

S.S.N.318 DI VALFABBRICA

Tratto Valfabbrica-Schifanoia - Interventi di completamento dal Km 16+224 al Km 19+354
 Lotto 5 : 1 stralcio parte B: raddoppio galleria Picchiarella e viadotto Tre Vescovi
 2 stralcio: raddoppio galleria Casacastalda e viadotto Calvario

PROGETTO ESECUTIVO

COD. PG131 - PG6

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Vladimiro Rotisciani
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A376

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.

Dott. Ing. Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
 Dott.Arch. N.Kamenicky
 Dott.Ing. V.Truffini
 Dott.Arch. A.Bracchini
 Dott.Ing. F.Durastanti
 Dott.Geol. G.Cerquiglini
 Geom. S.Scopetta
 Dott.Ing. L.Sbrenna
 Dott.Ing. E.Sellari
 Dott.Ing. L.Stoppini
 Dott.Ing. L.Dinelli
 Dott.Ing. L.Nani
 Dott.Ing. F.Pambianco
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
 Dott. Ing. S.Sacconi
 Dott. Ing. G.Cordua
 Dott. Ing. V.De Gori

Dott. Ing. V.Rotisciani
 Dott. Ing. F.Macchioni
 Dott. Ing. M.Sorbelli
 Dott. Ing. V.Piunno
 Dott. Ing. G.Pulli



OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI SOSTEGNO

Relazione di calcolo Opere di Sostegno

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	P00-OS00-STR-RE01-A		
D P P G 0 8	E	1 7 0 1	CODICE ELAB. P 0 0 O S 0 0 S T R R E 0 1	A	-
A	Emissione		25/10/2017	M.Sorbelli	V.Rotisciani N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
3. INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO E GEOTECNICO DEL SITO.....	3
3.1 INQUADRAMENTO SEZIONE.....	3
4. MURO DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA.....	4
4.1 GEOMETRIA DEL MURO.....	4
4.2 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	5
4.2.1 PROFILI STRATIGRAFICI.....	6
4.3 CARATTERISTICHE BLOCCHI IN TERRA RINFORZATA.....	6
4.3.1 PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI.....	8
4.4 CARICHI.....	8
4.5 METODI DI CALCOLO DELLE AZIONI E DELLE VERIFICHE.....	9
4.5.1 STABILITA' GLOBALE.....	11
4.5.2 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE.....	12
4.6 VERIFICHE DI STABILITÀ LOCALE.....	18
4.6.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	18
4.6.2 VERIFICA A SCORRIMENTO.....	20
4.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DELL'OPERA SUL PENDIO.....	23
4.8 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE.....	27
4.8.1 MURO IN TERRA RINFORZATA.....	27
4.8.2 MICROPALI.....	28

4.9 VERIFICHE STRUTTURALI.....	32
4.9.1 STABILITA' INTERNA MURO	32
5. OPERE DI SOSTEGNO IMBOCCO EST PICCHIARELLA	35
5.1 VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'OPERA DI SOSTEGNO E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	36
5.1.1 VERIFICHE DELLE PARATIE.....	36
5.1.2 VERIFICHE DEI MURI A MENSOLA.....	38
5.1.3 Stabilità globale.....	40
5.1.4 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte.....	41
5.1.5 Descrizione del metodo di calcolo della portanza.....	42
5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DI CALCOLO	44
5.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI VERIFICA DEI MATERIALI STRUTTURALI	44
5.4 VERIFICA DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI.....	46
5.4.1 VERIFICA OPERA DI SOSTEGNO SEZIONE TIPO 1	46
5.4.2 VERIFICA OPERA DI SOSTEGNO SEZIONE TIPO 2 E 3	53
5.4.3 VERIFICA OPERA DI SOSTEGNO SEZIONE TIPO 4	62

1. PREMESSA

Nella presente relazione vengono presentati i calcoli di verifica delle opere di sostegno, eseguite per la progettazione del 5° lotto degli interventi di completamento dal Km 16+224 al Km 19+354 della S.S.N.318 DI VALFABBRICA: Tratto Valfabbrica-Schifanoia, nel territorio del Comune di Valfabbrica.

Le opere che rientrano in questa categoria sono le seguenti:

- Muro in terre armate;
- Opere di sostegno imbocco Est Piccharella

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L. 05.11.1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

D.M. del 09.01.1996. Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. del 16.01.1996. Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

D.M. del 16.01.1996. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare Ministeriale del 04.07.1996 n. 156AA.GG./STC. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al Decreto Ministeriale 16.01.1996.

L. 02.02.1974, n. 64. Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche.

D.M. LL. PP. 11.03.1988. Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circolare Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

Legge 2 Febbraio 1974 n. 64, art. 1 - D.M. 11 Marzo 1988. Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circolare Ministeriale del 15.10.1996 N°252. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M.09.01.1996

Circolare Ministeriale del 10.04.1997 N°65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M.16.01.1996

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3274 del 20.03.2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3431 del 10.05.2005. Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza N°3274.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.09.2005 (TU 2005)

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.01.2008 (NTC 2008)

3. INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO E GEOTECNICO DEL SITO

La campagna di indagini effettuata ha permesso il riconoscimento dei litotipi, la successione stratigrafica e la caratterizzazione meccanica dei terreni lungo tutto lo sviluppo del tracciato di progetto. I risultati di dette indagini sono descritti nella relazione geotecnica alla quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

3.1 INQUADRAMENTO SEZIONE

La stratigrafia assunta nei calcoli è specificata nella tabella seguente:

Da 0.00 a -4.00	Litotipo A - Materiale sciolto superficiale
Da -4.00 a -	Litotipo B - Formazione marnoso-arenacea

Facendo riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica, nella tabella che segue sono riportati i valori dei parametri meccanici degli strati interessati dal calcolo delle strutture in esame:

Litotipi		Parametri geotecnici			
Cod.	Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ' (deg)	E (MPa)
A	Materiale sciolto superficiale	19	5-10	26-28	30
B	Formazione marnoso-arenacea	24	40	25	400

Per quanto riguarda il materiale con cui si effettua il riempimento a tergo delle opere, si assumono le seguenti caratteristiche:

Cod.	Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ' (deg)
R	Riempimento	19	0	35

4. MURO DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA

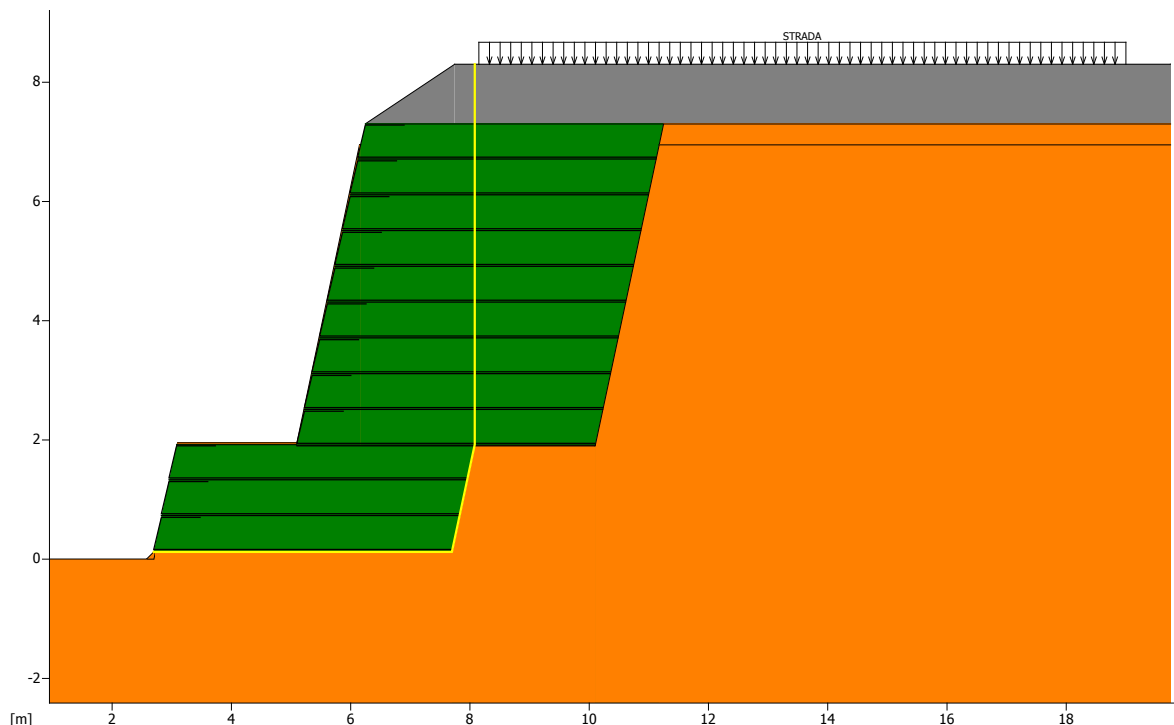
Argomenti di tale capitolo sono la verifica ed il dimensionamento del muro di sostegno in terra rinforzata in sx posto tra la progr. 17+319.00 km e la progr. 17+401.74 km.

Il muro di sostegno presenta uno sviluppo longitudinale di circa 73.45 m ed altezza variabile tra 2.40 m circa e 8.50 m circa. L'armatura della parete è costituita da geogriglie in poliestere ad alta tenacità disposte ad interasse di 0.60 m. Per garantire un'adeguata resistenza allo scorrimento del muro, viene previsto alla base dello stesso un cordolo in c.a. di sezione 2.00 x 0.60 m su micropali $\Phi 300$ lunghi 12.00 m disposti a quinconce, armati con tubo in acciaio S355 $\Phi 193.7 \times 12.5$.

Per ulteriori dettagli si faccia riferimento agli elaborati grafici di progetto.

4.1 GEOMETRIA DEL MURO

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro e lo schema di calcolo adottato nelle verifiche dello stesso.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (esprese in metri) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in metri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 metro di muro.

4.2 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno: COP

Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m²].....: 0.00

Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

Angolo d'attrito.....[°].....: 32.00

Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00

Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole

Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 19.00

Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 19.00

Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : FOND

Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m²].....: 5.00

Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

Angolo d'attrito.....[°].....: 27.00

Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00

Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole

Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 19.00

Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 19.00

Coefficiente di Poisson.....: 0.30

Terreno : RIL

Descrizione :

Classe coesione.....: Coeff. Parziale - Coesione efficace

Coesione.....[kN/m²].....: 0.00

Classe d'attrito.....: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

Angolo d'attrito.....[°].....: 32.00

Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....: 0.00

Classe di peso.....: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
 Peso specifico sopra falda.....[kN/m³].....: 19.00
 Peso specifico in falda.....[kN/m³].....: 19.00
 Coefficiente di Poisson.....: 0.30

4.2.1 PROFILI STRATIGRAFICI

Strato: PROFILO

Terreno : FOND

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	2.70	0.00	3.10	1.95	5.10	1.95
6.15	6.95	19.75	6.95				

4.3 CARATTERISTICHE BLOCCHI IN TERRA RINFORZATA

Blocco : MURO_1

Dati principali.....[m].....: Larghezza.....= 5.00 Altezza.....= 1.80
 Coordinate Origine...[m].....: Ascissa.....= 2.70 Ordinata.....= 0.12
 Inclinazione paramento.....[°].....: 12.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia

Rilevato strutturale.....: RIL

Terreno di riempimento a tergo.....: FOND

Terreno di copertura.....: COP

Terreno di fondazione.....: FOND

Parametri per il calcolo della capacità portante com Brinch Hansen, Vesic o Meyerhof

Affondamento fondazione.....[m] : 1.00

Inclinazione pendio a valle.....[°] : 0.00

Rinforzi :

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Lunghezza.....[m].....= 5.00

Interasse.....[m].....= 0.60

Risvolto.....[m].....= 0.65

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Lunghezza.....[m].....= 5.00

Interasse verticale.....[m].....= 0.60

Offset.....[m].....= 0.00

Blocco : MURO_2

Dati principali.....[m].....: Larghezza.....= 5.00 Altezza.....= 5.40

Coordinate Origine...[m].....: Ascissa.....= 5.10 Ordinata.....= 1.90

Inclinazione paramento.....[°].....: 12.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Ghiaia

Rilevato strutturale.....: RIL

Terreno di riempimento a tergo.....: FOND

Terreno di copertura.....: COP

Terreno di fondazione.....: FOND

Parametri per il calcolo della capacità portante com Brinch Hansen, Vesic o Meyerhof

Affondamento fondazione.....[m] : 0.00

Inclinazione pendio a valle.....[°] : 0.00

Rinforzi :

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Lunghezza.....[m].....= 5.00

Interasse.....[m].....= 0.60

Risvolto.....[m].....= 0.65

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Lunghezza.....[m].....= 5.00

Interasse verticale.....[m].....= 0.60

Offset.....[m].....= 0.00

Profilo di ricopertura:

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	1.50	1.00	13.50	1.00	13.70	1.00

4.3.1 PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Carico di rottura Nominale Tr	[kN/m].....	100.00
Rapporto di Scorrimento plastico.....		0.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....	[m³/kN].....	1.10e-04
Rigidità estensionale.....	[kN/m].....	1111.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....	[m].....	0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....		1.11
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....		1.10
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....		1.10
Coefficiente di sicurezza al Pull-out		1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....		1.10
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo		0.17
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....		0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....		0.70
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....		0.40

4.4 CARICHI

Pressione : STRADA

Classe : Variabile - sfavorevole

Intensità.....[kN/m²]..= 20.00 Inclinazione.....[°]..= 0.00

Ascissa.....[m] : Da = 8.15 To = 19.00

Sisma :

Classe : Sisma

Accelerazione.....[m/s²]..: Orizzontale...= 3.29 Verticale.....= 0.00

4.5 METODI DI CALCOLO DELLE AZIONI E DELLE VERIFICHE

Metodo di calcolo della portanza del terreno: Brinch-Hansen

Normativa adottata per le verifiche locali: D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Normativa adottata per il sisma: D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2008.

Localizzazione dell'opera: Valfabbrica, Perugia

Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni

Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2

Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV

Accelerazione relativa A_g/g massima attesa al suolo: 0.233 g

Categoria del suolo di fondazione: B

Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.2

Coefficiente di amplificazione topografica: 1.2

Per i muri di sostegno o per strutture ad essi assimilabili devono essere effettuate, in accordo D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2008, le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Ribaltamento.

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.
Nel caso del muro di sostegno in terra rinforzata è eseguita la verifica di stabilità interna oltre alla verifica di resistenza dei pali di fondazione.

Le verifiche di carattere geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU) vengono effettuate secondo le prescrizioni dalla normativa relative alle ai muri di sostegno. Secondo tali indicazioni e con riferimento alle colonne delle tabelle successivamente riportate, si impiegano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- Per la verifica allo stato limite di ribaltamento (EQU)

"EQU+M2+R1"

- Per le verifiche a scorrimento sul piano di posa ed a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno è possibile impiegare uno dei seguenti Approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: "A1+M1+R1"

Combinazione 2: "A2+M2+R2"

Approccio 2: "A1+M1+R3"

I coefficienti parziali impiegati in ciascuna verifica sono esplicitati nei relativi paragrafi.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	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

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

- Per la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno si impiega il seguente approccio:

Approccio 1:

Combinazione 2: "A2+M2+R2"

4.5.1 STABILITA' GLOBALE

La verifica di stabilità globale consente di determinare il grado di sicurezza del manufatto e del terreno nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto del piano di appoggio del muro. La verifica, effettuata ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii, consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza e nel confrontare, quindi, le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

Si esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

In letteratura sono presenti vari metodi (Fellenius, Bishop, Bell, Jambu, MorgensternPrice, etc). Nella verifica di stabilità globale del muro in terra rinforzata si impiega il metodo di Janbu semplificato, che viene descritto di seguito.

