REGIONE LOMBARDIA - PROVINCIA DI BRESCIA

COMUNE DI PISOGNE

OGGETTO:

PROGETTO ESECUTIVO
MESSA IN SICUREZZA STRADA PER SONVICO A SEGUITO DEL CROLLO DELLA GALLERIA DI PROTEZIONE.
LOTTO 2: STRADA ALTERNATIVA TEMPORANEA, SMARINO DEL MATERIALE, ULTERIORE DISGAGGI E SISTEMA DI MONITORAGGIO CUP: D57G26000120006.

COMMITTENTE:

Comune di Pisogne
Viale Vallecamonica 2
25055 - Pisogne - BS

COMMESSA:	L.431.26	**ELABORATO:**	L.431.26.PE.A.005	**DATA:**	LUGLIO 2026
TITOLO:	RELAZIONE DI CALCOLO			**SCALA:**	Doc.

VERSIONE:	DATA	DESCRIZIONE	RED.	VER.	APP.

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO:

IL R.U.P.:

IL SINDACO:

PROGETTO:

TECNICO INCARICATO:
Ing. Luca Vitali
via Mazzini, 12/a 25043 - Breno (Brescia)
tel. 0364.21166 - cell. 3939263222
info@ingvitali.it - www.studioingegneriavitali.it
p.iva 02266370986 - c.f. VTLLGR73S11B149F

TOLLERANZE: TUTTE LE MISURE SI INTENDONO +/- 0.01 MT, SE NON DIVERSAMENTE SPECIFICATO

La proprietà di questi disegni è riservata, a termine di legge, allo studio d'ingegneria Luca Vitali. E' fatto divieto di riprodurlo o renderlo noto a terzi senza precisa autorizzazione

RELAZIONE DI CALCOLO PONTE S. MARTINO

1 - DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE

1.1 - LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA E GEOMETRIA STRUTTURA

Il ponte ad arco in pietra è ubicato lungo una strada secondaria non asfaltata in località Sonvico inferiore nel comune di Pisogne (BS). Si tratta di un ponte in pietra ad arco singolo, la luce "L" dell'arco è di circa 8,10m, la freccia "h" 4,0m, lo spessore "t" dell'arco è stato stimato, a seguito di indagini strutturali diagnostiche, pari a 0,4m. I rilievi endoscopici hanno inoltre evidenziato le seguenti stratigrafie:

1. Soletta in chiave costituita da (spessori riportati partendo dall'estradosso):
   - Terreno di riporto 20cm;
   - Massicciata in materiale sciolto 90cm;
   - Pietra compatta 40cm.
2. Soletta rilevata nella zona delle spalle dall'intradosso costituita da:
   - pietra compatta 40cm;
   - vuoti con frammenti 30cm;
   - ciottoli e terriccio 30cm.

Le indagini hanno rilevato la presenza di un arco dall'intradosso costituito da pietra compatta, con l'asportazione quasi completa della malta di allettamento. In particolare si effettuano le verifiche strutturali secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018. Nella figura seguente si evidenzia l'inquadramento territoriale dell'opera nel contesto planimetrico.

Figura 1: Inquadramento territoriale dell'opera

Figura 2: Vista laterale ponte, SDF.

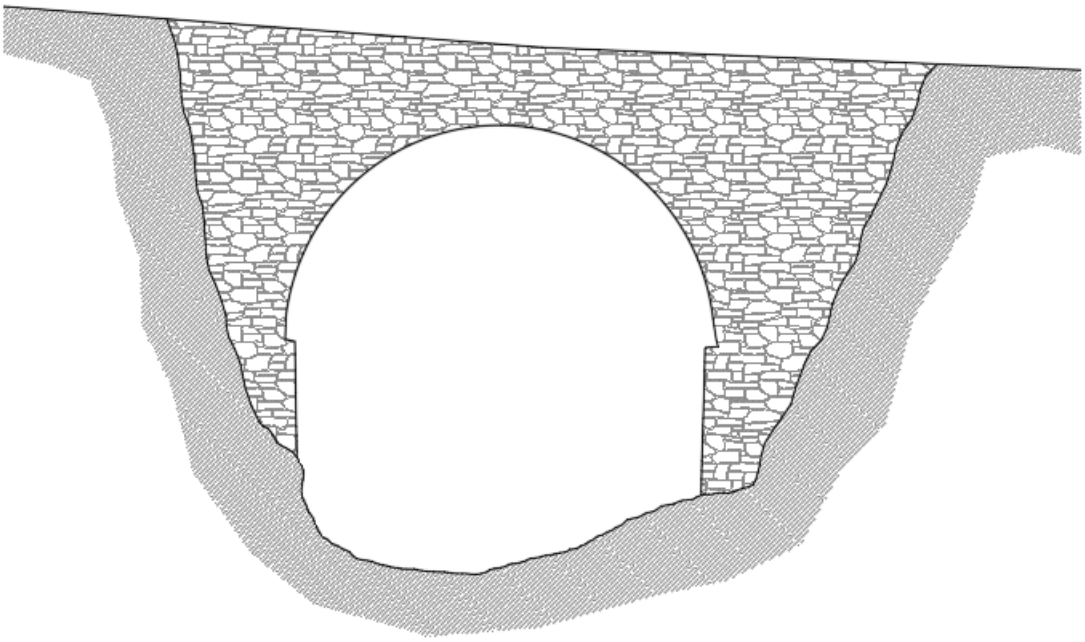


Figura 3: prospetto laterale SDF

1.2 – CONDIZIONI DI VINCOLO E CRITERI DI CALCOLO

In generale un calcolo "esatto" dell'arco in muratura è assai difficoltoso per l'incerta conoscenza delle leggi costitutive dei materiali e per la difficoltà di tener conto degli effetti dei cedimenti, delle fessurazioni, della storia di carico, ecc. La struttura ad arco, 3 volte iperstatica, viene resa isostatica introducendo tre cerniere, in corrispondenza delle quali si assumono momenti iperstatici nulli. La posizione delle cerniere viene variata alla ricerca di un regime di sforzi ammissibile. La rottura dell'arco avviene solitamente come illustrato in Figura 4, in base a questa considerazione le cerniere vengono poste, due in corrispondenza delle reni e una in corrispondenza della chiave della volta, come indicato in Figura 5.

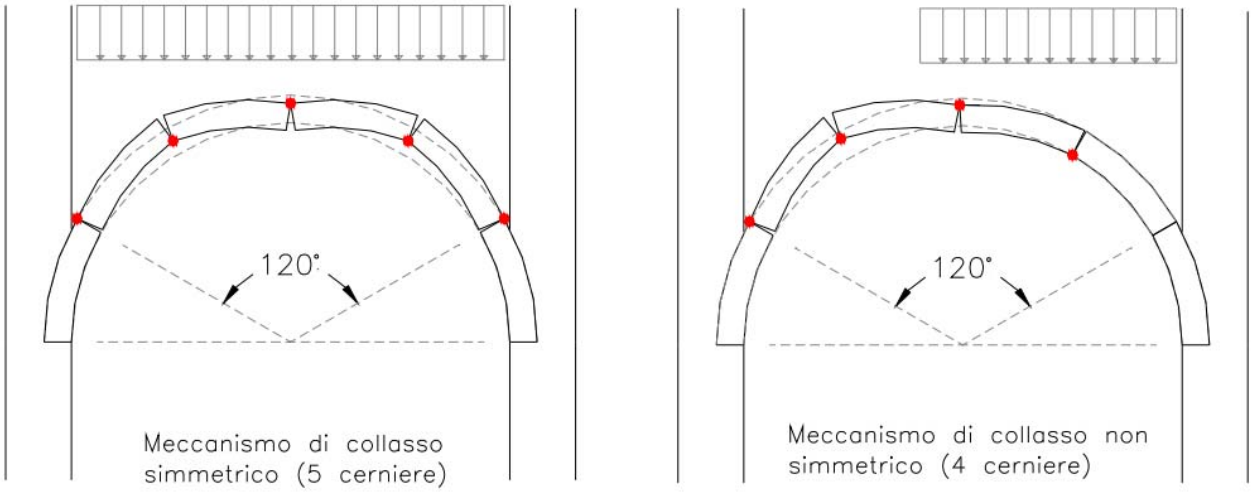


Figura 4: Meccanismi di collasso

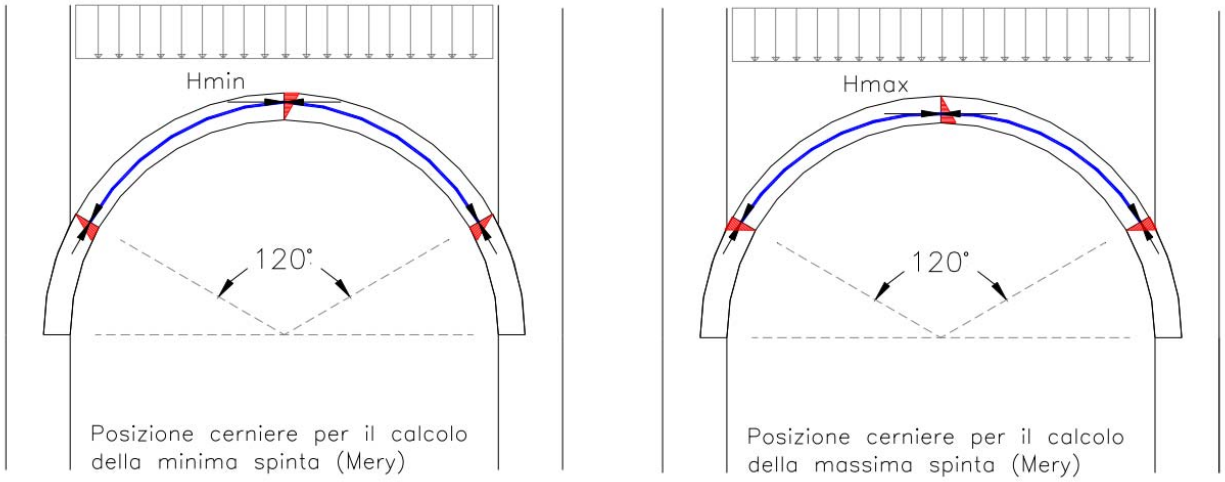


Figura 5: Posizione delle 3 cerniere

Se la curva delle pressioni non esce dal nocciolo centrale d'inerzia in nessuna sezione, la spinta calcolata secondo la Figura 5 di sinistra è la minima capace di mantenere l'arco in condizioni di assenza di fessurazione. Per tale valore andranno dimensionate le catene o, in loro assenza, i piedritti. Nel caso di piedritti spingenti (piani interrati, ponti) si eseguiranno anche le verifiche per la massima spinta Figura 5 destra. Si può ammettere la parzializzazione delle sezioni, purché il centro di pressione sia interno alla metà centrale (eccentricità = s/4).

Dopo aver calcolato le reazioni vincolari H, Vs, Vd, si calcolano nella generica sezione i-i le azioni interne Mi, Ni, Ti. Con riferimento alla figura 6 si possono scrivere le seguenti semplici relazioni:

- Hi = H
- Vi = Rq + Rf + Ra – Vs
- Mi = Vs · bVs – H · bH – Rq· bRq – Rr· bRr - Ra· bRa
- Ni = Hi cos αi – Vi sin αi
- Ti = -Hi sin αi – Vi cos αi
- ei = Mi/Ni (posizione del centro di pressione)

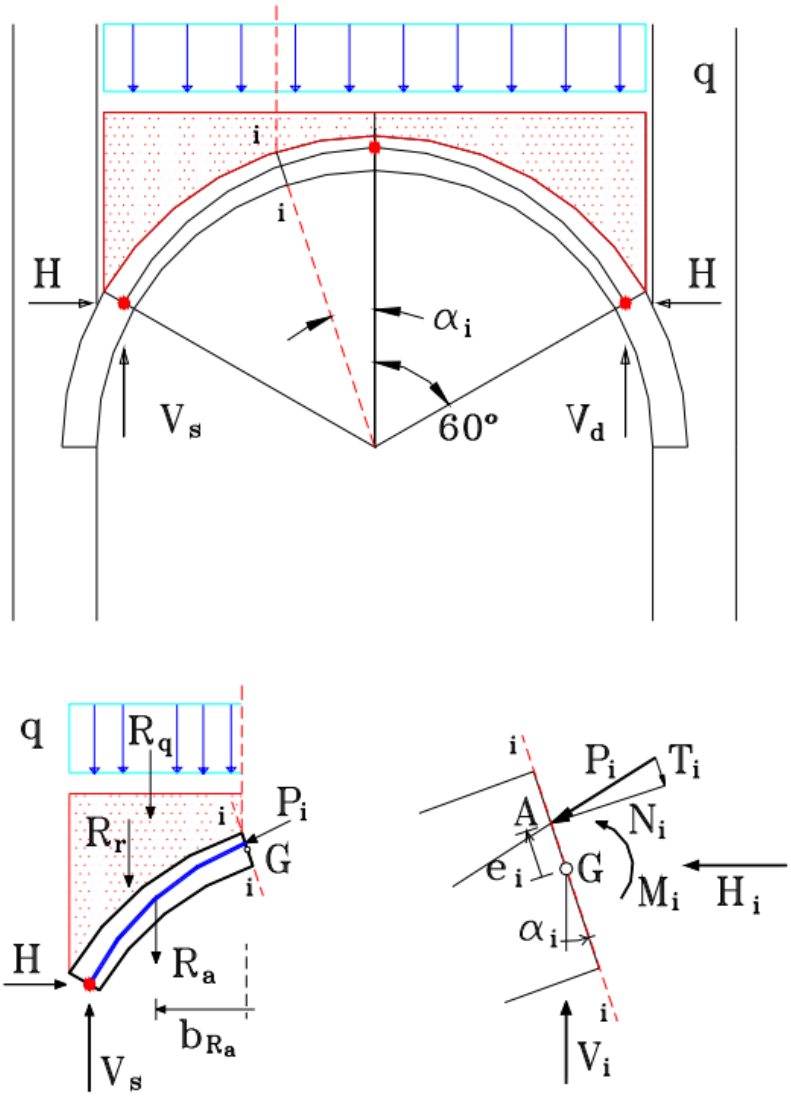


Figura 6: Calcolo numerico del centro delle pressioni nella posizione i-esima

2 – NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 - NORMATIVE E STANDARD

D.M. LL. PP. 11-03-88

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 24-07-88, n. 30483/STC.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88

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.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

Circolare 7 21-01-19 C.S.LL.PP

Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle N.T.C. di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

3 – CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E FATTORE DI CONFIDENZA

3.1 – FATTORE DI CONFIDENZA

Il grado di attendibilità del modello di valutazione della sicurezza è strettamente legato al livello di approfondimento della conoscenza della struttura ed ai valori sperimentali disponibili; di conseguenza la Direttiva-NTC2008 introduce dei livelli di conoscenza LC, ad approfondimento crescente, che prevedono diversi metodi di calcolo dei parametri meccanici da utilizzare nella modellazione ed ai quali sono legati differenti fattori di conoscenza FC proposti per l'analisi di vulnerabilità sismica del manufatto.

In accordo alla Circolare 2009 (C8A.1.A.4,) deve essere definito quindi un livello di conoscenza, crescente da LC1 a LC2 fino al più elevato LC3, a seconda dell'approfondimento che si è riusciti ad ottenere su una serie di caratteristiche dell'edificio: geometria, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali. Le modalità con cui selezionare i parametri di calcolo in funzione del livello di conoscenza sono brevemente riassunte nella tabella C8A.1.1 della Circolare di seguito riportata.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella 3: Tabella C8A.1.1 - Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Per il caso in analisi non è stata eseguita un'onerosa campagna diagnostica, ma ci si è affidati alla verifica dei materiali costituenti la parte strutturale in muratura portante. Per questo motivo, quindi, la valutazione preliminare della sicurezza antisismica è stata eseguita scegliendo il livello più basso di conoscenza ammesso dalla normativa, ovvero **LC1**, che comporta l'utilizzo del valore minimo delle caratteristiche meccaniche di resistenza dei materiali ed il valore medio per quanto riguarda il modulo elastico, il tutto caratterizzato da un fattore di confidenza FC = 1,35, adeguato ad un approccio prestazionale per la modellazione.

3.2 – ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI

3.2.1 – MURATURA

Per definire i valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura esistente si è fatto riferimento a quanto riportato nella tabella C.8.5.I della Circolare esplicativa[1] delle NTC2018.

Tabella C8.5.I -*Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:* **f** *= resistenza media a compressione,* τ_0 *= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),* f_{v0} *= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),* **E** *= valore medio del modulo di elasticità normale,* **G** *= valore medio del modulo di elasticità tangenziale,* **w** *= peso specifico medio.*

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione fpuò essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Il ponte ad arco oggetto della presente relazione viene considerato caratterizzato da una muratura in pietre a spacco con buona tessitura

[1] *Circolare 21 gennaio 2019 n.7 " Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*

Come riportato nel capitolo C8.5.4.1 "*Nel caso in cui la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:*

LC1: - Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.

- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta"

Pertanto, per il caso studio, si assume un valore per la resistenza media a compressione pari a:

$$f = 2{,}6\ MPa$$

Come previsto dal capitolo 4.5.6.1 delle NTC2018 la resistenza da impiegare per le verifiche a compressione e pressoflessione vale:

$$f_d = \frac{f}{\gamma_M}$$

Tab. 4.5.II. *Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti*

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria **I**, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria **I**, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria **II**, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Trattandosi di muratura esistente la resistenza va abbattuta per il coefficiente derivato dal valore di conoscenza.

Infine, considerando la presenza di efficaci connessioni trasversali tra i diversi elementi lapidei e di listature, è possibile incrementare il valore della resistenza a compressione riportato in precedenza, mediante l'applicazione del coefficiente moltiplicativo 1,30 e 1,1, come previsto dalla Tabella C8.5.II della Circolare alle NTC 2018.

$$f = 2{,}6 \cdot 1.3 \cdot 1{,}1 = 3.72 MPa$$

Considerato che in fase di progetto si prevede l'esecuzione di diversi interventi finalizzati al miglioramento delle caratteristiche meccaniche del ponte, vengono determinati due distinti valori limite di resistenza degli elementi strutturali: il primo da adottare nelle verifiche relative allo stato di fatto, il secondo da utilizzare nelle verifiche relative allo stato di progetto.

- Resistenza a compressione SDF:

$$f_{d,SDF} = \frac{f}{LC1 \cdot \gamma_M} = \frac{3.72}{1.35 \cdot 3} = 0{,}91 N/mm^2$$

- Per lo stato di progetto, in considerazione degli interventi di rinforzo previsti, costituiti da iniezioni di miscele leganti e dal rinforzo estradossale mediante sistema CRM, è possibile incrementare la resistenza a compressione della muratura applicando i coefficienti migliorativi riportati nella Tabella C8.5.II della Circolare alle NTC 2018, pari rispettivamente a 1,50 e 1,50. Con un coefficiente molitplicativo massimo pari a 2,4. Si ottiene pertanto un valore di resistenza a compressione per SDP:

$$f_{d,SDP} = \frac{f}{LC1 \cdot \gamma_M} \cdot 2{,}4 = 1{,}54 N/mm^2$$

4 – ANALISI DEI CARICHI

4.1 – CARICHI PERMANENTI “G1”

4.1.1 – STATO DI FATTO

I carichi della struttura sono stati calcolati imponendo ad ogni elemento che la compone, strutturale e non, i pesi per unità di volume, sono stati così definiti:

- γ_m = 22 kN/ m^3 (peso per unità di volume dell’arco resistente)
- γ_1 = 18 kN/ m^3 (peso per unità di volume massicciata)

4.1.2 – STATO DI PROGETTO

In fase di progetto si prevede di realizzare una serie di interventi utili al miglioramento delle resistenze meccaniche della struttura e a ridurre i carichi sollecitanti l’arco.

In particolare gli interventi di rinforzo che modificano i carichi in gioco sono la rimozione dello strato di riempimento esistente e successiva integrazione di nuovo riempimento realizzato mediante argilla espansa tipo Leca e rinforzo estradossale mediante sistema CRM dello spessore di 5cm

- γ_m = 22 kN/ m^3 (peso per unità di volume dell’arco resistente)
- γ_1 = 7 kN/ m^3 (peso per unità di volume argilla espansa tipo Leca strutturale)

4.2 – CARICHI PERMANENTI PORTATI “G2”

4.2.1 – STATO DI FATTO

Per la determinazione dei carichi permanenti portati si è fatto riferimento alla stratigrafia dedotta dalle indagini svolte in data 30/04/2026 dal Laboratorio Tecnico Lombardo srl.

A seguito delle prove effettuate, in particolare un’endoscopia in chiave e un saggio all’estradosso, è emersa la seguente stratigrafia partendo dal piano strada:

- 20cm di terreno riportato

I carichi della struttura sono stati calcolati imponendo ad ogni elemento che la compone, strutturale e non, i pesi per unità di volume, sono stati così definiti:

- γ_2 = 14 kN/ m^3 (peso per unità di volume terreno di riporto)

4.2.2 – STATO DI PROGETTO

In fase di progetto si prevede di realizzare una serie di interventi utili al miglioramento delle resistenze meccaniche della struttura.

Gli interventi di rinforzo proposti sono infatti i seguenti:

- Ripristino della malta ammalorata mediante interventi di iniezione e di rinzaffo
- Rimozione dello strato di riempimento esistente e successiva integrazione di nuovo riempimento realizzato mediante argilla espansa tipo Leca
- Rinforzo estradossale mediante sistema CRM

Pertanto in fase di progetto sono stati considerati i seguenti carichi portati:

- 20cm di terreno riportato

I carichi della struttura sono stati calcolati imponendo ad ogni elemento che la compone, strutturale e non, i pesi per unità di volume, sono stati così definiti:

- γ_2 = 14 kN/ m^3 (peso per unità di volume terreno di riporto)

4.3 – CARICHI VARIABILI

Nel caso in esame si è valutato il comportamento della struttura nei confronti di carichi indotti dai veicoli in grado di transitare sul ponte caratterizzato da ridotte dimensioni. Gli schemi di carico dei vari mezzi sono stati desunti dal capitolo 6.3.2.2. Azioni variabili da traffico delle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”.

4.3.1 – SCHEMA DI CARICO 1

Veicolo:	autoveicolo o mezzi leggerissimi
Limitazione massa:	3.5 t
Carico:	2.5 kN/m^2

4.3.2 – SCHEMA DI CARICO 2

Veicolo:	mezzo pesante di tipo “leggero”
Limitazione massa:	10 t
Carico:	

Figura 6.3.3– Possibile distribuzione di carico corrispondente ad un mezzo di 75 kN

N.B. Le Linee Guida, per lo Schema di Carico 2, prevedono una limitazione della massa veicolare pari a 7,5 t. Nel caso in esame, tuttavia, ai fini della verifica è stato necessario assumere una massa massima pari a 10 t, al fine di garantire il transito di veicoli aventi tale massa complessiva.

4.4 – COMBINAZIONI DI CARICO

Come previsto dal capitolo 8.3 la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU.

Nel seguito pertanto verrà considerata, in accordo con il capitolo 2.5.3 delle NTC18, la combinazione:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots \qquad [2.5.1]$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati Tab. 5.1.V.I valori dei coefficienti y_{0j}, y_{1j} e y_{2j} sono dati nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali.

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

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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

4.4.1 – COMBINAZIONE 1

In questa combinazione si prende in considerazione solo il carico indotto dai pesi propri e permanenti della struttura.

$\gamma_{G1}\, G_1+\gamma_{G2}\, G_2$

$1.35\, G_1+1.5\, G_2$

4.4.2 – COMBINAZIONE 2

In questa combinazione si prende in considerazione il carico indotto dai pesi propri, dai carichi permanenti della struttura e dallo Schema di carico 1 da traffico veicolare.

$\gamma_{G1}\, G_1+\gamma_{G2}\, G_2+\gamma_{Q1}\, Q_1$

$1.35\, G_1+1.5\, G_2+1.35\, Q_1$

4.4.3 – COMBINAZIONE 3

In questa combinazione si prende in considerazione il carico indotto dai pesi propri, dai carichi permanenti della struttura e dallo Schema di carico 2 da traffico veicolare.

$\gamma_{G1}\, G_1+\gamma_{G2}\, G_2+\gamma_{Q2}\, Q_2$

$1.35\, G_1+1.5\, G_2+1.35\, Q_2$

5 – MODELLAZIONE

La modellazione ed il calcolo della struttura sono stati realizzati grazie al programma “Arco”, un software di calcolo sviluppato dal professor Gelfi. Il programma permette di inserire geometria e pesi per unità di volume delle varie parti che compongono l’arco.

Successivamente il programma crea uno schema bidimensionale dell’arco come riportato in Figura 7.

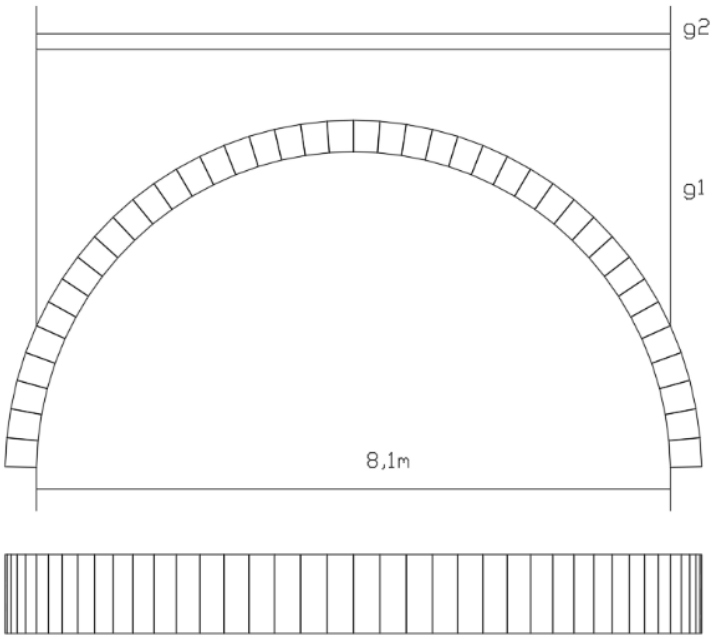


Figura 7: Geometria bidimensionale Arco

La linea delle pressioni è tracciata in blu. Per evidenziare la posizione della linea delle pressioni all’interno dello spessore dell’arco, nella parte inferiore del disegno è riprodotto il profilo dell’arco con lo spessore amplificato quattro volte. Sono anche tracciati i diagrammi delle tensioni massime in ciascuna sezione all’estradosso (curva verde) e all’intradosso (curva magenta). I valori delle tensioni sono calcolati secondo la teoria elastica classica per materiali non reagenti a trazione:

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3u}$$

Essendo N la forza assiale di compressione per unità di larghezza dell’arco e u la distanza della linea delle pressioni dal bordo compresso. Se la linea delle pressioni è esterna, l’equilibrio non è possibile senza trazioni e le tensioni sono calcolate come se la sezione fosse interamente reagente:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{t} \pm \frac{6Ne}{t^2}$$

L’arco, specialmente quando è soggetto ad un sovraccarico non distribuito uniformemente, tende a deformarsi verso il materiale di rinfianco, che reagisce mobilitando la sua resistenza passiva.

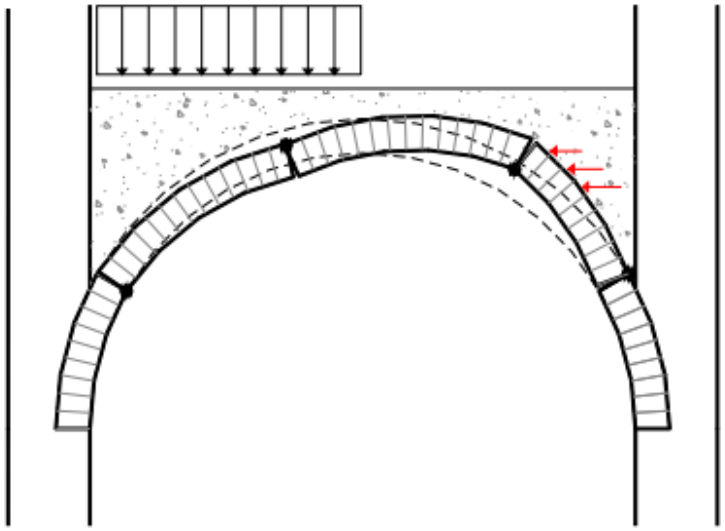


Figura 8: Meccanismo di rottura contrastato dalle pressioni passive orizzontali esercitate dal rinfianco

Sui conci che tendono a flettere verso il rinfianco, si possono considerare applicate le forze orizzontali

$S = k_P P_F \tan \alpha$

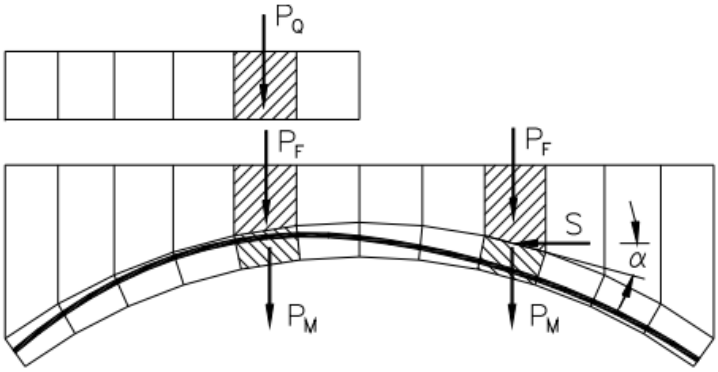


Figura 9: Forza orizzontale S, dovuta alla resistenza passiva, applicata al concio

Per il coefficiente di spinta passiva kp si deve assumere un valore ragionevole, corrispondente a quello mobilitabile anche con piccoli spostamenti dell'arco contro il rinfianco.

6 – SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE

In questo capitolo vengono analizzati i criteri di verifica di sicurezza nei confronti delle azioni descritte nel capitolo precedente e l'applicazione di esse ai modelli strutturali.

6.1 – SICUREZZA DI CALCOLO E DELLE PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme del D.M. 17/01/18

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nel D.M. 17/01/18, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

6.1.1 – STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme

6.2 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, Rki e Fkj definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

6.2 – STATO DI FATTO

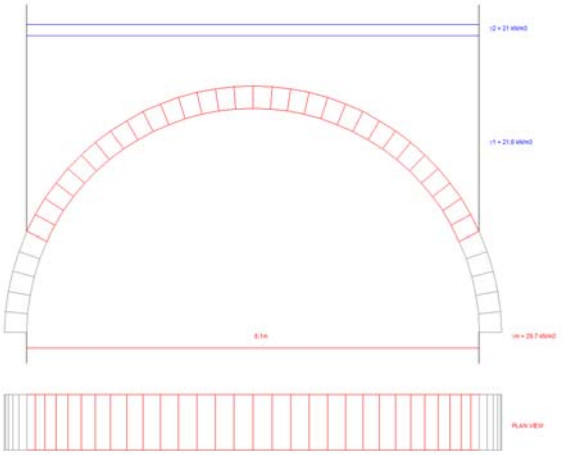
Nel presente capitolo si riportano le valutazioni fatte per la discretizzazione dei carichi nella modellazione dello stato di fatto.

Vengono studiate tutte le combinazioni sopra descritte, al fine di individuare quale sia il limite di resistenza dell'arco.

6.2.1 – COMBINAZIONE 1

Al fine di considerare i carichi in combinazione si sono inseriti nel modello di calcolo i seguenti valori:

- γ_m = 22 kN/ m^3 x 1.35=29.7 kN/ m^3 (peso per unità di volume dell'arco resistente)
- γ_1 = 16 kN/ m^3 x 1.35 =21.6 kN/ m^3 (peso per unità di volume massicciata)
- γ_2 = 14 kN/ m^3 x 1.5 =21 kN/ m^3 (peso terreno riportato)



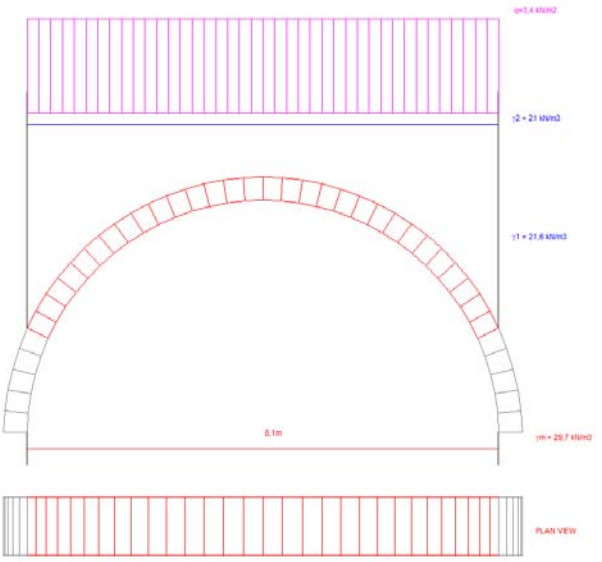
6.2.2 – COMBINAZIONE 2

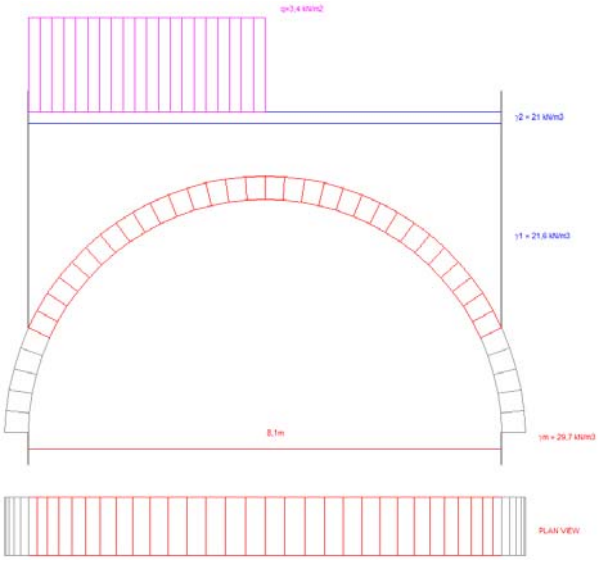
Al fine di considerare i carichi in combinazione si sono inseriti nel modello di calcolo i seguenti valori:

- γ_m = 22 kN/ m^3 x 1.35 = 29.7 kN/ m^3 (peso per unità di volume dell'arco resistente)
- γ_1 = 16 kN/ m^3 x 1.35 = 21.6 kN/ m^3 (peso per unità di volume massicciata)
- γ_2 = 14 kN/ m^3 x 1.5 = 21 kN/ m^3 (peso terreno riportato)

Lo schema di carico n.2 è stato invece modellato come carico distribuito. Tale azione è stata applicata sia sull'intero sviluppo dell'arco sia su metà della luce totale; quest'ultima configurazione, caratterizzata da un carico eccentrico, rappresenta generalmente la condizione più sfavorevole ai fini delle verifiche degli archi.

