	0,83	-0,01
8	-1,57	0,00	1,48	0,09
9	-1,48	0,00	2,27	0,26
10	-1,39	0,00	3,21	0,50
11	-1,30	0,00	4,29	0,84

Risultati per involucro

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
Cx, Cy	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
Px, Py	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
3	Spinta statica	6,47	23,33	5,94	2,56	0,00	-0,80
	Incremento di spinta sismica		5,50	5,05	2,18	0,00	-0,80
	Peso/Inerzia muro			4,09	43,50/2,04	-0,76	-0,65
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	0,00
	Risultante forze sul muro			0,00	1,03	--	--

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		4.512		22.043			
2 - STR (A1-M1-R3)		4.717		20.882			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.693		15.344			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.602		16.603			
5 - GEO (A2-M2-R2)					2.065		
6 - GEO (A2-M2-R2)					2.065		
7 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.086		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.082		
9 - EQU (A1-M1-R3)			9.265				
10 - EQU (A1-M1-R3)			12.259				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		9.043				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		5.825				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	38,16	0,00	0,00	--	--	38,16	14,67	2.602

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	51,31	787,30	656,08	15.344

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B _y N _y viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '-' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Hansen).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
3	30.140 18.401 15.070	0.597 0.618 0.503	1.127 1.092 1.000	1.000 1.000 1.000	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	--	--	--	0.990

n°	D	B'	H	γ	φ	c
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/mc]	[kPa]
3	0,70	1,63	1,91	19,00	30,00	10

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
12 - EQU (A1-M1-R3) H - V	77,59	13,32	5.825

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
5 - GEO (A2-M2-R2)	-0,50; 4,50	5,96	2.065

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte	
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto	
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)	
W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
φ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W	Qy	Qf	b	α	φ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	3,52	0,00	0,00	5,28 - 0,36	69.853	29.256	0	0,0	
2	8,39	0,00	0,00	0,36	61.684	29.256	0	0,0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
3	11,11	0,00	0,00	0,36	54.988	29.256	0	0,0	
4	12,93	0,00	0,00	0,36	49.293	29.256	0	0,0	
5	14,15	0,00	0,00	0,36	44.203	29.256	0	0,0	
6	14,93	0,00	0,00	0,36	39.525	29.256	0	0,0	
7	15,36	0,00	0,00	0,36	35.146	29.256	0	0,0	
8	15,50	0,00	0,00	0,36	30.993	29.256	0	0,0	
9	15,38	0,00	0,00	0,36	27.015	29.256	0	0,0	
10	15,04	0,00	0,00	0,36	23.174	29.256	0	0,0	
11	14,49	0,00	0,00	0,36	19.440	29.256	0	0,0	
12	13,74	0,00	0,00	0,36	15.791	24.791	8	0,0	
13	12,79	0,00	0,00	0,36	12.207	24.791	8	0,0	
14	11,68	0,00	0,00	0,36	8.671	24.791	8	0,0	
15	11,13	0,00	0,00	0,36	5.168	24.791	8	0,0	
16	12,58	1,40	0,00	0,36	1.684	24.791	8	0,0	
17	12,57	0,00	0,00	0,36	-1.793	24.791	8	0,0	
18	12,42	0,00	0,00	0,36	-5.277	24.791	8	0,0	
19	7,05	0,00	0,00	0,36	-8.781	24.791	8	0,0	
20	6,23	0,00	0,00	0,36	-12.318	24.791	8	0,0	
21	5,49	0,00	0,00	0,36	-15.904	24.791	8	0,0	
22	4,42	0,00	0,00	0,36	-19.555	29.256	0	0,0	
23	3,39	0,00	0,00	0,36	-23.292	29.256	0	0,0	
24	2,16	0,00	0,00	0,36	-27.137	29.256	0	0,0	
25	0,70	0,00	0,00	-3,76 - 0,36	-29.749	29.256	0	0,0	

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Paramento

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	0,00	1,03	1,69	0,00	0,91	-0,37	3,11
2	-0,10	4,12	4,94	0,04	0,97	-0,36	3,20
3	-0,20	7,22	8,19	0,17	1,13	-0,35	3,31
4	-0,30	10,32	11,44	0,37	1,64	-0,33	3,43
5	-0,40	13,41	14,69	0,66	2,50	-0,28	3,59
6	-0,50	16,51	18,04	1,03	3,53	-0,19	3,79
7	-0,60	19,61	21,44	1,49	4,71	-0,07	4,05
8	-0,70	22,71	24,84	2,02	6,06	0,11	4,37
9	-0,80	25,80	28,25	2,64	7,56	0,34	4,76
10	-0,90	28,90	31,65	3,34	9,22	0,64	5,24
11	-1,00	32,00	35,05	4,13	11,05	1,01	5,82

Fondazione

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	-2,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-2,11	0,00	0,00	-0,22	0,28	-0,01	0,01
3	-2,02	0,00	0,00	-0,30	0,66	-0,04	0,05
4	-1,93	0,00	0,00	-0,24	1,16	-0,06	0,13
5	-1,84	0,00	0,00	-0,03	1,75	-0,07	0,26
6	-1,75	0,00	0,00	0,33	2,46	-0,06	0,45
7	-1,66	0,00	0,00	0,83	3,27	-0,01	0,71
8	-1,57	0,00	0,00	1,48	4,19	0,09	1,05
9	-1,48	0,00	0,00	2,27	5,22	0,26	1,47
10	-1,39	0,00	0,00	3,21	6,35	0,50	1,99
11	-1,30	0,00	0,00	4,29	7,59	0,84	2,62