Metodo di Janbu (semplificato)

Si considera la seguente simbologia:

- l lunghezza della base della striscia
- α angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
- b larghezza della striscia $b=l \times \cos(\alpha)$
- ϕ angolo di attrito lungo la base della striscia
- c coesione lungo la base della striscia
- γ peso di volume del terreno
- u pressione neutra
- W peso della striscia
- N sforzo normale alla base della striscia
- T sforzo di taglio alla base della striscia
- E_s, E_d forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
- X_s, X_d forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra
- E_a, E_b forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio
- ΔX variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$
- ΔE variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Janbu semplificato si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum [c_i b_i + (N_i / \cos(\alpha_i) - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i]}{\sum [W_i \tan \alpha_i]}$$

dove il termine N_i è espresso da

$$N_i = [W_i - c_i l_i \sin \alpha_i / \eta + u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i / F] / m$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / F$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Janbu semplificato contiene al secondo membro il termine m che è funzione di F . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

La semplificazione del metodo rispetto al procedimento completo consiste nel trascurare le forze tangenziali di interstriscia.

4.5.2 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE

La verifica allo stato limite ultimo, corrispondente al collasso per carico limite della fondazione, consiste nel controllare che le azioni di progetto, che l'opera trasmette al terreno di fondazione, siano inferiori alla resistenza di progetto del sistema terreno-fondazione.

Verifica della capacità portante per il muro in terra rinforzata

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

$$Q_{\lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\varphi \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\varphi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\varphi \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\varphi \cdot (1 - \sin\varphi)^2 \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\varphi} \right)^5, \text{ con } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\varphi} \right)^5, \text{ con } \eta > 0$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^\circ$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\varphi)} \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\varphi)}$$

dove:

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

$$k = \arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \text{ se } \frac{D}{B_f} > 1$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

Verifica della capacità portante di micropali

Si impiega il metodo di Bustamante e Doix, applicabile a pali di piccolo diametro costituiti da un tubo metallico rigido caratterizzato da una serie valvole di non ritorno, detto tubo a "manchettes", all'interno del quale viene iniettata una malta o una miscela cementizia legante.

In base al metodo di iniezione si distinguono due tipologie di micropali: ad iniezione ripetitiva e selettiva del calcestruzzo a diverse profondità (IRS), oppure ad iniezione in un'unica soluzione (IGU).

I micropali in progetto sono del tipo Tubfix a iniezioni ripetute e selettive (IRS). La resistenza complessiva viene espressa come somma dei termini relativi al contributo della superficie laterale e della punta:

$$Q_{lim} = Q_L + Q_P = Q_L + 0.15 \cdot Q_L = 1.15 \cdot \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot q_s$$

In cui:

L_s , è la lunghezza del bulbo;

$d_s = \alpha d$, dove α è il parametro amplificativo del diametro nominale del foro e d è il diametro nominale del foro;

q_s è la resistenza unitaria ad attrito laterale all'interfaccia palo- terreno;

Q_p è la resistenza alla punta che viene determinata come il 15% della resistenza laterale;

Il termine α e la resistenza laterale q_s si esprimono in funzione della tecnica realizzativa e dei valori del parametro N_{spt} derivante dalla prova penetrometrica:

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V _S
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 V _S
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V _S
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _S
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _S
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V _S
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)V _S ; IGU: 1,5 V _S
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2V _S ; IGU: 1,5V _S
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)V _S ; IGU: (1,5-2)V _S
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)V _S per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)V _S o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5)V _S per strati poco fratturati 2V _S o più per strati fratturati

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

ABACO PER IL
CALCOLO DI s PER
SABBIE E GHIAIE

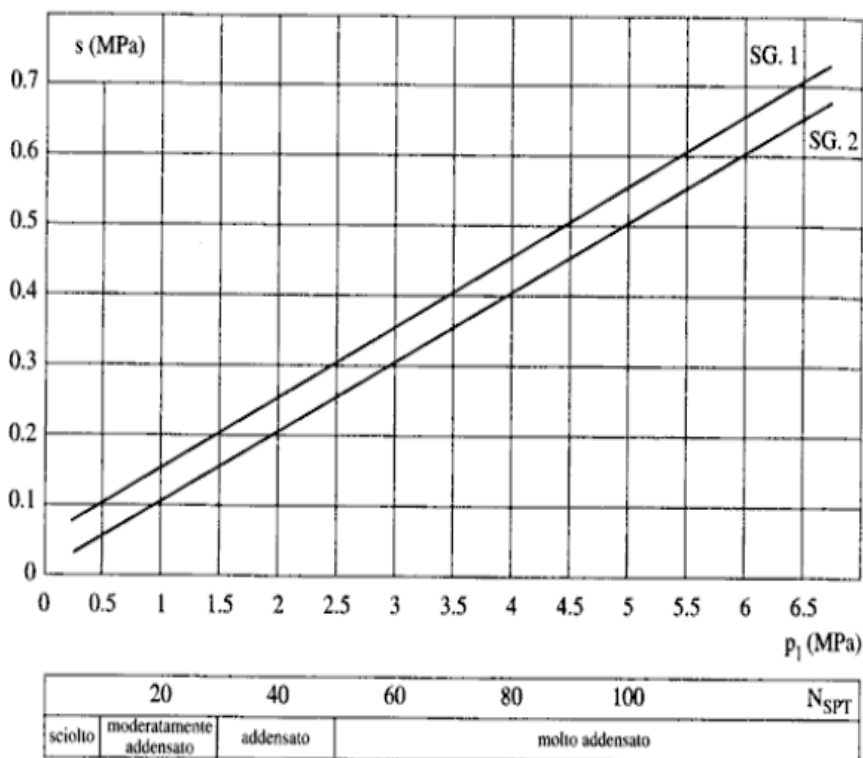


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

ABACO PER IL
CALCOLO DI s PER
ARGILLE E LIMI

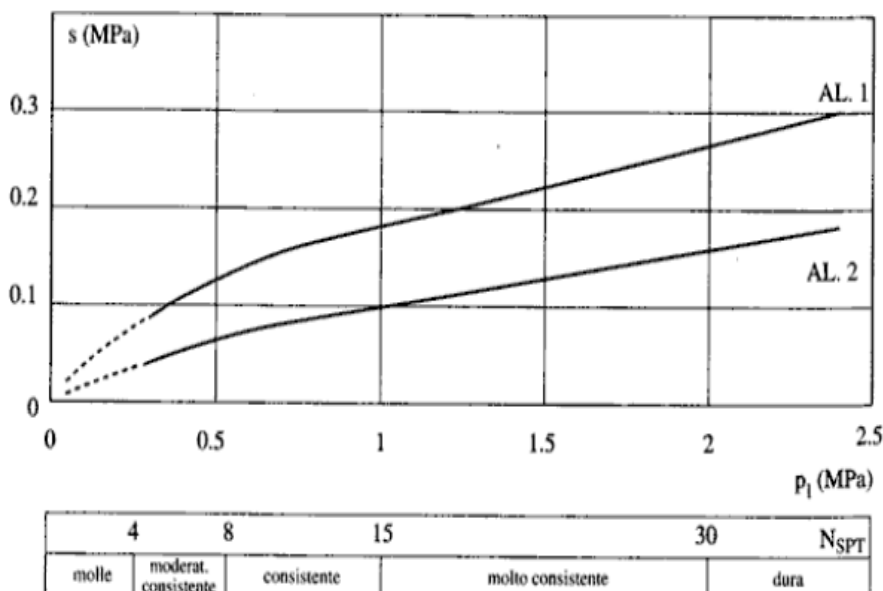


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

ABACO PER IL
CALCOLO DI s PER
GESSI, MARNE E
MARNE CALCAREE

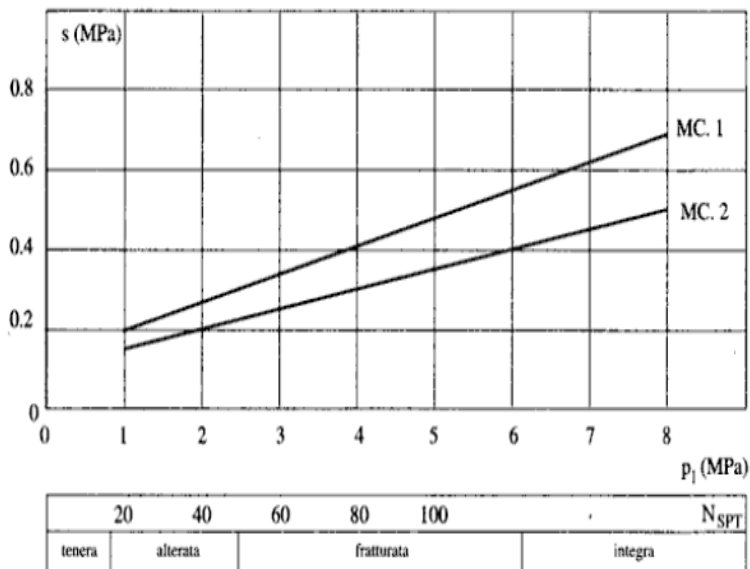


Fig. 13.18. Abaco per il calcolo di s per gessi, marne, marne calcaree

ABACO PER IL
CALCOLO DI s PER
ROCCE ALTERATE E
FRATTURATE

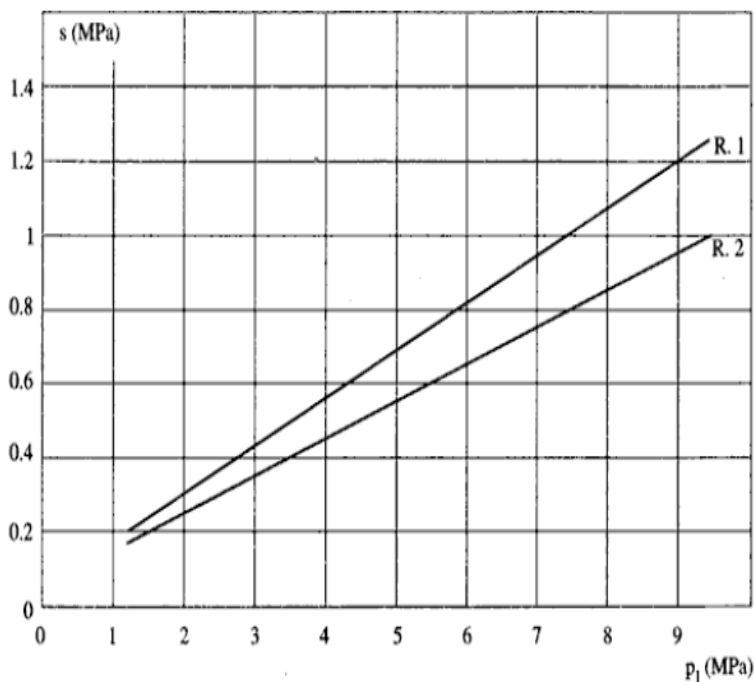
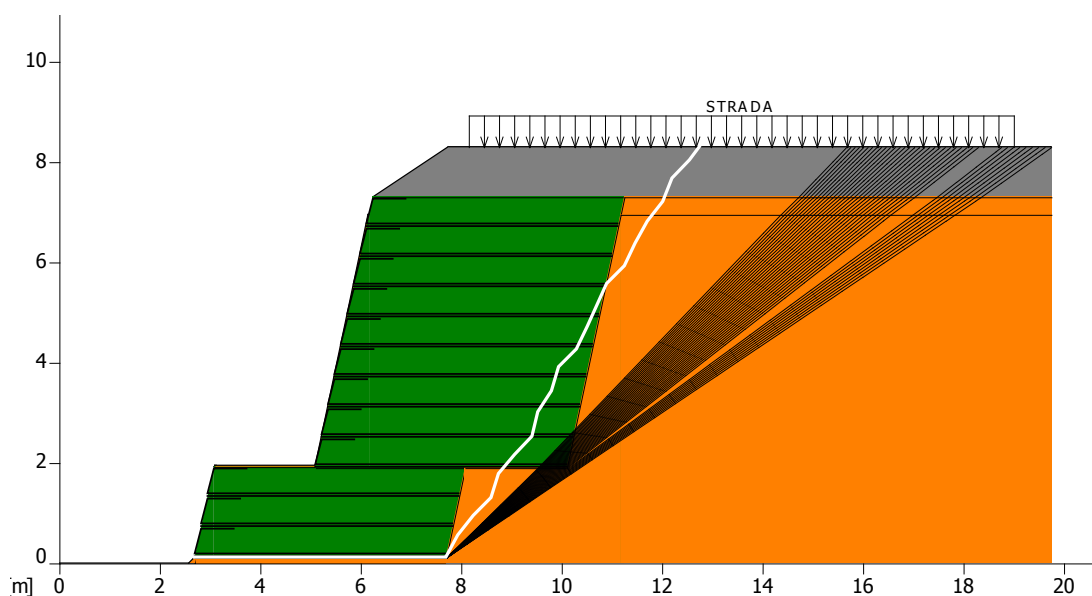


Fig. 13.19. Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate

4.6 VERIFICHE DI STABILITÀ LOCALE

4.6.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Schema di calcolo



Verifica a ribaltamento

Combinazione di carico : EQU + M2 + R1

Stabilità verificata sul blocco : MURO_1

Momento Stabilizzante.....[kN*m/m].....: 1437.00

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m].....: 862.88

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 1.665

Fattore	Classe
1.50	Variabile - sfavorevole
0.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
0.90	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.10	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. parziale R - Ribaltamento

Combinazione di carico : EQU + M2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : MURO_2

Momento Stabilizzante.....[kN*m/m].....: 2185.10

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m].....: 1600.50

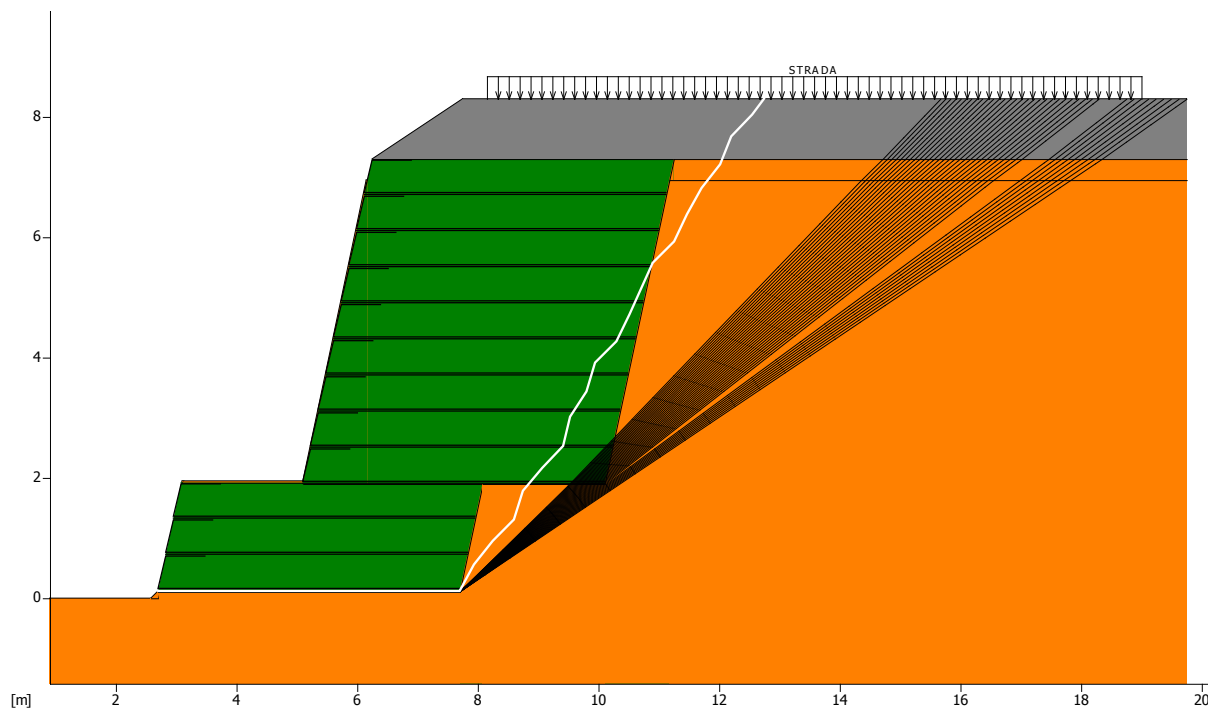
Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 1.365

Fattore	Classe
1.00	Variabile - sfavorevole
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. parziale R - Ribaltamento

4.6.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

Schema di calcolo



Verifica a scorrimento

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Stabilità verificata sul blocco : MURO_1

Forza Stabilizzante.....[kN/m].....: 199.53

Forza Instabilizzante.....[kN/m].....: 262.22

Classe scorrimento.....: Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 0.761

Fattore	Classe
1.30	Variabile - sfavorevole
0.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi

1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.00	Coeff. parziale R - Capacità portante

La forza stabilizzante del solo muro in terra rinforzata non risulta superiore alla forza instabilizzante, pertanto l'aliquota stabilizzante rimanente viene esercitata dai micropali al piede del paramento. Tale aliquota deve risultare superiore alla differenza seguente:

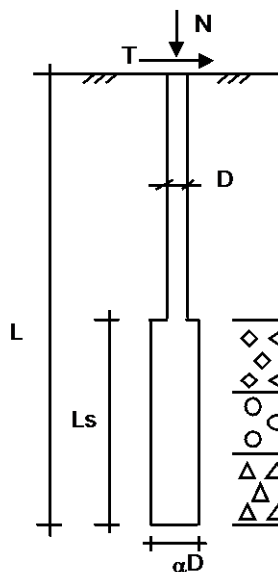
$$F_{instab} - F_{stab} = 262.22 \text{ kN/m} - 199.53 \text{ kN/m} = 62.70 \text{ kN/m}$$




La massima resistenza offerta dai micropali alla base del paramento è quella per la quale il singolo micropalo raggiunge la rottura del tubo di armatura, e non il collasso per carico limite orizzontale, e risulta pari a 81.50 kN, come riportato nei calcoli di verifica seguenti.