- q = 2.5 kN/ m^2 x 1.35 =3.4 kN/ m^3 (sovraccarico da schema 1)





6.2.3 – COMBINAZIONE 3

Al fine di considerare i carichi in combinazione si sono inseriti nel modello di calcolo i seguenti valori:

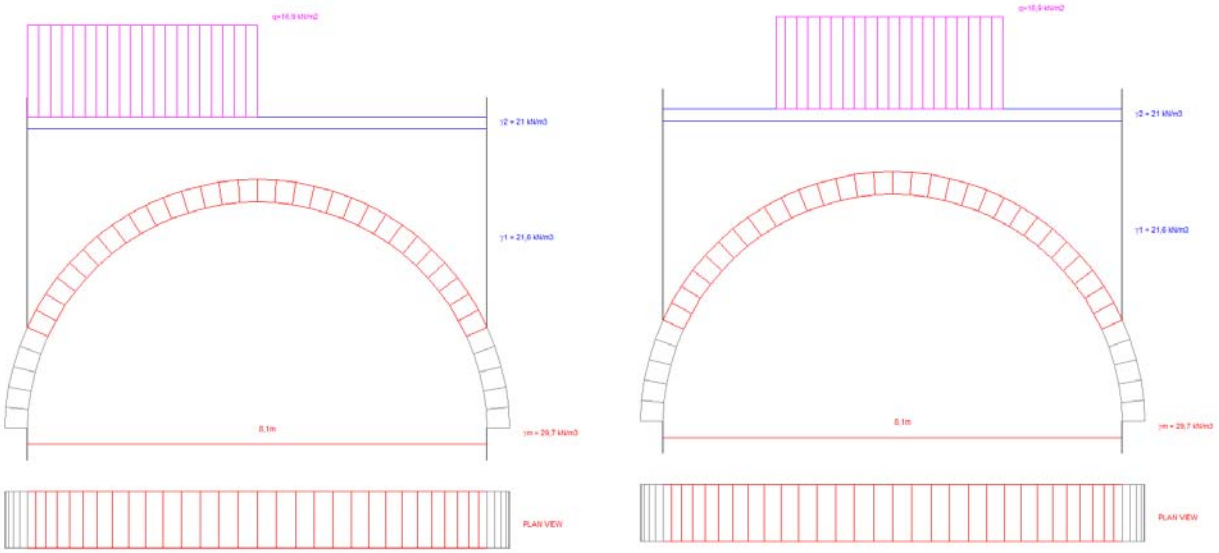
- γ_m = 22 kN/ m^3 x 1.35 = 29.7 kN/ m^3 (peso per unità di volume dell'arco rinforzato)
- γ_1 = 16 kN/ m^3 x 1.35 =21.6 kN/ m^3 (peso per unità di volume rinfianchi arco)
- γ_2 = 14 kN/ m^3 x 1.5 =21 kN/ m^3 (peso terreno riportato)

Il carico dello Schema di carico 2 da traffico veicolare è stato considerato come segue.

Il carico di 100kN è stato considerato distribuito su un'impronta di 4m x 2m per un valore pari a 12,5kN/mq (16.9 kN/mq allo SLU). Il carico distribuito di 4.2 kN/mq (5.7 kN/mq allo SLU) è stato considerato incrementando lo spessore h2 delle finiture, poiché il software utilizzato consente di inserire un solo carico distribuito.

Per la valutazione del comportamento della struttura in prima battuta è stata considerata solo la presenza del carico mobile da 100kN distribuiti su una lunghezza di 4m.

Le stesse valutazioni sono poi state eseguite considerando anche il carico distribuito.



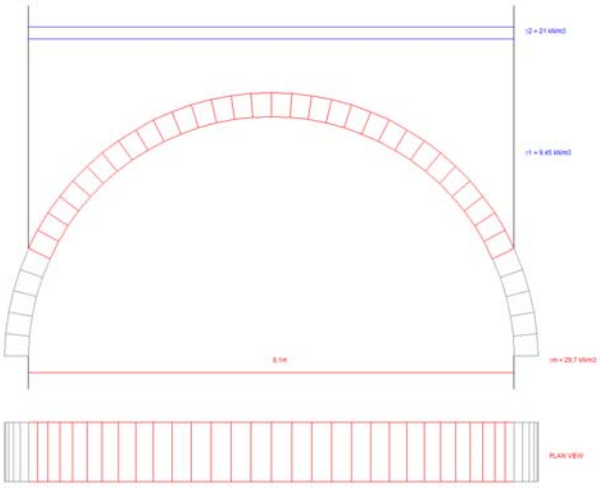
6.3 – STATO DI PROGETTO

Nel presente capitolo si riportano le valutazioni fatte per la discretizzazione dei carichi nella modellazione dello stato di progetto a seguito della realizzazione della cappa in calcestruzzo estradossale.

6.3.1 – COMBINAZIONE 1

Al fine di considerare i carichi in combinazione si sono inseriti nel modello di calcolo i seguenti valori

- γ_m = 22 kN/ m^3 x 1.35 = 29.7 kN/ m^3 (peso per unità di volume dell'arco rinforzato)
- γ_1 = 7 kN/ m^3 x 1.35 = 9.45 kN/ m^3 (peso per unità di volume rinfianchi arco)
- γ_2 = 14 kN/ m^3 x 1.5 = 21 kN/ m^3 (peso terreno riportato)



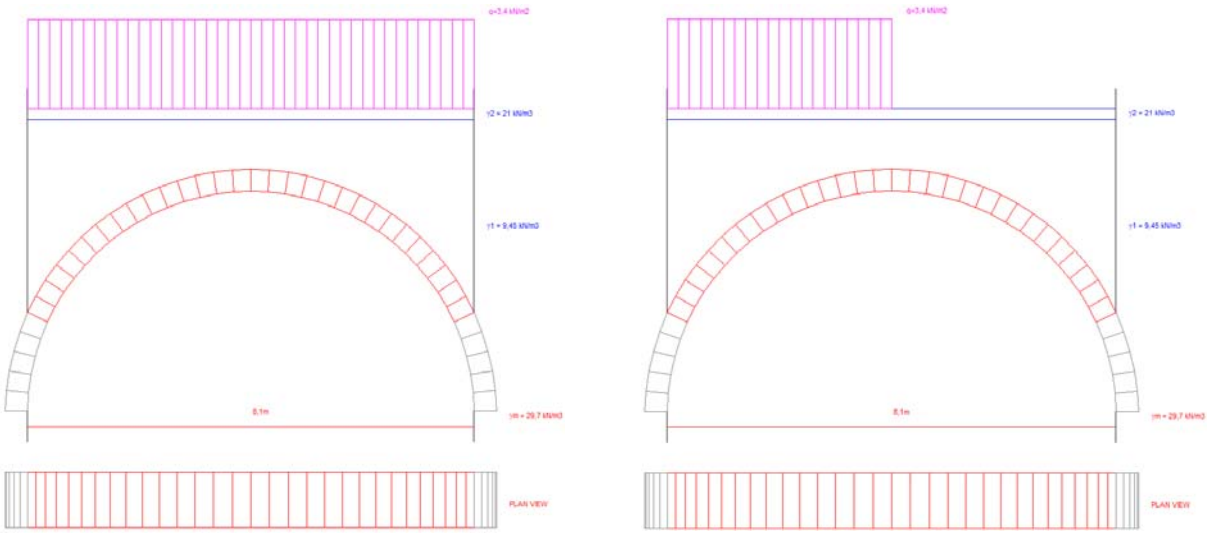
6.3.2 – COMBINAZIONE 2

Al fine di considerare i carichi in combinazione si sono inseriti nel modello di calcolo i seguenti valori

- γ_m = 22 kN/ m^3 x 1.35 = 29.7 kN/ m^3 (peso per unità di volume dell'arco rinforzato)
- γ_1 = 7 kN/ m^3 x 1.35 = 9.45 kN/ m^3 (peso per unità di volume rinfianchi arco)
- γ_2 = 14 kN/ m^3 x 1.5 = 21 kN/ m^3 (peso terreno riportato)

Lo schema di carico n.2 è stato invece modellato come carico distribuito. Tale azione è stata applicata sia sull'intero sviluppo dell'arco sia su metà della luce totale; quest'ultima configurazione, caratterizzata da un carico eccentrico, rappresenta generalmente la condizione più sfavorevole ai fini delle verifiche degli archi.

- q = 2.5 kN/ m^2 x 1.35 =3.4 kN/ m^3 (sovraccarico da schema 1)



6.3.3 – COMBINAZIONE 3

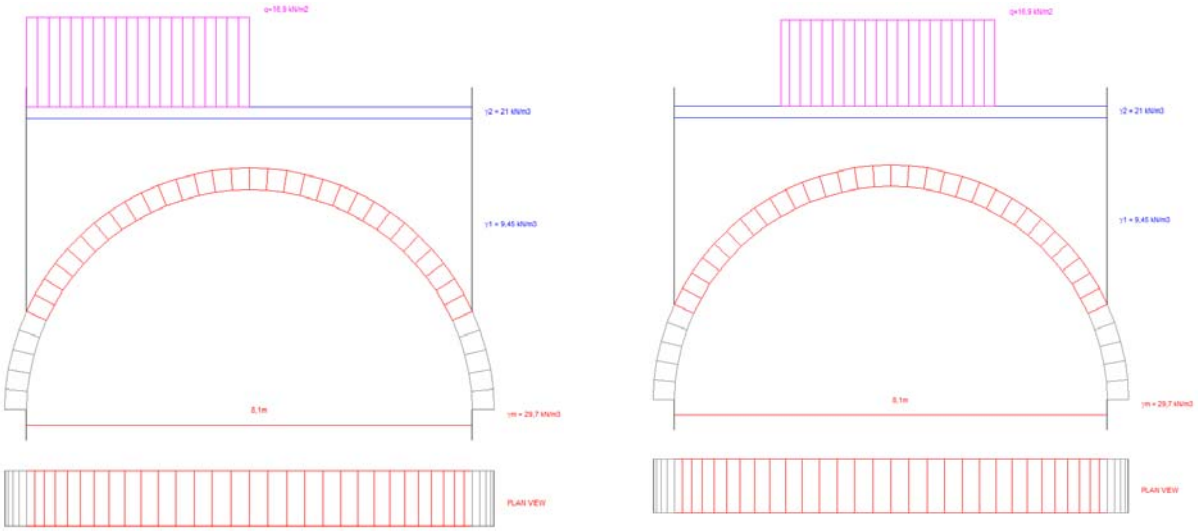
Al fine di considerare i carichi in combinazione si sono inseriti nel modello di calcolo i seguenti valori

- γ_m = 22 kN/ m^3 x 1.35 = 29.7 kN/ m^3 (peso per unità di volume dell'arco rinforzato)
- γ_1 = 7 kN/ m^3 x 1.35 = 9.45 kN/ m^3 (peso per unità di volume rinfianchi arco)
- γ_2 = 14 kN/ m^3 x 1.5 =21 kN/ m^3 (peso terreno riportato)

Il carico dello Schema di carico 2 da traffico veicolare è stato considerato come segue.

Il carico di 100kN è stato considerato distribuito su un'impronta di 4m x 2m per un valore pari a 12.5 kN/mq (16.9 kN/mq allo SLU). Il carico distribuito di 4.2 kN/mq (5.7 kN/mq allo SLU) è stato considerato incrementando lo spessore h2 delle finiture, poiché il software utilizzato consente di inserire un solo carico distribuito.

Per la valutazione del comportamento della struttura in prima battuta è stata considerata solo la presenza del carico mobile da 100kN distribuiti su una lunghezza di 4m.



Le stesse valutazioni sono poi state eseguite considerando anche il carico distribuito.

7 – VERIFICHE

7.1 – VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Le verifiche sulla sicurezza in termini di resistenza delle strutture vengono svolte confrontando le sollecitazioni resistenti proprie delle varie parti strutturali e le sollecitazioni risultanti dall'analisi condotta in accordo con le prescrizioni del DM 17/1/2018 (NTC).

Definite:

R_d la resistenza di progetto valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e delle grandezze geometriche interessate

E_d il valore di progetto delle sollecitazioni derivanti dalle analisi

le verifiche di sicurezza si dicono soddisfatte se è verificata la diseguaglianza:

$$R_d \geq E_d$$

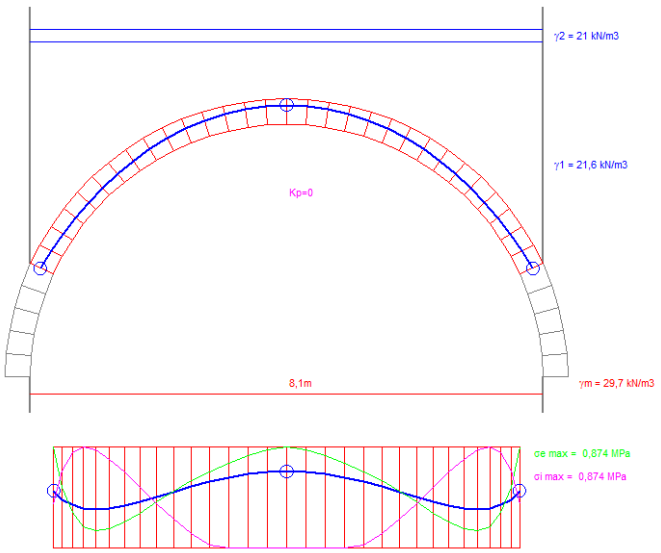
Ovvero

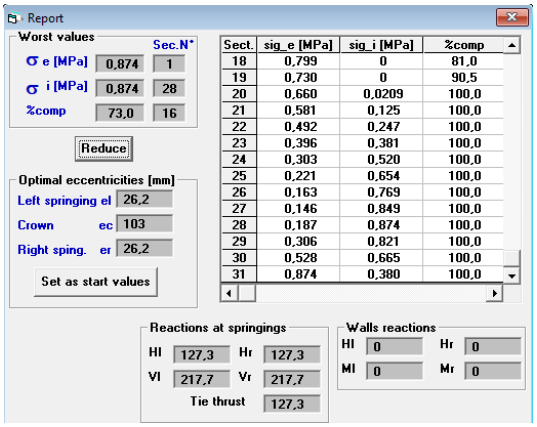
$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

Per entrambe le configurazioni analizzate, Stato di Fatto e Stato di Progetto, saranno esaminate tutte le combinazioni di carico precedentemente definite, evidenziando per ciascuna verifica il soddisfacimento o meno della condizione di sicurezza sopra riportata.