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	30,00	81,50	167,25
T (kN)	0,00	81,50	122,25



coefficienti parziali	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti γ_g	temporanee variabili γ_q	ξ	γ_s
Stato limite ultimo 	1,00	1,30	1,50	1,30
Tensioni ammissibili 	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente 	1,50	1,50	1,70	1,15

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D):	0,3	(m)
Lunghezza del micropalo (L):	12,00	(m)

Armatura:

Diametro dell'armatura (Darm):	193,7	(mm)
Spessore dell'armatura (Sarm):	12,5	(mm)
Modulo di elasticità dell'acciaio costituente l'armatura (Earm):	210.000	(N/mm ²)
Area dell'armatura (Aarm):	7116	(mm ²)
Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm):	2,934E+07	(mm ⁴)
Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm):	302.975	(mm ³)
Tipo di acciaio	Fe 510	<input type="button" value="▼"/>
Tensione di snervamento dell'acciaio (fy):	355	(N/mm ²)
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ _{amm}):	240	(N/mm ²)

Malta di iniezione:

Res. compressione monoassiale malta di iniezione (σ _{malta}):	30	(N/mm ²)
---	----	----------------------

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio Fe 510

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 332,15 \quad (N/mm^2) \qquad \sigma_{min} = -285,14 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 34,36 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$$

$$\sigma_{id} = 337,44 \quad (N/mm^2)$$

Per acciaio S355 la tensione resistente di calcolo risulta:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338 \text{ N/mm}^2$$

Quindi la forza orizzontale impiegata è la massima che porta il micropalo al collasso per rottura del palo.

Riferendosi a 1 m di estensione del paramento, nel quale sono presenti n. 2 micropali, si considera una forza stabilizzante massima affidata al cordolo al piede pari a:

$$F_{\text{stab, pali}} = 2 \times 81.50 = 163 \text{ kN/m}$$

Che sommata a quella offerta per attrito dal muro in terra rinforzata risulta:

Forza Stabilizzante.....[kN/m].....: 199.53+163 = 362.53

Forza Instabilizzante.....[kN/m].....: 262.22

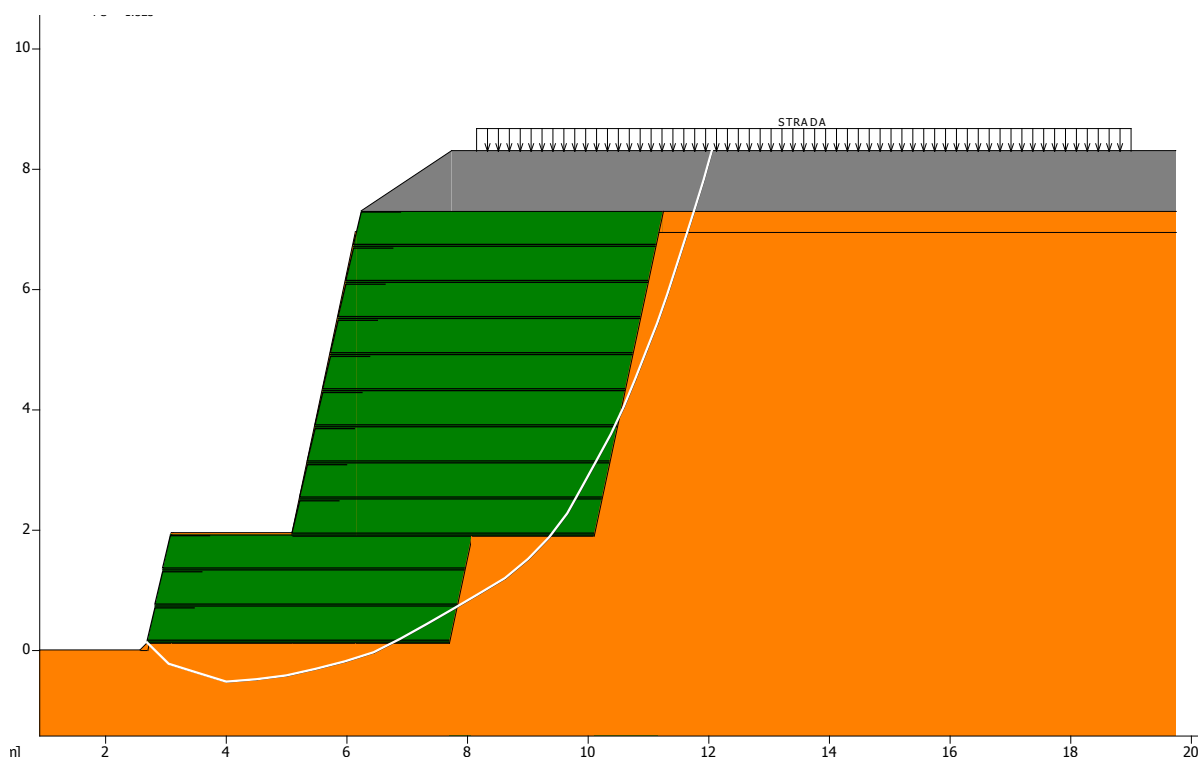
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 1.382

Per tanto la verifica di stabilità allo scorrimento risulta soddisfatta.

Per la verifica dei micropali in termini di SLU di tipo geotecnico si rimanda al relativo paragrafo.

4.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DELL'OPERA SUL PENDIO

Schema di calcolo



Verifica di stabilità globale (condizioni statiche)

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Janbu

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 2.451

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	2.70	12.00	19.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....: 6			
Numero totale superfici di prova.....: 102			
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....: 0.50			
Angolo limite orario.....[°].....: 0.00			
Angolo limite antiorario.....[°].....: 0.00			

Blocco : MURO_1

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	1/Fmax	
0.000	rottura	sfilamento	agente	1.11	1.14
0.000	100.0	102.6	90.1	1.11	1.14
0.000	100.0	102.5	90.1	1.11	1.14

Blocco : MURO_2

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	1/Fmax	
0.000	rottura	sfilamento	agente	1.28	1.00
0.600	100.0	78.0	78.0	2.27	1.00
1.200	100.0	44.1	44.1	4.63	1.00
1.200	100.0	21.6	21.6	4.63	1.00

0.000	100.0	78.5	78.5	1.27	1.00
0.600	100.0	43.9	43.9	2.28	1.00
1.200	100.0	21.5	21.5	4.65	1.00

Fattore	Classe
1.30	Variabile - sfavorevole
0.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità

Verifica di stabilità globale (condizioni sismiche)

Combinazione di carico : M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Janbu

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 1.068

Intervallo di ricerca delle superfici

Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
Primo punto	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto
0.00	2.70	12.00	19.00
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:		6	
Numero totale superfici di prova.....:		102	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:		0.50	
Angolo limite orario.....[°].....:		0.00	
Angolo limite antiorario.....[°].....:		0.00	

Blocco : MURO_1

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
	rottura	sfilamento	agente	1/Fmax	
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	100.0	102.6	90.1	1.11	1.14
0.000	100.0	102.5	90.1	1.11	1.14

Blocco : MURO_2

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
	rottura	sfilamento	agente	1/Fmax	
[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
0.000	100.0	74.9	74.9	1.34	1.00
0.600	100.0	42.2	42.2	2.37	1.00
1.200	100.0	20.6	20.6	4.85	1.00
0.000	100.0	75.3	75.3	1.33	1.00
0.600	100.0	41.9	41.9	2.39	1.00
1.200	100.0	20.4	20.4	4.90	1.00

Fattore	Classe
1.00	Variabile - sfavorevole
1.00	Sisma
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità

4.8 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE

4.8.1 MURO IN TERRA RINFORZATA

Combinazione di carico : A1 + M1 + R3

Stabilità verificata sul blocco : MURO_1

Pressione ultima calcolata con Brinch Hansen.

Pressione ultima.....[kN/m²].....: 269.84

Pressione media agente.....[kN/m²].....: 95.66

Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....: 2.015

Fondazione equivalente.....[m].....: 4.67

Eccentricità forza normale.....[m].....: 0.17

Braccio momento.....[m].....: 3.22

Forza normale.....[kN].....: 446.62

Pressione estremo di valle.....[kN/m²].....: 107.09

Pressione estremo di monte.....[kN/m²].....: 71.56

Fattore	Classe
1.50	Variabile - sfavorevole
0.00	Sisma
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.30	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.40	Coeff. parziale R - Capacità portante

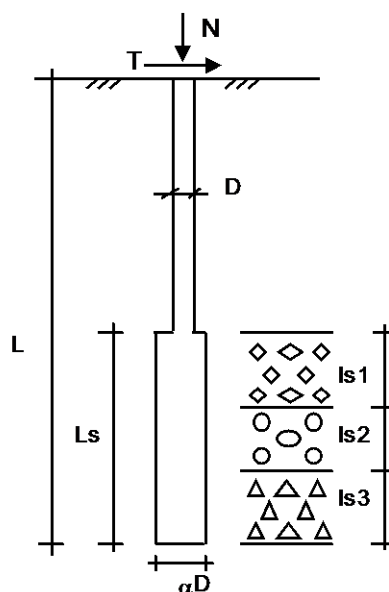
4.8.2 MICROPALI




Capacità portante per carichi verticali

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	30,00	81,50	167,25
T (kN)	0,00	81,50	122,25



coefficienti parziali	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti γ_g	temporanee variabili γ_q	ξ	γ_s
Stato limite ultimo 	1,00	1,30	1,50	1,30
Tensioni ammissibili 	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente 	1,50	1,50	1,70	1,15

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0,3** (m)

Lunghezza del micropalo (L): **12,00** (m)

Armatura:

Diametro dell'armatura (Darm):	193,7	(mm)
Spessore dell'armatura (Sarm):	12,5	(mm)
Modulo di elasticità dell'acciaio costituente l'armatura (Earm):	210.000	(N/mm ²)
Area dell'armatura (Aarm):	7116	(mm ²)
Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm):	2,934E+07	(mm ⁴)
Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm):	302.975	(mm ³)
Tipo di acciaio	Fe 510	<input type="button" value="▼"/>
Tensione di snervamento dell'acciaio (fy):	355	(N/mm ²)
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ _{amm}):	240	(N/mm ²)

Malta di iniezione:

Res. compressione monoassiale malta di iniezione (σ _{malta}):	30	(N/mm ²)
---	----	----------------------

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k):	15,0	(MN/m ³)
------------------------	------	----------------------

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Dsi * si * lsi$$

Tipo di Terreno	Spessore (l _{si}) (m)	α (-)	Dsi = α * D (m)	si caratt. (MPa)	si calcolo (MPa)	Qsi (kN)
sabbia	6,00	1,15	0,35	0,234	0,120	778,38
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,00

$$Ls = 6,00 \quad (m) \quad Ql = 778,38 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Qp = 0,15 * Ql$$

$$Qp = 116,76 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + Ql$$

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

$$Qlim = 895,13 \quad (kN)$$

$$Fs = 5,35$$

Capacità portante per carichi orizzontali

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

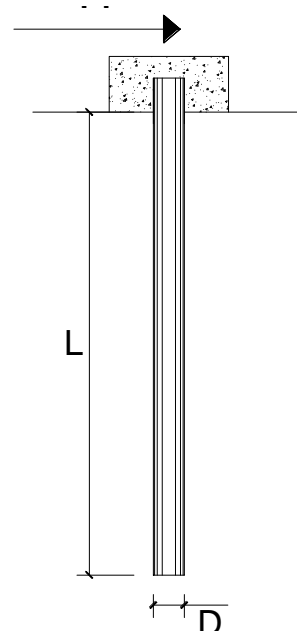
k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$



DATI DI IMPUT:

L =	12,00	(m)
D =	0,30	(m)
M_y =	81,50	(kN m)
F_s =	1,00	(-)
φ' =	27,00	(°)
k_p =	2,66	(-)
γ =	19,00	(kN/m ³)

Palo corto:

$$H1 = 3278,61 \quad (\text{kN})$$

Palo intermedio:

$$H2 = 1099,66 \quad (\text{kN})$$

Palo lungo:

$$H3 = 110,86 \quad (\text{kN})$$

$$H = \min(H1, H2, H3) = 110,86 \quad (\text{kN}) \quad \text{palo lungo}$$

4.9 VERIFICHE STRUTTURALI

4.9.1 STABILITA' INTERNA MURO

MURO_1

Combinazione di carico : M1 + R1 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Janbu

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 4.656

Intervallo di ricerca delle superfici

Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
MURO_1	Primo punto	Secondo punto
	2.70	7.70
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:	1	
Numero totale superfici di prova.....:	100	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:	0.50	
Angolo limite orario.....[°].....:	0.00	
Angolo limite antiorario.....[°].....:	0.00	

Blocco : MURO_1

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura [kN/m]	sfilamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.600	100.0	15.9	15.9	6.29	1.00
1.200	100.0	2.6	2.6	38.46	1.00
0.600	100.0	1.7	1.7	58.82	1.00
1.200	100.0	1.8	1.8	55.56	1.00

MURO_2

Combinazione di carico : M1 + R1 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Janbu

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato.....: 7.163

Intervallo di ricerca delle superfici

Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
MURO_2	Primo punto	Secondo punto
	5.10	11.10
Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza.....:	1	
Numero totale superfici di prova.....:	100	
Lunghezza segmenti delle superfici..... [m].....:	0.50	
Angolo limite orario..... [°].....:	0.00	
Angolo limite antiorario..... [°].....:	0.00	

Blocco : MURO_2

Linear Composites - ParaGrid - 100_Seismic

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	rottura [kN/m]	sfilamento [kN/m]	agente [kN/m]	1/Fmax	
0.000	100.0	34.7	34.7	2.88	1.00
0.600	100.0	17.7	17.7	5.65	1.00
1.200	100.0	14.9	14.9	6.71	1.00
1.800	100.0	14.6	14.6	6.85	1.00
2.400	100.0	18.1	18.1	5.52	1.00
3.000	100.0	22.1	22.1	4.52	1.00
3.600	100.0	25.1	25.1	3.98	1.00
4.200	100.0	26.6	26.6	3.76	1.00
4.800	100.0	26.2	26.2	3.82	1.00
0.000	100.0	34.7	34.7	2.88	1.00
0.600	100.0	17.7	17.7	5.65	1.00
1.200	100.0	14.8	14.8	6.76	1.00
1.800	100.0	14.6	14.6	6.85	1.00
2.400	100.0	18.1	18.1	5.52	1.00
3.000	100.0	22.0	22.0	4.55	1.00
3.600	100.0	25.2	25.2	3.97	1.00
4.200	100.0	26.6	26.6	3.76	1.00
4.800	100.0	26.2	26.2	3.82	1.00

Fattore	Classe
1.00	Variabile - sfavorevole
1.00	Sisma
1.00	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.00	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. Parziale R - Stabilità

5. OPERE DI SOSTEGNO IMBOCCO EST PICCHIARELLA

Per la realizzazione della piattaforma stradale a mezza costa che precede l'imbocco est della Galleria Picchiarella tra le progressive 17+307 e 17+401, è prevista la realizzazione di un'opera di sostegno in modo da garantire dal lato monte, a ridosso della carreggiata esistente, la funzionalità dell'area della cabina Enel e la viabilità di accesso alla stessa.

In funzione della conformazione del terreno l'opera di sostegno in oggetto si comporrà di quattro sezioni tipo:

SEZIONE TIPO 1 : berlinese in micropali di diametro foro $\phi=300$ mm armati con tubi in acciaio di diametro 193.7 mm e spessore 12 mm posti ad interasse 50 cm e collegati in testa da un cordolo di coronamento in c.a. di sezione 60 cm x 60 cm. Ancoraggio con un unico ordine di tiranti a tre trefoli per un'altezza di scavo massima pari a circa 3.45 m. I tiranti, di lunghezza 15 m (lunghezza libera 10 m e bulbo di fondazione 5 m) e posti a interasse orizzontale di 2 m con inclinazione pari a 15° , distribuiscono l'azione di contrasto sui micropali per mezzo di travi di ripartizione costituite da doppi profilati metallici HEB 200 in acciaio S 355.

SEZIONE TIPO2 : muro di spessore 30 cm su berlinese in micropali di diametro foro $\phi=300$ mm armati con tubi in acciaio di diametro 193.7 mm e spessore 12 mm posti ad interasse 50 cm e collegati in testa da un cordolo di coronamento in c.a. di sezione 60 cm x 60 cm. Ancoraggio con un unico ordine di tiranti a tre trefoli per un'altezza di scavo massima pari a circa 2.00 m. I tiranti, di lunghezza 15 m (lunghezza libera 10 m e bulbo di fondazione 5 m), sono posti a interasse orizzontale di 2 m con inclinazione pari a 15. La testa dei tiranti è ancorata sul cordolo di raccordo fra berlinese e muro, di sezione 60 cm x 80 cm.

SEZIONE TIPO 3 : muro di spessore 30 cm su berlinese in micropali di diametro foro $\phi=300$ mm armati con tubi in acciaio di diametro 193.7 mm e spessore 12 mm posti ad interasse 50 cm e collegati in testa da un cordolo di coronamento in c.a. di sezione 60 cm x 60 cm. Ancoraggio con un unico ordine di tiranti a tre trefoli per un'altezza di scavo massima pari a circa 4.00 m. I tiranti, di lunghezza 15 m (lunghezza libera 10 m e bulbo di fondazione 5 m), sono posti a interasse orizzontale di 2 m con inclinazione pari a 15. La testa dei tiranti è ancorata sulla parete stessa del muro. Il raccordo fra berlinese e muro avviene mediante un cordolo di sezione 60 cm x 80 cm.

SEZIONE TIPO 4 : muro a mensola con paramento di altezza variabile con valore massimo di 5.45 m e spessore variabile fra 30 cm e 85 cm. La fondazione, di larghezza complessiva 4.10 m, ha uno spessore di 90 cm e sporge di 0.50 m a valle e di 2.75 a monte rispetto al filo del paramento.

Tutta l'opera di sostegno è rivestita con un pannello costituito da una lastra prefabbricata in c.a. rivestita esternamente in pietra.

5.1 VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'OPERA DI SOSTEGNO E VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

5.1.1 VERIFICHE DELLE PARATIE

Le analisi di stabilità locale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti (micropali e tiranti) sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PAC (release 10.00 – Aztec). In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ ,
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio. Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno la soluzione viene a dipendere dal percorso tensio-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti; dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale in deformata per terreni normal consolidati, calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \sin \varphi'$;
- i coefficienti di spinta attiva K_A e passiva K_P , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb e Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a 0.5 dell'angolo di attrito del terreno stesso. Il coefficiente di spinta passiva non è ridotto in ingresso mediante coefficienti di sicurezza, ma la parte infissa della paratia viene dimensionata in tutti i casi in modo da garantire che il valore di spinta passiva mobilitata a valle della stessa non superi il 60 % del valore totale di spinta mobilitabile.

I parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto

della diversa rigidezza in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare il modulo di ricarico è assunto pari al doppio del modulo vergine.

Nella tabella seguente è riportata la successione tipica delle fasi di modellazione eseguita per l'analisi delle strutture di sostegno degli imbocchi:

FASE	DESCRIZIONE
1	Condizione iniziale geostatica
2	Realizzazione paratia
3	I fase di scavo
4	Applicazione del I ordine di tiranti/puntoni
5	II fase di scavo
6	Applicazione del II ordine di tiranti/puntoni
-	-
N-2	Applicazione dell'ultimo ordine di tiranti/puntoni
N-1	Ultima fase di scavo
N	Applicazione delle azioni sismiche

Nelle verifiche sismiche le azioni generate dal sisma ed agenti in direzione orizzontale sulla struttura sono considerate come segue:

- Incremento di spinta dovuto al terreno a tergo della berlinese $\Delta F = F_s - F$, dove:
F rappresenta la spinta esercitata dal terreno in condizioni statiche, calcolata come integrale, sull'altezza di scavo, della tensione orizzontale esercitata dal terreno in condizioni di equilibrio limite attivo e fornita dall'espressione:
$$\sigma_h = K_a \sigma_{v0} - 2 c (K_a)^{0.5}$$
- F_s rappresenta la spinta esercitata dal terreno in condizioni sismiche, calcolata come integrale, sull'altezza di scavo, della tensione orizzontale esercitata dal terreno in condizioni sismiche e fornita dall'espressione:
$$\sigma_{hs} = K_{as} \sigma_{v0} - 2 c (K_{as})^{0.5}$$

Nelle due espressioni i simboli rappresentano:

$\sigma_{v0} = \gamma z$ = tensione verticale

c = coesione

K_a , K_{as} = rispettivamente coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche (calcolato con il metodo di Coulomb) e sismico (calcolato con il metodo di Mononobe-Okabe).

Nelle verifiche effettuate, l'incremento di spinta ΔF così calcolato è applicato a tergo della paratia come una pressione orizzontale con andamento uniforme sull'altezza della paratia (a vantaggio di sicurezza).

5.1.2 VERIFICHE DEI MURI A MENSOLA

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2008 D.M. del 14/01/2008, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$
$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove:

- β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g è l'accelerazione di gravità;
- S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;
- S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.II, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto Ed agente sull'opera di sostegno è data da:

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

dove:

- γ è il peso specifico del terreno;
- K è il coefficiente di spinta del terreno;
- h è l'altezza del muro;
- E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v}$$

$$\tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove:

- γ è il peso specifico del terreno saturo;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua;

Nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v}$$

$$\tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove:

- h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;
- z è la distanza dal pelo libero dell'acqua.

5.1.3 __ Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo NTC 2008, paragrafo 7.11.3.5, secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$
$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove:

- β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g è l'accelerazione di gravità;
- S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;
- S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dall'utente, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

Il margine di sicurezza alla stabilità del pendio ottenuto deve essere valutato e motivato dal progettista.

5.1.4 __Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

Il calcolo delle spinte basato sul "Metodo del cuneo di tentativo" (Trial Wedge Method), può essere considerato una generalizzazione della teoria di Coulomb (1776). Le equazioni derivano dall'equilibrio limite globale di diversi cunei di rottura di forma variabile a seconda delle condizioni di equilibrio al contorno. Esse dipendono dall'angolo di rottura delle superfici di scorrimento; la spinta si ottiene per tentativi facendo variare l'angolo di rottura fino a determinare quello critico che rende massima la spinta attiva o minima la spinta passiva sull'opera di sostegno.

Nel caso semplice di terrapieno omogeneo, dall'equilibrio globale limite del cuneo costruito sulla superficie di rottura, si scrive l'equazione di equilibrio in funzione dell'angolo di rottura α . In questo modo l'unica incognita è la spinta del terreno, ed è possibile cercare l'angolo critico che rende massima tale spinta attiva.

In caso di presenza di falda, nell'equilibrio limite globale del cuneo di rottura viene considerata la sottospinta dell'acqua U sulla superficie di rottura e la spinta idrostatica P_w sul tratto di muro interessato; il peso di volume del cuneo è comprensivo del peso dell'acqua.

Si calcolano le componenti delle forze agenti lungo la superficie di rottura e lungo la sua normale. Dall'equilibrio delle forze normali alla superficie di scorrimento:

$$N = [V - P_{ah} \tan \delta + W] \cos \alpha + [P_{ah} + P_w] \sin \alpha - U$$

Dove

$$P_{ah} \tan \delta = P_{av}$$

$$V = q * B$$

Dall'equilibrio delle forze tangenziali alla superficie di scorrimento:

$$T = [V + W - P_{ah} \tan \delta] \sin \alpha - [P_{ah} + P_w] \cos \alpha$$

Sfruttando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb,

$$T = N \tan \phi + c * L$$

sostituendo T ed N con quelle derivanti dalle equazioni di equilibrio e risolvendo rispetto all'unica incognita P_{ah} si ottiene la seguente equazione, dipendente da α :

$$P_{ah} = \frac{(V + W) * (\cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha) + P_w * (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) - U \tan \phi + c * L}{(\tan \delta \cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha \tan \phi - \tan \delta \sin \alpha - \cos \alpha)}$$

Nel caso di un terrapieno formato da due strati di terreno generici, poiché i parametri meccanici possono cambiare nei due strati, potendo essere i due terreni di natura diversa, la superficie di rottura che ne deriva è spezzata, assume cioè valori dell'angolo di rottura α_1 ed α_2 che possono essere diversi nei due strati. Le spinte si ricavano sempre dall'equilibrio del cuneo mediante un'equazione di equilibrio limite. Nel caso di un terrapieno formato da un numero generico di strati il calcolo viene condotto come nelle soluzioni precedenti, ma nel quale viene aggiunto uno strato per ogni ciclo di calcolo.

Il metodo del cuneo di tentativo consente una grande generalità nell'attribuzione di sovraccarichi sul terrapieno, in quanto permette di considerare svariate tipologie di carico. Inoltre consente di considerare, nel caso di materiali coesivi, la fessurazione che può formarsi in superficie, dovuta all'incapacità di sopportare una trazione eccessiva nella parte superiore dello strato. L'altezza fessurata viene in questo caso calcolata come:

$$H = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Il metodo del cuneo di tentativo può essere usato anche per il calcolo della spinta passiva.

5.1.5 ___ Descrizione del metodo di calcolo della portanza

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi \quad N_q = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \varphi \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \varphi} \right)^5, \text{ con } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \varphi} \right)^5, \text{ con } \eta > 0$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot \text{tg} \beta)^\circ$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \varphi)} \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \varphi)}$$

dove:

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

$$k = \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \text{ se } \frac{D}{B_f} > 1$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DI CALCOLO

I valori dei parametri geotecnici utilizzati nei calcoli di verifica della presente relazione sono riportati nella tabella seguente

Di seguito sono riportati i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni presenti.

Parametri	Materiale sciolto superficiale (sp medio 4 m)
Peso di volume γ (kN/m ³)	19
Coesione efficace c' (kPa)	5÷10
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	26÷28
Modulo elastico E' (MPa)	30

Parametri	Formazione marnoso arenacea (sp medio > dello spessore di interesse delle opere)
Peso di volume γ (kN/m ³)	24
Coesione efficace c' (kPa)	40
Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	25
Modulo elastico E' (MPa)	300

5.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI VERIFICA DEI MATERIALI STRUTTURALI

È previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

- Calcestruzzo:

SLU

Calcestruzzo C25/30

$R_{ck} \geq 30$ MPa resistenza a compressione cubica caratteristica (frattile 5%)

$\gamma_c = 1.5$ coefficiente parziale per SLU

$\alpha = 0.85$ fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata

$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24.90$ MPa resistenza a compressione cilindrica caratteristica (frattile 5%)

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90$ MPa resistenza a compressione cilindrica media per SLU

$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 14.11$ MPa resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU

$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 2.56$ MPa resistenza a trazione media (frattile 50%)

$f_{ctk0.05} = 0.7 f_{ctm} = 1.79$ MPa resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)

$f_{ctk,0.95} = 1.3 f_{ctm} = 3.33$ MPa resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)

$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_C = 1.19$ MPa resistenza a trazione di progetto

$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.07$ MPa resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)

$f_{cfk,0.05} = 0.7 f_{cfm} = 2.15$ MPa resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)

$f_{cfk,0.95} = 1.3 f_{cfm} = 3.99$ MPa resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)

$E_{cm} = 22000(f_{cm} / 10)^{0.3} = 31447$ MPa modulo di elasticità medio

SLE

$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$ MPa stato limite di formazione delle fessure

$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 14.94$ MPa stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)

$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.21$ MPa stato limite delle tensioni di esercizio (combinaz. quasi perm.)

- Acciaio per cemento armato:

B450C

SLU

$f_{yk} \geq 450$ MPa tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente parziale per SLU

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ MPa tensione di snervamento di calcolo

$E_s = 210000$ MPa modulo elastico

SLE

$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360$ MPa stato limite delle tensioni di esercizio

$n = 15$ coefficiente di omogeneizzazione

copriferro = 5 cm

- Acciaio per tubi e profilati

UNI EN 10025-2 - S 355

$\gamma_M = 1.05$ coefficiente parziale per SLU

$f_{tk} = 510$ MPa tensione di rottura caratteristica (frattile 5%)

$f_{yk} = 355$ MPa tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 338.10$ MPa tensione di snervamento di calcolo

$E_s = 210000$ MPa modulo elastico

- Acciaio armonico per tiranti in trefoli da 0.6"

$f_{ptk} \geq 1860$ MPa tensione di rottura a trazione nell'acciaio

$f_{p(1)k} \geq 1670$ MPa tensione di snervamento dell'acciaio

$E_s = 210000$ MPa modulo elastico

5.4 VERIFICA DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI

Nel seguito vengono riportate le verifiche per le quattro sezioni tipo previste in progetto, riportando i risultati di sintesi delle analisi in termini di sollecitazioni e spostamenti.