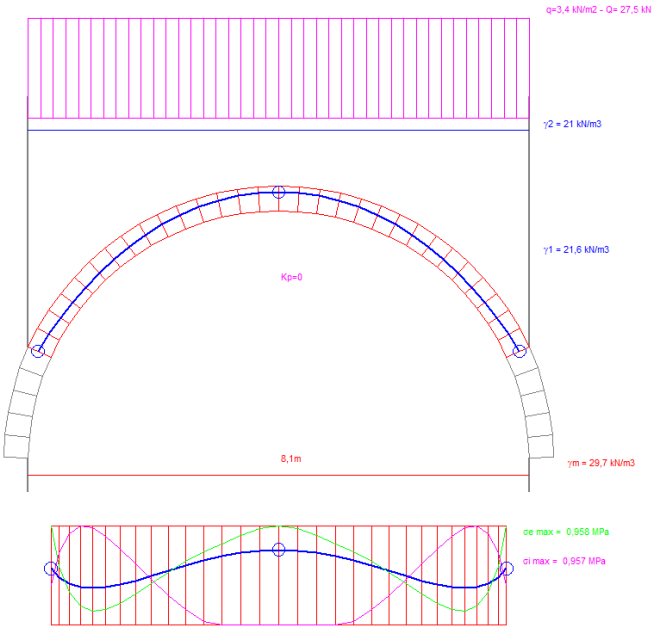
7.2 – STATO DI FATTO

7.2.1 – COMBINAZIONE 1





7.2.2 – COMBINAZIONE 2.1



Report

Worst values

		Sec.N°
σ e [MPa]	0,958	1
σ i [MPa]	0,957	28
%comp	71,8	16

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

Left springing el	28,8	
Crown	ec	104
Right sping.	er	28,8

Set as start values

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0,958	0,380	100,0
2	0,571	0,704	100,0
3	0,321	0,887	100,0
4	0,182	0,957	100,0
5	0,131	0,939	100,0
6	0,146	0,859	100,0
7	0,208	0,737	100,0
8	0,298	0,592	100,0
9	0,403	0,438	100,0
10	0,511	0,288	100,0
11	0,614	0,150	100,0
12	0,706	0,0302	100,0
13	0,787	0	90,7
14	0,869	0	80,4

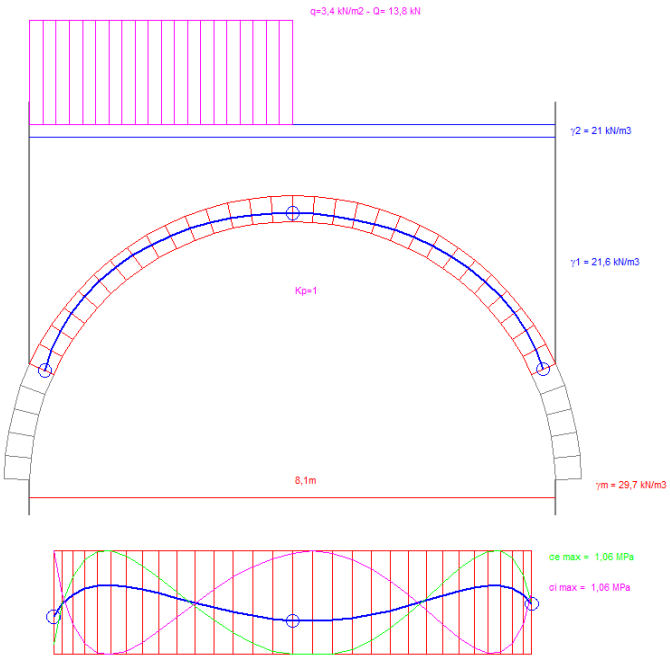
Reactions at springings

Hl	137,4	Hr	137,4
Vl	231,5	Vr	231,5
Tie thrust			137,4

Walls reactions

Hl	0	Hr	0
Ml	0	Mr	0

7.2.3 – COMBINAZIONE 2.2



Report

Worst values

		Sec.N°
σ e [MPa]	1,06	6
σ i [MPa]	1,06	17
%comp	95,7	17

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

Left springing el	-55,0	
Crown	ec	-72,0
Right sping.	er	-5,12

Set as start values

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0,101	1,06	100,0
2	0,513	0,617	100,0
3	0,797	0,307	100,0
4	0,972	0,111	100,0
5	1,05	0,0111	100,0
6	1,06	0	99,1
7	1,01	0,0319	100,0
8	0,911	0,120	100,0
9	0,784	0,240	100,0
10	0,641	0,378	100,0
11	0,494	0,522	100,0
12	0,351	0,663	100,0
13	0,222	0,791	100,0
14	0,113	0,899	100,0

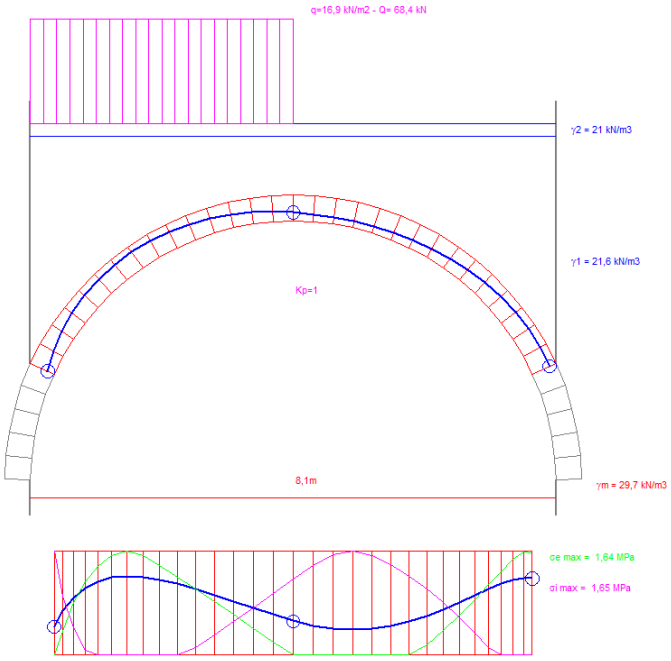
Reactions at springings

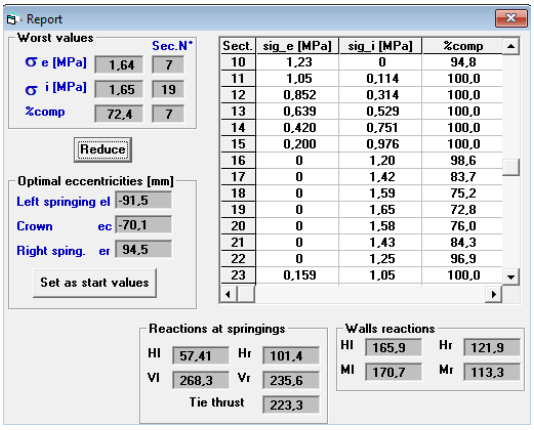
Hl	58,99	Hr	67,85
Vl	228,1	Vr	221,1
Tie thrust			189,7

Walls reactions

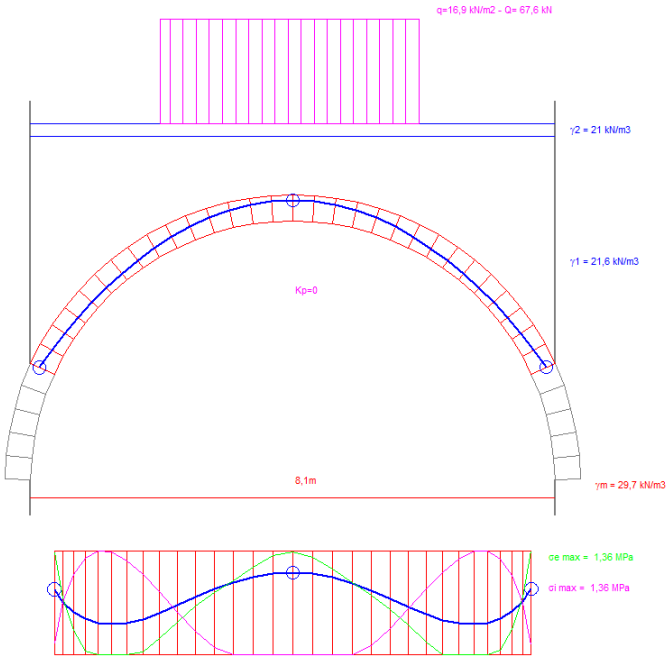
Hl	130,7	Hr	121,9
Ml	124,8	Mr	113,3

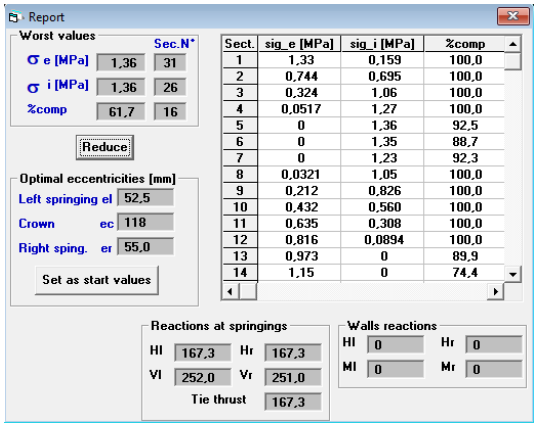
7.2.4 – COMBINAZIONE 3.1



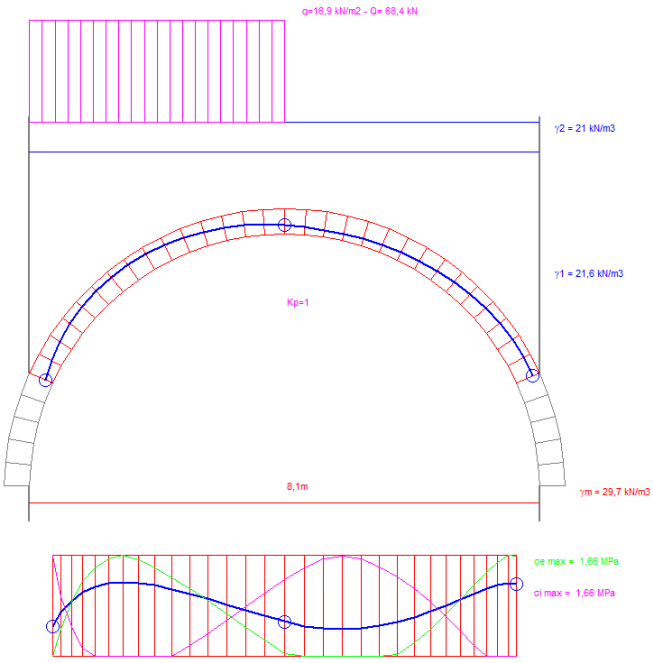


7.2.5 – COMBINAZIONE 3.2





7.2.6 – COMBINAZIONE 3.3



Report

Worst values

		Sec.N°
σ e [MPa]	1,66	30
σ i [MPa]	1,66	19
%comp	79,3	7

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

Left springing	el	-82,2
Crown	ec	-63,5
Right sping.	er	86,0

Set as start values

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0	1,66	88,4
2	0,445	0,983	100,0
3	0,910	0,487	100,0
4	1,24	0,130	100,0
5	1,46	0	92,3
6	1,61	0	82,5
7	1,66	0	79,3
8	1,60	0	81,8
9	1,46	0	89,0
10	1,30	0	99,9
11	1,12	0,175	100,0
12	0,917	0,376	100,0
13	0,703	0,591	100,0
14	0,483	0,815	100,0

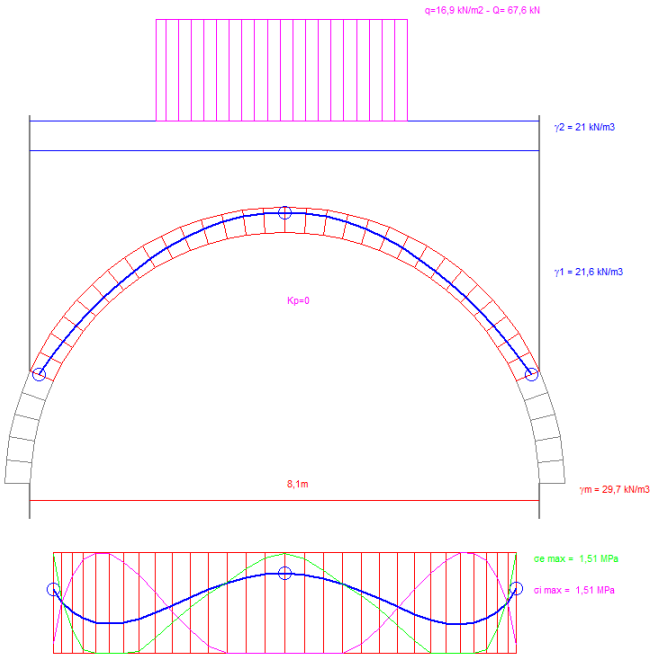
Reactions at springings

Hl	67,97	Hr	112,0
Vl	291,2	Vr	258,6
Tie thrust			246,0

Walls reactions

Hl	178,1	Hr	134,0
Ml	183,7	Mr	126,4

7.2.7 – COMBINAZIONE 3.4



Report

Worst values

		Sec.N°
σ e [MPa]	1,51	31
σ i [MPa]	1,51	26
%comp	61,2	16

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

Left springing	el	54,4
Crown	ec	118
Right sping.	er	57,0

Set as start values

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	1,48	0,150	100,0
2	0,824	0,753	100,0
3	0,355	1,16	100,0
4	0,0497	1,40	100,0
5	0	1,51	91,7
6	0	1,50	87,9
7	0	1,37	91,5
8	0,0265	1,17	100,0
9	0,224	0,919	100,0
10	0,466	0,626	100,0
11	0,692	0,348	100,0
12	0,893	0,104	100,0
13	1,07	0	90,1
14	1,27	0	74,3

Reactions at springings

Hl	184,3	Hr	184,3
Vl	275,0	Vr	273,9
Tie thrust			184,3

Walls reactions

Hl	0	Hr	0
Ml	0	Mr	0

Dalle verifiche sopra riportate si evince che la struttura soddisfa le verifiche di resistenza in presenza delle sole azioni statiche.

Già a seguito dell'applicazione del sovraccarico previsto dallo schema di carico 1 si raggiungono sollecitazioni di compressione superiori alla resistenza massima del materiale, con conseguente esito negativo della verifica.

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati ottenuti dall'analisi strutturale.

Combinazione	s_{ed} [Mpa]	$f_{rd,min}$ [Mpa]	**Stato**
1	0,874	0,91	VERIFICATO
2.1	0,958	0,91	NON VERIFICATO
2.2	1,06	0,91	NON VERIFICATO
3.1	1,65	0,91	NON VERIFICATO
3.2	1,36	0,91	NON VERIFICATO
3.3	1,66	0,91	NON VERIFICATO
3.4	151	0,91	NON VERIFICATO

Poiché, per tutti gli schemi di carico analizzati, caratterizzati dalla presenza di un sovraccarico variabile, si sono ottenute sollecitazioni agenti superiori alla resistenza del materiale, si è reso necessario prevedere interventi di rinforzo della struttura.

Gli interventi strutturali adottati sono descritti nel successivo capitolo.

7.3 – STATO DI PROGETTO

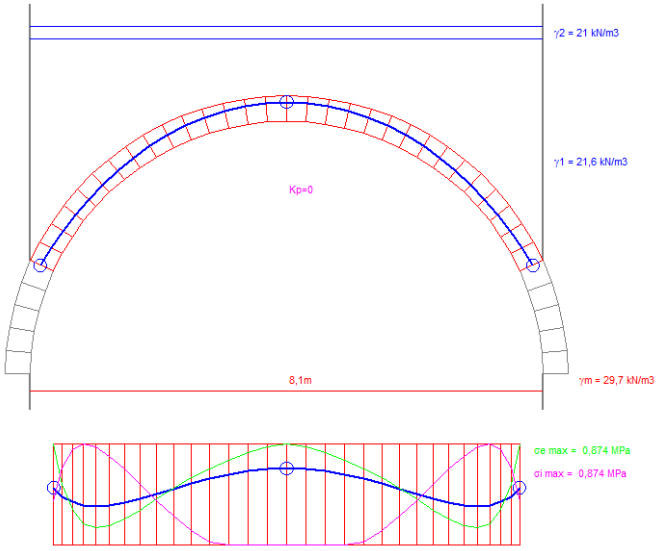
Gli interventi strutturali previsti sul ponte sono i seguenti:

- ristilatura dei giunti di malta;
- riempimento dei eventuali vuoti mediante iniezioni di malta colabile;
- rimozione dello strato di riempimento esistente e successiva integrazione di nuovo riempimento realizzato mediante argilla espansa tipo Leca
- rinforzo estradossale mediante sistema CRM

L'intervento di ripristino e rinforzo prescritto permette un incremento delle resistenze meccaniche dei materiali costituenti la struttura. Di seguito riporteremo i risultati ottenuti dalle verifiche effettuate.

Verranno riportati i soli dati relativi alla combinazione 1 ed alle combinazioni 3, in quanto l'esigenza è quella di portare la struttura a sorreggere il carico di un mezzo di massa 10t.