5.4.1 VERIFICA OPERA DI SOSTEGNO SEZIONE TIPO 1

GEOMETRIA DEL SISTEMA NELLE DIVERSE FASI

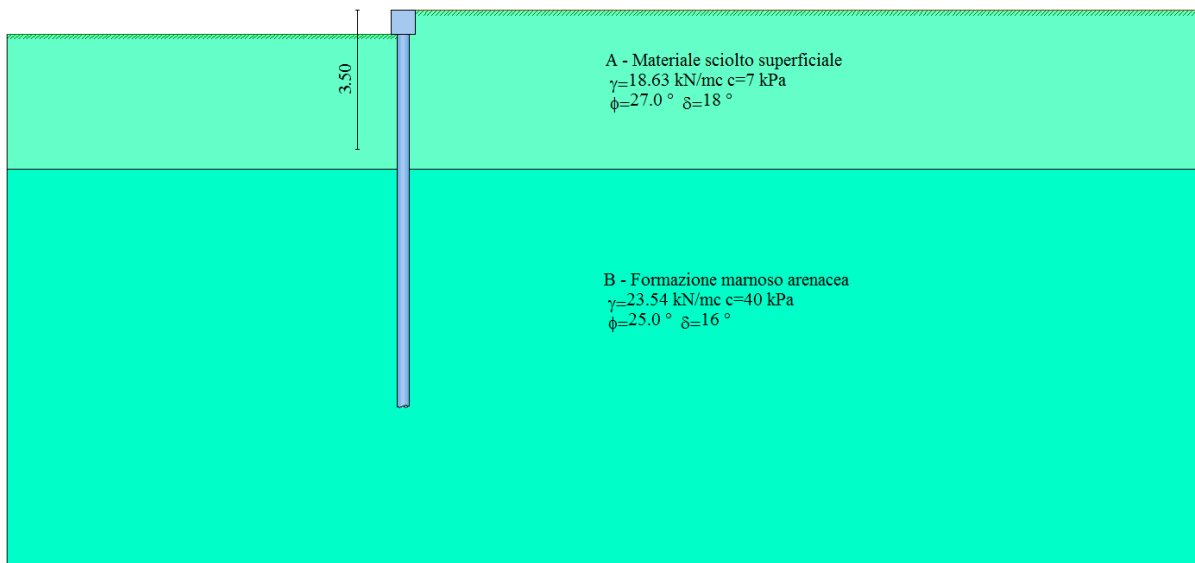


Figura 1 - Realizzazione paratia e cordolo di coronamento

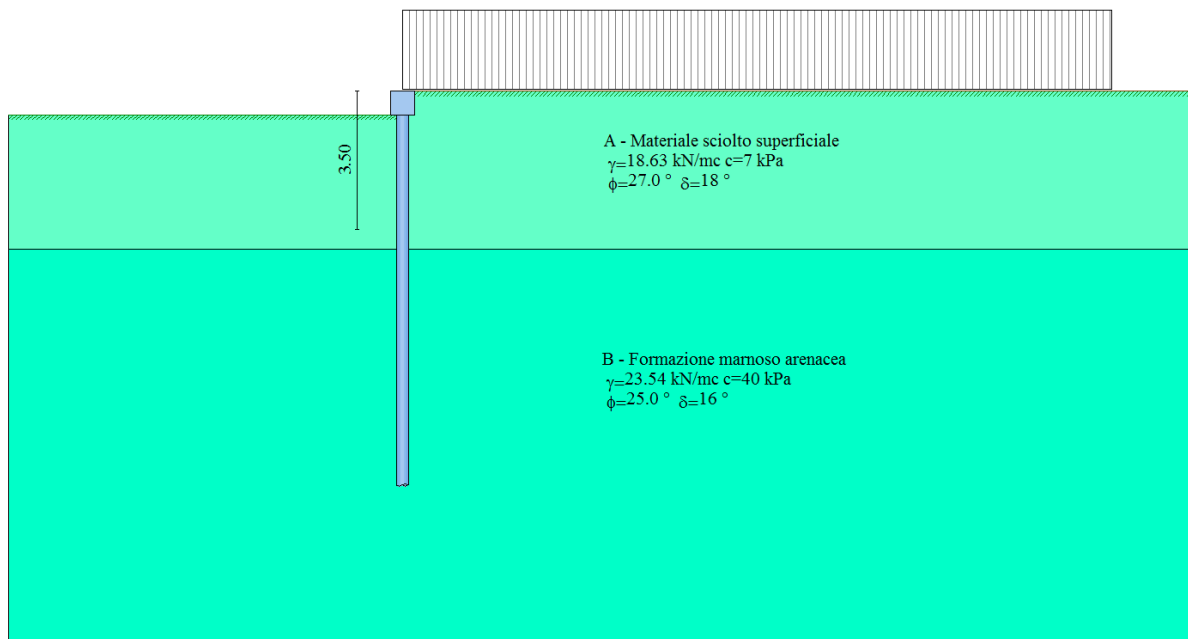


Figura 2 - Applicazione carico a monte

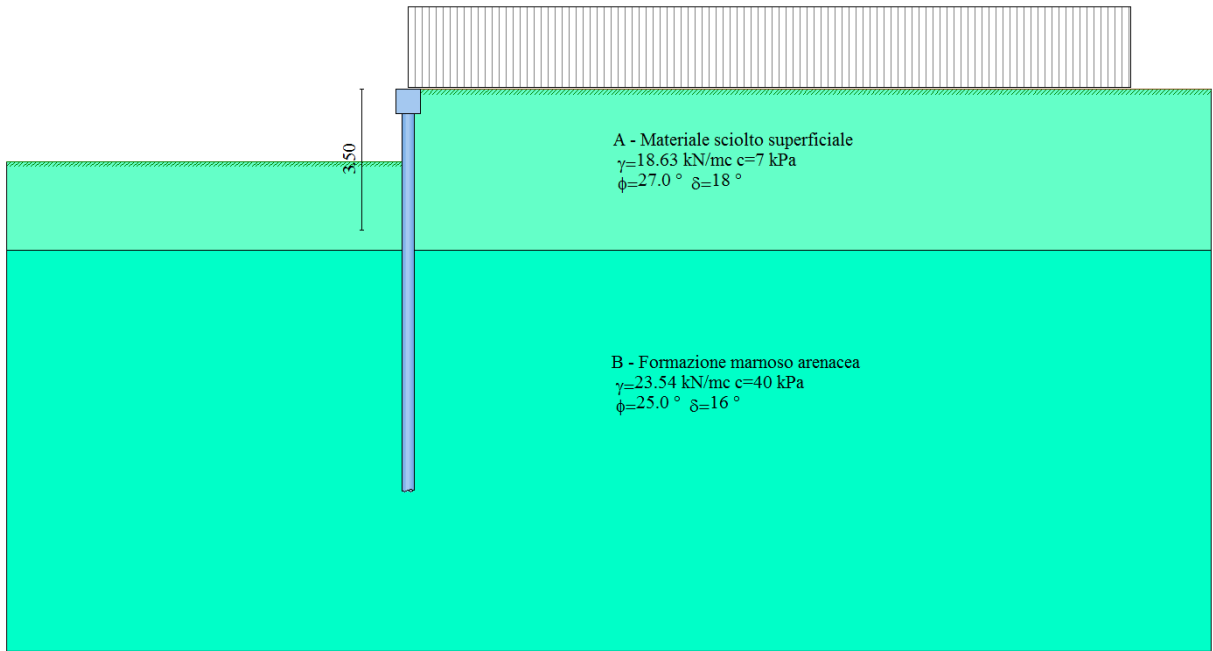


Figura 3 - Scavo fino alla quota del primo ordine di tiranti

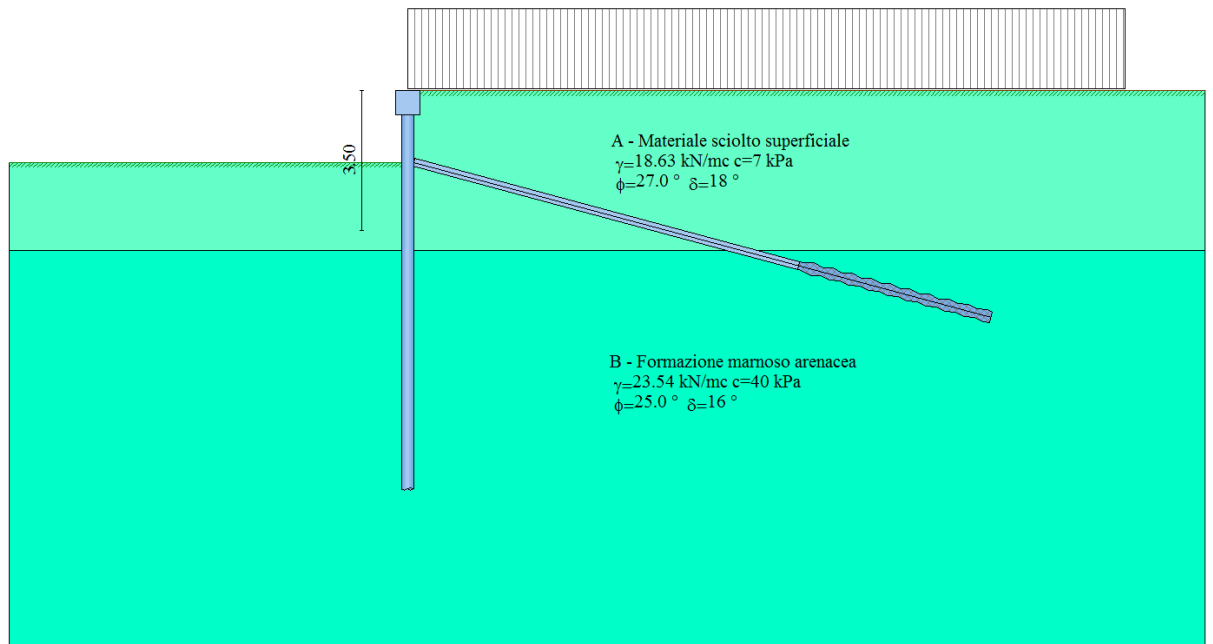


Figura 4 - Realizzazione primo ordine di tiranti

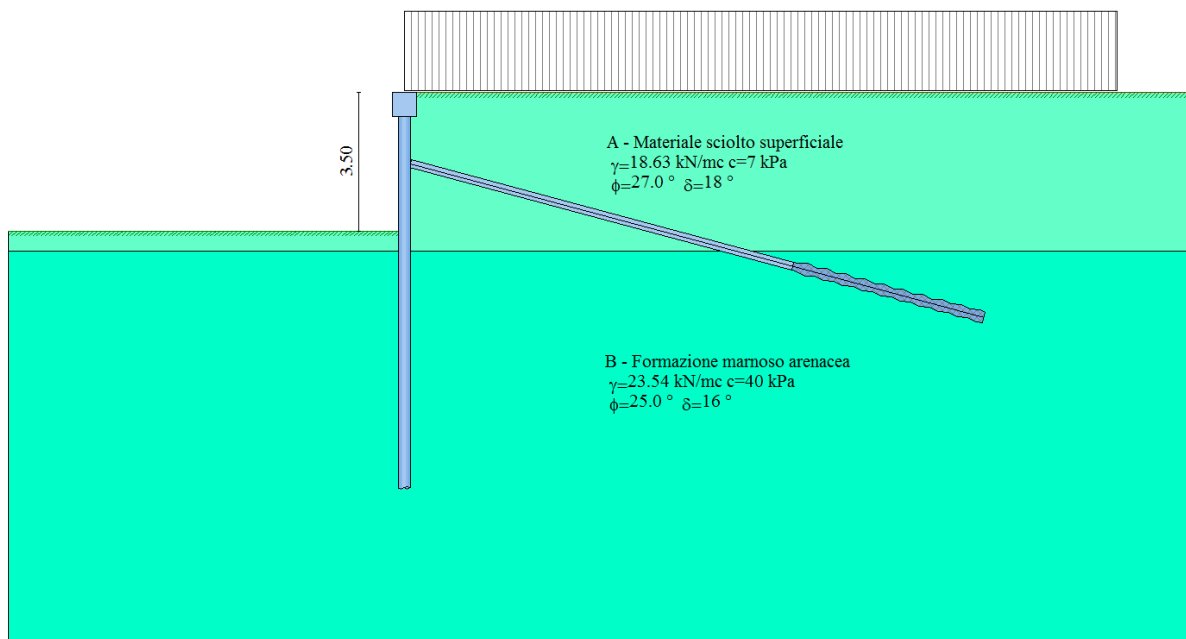


Figura 5 - Raggiungimento fondo scavo

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**

Altezza fuori terra	3.50	[m]
Profondità di infissione	6.50	[m]
Altezza totale della paratia	10.00	[m]
Lunghezza paratia	25.90	[m]
Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0.50	[m]
Diametro dei micropali	0.3000	[m]
Numero totale di micropali	51	
Numero di micropali per metro lineare	1.97	
Diametro esterno del tubolare	0.19370	[m]
Spessore del tubolare	0.01250	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
Descrizione	Descrizione del terreno
γ	peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]
ϕ	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c	coesione del terreno espressa in [kPa]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
2A - Materiale sciolto superficiale		18.6329	19.6136	27.00	18.00	7.5
3B - Formazione marnoso arenacea		23.5363	23.5363	25.00	16.00	40.0

Parametri per il calcolo dei tiranti secondo il metodo di Bustamante-Doix

Simbologia adottata

C_{min}, C_{med}	coeff. di espansione laterale minimo e medio del tirante nello strato
$\alpha_{1-min}, \alpha_{1-med}$	coeff. per il calcolo della tensione tangenziale lungo il fusto del tirante espresso in [kPa]
$\alpha_{2-min}, \alpha_{2-med}$	coeff. per il calcolo della tensione tangenziale lungo il fusto del tirante che moltiplica la P_{lim}
$P_{lim-min}, P_{lim-med}$	pressione limite minima e media dello strato espresse in [kPa]

N°	Descrizione	C_{min}	α_{1-min}	α_{2-min}	$P_{lim-min}$	C_{med}	α_{1-med}	α_{2-med}	$P_{lim-med}$
	2A - Materiale sciolto superficiale		1.50	0.25	0.00	250	1.50	0.25	0.00
	250								
	3B - Formazione marnoso arenacea		1.15	1.36	0.07	1500	1.15	1.36	0.07
	1500								

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
----	--

sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)
Terreno Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	4.00	0.00	0.81	A - Materiale sciolto superficiale
2	10.00	0.00	3.89	B - Formazione marnoso arenacea

Impostazioni di analisi

Analisi per Fasi di Scavo.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Impostazioni analisi per fasi di scavo:

Analisi per condizioni di esercizio

Analisi per coefficienti tipo A1-M1

Analisi per coefficienti tipo A2-M2

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva K_a e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

Impostazioni analisi sismica

Combinazioni/Fase	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s ²]	0.233	0.096
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.331	2.430
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*	0.311	0.276
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.200	1.200
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.200	1.200
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	1.000	1.000

Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	0.050	0.050
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.480	0.480
Coefficiente di intensità sismica (percento)	1.642	0.676
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0.50	

Influenza sisma nella spinta attiva da monte

Forma diagramma incremento sismico : Triangolare con vertice in alto.

Spinta

Spinta massima	$P_a = 66.30$	[kN]	$Y = 2.04$	[m]
Resistenza passiva	$P_p = -19.78$	[kN]	$Y = 4.54$	[m]
Controspinta	$P_c = 6.94$	[kN]	$Y = 7.36$	[m]

Sollecitazioni

M	Y_M	T	Y_T	N	Y_N	
36.26	4.55	40.70	1.80	48.45	10.00	MAX
-5.45	4.95	-26.93	1.80	0.00	0.00	MIN

Spostamenti

U	Y_U	V	Y_V	
0.009526	0.00	0.000067	0.00	MAX
-0.000673	2.20	0.000000	0.00	MIN

Stabilità globale

Raggio del cerchio critico	$R = 11.05$	[m]
Centro del cerchio critico	(-1.00; 1.00)	

Intersezione cerchio-pendio a valle	(-11.10; -3.48)
Intersezione cerchio-pendio a monte	(10.01; 0.00)
Fattore di sicurezza	FS = 3.66

Risultati tiranti

n°	Y	N	Ltot	Lf	σ_f	Rt/ml	U_{MAX}
1	1.80	110.27	15.00	5.00	260676	55.35	0.0056

Verifiche strutturali paratia

Ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo	Y =	4.55	[m]
Momento ultimo	Mu =	138.95	[kNm]
Sforzo normale ultimo	Nu =	92.85	[kN]
Fattore di sicurezza della sezione	FS =	7.55	

Tensione massima nel calcestruzzo	$\sigma_c =$	43898	[kPa]	Y =	1.80	[m]
Tensione massima nell'armatura	$\sigma_f =$	43678	[kPa]	Y =	1.80	[m]
Tensione tangenziale massima nel calcestruzzo	$\tau_f =$	4369	[kPa]	Y =	1.80	[m]

5.4.2 VERIFICA OPERA DI SOSTEGNO SEZIONE TIPO 2 E 3

GEOMETRIA DEL SISTEMA NELLE DIVERSE FASI

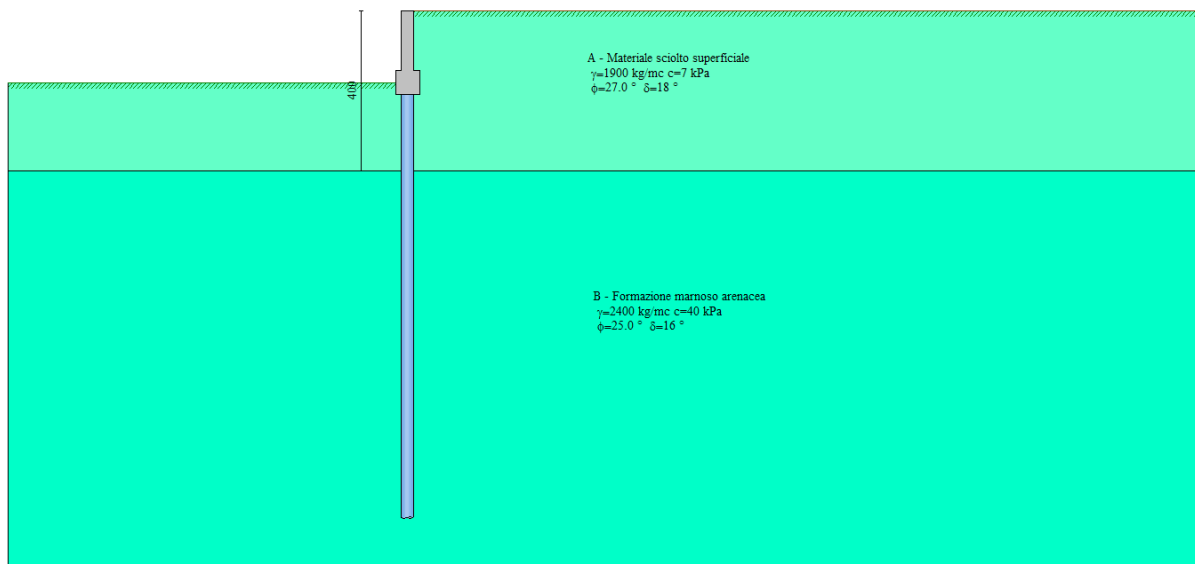


Figura 6 - Realizzazione paratia e cordolo di coronamento

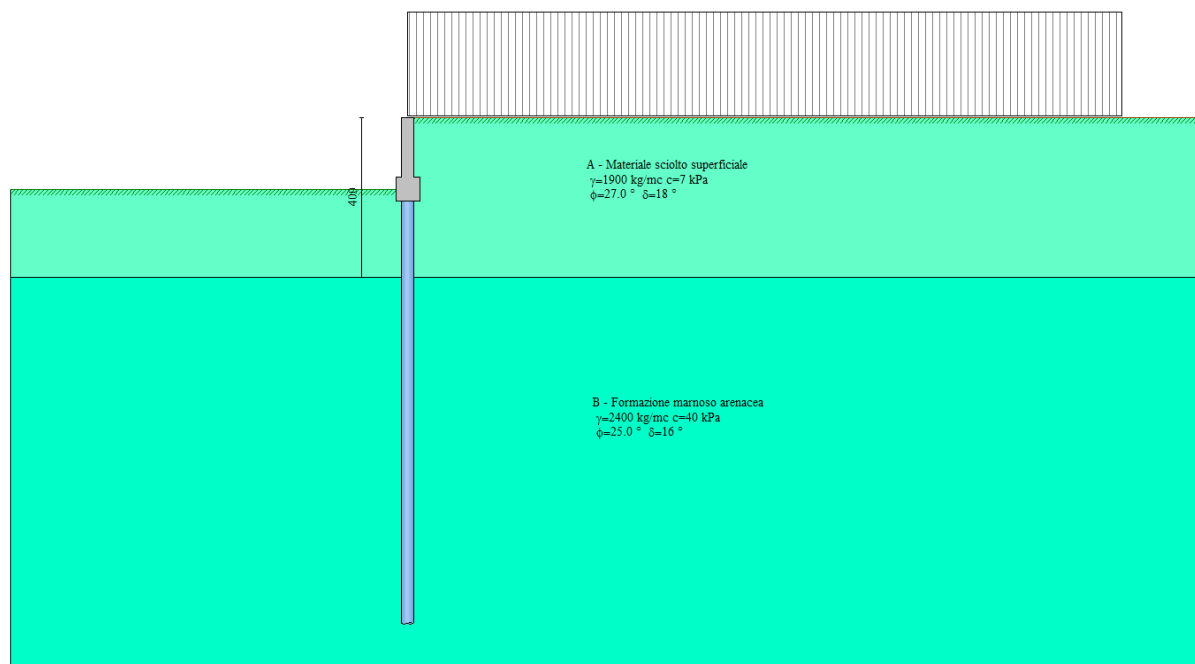


Figura 7 - Applicazione carico a monte

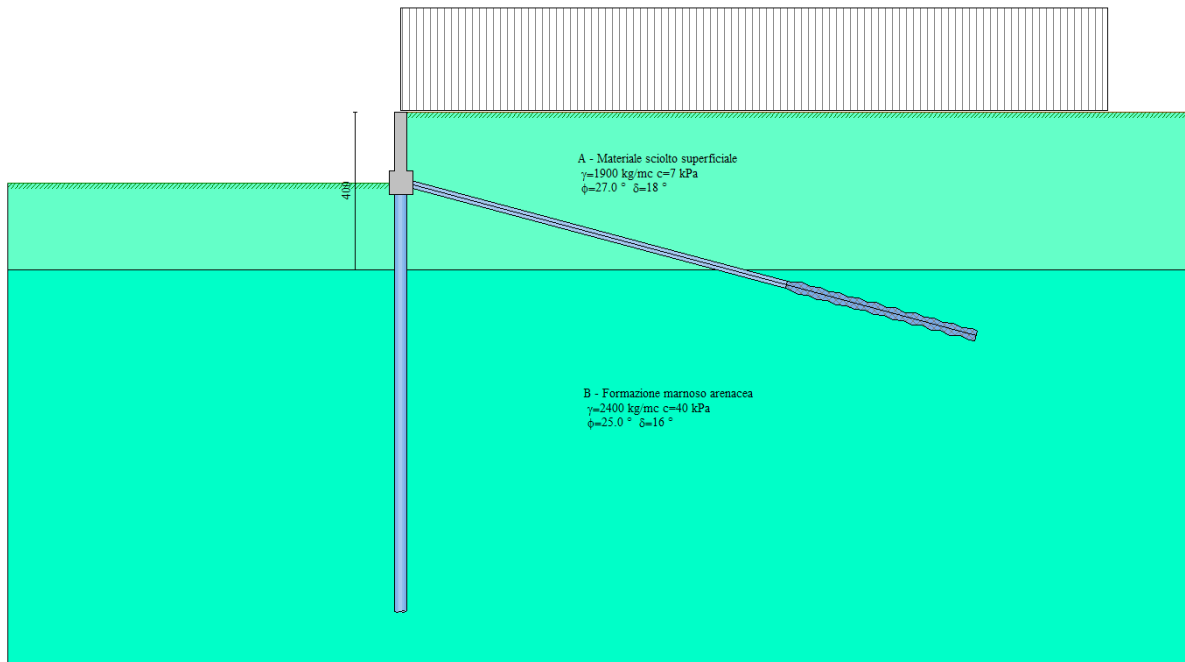


Figura 8 - Realizzazione primo ordine di tiranti

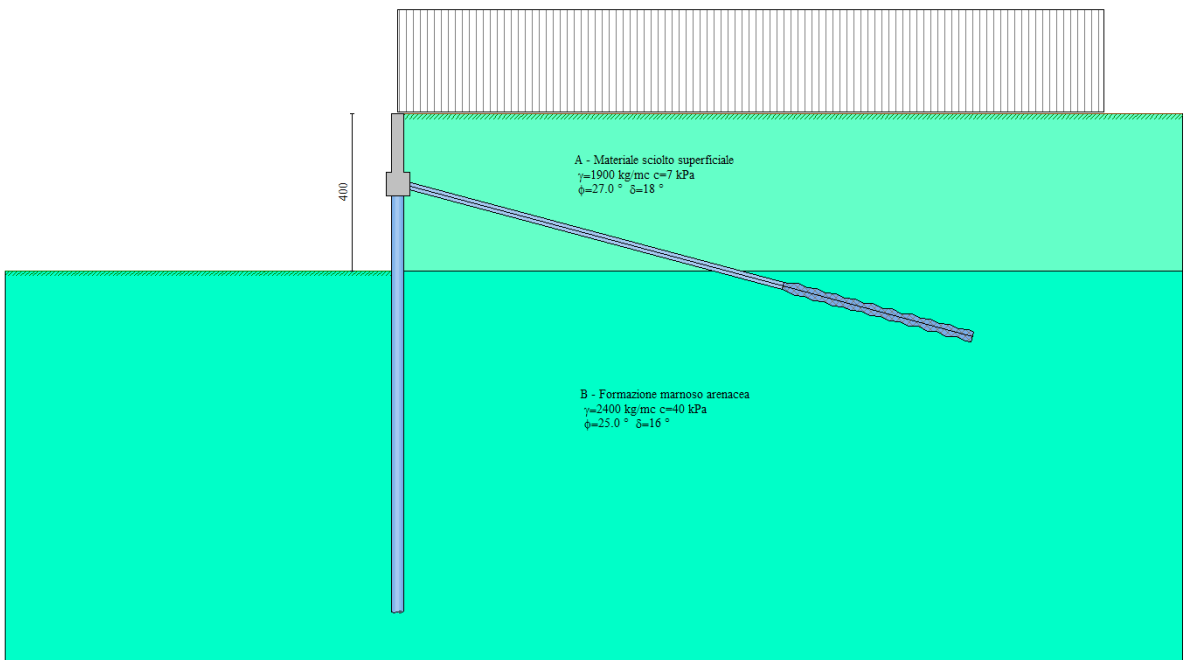


Figura 9 - Raggiungimento fondo scavo

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali con muro in testa**

Altezza fuori terra	4.00	[m]
Profondità di infissione	8.70	[m]
Altezza totale della paratia	12.70	[m]
Lunghezza paratia	43.00	[m]

Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0.50	[m]
Diametro dei micropali	30.00	[cm]
Ordinata testa micropali	1.50	[m]
Numero totale di micropali	86	
Numero di micropali per metro lineare	2.00	
Diametro esterno del tubolare	193.70	[mm]
Spessore del tubolare	12.50	[mm]

Geometria muro

Altezza paramento	1.50	[m]
Spessore testa paramento	0.30	[m]
Inclinazione esterna	0.000	[°]
Inclinazione interna	0.000	[°]
Spessore base paramento	0.30	[m]
Larghezza fondazione	0.60	[m]
Altezza fondazione	0.60	[m]
Altezza totale muro	2.10	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
Descrizione	Descrizione del terreno
γ	peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	peso di volume saturo del terreno espresso [kg/mc]
ϕ	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]

c coesione del terreno espressa in [kPa]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
2A	Materiale sciolto superficiale	1900.00	2000.00	27.00	18.00	7.5
3B	Formazione marnoso arenacea	2400.00	2400.00	25.00	16.00	40.0

Parametri per il calcolo dei tiranti secondo il metodo di Bustamante-Doix

Simbologia adottata

C_{min} , C_{med} coeff. di espansione laterale minimo e medio del tirante nello strato

α_{1-min} , α_{1-med} coeff. per il calcolo della tensione tangenziale lungo il fusto del tirante espresso in [kPa]

α_{2-min} , α_{2-med} coeff. per il calcolo della tensione tangenziale lungo il fusto del tirante che moltiplica la P_{lim}

$P_{lim-min}$, $P_{lim-med}$ pressione limite minima e media dello strato espresse in [kPa]

N°	Descrizione	C_{min}	α_{1-min}	α_{2-min}	$P_{lim-min}$	C_{med}	α_{1-med}	α_{2-med}	$P_{lim-med}$
2A	Materiale sciolto superficiale	1.50	0.25	0.00	0.00	250	1.50	0.25	0.00
	250								
3B	Formazione marnoso arenacea	1.15	1.36	0.07	0.07	1500	1.15	1.36	0.07
	1500								

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]

kw costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

α inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)

Terreno Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	4.00	0.00	0.81	A - Materiale sciolto superficiale
2	10.00	0.00	3.89	B - Formazione marnoso arenacea

Impostazioni di analisi

Analisi per Fasi di Scavo.

Rottura del terreno: Pressione passiva

Impostazioni analisi per fasi di scavo:

Analisi per condizioni di esercizio

Analisi per coefficienti tipo A1-M1

Analisi per coefficienti tipo A2-M2

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva K_a e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale: Metodo di Fellenius

Impostazioni analisi sismica

Combinazioni/Fase	SLU	SLE
Accelerazione al suolo [m/s^2]	0.233	0.096
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.331	2.430
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*	0.311	0.276
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.200	1.200
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S_s)	1.200	1.200
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	1.000	1.000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m]	0.052	0.052
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.474	0.474
Coefficiente di intensità sismica (percento)	1.620	0.668

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv) 0.50

Influenza sisma nella spinta attiva da monte

Forma diagramma incremento sismico : Triangolare con vertice in alto.

Spinta

Spinta massima	Pa =	7765	[kg]	Y =	2.39	[m]
Resistenza passiva	Pp =	-3274	[kg]	Y =	4.68	[m]
Controspinta	Pc =	809	[kg]	Y =	7.81	[m]

Sollecitazioni

M	Y _M	T	Y _T	N	Y _N	
4216	4.70	4082	1.80	7134	12.70	MAX
-687	3.40	-3026	1.80	0	0.00	MIN

Spostamenti

U	Y _U	V	Y _V	
1.0608	0.00	0.0127	0.00	MAX
-0.0547	2.40	0.0000	0.00	MIN

Stabilità globale

Raggio del cerchio critico	R =	16.56	[m]
Centro del cerchio critico		(-1.27; 3.81)	
Intersezione cerchio-pendio a valle		(-15.88; -3.99)	
Intersezione cerchio-pendio a monte		(14.85; 0.00)	
Fattore di sicurezza	FS =	3.87	

Risultati tiranti

n°	Y	N	Ltot	Lf	σ_f	Rt/ml	U _{MAX}
1	1.80	11235	15.00	5.00	260466	5487	0.66

Verifiche strutturali muro

Ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo	Y =	1.50	[m]
Momento ultimo	Mu =	10005	[kgm]
Sforzo normale ultimo	Nu =	4903	[kg]
Fattore di sicurezza della sezione	FS =	4.36	

Tensione massima nel calcestruzzo	$\sigma_c =$	43621	[kPa]	Y =	1.80	[m]
Tensione massima nei ferri (lato valle)	$\sigma_{fi} =$	43441	[kPa]	Y =	1.80	[m]
Tensione massima nei ferri (lato monte)	$\sigma_{fs} =$	56043	[kPa]	Y =	1.50	[m]
Tensione tangenziale massima nel calcestruzzo	$\tau_f =$	4206	[kPa]	Y =	1.80	[m]

Verifiche strutturali paratia

Ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo	Y =	1.50	[m]
Momento ultimo	Mu =	10005	[kgm]
Sforzo normale ultimo	Nu =	4903	[kg]
Fattore di sicurezza della sezione	FS =	4.36	

Tensione massima nel calcestruzzo	$\sigma_c =$	43621	[kPa]	Y =	1.80	[m]
Tensione massima nell'armatura	$\sigma_f =$	43441	[kPa]	Y =	1.80	[m]
Tensione tangenziale massima nel calcestruzzo	$\tau_f =$	4206	[kPa]	Y =	1.80	[m]

Travi di correa

Per l'opera di sostegno della tiranti sono attestati sulla paratia mediante una trave di ripartizione costituita un doppio profilato HEB200.