7.3.1 – COMBINAZIONE 1



Report

Worst values

		Sec.N°
σ e [MPa]	0,599	16
σ i [MPa]	0,598	5
%comp	70,6	16

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

Left springing el	33,0	
Crown	ec	106
Right sping.	er	33,0

Set as start values

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0,597	0,202	100,0
2	0,349	0,415	100,0
3	0,184	0,542	100,0
4	0,0892	0,598	100,0
5	0,0506	0,598	100,0
6	0,0550	0,557	100,0
7	0,0906	0,486	100,0
8	0,147	0,398	100,0
9	0,215	0,301	100,0
10	0,288	0,204	100,0
11	0,358	0,112	100,0
12	0,422	0,0312	100,0
13	0,477	0	92,0
14	0,534	0	80,4

Reactions at springings

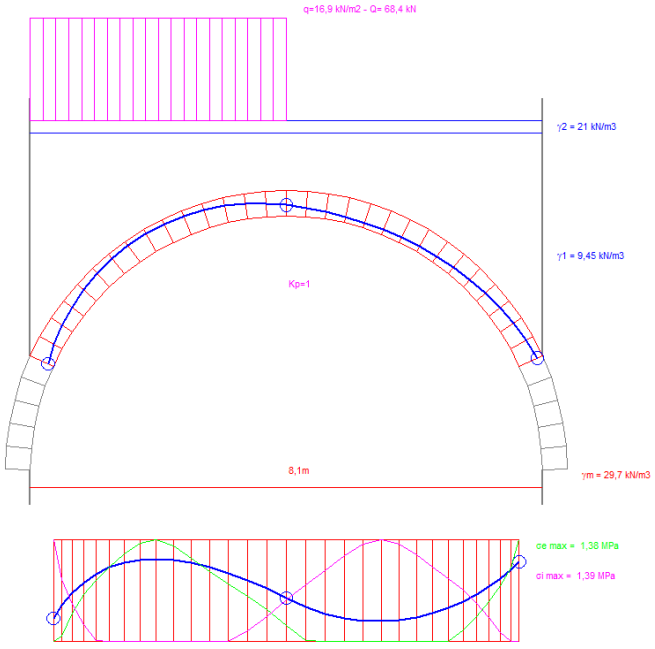
Hl	84,47	Hr	84,47
Vl	137,3	Vr	137,3
Tie thrust			84,47

Walls reactions

Hl	0	Hr	0
Ml	0	Mr	0

7.3.2 – COMBINAZIONE 3.1

Solo carico mobile posizionato sulla prima metà luce (kp solo a destra)



Report

Worst values

		Sec.N°
σ e [MPa]	1,38	9
σ i [MPa]	1,39	1
%comp	56,9	9

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

Left springing el	-109	
Crown	ec	-29,0
Right sping.	er	113

Set as start values

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0	1,39	68,3
2	0,0748	0,843	100,0
3	0,387	0,504	100,0
4	0,640	0,228	100,0
5	0,836	0,0100	100,0
6	1,01	0	81,6
7	1,20	0	67,7
8	1,34	0	59,5
9	1,38	0	56,9
10	1,30	0	59,7
11	1,14	0	67,7
12	0,955	0	80,6
13	0,785	0	98,0
14	0,621	0,149	100,0

Reactions at springings

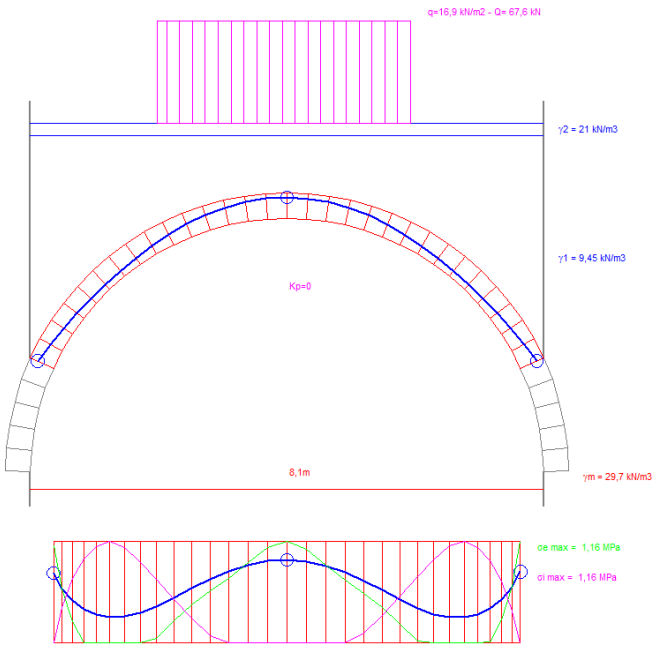
Hl	46,88	Hr	90,91
Vl	186,8	Vr	156,2
Tie thrust			149,3

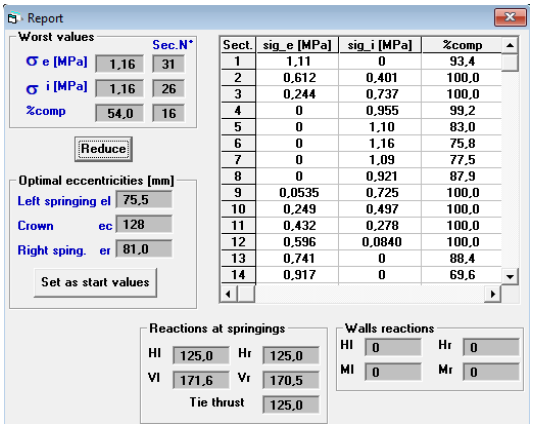
Walls reactions

Hl	102,4	Hr	58,38
Ml	112,4	Mr	55,01

7.3.3 – COMBINAZIONE 3.2

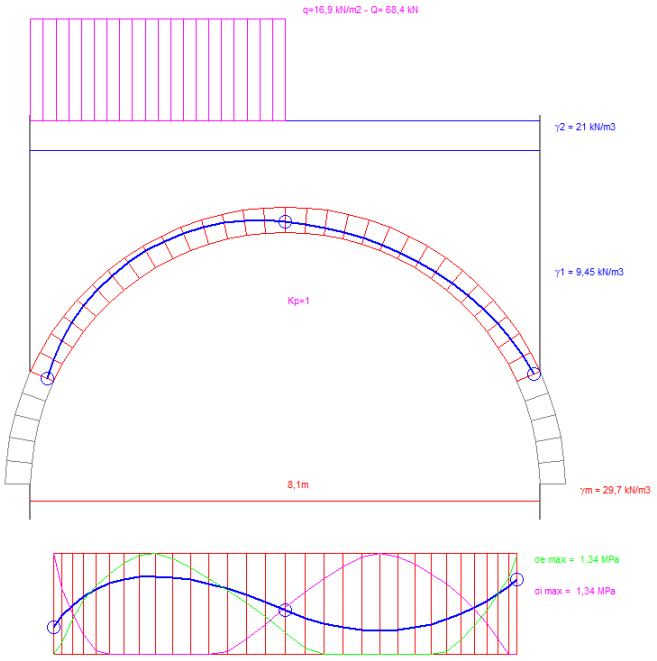
Solo carico mobile posizionato in mezzeria

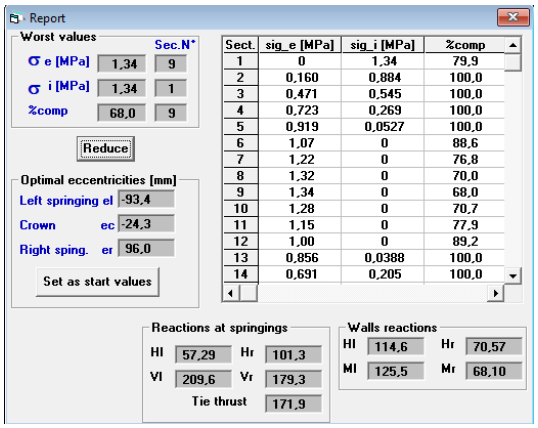




7.3.4 – COMBINAZIONE 3.3

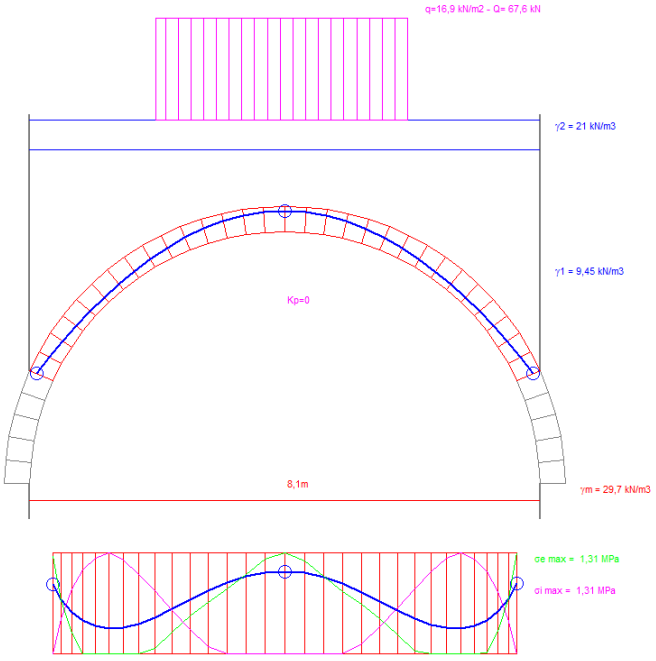
Carico mobile posizionato sulla prima metà luce (kp solo a destra) e carico distribuito.

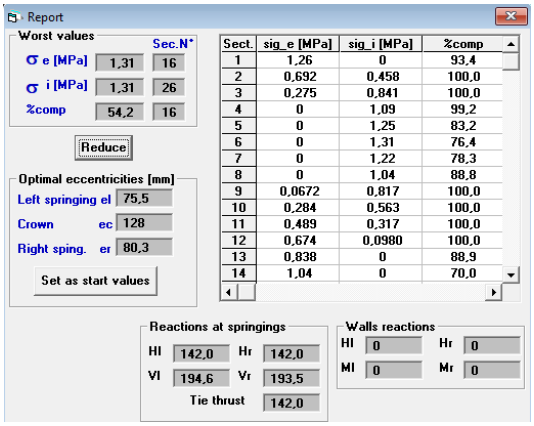




7.3.5 – COMBINAZIONE 3.4

Carico mobile posizionato in mezzeria e carico distribuito.





Dalle verifiche effettuate nella condizione di progetto, la struttura risulta ora verificata per tutte le condizioni di carico considerate.

Si osserva inoltre che tutte le verifiche condotte in presenza delle azioni sollecitanti previste dallo schema di carico 2, descritto nei capitoli precedenti, risultano soddisfatte con un adeguato margine di sicurezza.

Analogamente a quanto riportato per lo stato di fatto, nella tabella seguente sono riassunti i principali risultati ottenuti dall'analisi strutturale.

Combinazione	σ_{ed} [Mpa]	$f_{rd,min}$ [Mpa]	**Stato**
1	0,6	1,54	VERIFICATO
3.1	1,39	1,54	VERIFICATO
3.2	1,16	1,54	VERIFICATO
3.3	1,34	1,54	VERIFICATO
3.4	1,31	1,54	VERIFICATO

7.4 – DIMENSIONAMENTO CATENE

Nel presente capitolo viene eseguito il dimensionamento delle catene di contenimento dei timpani in pietra dell'arco. Tali elementi saranno collegati mediante apposite catene metalliche, al fine di contrastarne il possibile ribaltamento fuori dal piano.

Di seguito si riportano i calcoli di dimensionamento eseguiti mediante foglio di calcolo Excel.

7.4.1 – DATI

$\gamma_{G1,SLU}$	9,45	kN/mc	Riempimento in argilla espansa
$\gamma_{G2,SLU}$	21	kN/mc	Strato di terra superiore
Q_{SLU}	16,9	kN/mq	Sovraccarico Veicolo
$h_{argilla}$	0,5	m	
h_{terra}	0,2	m	
$\Phi_{argilla}$	0,52	rad	
ka	0,33		

7.4.2 – CARICHI E AZIONI SOLLECITANTI

I carichi agenti sui timpani sono stati determinati mediante uno schema di calcolo riconducibile allo schema di carico dei muri controterra.

Di seguito si riportano i carichi orizzontali agenti e i relativi momenti sollecitanti, ottenuti moltiplicando ciascuna azione per il corrispondente braccio di leva.

P_{G1}	0,39	kN
P_{G21}	0,14	kN
P_{G22}	0,7	kN
P_Q	3,94	kN
M_{G1}	0,07	kNm
M_{G21}	0,08	kNm
M_{G22}	0,18	kNm
M_Q	1,38	kNm
M_{ed}	**1,70**	**kNm**

7.4.3 – DIMENSIONAMENTO CATENA

Determinate le azioni di ribaltamento dei timpani, calcolate per metro lineare di elemento, definiamo ora: la quota di posa delle catene, il tasso di lavoro massimo delle catene in acciaio S235 e l'interasse di installazione deli elementi.

In particolare, si assume che le catene vengano posate a 40 cm al di sotto dell'estradosso dello strato di argilla espansa. Il braccio resistente offerto dalle catene, varia pertanto lugo lo sviluppo dell'arco, assumendo il valore minimo in corrispondenza della chiave dell'arco ed il valore massimo in corrispondenza degli appoggi laterali

Di seguito si riportano i dati assunti per il dimensionamento delle catene. L'altezza riportata di seguito è da considerarsi in corrispondenza della chiave dell'arco, punto il cui rapporto tra azioni sollecitanti e resistenti risulta più critico.

f_{yd}	260	Mpa
h_{catena}	0,1	m
$i_{cattene}$	2,5	m

Da tali valori si ricava la forza totale agente sulla catena, assunta pari alla somma delle azioni sollecitanti agenti sui due timpani:

Fc = 84,9 kN

Nota la forza di trazione agente sulla catena, è quindi possibile determinare l'area minima resistente necessaria:

As,min = 326 mmq

7.4.4 – DIMENSIONAMENTO CAPOCHIAVE

È ora necessario procedere al dimensionamento del capochiave, elemento esterno in acciaio destinato al trasferimento dell'azione della muratura alla catena.

Ai fini del dimensionamento dell'elemento si assumono cautelativamente i valori minimi di resistenza a compressione della pietra riportati dalla normativa, pari, nel caso in esame, a:

$$f - 2{,}6\ MPa$$

Nota la forza agente sul capochiave e la resistenza a compressione assunta per la muratura, è possibile determinare l'area minima necessaria dell'elemento:

$$A_{cap,min} = \frac{Fc}{f} = 16327{,}7\ mmq$$

Assumendo una larghezza del capochiave pari a "b"=45 mm; si ottiene una lunghezza minima pari a 362 mm.

Si prescrive pertanto una lunghezza del capochiave pari a **400 mm**.

Determinate le dimensioni geometriche in pianta dell'elemento, è possibile calcolare la pressione effettivamente esercitata sulla muratura mediante il rapporto:

$$f_{ed} = \frac{Fc}{Acap}$$

Tale valore consente di determinare l'altezza necessaria del capochiave attraverso la verifica a flessione dell'elemento in acciaio, imponendo:

$$f_{yd} = \frac{Med}{W}$$

Il momento flettente sollecitante il capochiave viene valutato considerando la pressione uniforme esercitata sulla muratura:

$$M_{ed} = f_{ed} \cdot b \cdot l/2 \cdot l/4$$

Dalla verifica a flessione dell'elemento si ricava che l'altezza del capochiave deve essere di almeno 35mm

Pertanto, ai fini progettuali, si assume un capochiave in acciaio S235 avente la seguente geometria:

b [mm]	l [mm]	h [mm]
45	400	35

8 – CONCLUSIONI

Le analisi svolte sul ponte ad arco in muratura hanno evidenziato come, nello stato di fatto, la struttura risulti NON verificata non appena si aggiungano alle sollecitazioni dovute al peso proprio della struttura anche sovraccarichi veicolari.

Al fine di ripristinare adeguati livelli di sicurezza strutturale, è stato pertanto previsto un intervento di consolidamento costituito da:

- ristilatura dei giunti di malta ammalorati;
- riempimento dei eventuali vuoti mediante iniezioni di malta colabile;
- rimozione dello strato di riempimento esistente e successiva integrazione di nuovo riempimento realizzato mediante argilla espansa tipo Leca;
- rinforzo estradossale mediante sistema CRM.

A seguito degli interventi previsti, le tensioni di compressione agenti sulla muratura rinforzata risultano inferiori alle rispettive resistenze di progetto, con coefficienti di sicurezza sempre maggiori dell'unità.

Le analisi effettuate evidenziano un significativo incremento della capacità portante del manufatto, che passa da una condizione iniziale non verificata ad una configurazione in grado di sostenere:

- il **sovraccarico distribuito** previsto dallo schema di traffico per mezzi pesanti di tipo "leggero" ovvero **4,2kN/mq**;

- un **carico tandem fino a 100 kN**; addirittura maggiore rispetto al carico riportato nelle "*linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*" di 75kN.

RELAZIONE DI CALCOLO DEI MURI CONTROTERRA

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il calcolo delle spinte, le verifiche di stabilità e di resistenza di muri di sostegno.

- **NORMATIVA DI RIFERIMENTI**

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 "*Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*".

- **CALCOLO DELLE SPINTE**

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo *Coulomb*, con l'estensione di *Muller-Breslau* e *Mononobe-Okabe*:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.

- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.

- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.

- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di una angolo f rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il programma *C.D.W. Win*, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di *Coulomb* in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.

- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.

- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.

- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.

- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.

- È possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.

- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa si che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenza rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo

piuttosto che un massimo.

Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_o = 1 - 0{,}9 \times sen\ \phi$$

essendo ϕ l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata.
Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue:

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite 90 - ϕ. Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura "*Coulomb estes*" è posto pari a 3/4 dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. È possibile però attivare la procedura "*Coulomb classico*", in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.

- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.

- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.

- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.

- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.

- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

• **COMBINAZIONI DI CARICO**

Il programma opera in ottemperanza alle norme attuali per quanto riguarda le combinazioni di carico da usare per i vari tipi di verifiche. In particolare viene rispettato quanto segue.

- Le verifiche di resistenza del paramento e della fondazione SLU vengono effettuate in base alle combinazioni di carico del tipo A1, riportate nei tabulati di stampa.

- Le verifiche geotecniche di portanza e scorrimento vengono effettuate in base alle combinazioni di tipo A1 e A2, in caso di approccio del tipo 1, oppure utilizzando le sole combinazioni del tipo A1, in caso di approccio 2.

- Il sisma verticale viene considerato alternativamente in direzione verso l'alto e verso il basso. La spinta riportata nei tabulati si riferisce al caso in cui la spinta risulta maggiore.

- Le verifiche al ribaltamento vengono svolte utilizzando i coefficienti riportati in norma nella tabella 6.2.I secondo le modalità previste dalla norma stessa, annullando quindi i contributi delle singole azioni che abbiano un effetto stabilizzante.

- I coefficienti delle combinazioni di carico riportati nei tabulati di stampa si riferiscono esclusivamente ai sovraccarichi applicati sul terrapieno e sul muro stesso. Il peso proprio strutturale del muro e quello del terreno di spinta vengono trattai in base a quanto prevede la norma per i pesi propri strutturali e non strutturali, a prescindere dai coefficienti utilizzati per le varie combinazioni.

- **VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.
Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

- **VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

- **CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di *Brinch-Hansen*. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

- *In condizioni drenate*:

$$Q_{\lim} = \frac{1}{2}\Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- *In condizioni non drenate*:

$$Q_{\lim} = C_u \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} \cdot b_{c'} \cdot s_{c'} \cdot g_{c'} + Q \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} \cdot b_{q'} \cdot s_{q'} \cdot g_{q'}$$

Fattori di portanza, ϕ in gradi:

$$N_q = \tan^2(45° + \frac{\phi}{2}) \cdot e^{\pi \cdot \tan\phi}$$
$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot\phi$$
$$N_{c'} = 2 + \pi$$
$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan\phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0{,}1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$
$$s_{q'} = 1$$
$$s_c = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}$$
$$s_{c'} = 1 + 0{,}2 \cdot \frac{B}{L}$$
$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità, K espresso in radianti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan\phi \cdot (1 - \operatorname{sen}\phi)^2 \cdot K$$
$$d_{q'} = 1$$
$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan\phi}$$
$$d_g = 1$$

dove $K = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \le 1$ o $K = arc\tan\frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} > 1$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot\phi}\right]^m$$

$$i_{q'} = 1$$

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

$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot\phi}\right]^{m+1}$$

$$\text{con} \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa, η in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan\phi)^2$$

$$b_{q'} = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan\phi}$$

$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_{c'}}$$

$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno, β in radianti:

$$g_q = (1 - \tan\beta)^2$$

$$g_{q'} = 1$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_{c'}}$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

- Γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e = eccentricità della risultante M/N in valore assoluto
- B = $B_t - 2 \times e$, larghezza della fondazione parzializzata
- B_t = larghezza totale della fondazione
- C = coesione del terreno di fondazione
- D = profondità del piano di posa
- L = sviluppo della fondazione
- H = componente del carico parallela alla fondazione
- V = componente del carico ortogonale alla fondazione
- Cu = coesione non drenata del terreno di fondazione
- Ca = adesione alla base tra terreno e muro
- η = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

- **MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA**

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

- **L E G E N D A D E L L E A B B R E V I A Z I O N I**

 VERIFICHE PER IL MURO IN C.A.

Sez. N. : *Numero della sezione da verificare*

Ele : *Tipo di elemento verificato:*

1 = PARAMENTO
2 = MENSOLA AEREA A VALLE
3 = MENSOLA AEREA A MONTE
4 = MENSOLA DI FONDAZIONE A VALLE
5 = MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE
6 = DENTE DI FONDAZIONE
7 = SEZIONE TRASVERSALE PARAMENTO
8 = SEZIONE TRASVERSALE FONDAZIONE
9 = CONTRAFFORTE
10= CORDOLO

Dist : *Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (mezzeria della campata per sezioni verticali del paramento e cordoli)*

H : *Altezza della sezione*

B : *Larghezza della sezione (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale dato è relativo alla larghezza dell'anima della sezione, al netto quindi dei tratti di paramento collaborante)*

Xg : *Ascissa del baricentro della sezione*

Yg : *Altezza del baricentro della sezione. Ascissa e altezza si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento*

Ang : *Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale*

Cmb fle : *Combinazione di carico più gravosa a presso-flessione. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2*

Nsdu : *Sforzo normale di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione*

Msdu : *Momento flettente di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se antiorario (ribaltante)*

A sin : *Area di armatura nel lembo di sinistra (quello più a valle) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale area va distribuita su tutta la larghezza delle ali e non è cumulabile all'area dei corrispondenti ferri verticali per la sezione orizzontale del paramento in quanto in essa già compresa)*

A des : *Area di armatura nel lembo di destra (quello più a monte) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli*

An. s : *Angolo della armatura di sinistra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se*

l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza

An. d : *Angolo della armatura di destra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza*

Nrdu : *Sforzo normale associato al momento resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione*

Mrdu : *Momento flettente resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli*

Cmb tag : *Combinazione di carico più gravosa a taglio. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2*

Vsdu : *Sforzo di taglio di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a taglio, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle)*

Vrdu c : *Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato al calcestruzzo*

Vrdu s : *Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato alle staffe*

A sta : *Area di staffe necessaria nel concio precedente la sezione*

Verif. : *Indicazione soddisfacimento delle verifiche di resistenza*

- **VERIFICHE FESSURAZIONE MURI**

Muro N. : *Numero del muro*

Ele : *Tipo di elemento verificato*

Tipo Comb : *Tipo di combinazione di carico*

Cmb fes : *Combinazione di carico più gravosa a fessurazione, tra quelle del tipo considerato*

Sez. fes : *Sezione dell'elemento in cui risulta più gravosa la verifica a fessurazione*

N fes : *Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*

M fes : *Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*

Dist. : *Distanza media tra le fessure in condizioni di esercizio*

W ese : *Ampiezza media delle fessure in condizioni di esercizio*

W max : *Ampiezza massima limite tra le fessure*

Verifica : *Indicazione soddisfacimento delle verifiche*

- **VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO MURI**

Muro N. : *Numero del muro*

Ele : *Tipo di elemento verificato*

Tipo Comb : *Tipo di combinazione di carico*

Cmb åc : *Combinazione di carico più gravosa per le tensioni nel calcestruzzo, tra quelle del tipo considerato*

Sez. σ_c : *Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nel calcestruzzo è più gravosa*

N σ_c : *Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*

M σ_c : *Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*

σ_c : *Tensione massima nel calcestruzzo in condizioni di esercizio*

σ_c max : *Tensione massima limite nel calcestruzzo*

Cmb σ_f : *Combinazione di carico più gravosa per le tensioni nell'acciaio, tra quelle del tipo considerato*

Sez. σ_f : *Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nell'acciaio è più gravosa*

N σ_f : *Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*

M σ_f : *Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata*

σ_f : *Tensione massima nell'acciaio in condizioni di esercizio*

σ_f max : *Tensione massima limite nell'acciaio*

Verifica : *Indicazione soddisfacimento delle verifiche*

DATI DI CALCOLO

P A R A M E T R I S I S M I C I

Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	10.12886	Latitudine Nord (Grd)	45.81679
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1.20000
Probabilita' Pvr (SLV)	0.10000	Periodo Ritorno Anni (SLV)	475.00000
Accelerazione Ag/g (SLV)	0.11000	Fattore Stratigrafia 'S'	1.20000
Probabilita' Pvr (SLD)	0.63000	Periodo Ritorno Anni (SLD)	50.00000
Accelerazione Ag/g (SLD)	0.04200	----------	

T E O R I E D I C A L C O L O

Verifiche effettuate con il metodo degli stati limite ultimi
Portanza dei pali calcolata con la teoria di Norme A.G.I.
Portanza terreno di fondazione calcolata con la teoria di Brinch-Hansen

C R I T E R I D I C A L C O L O

Non e' considerata l'azione sismica dovuta ai sovraccarichi sul terrapieno.
Non e' considerata l'azione sismica dovuta alle forze applicate al muro.
Non si tiene conto dell'effetto stabilizzante delle forze applicate al muro.

Rapporto tra il taglio medio e quello nel palo piu' caricato: 1.00

DATI DI CALCOLO

PARAMETRI SISMICI

Coeff. maggiorativo diametro perforazione per micropali	1.20
Percentuale spinta a valle per la verifica a scorrimento	50
Percentuale spinta a valle per la verifica a ribaltam.	0
Percentuale spinta a valle per la verifica in fondazione	100
Percentuale spinta a valle per calcolo sollecitazioni	100

COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA

	TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio	1.00	1.25
Peso Specifico	1.00	1.00
Coesione Efficace (c'k)	1.00	1.25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1.00	1.40
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	
Tipo di fondazione	Superficiale	

COEFFICIENTI R3	R3 STATICI	R3 SISMICI	R3 PALI
Capacita' Portante	1.40	1.20	
Scorrimento	1.10	1.00	
Ribaltamento	1.15	1.00	
Resist. Terreno Valle	1.40	1.20	
Resist. alla Base			1.35
Resist. Lat. a Compr.			1.35
Resist. Lat. a Traz.			1.25
Carichi Trasversali			1.30

CARATTERISTICHE MATERIALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CARATTERISTICHE C. A. ELEVAZIONE

Classe Calcestruzzo	C25/30		Classe Acciaio	B450C	
Modulo Elastico CLS	314758	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000	kg/cmq
Coeff. di Poisson	0.2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI	
Resist.Car. CLS 'fck'	250.0	kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINAR. XC2/XC3	
Resist. Calcolo 'fcd'	141.0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500.0	kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	141.0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500.0	kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0.20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3913.0	kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0.35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1.00	%
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	150.0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0.3	mm	Sigma CLS Comb.Perm	112.0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0.4	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600.0	kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Copriferro Netto	2.5	cm

CARATTERISTICHE C. A. FONDAZIONE

Classe Calcestruzzo	C25/30		Classe Acciaio	B450C	
Modulo Elastico CLS	314758	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000	kg/cmq
Coeff. di Poisson	0.2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI	
Resist.Car. CLS 'fck'	250.0	kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINAR. XC2/XC3	
Resist. Calcolo 'fcd'	141.0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500.0	kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	141.0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500.0	kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0.20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3913.0	kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0.35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1.00	%
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	150.0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0.3	mm	Sigma CLS Comb.Perm	112.0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0.4	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600.0	kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Peso Spec.CLS Magro	2200	kg/mc
Copriferro Netto	2.5	cm			

DATI TERRAPIENO MURO 1		
Muro n.1		
D A T I T E R R A P I E N O		
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	3.00	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0.80	m
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	17	°
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	23	°
Adesione tra fondazione e terreno	0.00	Kg/cmq
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua	15	°
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua	0.00	Kg/cmq
Permeabilita' Terreno	BASSA	-----
Muro Vincolato	NO	-----
Coefficiente BetaM	0.380	-----
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale	0.060	-----
Coefficiente di intensita' sismica verticale	0.030	-----

DATI STRATIGR. MURO 1		
S T R A T I G R A F I A D E L T E R R E N O		
S T R A T O n. 1 :		
Spessore dello strato:	5.00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	35	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	23	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1800	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0.00	

DATI TERRAPIENO MURO 2		
Muro n.2		
D A T I T E R R A P I E N O		
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	3.50	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0.80	m
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	17	°
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	23	°
Adesione tra fondazione e terreno	0.00	Kg/cmq
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua	15	°
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua	0.00	Kg/cmq
Permeabilita' Terreno	BASSA	-----
Muro Vincolato	NO	-----
Coefficiente BetaM	0.380	-----
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale	0.060	-----
Coefficiente di intensita' sismica verticale	0.030	-----

DATI STRATIGR. MURO 2		
S T R A T I G R A F I A D E L T E R R E N O		
S T R A T O n. 1 :		
Spessore dello strato:	5.00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	35	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	23	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq

DATI STRATIGR. MURO 2		
STRATIGRAFIA DEL TERRENO		
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1800	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0.00	

DATI TERRAPIENO MURO 3		
Muro n.3		
DATI TERRAPIENO		
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	2.50	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0.80	m
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	17	°
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	23	°
Adesione tra fondazione e terreno	0.00	Kg/cmq
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua	15	°
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua	0.00	Kg/cmq
Permeabilita' Terreno	BASSA	-----
Muro Vincolato	NO	-----
Coefficiente BetaM	0.380	-----
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale	0.060	-----
Coefficiente di intensita' sismica verticale	0.030	-----

DATI STRATIGR. MURO 3		
STRATIGRAFIA DEL TERRENO		
STRATO n. 1 :		
Spessore dello strato:	5.00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	35	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	23	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1800	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0.00	

DATI TERRAPIENO MURO 4		
Muro n.4		
DATI TERRAPIENO		
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	2.00	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0.80	m
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	17	°
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	23	°
Adesione tra fondazione e terreno	0.00	Kg/cmq
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua	15	°
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua	0.00	Kg/cmq
Permeabilita' Terreno	BASSA	-----
Muro Vincolato	NO	-----
Coefficiente BetaM	0.380	-----
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale	0.060	-----
Coefficiente di intensita' sismica verticale	0.030	-----

DATI STRATIGR. MURO 4		
STRATIGRAFIA DEL TERRENO		
STRATO n. 1 :		
Spessore dello strato:	5.00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	35	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	23	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1800	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0.00	

DATI TERRAPIENO MURO 5		
Muro n.5		
DATI TERRAPIENO		
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	1.50	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0.80	m
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	17	°
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	23	°
Adesione tra fondazione e terreno	0.00	Kg/cmq
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua	15	°
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua	0.00	Kg/cmq
Permeabilita' Terreno	BASSA	-----
Muro Vincolato	NO	-----
Coefficiente BetaM	0.380	-----
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale	0.060	-----
Coefficiente di intensita' sismica verticale	0.030	-----

DATI STRATIGR. MURO 5		
STRATIGRAFIA DEL TERRENO		
STRATO n. 1 :		
Spessore dello strato:	5.00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	35	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	23	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1800	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0.00	

DATI TERRAPIENO MURO 6		
Muro n.6		
DATI TERRAPIENO		
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:	1.00	m
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:	0.80	m
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):	17	°
Angolo di attrito tra fondazione e terreno	23	°
Adesione tra fondazione e terreno	0.00	Kg/cmq
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua	15	°

DATI TERRAPIENO MURO 6		
Muro n.6		
D A T I T E R R A P I E N O		
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua	0.00	Kg/cmq
Permeabilita' Terreno	BASSA	-----
Muro Vincolato	NO	-----
Coefficiente BetaM	0.380	-----
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale	0.060	-----
Coefficiente di intensita' sismica verticale	0.030	-----

DATI STRATIGR. MURO 6		
S T R A T I G R A F I A D E L T E R R E N O		
S T R A T O n. 1 :		
Spessore dello strato:	5.00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	35	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	23	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1800	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0.00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:	0.00	

GEOMETRIA MURO 1		
M U R O A M E N S O L A I N C E M E N T O A R M A T O		
Altezza del paramento:	3.00	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	20	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	50	cm

GEOMETRIA MURO 1		
F O N D A Z I O N E D I R E T T A		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	60	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	90	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	50	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	50	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	50	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	50	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	5.0	m
Spessore del magrone:	10	cm

GEOMETRIA MURO 2		
M U R O A M E N S O L A I N C E M E N T O A R M A T O		
Altezza del paramento:	3.50	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	20	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	55	cm

GEOMETRIA MURO 2		
FONDAZIONE DIRETTA		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	60	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	100	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	50	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	50	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	50	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	50	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	5.0	m
Spessore del magrone:	10	cm

GEOMETRIA MURO 3		
MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO		
Altezza del paramento:	2.50	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	20	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	45	cm

GEOMETRIA MURO 3		
FONDAZIONE DIRETTA		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	50	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	80	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	40	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	40	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	40	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	40	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	5.0	m
Spessore del magrone:	10	cm

GEOMETRIA MURO 4		
MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO		
Altezza del paramento:	2.00	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	20	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	40	cm

GEOMETRIA MURO 4		
FONDAZIONE DIRETTA		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	40	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	70	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	40	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	40	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	40	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	40	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	5.0	m
Spessore del magrone:	10	cm

GEOMETRIA MURO 5

MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO		
Altezza del paramento:	1.50	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	20	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	35	cm