Le verifiche sono state effettuate, per il massimo carico sui tiranti, assumendo lo schema semplificato di trave continua su più appoggi fissi, in corrispondenza degli stessi, e caricata da un carico uniforme: $q = F / i_{punt}$ ($F = 110.3$ kN = carico massimo sul tirante, i_{punt} = interasse dei tiranti = 2 m).

Il momento flettente massimo si può assumere pari a:

$$q_c = F_{\max} / i_{\text{tir}} = 55.2 \text{ kN/m}$$

Il momento flettente massimo ed il taglio su ciascun profilo si possono calcolare come:

$$M_{\max} = 1/2 \times q_c \times i_{\text{tir}}^2 / 10 = 13.8 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 1/2 \times 0.6 q_c \times i_{\text{tir}} = 33.1 \text{ kN}$$

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCl Normativa: NTC ?

IPE IPN HEAA HL
 HEA IPEA HEX UB
 HEB IPEO HD UC
 HEM IPEX HP W

Ordina per: Wy ly g

Acciaio: S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355 fu 510

Lunghezze di libera inflessione [m]:
 I_{0y} 0 I_{0z} 0

N_{Sd} [kN] 0

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 100 B	20.4	100	100	6.00	10.00	12.00
HE 120 B	26.7	120	120	6.50	11.00	12.00
HE 140 B	33.7	140	140	7.00	12.00	12.00
HE 160 B	42.6	160	160	8.00	13.00	15.00
HE 180 B	51.2	180	180	8.50	14.00	15.00
HE 200 B	61.3	200	200	9.00	15.00	18.00
UC 220 B	71.5	220	220	9.50	16.00	18.00

Aggiorna Tabella

Plotta

HE 200 B

$N_{by,Rd}$ [kN] 2 640
 $N_{bz,Rd}$ [kN] 2 640
 $V_{ply,Rd}$ [kN] 484.7

$M_{cy,Rd}$ [kNm] 217.2
 $M_{cz,Rd}$ [kNm] 103.4
 $V_{plz,Rd}$ [kN] 1 171

g (Kg/m): 61.3
 h (mm): 200
 b (mm): 200
 tw (mm): 9
 tf (mm): 15
 r1 (mm): 18

r2 (mm): 0
 A (cm2): 78.08
 ly (cm4): 5 696
 Wy (cm3): 569.6
 Wpl,y (cm3): 642.5

iy (cm): 8.54
 lz (cm4): 2 003
 Wz (cm3): 200.3
 Wpl,z (cm3): 305.8

iz (cm): 5.07
 IT (cm4): 59.28
 lw (cm6): 171 100

Classe Sezione

Compressione 1
 Flessione My 1
 Flessione Mz 1
 Presso-Flessione 1

Verifiche

Presso.Flessione
 Svergolamento

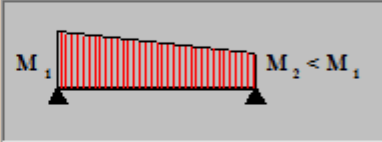
Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HE 200 B Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

N_{Sd} [kN] 0

	Inflessione attorno all'asse	
	y - y	z - z
I_0 [m]	2	2
Snellezza λ	23.42	39.45
$N_{b,Rd}$ [kN]	2 539	2 201
$M_{1,Sd}$ [kNm]	13.8	0
$M_{2,Sd}$ [kNm]	0	0
β_M	1.8	1.1
μ	0.005	-0.403
k	1	1
$M_{c,Rd}$ [kNm]	217.2	103.4
M_{Sd} [kNm]	13.8	0

Momenti all'estremità
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità



Resistenza della sezione 0.004 OK ?

Instabilità flessio-torsionale 0.064 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0 + 0.064 + 0 = 0.064$$

OK

5.4.3 __ VERIFICA OPERA DI SOSTEGNO SEZIONE TIPO 4

Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Coulomb* è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

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

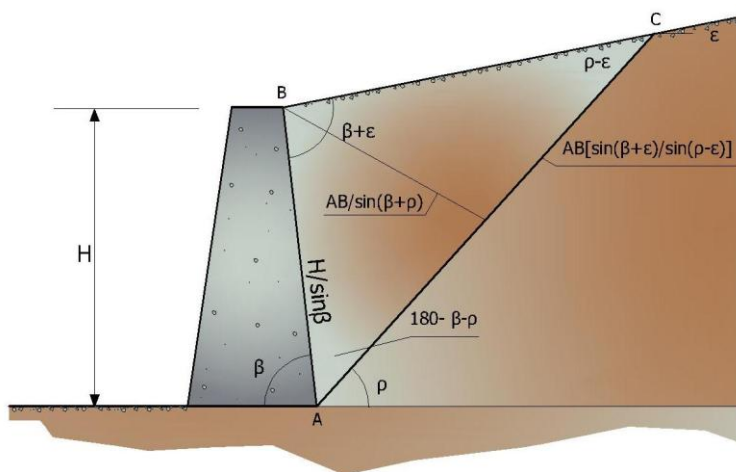
Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di K_a :

$d < (b - \varphi - e)$ secondo Muller-Breslau

- g_t Peso unità di volume del terreno;
- b Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
- f Angolo di resistenza al taglio del terreno;
- d Angolo di attrito terra-muro;
- e Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;
- H Altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se $e = d = 0$ e $b = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin\phi)}{(1 + \sin\phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos\varepsilon \frac{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\phi}}{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\phi}}$$

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε , di inclinazione del piano campagna

rispetto al piano orizzontale, e l'angolo θ , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità ϑ tale che:

$$\tan \vartheta = \left(\frac{k_h}{1 \pm k_h} \right)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right); k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente β_m assume valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

a_{\max} Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g Accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

S coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_s e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - PVR)}$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = \frac{a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S}{g}$$

a_{gR} Accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante;

γ_I Fattore di importanza;

S Soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E);

$a_g = a_{gR} \gamma_I$ è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \epsilon)}}{\gamma}$$

Dove:

Q = Carico agente sul terrapieno.

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

Carico uniforme sul terrapieno

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

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

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

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo *Muller-Breslau*.

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

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

Dove:

- H Altezza muro;
- k_v Coefficiente sismico verticale;
- g Peso per unità di volume del terreno;
- K Coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico);
- E_{ws} Spinta idrostatica dell'acqua;
- E_{wd} Spinta idrodinamica.

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

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

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

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

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

Spinta idrostatica

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

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

Con risultante pari a:

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

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo g_t con g'_t ($g'_t = g_{\text{saturo}} - g_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\sin^2(\varphi + \beta)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < \beta - \varphi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\varphi}}$$

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

VESIC - Analisi a breve termine

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q$$

Dove:

A' = $B'L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_U Coesione non drenata;

q Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_C Fattore di forma;

$s_c = 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right)$ per fondazioni rettangolari, il valore di s_C viene assunto pari ad 1 per fondazioni nastriformi

d_C Fattore di profondità;

$d_c = 0.4 \cdot K$ con $K = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \leq 1$ altrimenti $K = \arctan \frac{D}{B}$

i_C Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H ;

$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$

A_f Area efficace della fondazione;

c_a Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

VESIC - Analisi a lungo termine

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi') \cdot K$$

con $K = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \leq 1$ altrimenti $K = \arctan \frac{D}{B}$

$$d_\gamma = 1$$

HANSEN - Analisi a breve termine

$$\frac{R}{A'} \leq (2 + \pi) \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c) + q$$

Dove:

A' = B' L' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata;

q Pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c Fattore di forma, $s_c = 0$ per fondazioni nastriformi;

d_c Fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \text{ con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c Fattore correttivo di inclinazione del carico;

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

A_f Area efficace della fondazione;

c_a Aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

HANSEN- Analisi a lungo termine

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} \leq c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

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

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{per fondazione nastriforme}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

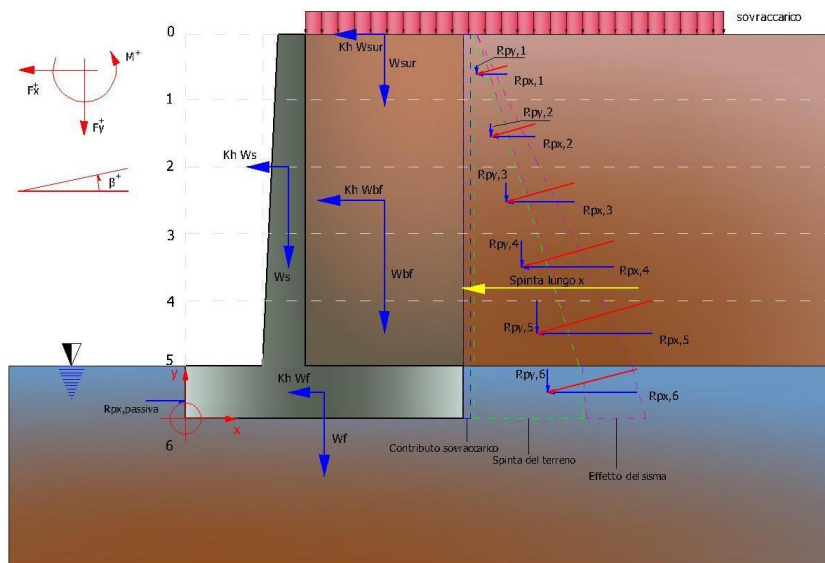
$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.



Schema delle forze agenti su un muro e convenzioni sui segni

Calcolo delle spinte per le verifiche globali

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in n -tratti.

Convenzione segni

Forze verticali	positive se dirette dall'alto verso il basso;
Forze orizzontali	positive se dirette da monte verso valle;
Coppie	positive se antiorarie;
Angoli	positivi se antiorari.

Dati generali

Lat./Long. [WGS84] 43.191015/12.639212

Normativa GEO NTC 2008
 Normativa STR SLU (EC2)
 Spinta Mononobe e Okabe [M.O. 1929]

Dati generali muro

MANDATARIA



MANDANTE



ICARIA
società di ingegneria

Altezza muro	550.0 cm
Spessore testa muro	30.0 cm
Risega muro lato valle	56.0 cm
Risega muro lato monte	0.0 cm
Sporgenza mensola a valle	50.0 cm
Sporgenza mensola a monte	275.0 cm
Svaso mensola a valle	0.0 cm
Altezza estremità mensola a valle	90.0 cm
Altezza estremità mensola a monte	90.0 cm

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.72	2.39	0.27
S.L.D.	50.0	0.94	2.33	0.28
S.L.V.	475.0	2.28	2.4	0.31
S.L.C.	975.0	2.91	2.42	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1.0368	0.18	0.019	0.0095
S.L.D.	1.3536	0.18	0.0248	0.0124
S.L.V.	3.2197	0.31	0.1018	0.0509
S.L.C.	3.8857	0.31	0.1228	0.0614

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Conglomerati

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO

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

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ftk [Mpa]	ftd [Mpa]	ep_tk	epd_ult	$\beta 1*\beta 2$ iniziale	$\beta 1*\beta 2$ finale
1	B450C	200000	450	391.3	540	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	200000	450	391.3	458.3	398.5	.012	.01	1	0.5
4	S235H	200000	240	210	360	210	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	200000	280	243	460	244	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	200000	360	312	510	360	0.012	0.01	1	0.5

Materiali impiegati realizzazione muro C25/30 B450C

Copriferro, Elevazione 4.0 cm

Copriferro, Fondazione 4.0 cm

Copriferro, Dente di fondazione 4.0 cm

Stratigrafi a

Ns	Spessore strato (cm)	Inclinazione dello strato. (°)	Peso unità di volume (KN/m³)	Angolo di resistenza a taglio (°)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito terra muro (°)	Presenza di falda (Si/No)	Litologia	Descrizione
1	640	0	19.00	27	7.50	18	No		Complesso A - Materiale sciolto supe
2	1500	0	24.00	25	40.00	16	No		Complesso B - Formazione marnoso-are

Carichi distribuiti

Descrizione	Ascissa iniziale	Ascissa finale	Valore iniziale	Valore finale	Profondità
-------------	------------------	----------------	-----------------	---------------	------------

	(cm)	(cm)	(kPa)	(kPa)	(cm)
Carico stradale	10.0	1000.0	20.0	20.0	0.0

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R1

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.30
3	Peso terreno mensola	1.30
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Carico stradale	1.50

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A2+M2+R2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	1.00
7	Carico stradale	1.30

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
-----	----------	-------------------------

1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

EQU+M2

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	0.90
2	Spinta terreno	1.10
3	Peso terreno mensola	1.00
4	Spinta falda	1.00
5	Spinta sismica in x	1.00
6	Spinta sismica in y	0.00
7	Carico stradale	1.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo res. taglio	1.25
2	Coesione efficace	1.25
3	Resistenza non drenata	1.4
4	Peso unità volume	1

Nr.	Verifica	Coefficienti resistenze
1	Carico limite	1
2	Scorrimento	1
3	Partecipazione spinta passiva	1

A1+M1+R1 [STR]

Coefficiente sismico orizzontale K_h 0.1018

Coefficiente sismico verticale K_v 0.0509

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Q_i	Quota iniziale strato (cm);
Q_f	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
E_{ps}	Inclinazione dello strato. (°);
F_i	Angolo di resistenza a taglio (°);
Δ	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
640.0	530.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	
530.0	420.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	
420.0	310.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	
310.0	200.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	
200.0	90.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Ka	Coefficiente di spinta attiva.
Kd	Coefficiente di spinta dinamica.
Dk	Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay	Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky	Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03
18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03
18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03
18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03
18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	640.0	530.0	14.73	4.79	583.63	583.63
2	530.0	420.0	19.66	6.18	470.2	470.94
3	420.0	310.0	31.07	9.2	361.55	361.92
4	310.0	200.0	42.76	12.29	252.49	252.7
5	200.0	90.0	54.45	15.37	143.03	143.16

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py	Peso del muro (kN);
----	---------------------

Px Forza inerziale (kN);
Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
530.0	0.98	9.61	118.1	582.1
420.0	2.26	22.21	114.9	520.0
310.0	3.85	37.85	111.6	455.3
200.0	5.76	56.54	108.2	388.7
90.0	7.96	78.21	104.7	320.7

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
530.0	15.71	14.4	7.17	41.2
420.0	36.65	33.18	32.5	52.4
310.0	69.32	58.02	85.09	63.6
200.0	113.98	88.99	177.59	74.8
90.0	170.63	126.04	322.68	86.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv Area dei ferri lato valle.
Afm Area dei ferri lato monte.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	14.72	221.71	S	172.82	0.0	10.79
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	33.75	296.97	S	197.67	0.0	5.29
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	59.08	376.12	S	221.45	0.0	3.13
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	90.7	460.2	S	244.71	0.0	2.11

5Ø20 (15.71) 6Ø20 (18.85) 128.53 647.91 S 283.4 0.0 1.63

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (411.0/0.0)$
Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (411.0/640.0)$
Centro di rotazione $(x_{ro}, y_{ro}) = (0.0/0.0)$

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
640.0	530.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	
530.0	420.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	
420.0	310.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	
310.0	200.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	
200.0	90.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	
90.0	1.0	19.0	0.0	27.0	18.0	7.5	0.0	
1.0	0.0	24.0	0.0	25.0	16.0	40.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
Ka Coefficiente di spinta attiva.
Kd Coefficiente di spinta dinamica.
Dk Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03
18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO

18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03
18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03
18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03
18.0	0.33	0.42	0.1	0.32	0.1	0.1	0.03
16.0	0.36	0.45	0.11	0.35	0.1	0.1	0.03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	640.0	530.0	14.73	4.79	583.63	583.63
2	530.0	420.0	19.66	6.18	470.2	470.94
3	420.0	310.0	31.07	9.2	361.55	361.92
4	310.0	200.0	42.76	12.29	252.49	252.7
5	200.0	90.0	54.45	15.37	143.03	143.16
6	90.0	1.0	52.61	14.7	44.42	44.48
7	1.0	0.0	0.25	0.08	0.5	0.5

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
90.0	0.0	24.0	180.0	25.0	16.0	40.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
---	-----------------------------------

Kp Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
196.0	2.46	-2.37	-0.68

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
Qf Quota inizio strato.
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	90.0	0.0	-131.66	0.0	42.38	0.0

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	215.53	62.6	242.68
Peso muro	7.96	78.21	-56.35
Peso fondazione	9.23	90.69	-182.21
Sovraccarico	8.4	82.5	-171.89
Terr. fondazione	29.25	373.59	-914.98
Spinte fondazione	-131.66	0.0	-55.79
	138.72	687.59	-1138.54

Momento stabilizzante -1772.94 kNm

Momento ribaltante 634.4 kNm

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);

M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
50.0	-131.66	-115.42	-25.91	90.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
6Ø20 (18.85)	5Ø20 (15.71)	134.27	682.92	S	290.68	0.0	2.47

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
136.0	0.25	121.8	-335.73	90.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).