GEOMETRIA MURO 5		
FONDAZIONE DIRETTA		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	30	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	60	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	30	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	30	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	30	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	30	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	5.0	m
Spessore del magrone:	10	cm

GEOMETRIA MURO 6		
MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO		
Altezza del paramento:	1.00	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	20	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	30	cm

GEOMETRIA MURO 6		
FONDAZIONE DIRETTA		
Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	30	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	50	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	30	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	30	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	30	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	30	cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	5.0	m
Spessore del magrone:	10	cm

CARICHI MURO 1		
SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO		
CONDIZIONE n.	1	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	1.60	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq

CARICHI MURO 2
SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO

CARICHI MURO 2

S O V R A C C A R I C H I S U L T E R R A P I E N O

C O N D I Z I O N E n.	1	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	1.60	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq

CARICHI MURO 3

S O V R A C C A R I C H I S U L T E R R A P I E N O

C O N D I Z I O N E n.	1	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	1.60	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq

CARICHI MURO 4

S O V R A C C A R I C H I S U L T E R R A P I E N O

C O N D I Z I O N E n.	1	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	1.60	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq

CARICHI MURO 5

S O V R A C C A R I C H I S U L T E R R A P I E N O

C O N D I Z I O N E n.	1	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	1.60	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m

CARICHI MURO 5		
S O V R A C C A R I C H I S U L T E R R A P I E N O		
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq

CARICHI MURO 6		
S O V R A C C A R I C H I S U L T E R R A P I E N O		
C O N D I Z I O N E n.	1	-----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	1.60	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0.00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0.00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0.00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0.00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1.00	m
Carico concentrato puntiforme:	0.00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1.00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0.00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0.00	t/mq

COMBINAZIONI MURO 1

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 1

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.U. A1

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.50										0.00
2	1.00										1.00

COMBINAZIONI MURO 1

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. R A R A

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 1

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 1

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 2

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 2

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.U. A 1

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.50										0.00
2	1.00										1.00

COMBINAZIONI MURO 2

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. R A R A

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 2

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 2

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 3

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 3

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.U. A 1

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.50										0.00
2	1.00										1.00

COMBINAZIONI MURO 3

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. R A R A

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 3

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 3

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 4

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 4

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.U. A 1

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.50										0.00
2	1.00										1.00

COMBINAZIONI MURO 4

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. R A R A

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 4

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 4

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 5

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 5

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.U. A 1

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.50										0.00
2	1.00										1.00

COMBINAZIONI MURO 5

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. R A R A

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 5

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 5

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 6

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 6

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.U. A 1

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.50										0.00
2	1.00										1.00

COMBINAZIONI MURO 6

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. R A R A

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 6

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. F R E Q.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

COMBINAZIONI MURO 6

C O M B I N A Z I O N I D I C A R I C O S.L.E. P E R M.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1.00										

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	5628	5973	1.41	1.69	0	3503	0.00	1.39	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.353	0.353	0.00
2	4843	5312	1.41	1.67	146	2491	1.50	1.40	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.323	0.424	0.00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	561	25	0.27	0.05	0	210	0.00	0.37	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	7.206	7.21
2	502	24	0.27	0.05	-13	203	0.61	0.38	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	9.251	8.27

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	4114	4354	1.39	1.69	0	2680	0.00	1.39	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.353	0.353	0.00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	561	25	0.27	0.05	0	210	0.00	0.37	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	7.206	7.21

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	4114	4354	1.39	1.69	0	2680	0.00	1.39	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.353	0.353	0.00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A V A L L E

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	561	25	0.27	0.05	0	210	0.00	0.37	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	7.206	7.21

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

S P I N T E D E L T E R R A P I E N O A M O N T E

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	4114	4354	1.39	1.69	0	2680	0.00	1.39	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.353	0.353	0.00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	561	25	0.27	0.05	0	210	0.00	0.37	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	7.206	7.21

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: SLD

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
2	4449	4795	1.39	1.68	72	2582	1.56	1.40	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.340	0.385	0.00

SPINTE A MONTE MURO 2 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	7030	7580	1.59	1.79	0	4211	0.00	1.48	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.359	0.359	0.00
2	6066	6697	1.58	1.78	180	3076	1.61	1.48	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.333	0.430	0.00

SPINTE A VALLE MURO 2 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	561	25	0.27	0.05	0	210	0.00	0.37	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	7.206	7.21
2	502	24	0.27	0.05	-13	203	0.61	0.38	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	9.251	8.27

SPINTE A MONTE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	5161	5552	1.57	1.79	0	3235	0.00	1.48	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.359	0.359	0.00

SPINTE A VALLE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	561	25	0.27	0.05	0	210	0.00	0.37	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	7.206	7.21

SPINTE A MONTE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	5161	5552	1.57	1.79	0	3235	0.00	1.48	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.359	0.359	0.00

SPINTE A VALLE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	561	25	0.27	0.05	0	210	0.00	0.37	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	7.206	7.21

SPINTE A MONTE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	5161	5552	1.57	1.79	0	3235	0.00	1.48	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.359	0.359	0.00

SPINTE A VALLE MURO 2 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	561	25	0.27	0.05	0	210	0.00	0.37	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	7.206	7.21

SPINTE A MONTE MURO 2 - Tabella Combinazioni: SLD

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
2	5578	6073	1.57	1.79	89	3165	1.66	1.48	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.347	0.390	0.00

SPINTE A MONTE MURO 3 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	4165	4459	1.19	1.48	0	2864	0.00	1.20	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.355	0.355	0.00
2	3564	3966	1.19	1.47	118	2012	1.33	1.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.316	0.427	0.00

SPINTE A VALLE MURO 3 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	492	69	0.27	0.11	0	224	0.00	0.34	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	4.349	4.35
2	433	65	0.27	0.11	-13	217	0.56	0.34	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	4.349	3.83

SPINTE A MONTE MURO 3 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	3025	3230	1.17	1.49	0	2179	0.00	1.20	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.355	0.355	0.00

SPINTE A VALLE MURO 3 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	492	69	0.27	0.11	0	224	0.00	0.34	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	4.349	4.35

SPINTE A MONTE MURO 3 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	3025	3230	1.17	1.49	0	2179	0.00	1.20	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.355	0.355	0.00

SPINTE A VALLE MURO 3 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	492	69	0.27	0.11	0	224	0.00	0.34	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	4.349	4.35

SPINTE A MONTE MURO 3 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	3025	3230	1.17	1.49	0	2179	0.00	1.20	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.355	0.355	0.00

SPINTE A VALLE MURO 3 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	492	69	0.27	0.11	0	224	0.00	0.34	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	4.349	4.35

SPINTE A MONTE MURO 3 - Tabella Combinazioni: SLD

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
2	3272	3558	1.18	1.48	59	2109	1.39	1.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.338	0.387	0.00

SPINTE A MONTE MURO 4 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	3087	3227	1.01	1.29	0	2296	0.00	1.02	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.346	0.346	0.00
2	2623	2847	1.01	1.27	95	1620	1.26	1.02	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.299	0.416	0.00

SPINTE A VALLE MURO 4 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	503	74	0.27	0.13	0	158	0.00	0.28	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.681	3.68
2	442	70	0.27	0.13	-10	154	0.54	0.28	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.681	3.24

SPINTE A MONTE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	2227	2320	0.99	1.29	0	1732	0.00	1.02	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.346	0.346	0.00

SPINTE A VALLE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	503	74	0.27	0.13	0	158	0.00	0.28	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.681	3.68

SPINTE A MONTE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	2227	2320	0.99	1.29	0	1732	0.00	1.02	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.346	0.346	0.00

SPINTE A VALLE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	503	74	0.27	0.13	0	158	0.00	0.28	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.681	3.68

SPINTE A MONTE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	2227	2320	0.99	1.29	0	1732	0.00	1.02	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.346	0.346	0.00

SPINTE A VALLE MURO 4 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	503	74	0.27	0.13	0	158	0.00	0.28	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	3.681	3.68

SPINTE A MONTE MURO 4 - Tabella Combinazioni: SLD

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
2	2408	2555	0.99	1.28	47	1685	1.30	1.02	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.326	0.378	0.00

SPINTE A MONTE MURO 5 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	2005	2111	0.78	1.08	0	1797	0.00	0.83	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.346	0.346	0.00
2	1687	1844	0.78	1.07	74	1272	1.07	0.83	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.282	0.416	0.00

SPINTE A VALLE MURO 5 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	382	35	0.27	0.15	0	90	0.00	0.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	13.825	13.82
2	337	33	0.27	0.15	-5	88	0.41	0.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	13.825	12.19

SPINTE A MONTE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1432	1503	0.77	1.09	0	1338	0.00	0.84	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.346	0.346	0.00

SPINTE A VALLE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	382	35	0.27	0.15	0	90	0.00	0.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	13.825	13.82

SPINTE A MONTE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1432	1503	0.77	1.09	0	1338	0.00	0.84	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.346	0.346	0.00

SPINTE A VALLE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	382	35	0.27	0.15	0	90	0.00	0.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	13.825	13.82

SPINTE A MONTE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1432	1503	0.77	1.09	0	1338	0.00	0.84	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.346	0.346	0.00

SPINTE A VALLE MURO 5 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	382	35	0.27	0.15	0	90	0.00	0.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	13.825	13.82

SPINTE A MONTE MURO 5 - Tabella Combinazioni: SLD

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
2	1549	1655	0.77	1.08	37	1311	1.09	0.84	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.318	0.378	0.00

SPINTE A MONTE MURO 6 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	1250	1252	0.58	0.99	0	1368	0.00	0.76	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.329	0.329	0.00
2	1039	1078	0.59	0.98	57	968	0.92	0.76	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.240	0.394	0.00

SPINTE A VALLE MURO 6 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	382	35	0.27	0.15	0	90	0.00	0.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	13.825	13.82
2	337	33	0.27	0.15	-5	88	0.41	0.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	13.825	12.19

SPINTE A MONTE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	883	880	0.57	0.99	0	998	0.00	0.76	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.329	0.329	0.00

SPINTE A VALLE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	382	35	0.27	0.15	0	90	0.00	0.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	13.825	13.82

SPINTE A MONTE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	883	880	0.57	0.99	0	998	0.00	0.76	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.329	0.329	0.00

SPINTE A VALLE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	382	35	0.27	0.15	0	90	0.00	0.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	13.825	13.82

SPINTE A MONTE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	883	880	0.57	0.99	0	998	0.00	0.76	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.329	0.329	0.00

SPINTE A VALLE MURO 6 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																		
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	382	35	0.27	0.15	0	90	0.00	0.21	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	13.825	13.82

SPINTE A MONTE MURO 6 - Tabella Combinazioni: SLD

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
2	954	968	0.58	0.99	28	986	0.93	0.76	0	0	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00	0.290	0.358	0.00

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	7943	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	17271	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	2.17	-----

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	5628	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	5849	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1.04	-----

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

VERIFICHE STABILITA' MURO 2

V E R I F I C A A L R I B A L T A M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	11174	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	22434	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	2.01	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 2

V E R I F I C A A L L O S C O R R I M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	7030	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	7068	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1.01	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 3

V E R I F I C A A L R I B A L T A M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	4958	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	11460	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	2.31	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 3

V E R I F I C A A L L O S C O R R I M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	4165	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	4485	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1.08	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 4

V E R I F I C A A L R I B A L T A M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	3107	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	7457	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	2.40	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 4

V E R I F I C A A L L O S C O R R I M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	3087	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	3484	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1.13	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 5

V E R I F I C A A L R I B A L T A M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	1557	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	4260	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	2.74	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 5

V E R I F I C A A L L O S C O R R I M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	2005	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	2409	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1.20	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 6

V E R I F I C A A L R I B A L T A M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	701	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	2517	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	3.59	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 6

V E R I F I C A A L L O S C O R R I M E N T O		
Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	1250	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	1712	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1.37	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE MURO 1

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	20	100	100	350	0	1	0	0	0.0	0.0	6	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	1	30	23	100	99	320	0	1	161	29	3.9	10.1	6	0	161	7179	1	210	11104	0		OK
3	1	60	26	100	97	290	0	1	345	126	3.9	10.1	6	0	345	8396	1	473	11803	0		OK
4	1	90	29	100	96	260	0	1	551	307	3.9	10.1	6	0	551	9578	1	789	12444	0		OK
5	1	120	32	100	94	230	0	1	780	588	3.9	10.1	6	0	780	10763	1	1159	13055	0		OK
6	1	150	35	100	93	200	0	1	1031	985	3.9	10.1	6	0	1031	11958	1	1583	13639	0		OK
7	1	180	38	100	91	170	0	1	1305	1512	3.9	10.1	6	0	1305	13164	1	2060	14210	0		OK
8	1	210	41	100	90	140	0	1	1601	2187	3.9	10.1	6	0	1601	14383	1	2590	15032	0		OK
9	1	240	44	100	88	110	0	1	1920	3023	3.9	10.1	6	0	1920	15616	1	3174	15841	0		OK
10	1	270	47	100	87	80	0	1	2261	4039	3.9	10.1	6	0	2261	16863	1	3811	16641	0		OK
11	1	300	50	100	85	50	0	1	2625	5248	3.9	10.1	6	0	2625	18127	1	4502	17430	0		OK

VERIFICHE MURO 1

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	50	100	0	25	-90	1	619	79	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0		OK
2	4	30	50	100	30	25	-90	1	1379	-156	3.9	10.1	0	0	1379	14307	1	-2757	70348	0		OK
3	4	60	50	100	60	25	-90	1	2139	-1155	3.9	10.1	0	0	2139	14574	1	-5110	70348	0		OK

VERIFICHE MURO 1

V E R I F I C H E D I R E S I S T E N Z A M U R O

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	50	100	200	25	90	1	1125	-5	0.0	0.0	0	0	0	0	1	-478	0	0		OK
2	5	30	50	100	170	25	90	1	365	-300	10.1	3.9	0	0	365	17625	1	-2651	17430	0		OK
3	5	60	50	100	140	25	90	1	-395	-1155	10.1	3.9	0	0	-395	17457	1	-4210	17430	0		OK
4	5	90	50	100	110	25	90	2	-1111	-2396	10.1	3.9	0	0	-1111	17298	2	-5297	17430	0		OK

VERIFICHE MURO 2

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	20	100	105	400	0	1	0	0	0.0	0.0	6	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	1	30	23	100	104	370	0	1	161	29	5.7	10.1	6	0	161	7176	1	210	11085	0		OK
3	1	60	26	100	102	340	0	1	345	126	5.7	10.1	6	0	345	8383	1	473	11792	0		OK
4	1	90	29	100	101	310	0	1	551	307	5.7	10.1	6	0	551	9563	1	789	12434	0		OK
5	1	120	32	100	99	280	0	1	780	588	5.7	10.1	6	0	780	10749	1	1159	13045	0		OK
6	1	150	35	100	98	250	0	1	1031	985	5.7	10.1	6	0	1031	11944	1	1583	13629	0		OK
7	1	180	38	100	96	220	0	1	1305	1512	5.7	10.1	6	0	1305	13151	1	2060	14197	0		OK
8	1	210	41	100	95	190	0	1	1601	2187	5.7	10.1	6	0	1601	14370	1	2590	15018	0		OK
9	1	240	44	100	93	160	0	1	1920	3023	5.7	10.1	6	0	1920	15604	1	3174	15828	0		OK
10	1	270	47	100	92	130	0	1	2261	4039	5.7	10.1	6	0	2261	16854	1	3811	16627	0		OK
11	1	300	50	100	90	100	0	1	2625	5248	5.7	10.1	6	0	2625	18119	1	4502	17417	0		OK
12	1	330	53	100	89	70	0	1	3011	6666	5.7	10.1	6	0	3011	19401	1	5247	18198	0		OK
13	1	350	55	100	88	50	0	1	3281	7736	5.7	10.1	6	0	3281	20266	1	5773	18715	0		OK

VERIFICHE MURO 2

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	50	100	0	25	-90	1	619	79	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0		OK
2	4	30	50	100	30	25	-90	1	1521	-238	3.9	10.1	0	0	1521	14357	1	-3518	70348	0		OK
3	4	60	50	100	60	25	-90	1	2424	-1528	3.9	10.1	0	0	2424	14674	1	-6508	70348	0		OK

VERIFICHE MURO 2

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	50	100	215	25	90	1	1257	-5	0.0	0.0	0	0	0	0	1	-534	0	0		OK
2	5	30	50	100	185	25	90	1	354	-371	10.1	3.9	0	0	354	17623	1	-3285	17430	0		OK
3	5	60	50	100	155	25	90	1	-548	-1451	10.1	3.9	0	0	-548	17423	1	-5298	17430	0		OK
4	5	90	50	100	125	25	90	1	-1451	-3025	10.1	3.9	0	0	-1451	17222	2	-6612	17430	0		OK
5	5	100	50	100	115	25	90	1	-1752	-3620	10.1	3.9	0	0	-1752	17155	2	-6937	17430	0		OK