Vsdu		Taglio di calcolo (kN);					
Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	0.31	525.24	S	274.26	0.0	2.21

A2+M2+R2 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale Kh 0.1018
Coefficiente sismico verticale Kv 0.0509

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Qi Quota iniziale strato (cm);
Qf Quota finale strato
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
Fi Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
640.0	530.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
530.0	420.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
420.0	310.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
310.0	200.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
200.0	90.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
Ka Coefficiente di spinta attiva.
Kd Coefficiente di spinta dinamica.
Dk Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
---	----	----	----	-----	-----	-----	-----

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO

18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	640.0	530.0	15.3	4.97	583.35	583.35
2	530.0	420.0	22.94	7.45	470.51	470.51
3	420.0	310.0	34.18	11.11	361.98	361.98
4	310.0	200.0	45.42	14.76	252.73	252.73
5	200.0	90.0	56.67	18.41	143.18	143.18

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py	Peso del muro (kN);
Px	Forza inerziale (kN);
Xp, Yp	Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
530.0	0.98	9.61	118.1	582.1
420.0	2.26	22.21	114.9	520.0
310.0	3.85	37.85	111.6	455.3
200.0	5.76	56.54	108.2	388.7
90.0	7.96	78.21	104.7	320.7

Sollecitazioni sul muro

Quota	Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx	Forza in direzione x (kN);
Fy	Forza in direzione y (kN);
M	Momento (kNm);
H	Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
530.0	16.28	14.58	7.39	41.2
420.0	40.5	34.64	34.73	52.4
310.0	76.27	61.38	92.69	63.6
200.0	123.59	94.82	193.42	74.8
90.0	182.47	134.91	349.04	86.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	14.94	221.75	S	172.85	0.0	10.41
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	35.25	297.31	S	197.87	0.0	4.79
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	62.55	377.09	S	221.93	0.0	2.85
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	96.68	462.2	S	245.55	0.0	1.95
5Ø20 (15.71)	6Ø20 (18.85)	137.48	651.39	S	284.69	0.0	1.53

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (411.0/0.0)

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (411.0/640.0)

Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
640.0	530.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
530.0	420.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
420.0	310.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
310.0	200.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
200.0	90.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
90.0	1.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
1.0	0.0	24.0	0.0	20.46	16.0	32.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
Ka Coefficiente di spinta attiva.
Kd Coefficiente di spinta dinamica.
Dk Coefficiente di incremento dinamico.
Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
16.0	0.43	0.52	0.12	0.41	0.12	0.12	0.03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
Qf Quota inizio strato.
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	640.0	530.0	15.3	4.97	583.35	583.35
2	530.0	420.0	22.94	7.45	470.51	470.51
3	420.0	310.0	34.18	11.11	361.98	361.98

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO

4	310.0	200.0	45.42	14.76	252.73	252.73
5	200.0	90.0	56.67	18.41	143.18	143.18
6	90.0	1.0	54.08	17.57	44.49	44.49
7	1.0	0.0	0.33	0.12	0.5	0.5

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
90.0	0.0	24.0	180.0	20.46	16.0	32.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
196.0	2.07	-1.99	-0.57

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	90.0	0.0	-99.14	0.0	42.07	0.0

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	228.92	74.39	235.15
Peso muro	7.96	78.21	-56.35
Peso fondazione	9.23	90.69	-182.21
Sovraccarico	7.28	71.5	-148.97
Terr. fondazione	29.25	287.38	-679.19
Spinte fondazione	-99.14	0.0	-41.7
	183.5	602.16	-873.27

Momento stabilizzante -1555.51 kNm
Momento ribaltante 682.24 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	282.64 kN
Sommatoria forze verticali	602.16 kN
Coefficiente di attrito	0.37
Adesione	22.4 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	602.16 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	282.64 kN
Resistenza terreno	415.83 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1.47
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-1555.51 kNm
Momento ribaltante	682.24 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2.28
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	183.5 kN
---------------------------------	----------

Somma forze in direzione y (Fy)	602.16 kN
Somma momenti	-873.27 kNm
Larghezza fondazione	411.0 cm
Lunghezza	2370.0 cm
Eccentricità su B	60.48 cm
Peso unità di volume	24.0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	20.46 °
Coesione	22.4 kPa
Terreno sulla fondazione	90.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	19.0 kN/m ³
Nq	6.7
Nc	15.27
Ng	5.74
Fattori di forma	
sq	1.05
sc	1.05
sg	0.95
Inclinazione carichi	
iq	0.6
ic	0.53
ig	0.46
Fattori di profondità	
dq	1.1
dc	1.12
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	1105.29 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	1.84

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	145.02 cm
Larghezza della fondazione	411.0 cm
x = 0.0 cm	275.86 kPa
x = 411.0 cm	17.16 kPa

MENSOLA A VALLE

Xprogr.	Ascissa progressiva (cm);
Fx	Forza in direzione x (kN);

Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
50.0	-99.14	-119.03	-27.5	90.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
6Ø20 (18.85)	5Ø20 (15.71)	101.06	669.35	S	285.93	0.0	2.36

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
136.0	0.33	208.74	-498.39	90.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);

Sic. VT Misura Sicurezza Taglio $(V_{cd}+V_{wd})/V_{sdu}$ (Verificato se ≥ 1).
V_{sdu} Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	0.31	525.24	S	274.26	0.0	1.29

EQU+M2 [GEO+STR]

Coefficiente sismico orizzontale K_h 0.1018
Coefficiente sismico verticale K_v 0.0509

CALCOLO SPINTE

Discretizzazione terreno

Q_i Quota iniziale strato (cm);
Q_f Quota finale strato
G Peso unità di volume (KN/m³);
Eps Inclinazione dello strato. (°);
F_i Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta Angolo attrito terra muro;
c Coesione (kPa);
β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Q _i	Q _f	G	Eps	F _i	Delta	c	β	Note
640.0	530.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
530.0	420.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
420.0	310.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
310.0	200.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
200.0	90.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.
K_a Coefficiente di spinta attiva.
K_d Coefficiente di spinta dinamica.
D_k Coefficiente di incremento dinamico.
K_{ax}, K_{ay} Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.
D_{kx}, D_{ky} Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	K _a	K _d	D _k	K _{ax}	K _{ay}	D _{kx}	D _{ky}
---	----------------	----------------	----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO

18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.
Qf Quota inizio strato.
Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	640.0	530.0	12.07	2.71	582.9	584.79
2	530.0	420.0	20.22	4.37	469.51	469.07
3	420.0	310.0	32.33	7.19	361.57	361.4
4	310.0	200.0	44.45	10.02	252.5	252.42
5	200.0	90.0	56.56	12.84	143.04	142.98

CARATTERISTICHE MURO (Peso, Baricentro, Inerzi a)

Py Peso del muro (kN);
Px Forza inerziale (kN);
Xp, Yp Coordinate baricentro dei pesi (cm);

Quota	Px	Py	Xp	Yp
530.0	0.88	8.65	118.1	582.1
420.0	2.04	19.99	114.9	520.0
310.0	3.47	34.07	111.6	455.3
200.0	5.18	50.88	108.2	388.7
90.0	7.17	70.39	104.7	320.7

Sollecitazioni sul muro

Quota Origine ordinata minima del muro (cm).
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione di calcolo (cm);

Quota	Fx	Fy	M	H
530.0	12.95	11.36	6.05	41.2
420.0	34.33	27.07	28.99	52.4
310.0	68.1	48.34	80.4	63.6
200.0	114.26	75.17	173.46	74.8
90.0	172.8	107.51	321.32	86.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afv	Area dei ferri lato valle.
Afm	Area dei ferri lato monte.
Nu	Sforzo normale ultimo (kN);
Mu	Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd	Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd	Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT	Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu	Taglio di calcolo (kN);

Afv	Afm	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	11.63	221.19	S	172.4	0.0	13.05
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	27.56	295.59	S	196.81	0.0	5.62
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	49.31	373.4	S	220.06	0.0	3.17
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	76.74	455.53	S	242.71	0.0	2.08
5Ø20 (15.71)	6Ø20 (18.85)	109.68	640.59	S	280.7	0.0	1.59

VERIFICHE GLOBALI

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (411.0/0.0)
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (411.0/640.0)
Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0)

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);

β Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Note Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
640.0	530.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
530.0	420.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
420.0	310.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
310.0	200.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
200.0	90.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
90.0	1.0	19.0	0.0	22.18	18.0	6.0	0.0	
1.0	0.0	24.0	0.0	20.46	16.0	32.0	0.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ Angolo di direzione della spinta.

Ka Coefficiente di spinta attiva.

Kd Coefficiente di spinta dinamica.

Dk Coefficiente di incremento dinamico.

Kax, Kay Componenti secondo x e y del coefficiente di spinta attiva.

Dkx, Dky Componenti secondo x e y del coefficiente di incremento dinamico.

μ	Ka	Kd	Dk	Kax	Kay	Dkx	Dky
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
18.0	0.4	0.49	0.12	0.38	0.12	0.11	0.04
16.0	0.43	0.52	0.12	0.41	0.12	0.12	0.03

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi Quota inizio strato.

Qf Quota inizio strato.

Rpx, Rpy Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);

Z(Rpx) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

Z(Rpy) Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	640.0	530.0	12.07	2.71	582.9	584.79
2	530.0	420.0	20.22	4.37	469.51	469.07

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO

3	420.0	310.0	32.33	7.19	361.57	361.4
4	310.0	200.0	44.45	10.02	252.5	252.42
5	200.0	90.0	56.56	12.84	143.04	142.98
6	90.0	1.0	54.63	12.46	44.42	44.4
7	1.0	0.0	0.3	0.06	0.5	0.5

SPINTE IN FONDAZIONE

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato (cm);
Qf	Quota finale strato
G	Peso unità di volume (KN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato. (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio (°);
Delta	Angolo attrito terra muro;
c	Coesione (kPa);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);
Note	Nelle note viene riportata la presenza della falda

Qi	Qf	G	Eps	Fi	Delta	c	β	Note
90.0	0.0	24.0	180.0	20.46	16.0	32.0	180.0	

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta.
Kp	Coefficiente di resistenza passiva.
Kpx, Kpy	Componenti secondo x e y del coefficiente di resistenza passiva.

μ	Kp	Kpx	Kpy
196.0	2.07	-1.99	-0.57

Spinte risultanti e punto di applicazione

Qi	Quota inizio strato.
Qf	Quota inizio strato.
Rpx, Rpy	Componenti della spinta nella zona j-esima (kN);
Z(Rpx)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (cm);

	Qi	Qf	Rpx	Rpy	z(Rpx)	z(Rpy)
1	90.0	0.0	-99.14	0.0	42.07	0.0

Sollecitazioni total i

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);

	Fx	Fy	M
Spinta terreno	220.57	49.64	295.6
Peso muro	7.17	70.39	-50.72
Peso fondazione	8.31	81.62	-163.99
Sovraccarico	5.6	55.0	-114.59
Terr. fondazione	29.25	287.38	-679.19
Spinte fondazione	-99.14	0.0	-41.7
	171.76	544.02	-754.59

Momento stabilizzante -1381.84 kNm
Momento ribaltante 627.26 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	270.89 kN
Sommatoria forze verticali	544.02 kN
Coefficiente di attrito	0.37
Adesione	22.4 kPa
Angolo piano di scorrimento	-360.0 °
Forze normali al piano di scorrimento	544.02 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	270.89 kN
Resistenza terreno	394.15 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1.45
Traslazione verificata Csd>1	

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	-1381.84 kNm
Momento ribaltante	627.26 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	2.2
Muro verificato a ribaltamento Csv>1	

Carico limite verticale VESIC

Somma forze in direzione x (Fx)	171.76 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	544.02 kN
Somma momenti	-754.59 kNm
Larghezza fondazione	411.0 cm
Lunghezza	2370.0 cm
Eccentricità su B	66.79 cm
Peso unità di volume	24.0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	20.46 °
Coesione	22.4 kPa
Terreno sulla fondazione	90.0 cm
Peso terreno sul piano di posa	19.0 kN/m ³
Nq	6.7
Nc	15.27
Ng	5.74
Fattori di forma	
sq	1.04
sc	1.05
sg	0.95
Inclinazione carichi	
iq	0.59
ic	0.52
ig	0.45
Fattori di profondità	
dq	1.1
dc	1.13
dg	1.0
Carico limite verticale (Qlim)	1029.8 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	1.89

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	138.71 cm
Larghezza della fondazione	411.0 cm
x = 0.0 cm	261.44 kPa
x = 411.0 cm	3.29 kPa

MENSOLA A VALLE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);

Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
50.0	-99.14	-112.94	-25.94	90.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);
Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT Misura Sicurezza Taglio (Vcd+Vwd)/Vsdu (Verificato se >=1).
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
6Ø20 (18.85)	5Ø20 (15.71)	101.06	669.35	S	285.93	0.0	2.48

MENSOLA A MONTE

Xprogr. Ascissa progressiva (cm);
Fx Forza in direzione x (kN);
Fy Forza in direzione y (kN);
M Momento (kNm);
H Altezza sezione (cm);

Xprogr.	Fx	Fy	M	H
136.0	0.3	200.07	-452.22	90.0

Armature - Verifiche sezioni (S.L.U.)

Afi Area dei ferri inferiori.
Afs Area dei ferri superiori.
Nu Sforzo normale ultimo (kN);
Mu Momento flettente ultimo (kNm);
Vrd Resistenza a taglio senza armature trasversali Vrd (kN);

Vwd Resistenza a taglio piegati (kN);
Sic. VT Misura Sicurezza Taglio $(Vcd+Vwd)/Vsdu$ (Verificato se ≥ 1).
Vsdu Taglio di calcolo (kN);

Afi	Afs	Nu	Mu	Ver.	Vrd	Vwd	Sic. VT
5Ø20 (15.71)	5Ø20 (15.71)	0.31	525.24	S	274.26	0.0	1.34