VERIFICHE MURO 3

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	20	100	85	290	0	1	0	0	0.0	0.0	6	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	1	30	23	100	84	260	0	1	161	29	3.9	10.1	6	0	161	7179	1	210	11104	0		OK
3	1	60	26	100	82	230	0	1	345	126	3.9	10.1	6	0	345	8396	1	473	11803	0		OK
4	1	90	29	100	81	200	0	1	551	307	3.9	10.1	6	0	551	9578	1	789	12444	0		OK
5	1	120	32	100	79	170	0	1	780	588	3.9	10.1	6	0	780	10763	1	1159	13055	0		OK
6	1	150	35	100	78	140	0	1	1031	985	3.9	10.1	6	0	1031	11958	1	1583	13639	0		OK
7	1	180	38	100	76	110	0	1	1305	1512	3.9	10.1	6	0	1305	13164	1	2060	14210	0		OK
8	1	210	41	100	75	80	0	1	1601	2187	3.9	10.1	6	0	1601	14383	1	2590	15032	0		OK
9	1	240	44	100	73	50	0	1	1920	3023	3.9	10.1	6	0	1920	15616	1	3174	15841	0		OK
10	1	250	45	100	73	40	0	1	2031	3341	3.9	10.1	6	0	2031	16030	1	3380	16109	0		OK

VERIFICHE MURO 3

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	40	100	0	20	-90	1	598	76	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0		OK
2	4	30	40	100	30	20	-90	2	1122	-140	3.9	6.7	0	0	1122	7558	1	-2218	51211	0		OK
3	4	50	40	100	50	20	-90	1	1648	-630	3.9	6.7	0	0	1648	7703	1	-3506	51211	0		OK

VERIFICHE MURO 3

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	40	100	175	20	90	1	785	-3	0.0	0.0	0	0	0	0	1	-333	0	0		OK
2	5	30	40	100	145	20	90	1	155	-246	6.7	3.9	0	0	155	9234	1	-2036	14759	0		OK
3	5	60	40	100	115	20	90	2	-478	-922	6.7	3.9	0	0	-478	9122	2	-3245	14759	0		OK
4	5	80	40	100	95	20	90	2	-864	-1549	6.7	3.9	0	0	-864	9054	2	-3778	14759	0		OK

VERIFICHE MURO 4

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	20	100	70	240	0	1	0	0	0.0	0.0	6	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	1	30	23	100	69	210	0	1	161	29	3.9	6.7	6	0	161	4908	1	210	9825	0		OK
3	1	60	26	100	67	180	0	1	345	126	3.9	6.7	6	0	345	5685	1	473	10768	0		OK
4	1	90	29	100	66	150	0	1	551	307	3.9	6.7	6	0	551	6474	1	789	11657	0		OK
5	1	120	32	100	64	120	0	1	780	588	3.9	6.7	6	0	780	7274	1	1159	12525	0		OK
6	1	150	35	100	63	90	0	1	1031	985	3.9	6.7	6	0	1031	8087	1	1583	13376	0		OK
7	1	180	38	100	61	60	0	1	1305	1512	3.9	6.7	6	0	1305	8913	1	2060	14210	0		OK
8	1	200	40	100	60	40	0	1	1500	1944	3.9	6.7	6	0	1500	9472	1	2407	14759	0		OK

VERIFICHE MURO 4

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	40	100	0	20	-90	1	625	81	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0		OK
2	4	30	40	100	30	20	-90	2	1041	-101	3.9	6.7	0	0	1041	7536	1	-1836	67158	0		OK

VERIFICHE MURO 4

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
3	4	40	40	100	40	20	-90	1	1314	-275	3.9	6.7	0	0	1314	7611	1	-2378	67158	0		OK

VERIFICHE MURO 4

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	40	100	150	20	90	1	679	-3	0.0	0.0	0	0	0	0	1	-288	0	0		OK
2	5	30	40	100	120	20	90	1	163	-202	6.7	3.9	0	0	163	9236	2	-1651	14759	0		OK
3	5	60	40	100	90	20	90	2	-363	-747	6.7	3.9	0	0	-363	9143	2	-2566	14759	0		OK
4	5	70	40	100	80	20	90	2	-521	-979	6.7	3.9	0	0	-521	9115	2	-2731	14759	0		OK

VERIFICHE MURO 5

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	20	100	55	180	0	1	0	0	0.0	0.0	6	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	1	30	23	100	54	150	0	1	161	29	3.9	5.7	6	0	161	4219	1	210	9875	0		OK
3	1	60	26	100	52	120	0	1	345	126	3.9	5.7	6	0	345	4875	1	473	10798	0		OK
4	1	90	29	100	51	90	0	1	551	307	3.9	5.7	6	0	551	5543	1	789	11687	0		OK
5	1	120	32	100	49	60	0	1	780	588	3.9	5.7	6	0	780	6224	1	1159	12554	0		OK
6	1	150	35	100	48	30	0	1	1031	985	3.9	5.7	6	0	1031	6918	1	1583	13404	0		OK

VERIFICHE MURO 5

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	30	100	0	15	-90	1	477	48	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0		OK
2	4	30	30	100	30	15	-90	2	790	-80	3.9	4.5	0	0	790	3738	1	-1216	47456	0		OK

VERIFICHE MURO 5

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	30	100	125	15	90	1	423	-1	0.0	0.0	0	0	0	0	1	-179	0	0		OK
2	5	30	30	100	95	15	90	2	4	-143	4.5	3.9	0	0	4	4582	2	-1100	11978	0		OK
3	5	60	30	100	65	15	90	2	-354	-509	4.5	3.9	0	0	-354	4535	2	-1626	11978	0		OK

VERIFICHE MURO 6

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	20	100	50	130	0	1	0	0	0.0	0.0	6	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	1	30	23	100	49	100	0	1	161	29	3.9	4.5	6	0	161	3416	1	210	9875	0		OK
3	1	60	26	100	47	70	0	1	345	126	3.9	4.5	6	0	345	3941	1	473	10798	0		OK
4	1	90	29	100	46	40	0	1	551	307	3.9	4.5	6	0	551	4480	1	789	11687	0		OK
5	1	100	30	100	45	30	0	1	625	389	3.9	4.5	6	0	625	4663	1	907	11978	0		OK

VERIFICHE MURO 6

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	30	100	0	15	-90	1	477	48	0.0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0		OK
2	4	30	30	100	30	15	-90	1	714	5	3.9	4.5	0	0	714	3722	1	-543	47456	0		OK

VERIFICHE MURO 6

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Msdu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	30	100	110	15	90	1	344	-1	0.0	0.0	0	0	0	0	1	-146	0	0		OK
2	5	30	30	100	80	15	90	2	72	-83	4.5	3.9	0	0	72	4591	2	-630	11978	0		OK
3	5	50	30	100	60	15	90	2	-74	-206	4.5	3.9	0	0	-74	4571	2	-828	11978	0		OK

VERIFICHE MURO 1

FESSURAZIONE MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
1	5	Freq	1	4	-761	-1773	17	0.06	0.40	OK
		Perm	1	4	-761	-1773	17	0.06	0.30	OK
1	4	Freq	1	3	1685	-875	24	0.05	0.40	OK
		Perm	1	3	1685	-875	24	0.05	0.30	OK
1	1	Freq	1	11	2625	3716	18	0.11	0.40	OK
		Perm	1	11	2625	3716	18	0.11	0.30	OK

VERIFICHE MURO 2

F E S S U R A Z I O N E M U R I

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
2	5	Freq	1	5	-1200	-2702	17	0.09	0.40	OK
		Perm	1	5	-1200	-2702	17	0.09	0.30	OK
2	4	Freq	1	3	1903	-1166	24	0.08	0.40	OK
		Perm	1	3	1903	-1166	24	0.08	0.30	OK
2	1	Freq	1	13	3281	5512	18	0.14	0.40	OK
		Perm	1	13	3281	5512	18	0.14	0.30	OK

VERIFICHE MURO 3

F E S S U R A Z I O N E M U R I

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
3	5	Freq	1	4	-577	-1126	23	0.10	0.40	OK
		Perm	1	4	-577	-1126	23	0.10	0.30	OK
3	4	Freq	1	3	1322	-469	24	0.03	0.40	OK
		Perm	1	3	1322	-469	24	0.03	0.30	OK
3	1	Freq	1	10	2031	2349	18	0.07	0.40	OK
		Perm	1	10	2031	2349	18	0.07	0.30	OK

VERIFICHE MURO 4

F E S S U R A Z I O N E M U R I

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
4	5	Freq	1	4	-304	-699	23	0.06	0.40	OK
		Perm	1	4	-304	-699	23	0.06	0.30	OK
4	4	Freq	1	3	1085	-195	24	0.00	0.40	OK
		Perm	1	3	1085	-195	24	0.00	0.30	OK
4	1	Freq	1	8	1500	1355	25	0.09	0.40	OK
		Perm	1	8	1500	1355	25	0.09	0.30	OK

VERIFICHE MURO 5

F E S S U R A Z I O N E M U R I

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
5	5	Freq	1	3	-196	-346	25	0.06	0.40	OK
		Perm	1	3	-196	-346	25	0.06	0.30	OK
5	4	Freq	1	2	729	-48	24	0.00	0.40	OK
		Perm	1	2	729	-48	24	0.00	0.30	OK
5	1	Freq	1	6	1031	679	21	0.05	0.40	OK
		Perm	1	6	1031	679	21	0.05	0.30	OK

VERIFICHE MURO 6

FESSURAZIONE MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
6	5	Freq	1	3	20	-129	26	0.02	0.40	OK
		Perm	1	3	20	-129	26	0.02	0.30	OK
6	4	Freq	1	2	613	17	26	0.00	0.40	OK
		Perm	1	2	613	17	26	0.00	0.30	OK
6	1	Freq	1	5	625	265	26	0.03	0.40	OK
		Perm	1	5	625	265	26	0.03	0.30	OK

VERIFICHE MURO 1

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
1	5	rara	1	4	-761	-1773	9.6	150.0	1	4	-761	-1773	435	3600	OK
		perm	1	4	-761	-1773	9.6	112.0							OK
1	4	rara	1	3	1685	-875	6.7	150.0	1	3	1685	-875	282	3600	OK
		perm	1	3	1685	-875	6.7	112.0							OK
1	1	rara	1	11	2625	3716	20.3	150.0	1	11	2625	3716	718	3600	OK
		perm	1	11	2625	3716	20.3	112.0							OK

VERIFICHE MURO 2

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
2	5	rara	1	5	-1200	-2702	14.6	150.0	1	5	-1200	-2702	666	3600	OK
		perm	1	5	-1200	-2702	14.6	112.0							OK
2	4	rara	1	3	1903	-1166	8.9	150.0	1	3	1903	-1166	419	3600	OK
		perm	1	3	1903	-1166	8.9	112.0							OK
2	1	rara	1	13	3281	5512	25.6	150.0	1	13	3281	5512	966	3600	OK
		perm	1	13	3281	5512	25.6	112.0							OK

VERIFICHE MURO 3

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
3	5	rara	1	4	-577	-1126	10.4	150.0	1	4	-577	-1126	526	3600	OK
		perm	1	4	-577	-1126	10.4	112.0							OK
3	4	rara	1	3	1322	-469	5.1	150.0	1	3	1322	-469	176	3600	OK
		perm	1	3	1322	-469	5.1	112.0							OK
3	1	rara	1	10	2031	2349	15.3	150.0	1	10	2031	2349	503	3600	OK
		perm	1	10	2031	2349	15.3	112.0							OK

VERIFICHE MURO 4

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
4	5	rara	1	4	-304	-699	6.5	150.0	1	4	-304	-699	323	3600	OK
		perm	1	4	-304	-699	6.5	112.0							OK
4	4	rara	1	3	1085	-195	1.6	150.0	1	3	1085	-195	22	3600	OK
		perm	1	3	1085	-195	1.6	112.0							OK
4	1	rara	1	8	1500	1355	13.0	150.0	1	8	1500	1355	473	3600	OK
		perm	1	8	1500	1355	13.0	112.0							OK

VERIFICHE MURO 4

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica

VERIFICHE MURO 5

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
5	5	rara	1	3	-196	-346	6.3	150.0	1	3	-196	-346	323	3600	OK
		perm	1	3	-196	-346	6.3	112.0							OK
5	4	rara	1	2	729	-48	0.6	150.0	1	2	729	-48	0	3600	OK
		perm	1	2	729	-48	0.6	112.0							OK
5	1	rara	1	6	1031	679	8.7	150.0	1	6	1031	679	309	3600	OK
		perm	1	6	1031	679	8.7	112.0							OK

VERIFICHE MURO 6

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
6	5	rara	1	3	20	-129	2.4	150.0	1	3	20	-129	109	3600	OK
		perm	1	3	20	-129	2.4	112.0							OK
6	4	rara	1	2	613	17	0.3	150.0	1	2	613	17	-1	3600	OK
		perm	1	2	613	17	0.3	112.0							OK
6	1	rara	1	5	625	265	4.8	150.0	1	5	625	265	162	3600	OK
		perm	1	5	625	265	4.8	112.0							OK

VERIFICA PORTANZA MURO 1

VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	1	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	15.32	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:	5.07	t/m

VERIFICA PORTANZA MURO 1

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:						-0.21	m
Larghezza della fondazione:						2.20	m
Lunghezza della fondazione:						5.00	m
Valore efficace della larghezza:						1.79	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:						1800	Kg/mc
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :						1.44	t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fattori di capacita' portante:	Ng =	46.5413	Nq =	33.2961	Nc =	46.1236
Fattori di forma:	Sg =	1.1318	Sq =	1.1318	Sc =	1.2636
Fattori di profondita:	Dg =	1.0000	Dq =	1.1306	Dc =	1.1346
Fattori inclinazione carico:	Ig =	0.3332	Iq =	0.4978	Ic =	0.4823
Fattori inclinazione base:	Bg =	1.0000	Bq =	1.0000	Bc =	1.0000
Fattori incl. piano campagna:	Gg =	0.4820	Gq =	0.4820	Gc =	0.4660

Pressione media limite:	28.72	t/mq
Sforzo normale limite:	36.64	t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)	2.39	---

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

V E R I F I C H E C E D I M E N T I S L D

Combinazione di carico SLD piu' gravosa:	2	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	12.91	t/m
Sforzo normale limite in condizioni drenate:	36.91	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:	2.86	
LA VERIFICA RISULTA	SODDISFATTA	

VERIFICA PORTANZA MURO 2

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	1	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	18.51	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:	6.47	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:	-0.27	m
Larghezza della fondazione:	2.35	m
Lunghezza della fondazione:	5.00	m
Valore efficace della larghezza:	1.80	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:	1800	Kg/mc
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :	1.44	t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fattori di capacita' portante:	Ng =	46.5413	Nq =	33.2961	Nc =	46.1236
Fattori di forma:	Sg =	1.1332	Sq =	1.1332	Sc =	1.2664
Fattori di profondita:	Dg =	1.0000	Dq =	1.1287	Dc =	1.1327
Fattori inclinazione carico:	Ig =	0.3086	Iq =	0.4743	Ic =	0.4580
Fattori inclinazione base:	Bg =	1.0000	Bq =	1.0000	Bc =	1.0000
Fattori incl. piano campagna:	Gg =	0.4820	Gq =	0.4820	Gc =	0.4660

Pressione media limite:	27.15	t/mq
Sforzo normale limite:	35.00	t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)	1.89	---

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

V E R I F I C H E C E D I M E N T I S L D

Combinazione di carico SLD piu' gravosa:	2	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	15.64	t/m
Sforzo normale limite in condizioni drenate:	36.26	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:	2.32	
LA VERIFICA RISULTA	SODDISFATTA	

VERIFICA PORTANZA MURO 2

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

VERIFICA PORTANZA MURO 3

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:					1	---
Combinazione di carico piu' gravosa:					1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:					11.83	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:					3.67	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:					-0.16	m
Larghezza della fondazione:					1.95	m
Lunghezza della fondazione:					5.00	m
Valore efficace della larghezza:					1.63	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:					1800	Kg/mc
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :					1.44	t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fattori di capacita' portante: Ng =	46.5413	Nq =	33.2961	Nc =	46.1236
Fattori di forma: Sg =	1.1200	Sq =	1.1200	Sc =	1.2401
Fattori di profondita: Dg =	1.0000	Dq =	1.1437	Dc =	1.1482
Fattori inclinazione carico: Ig =	0.3590	Iq =	0.5207	Ic =	0.5059
Fattori inclinazione base: Bg =	1.0000	Bq =	1.0000	Bc =	1.0000
Fattori incl. piano campagna: Gg =	0.4820	Gq =	0.4820	Gc =	0.4660

Pressione media limite:	29.00	t/mq
Sforzo normale limite:	33.70	t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)	2.85	---

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

V E R I F I C H E C E D I M E N T I S L D

Combinazione di carico SLD piu' gravosa:	2	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	9.82	t/m
Sforzo normale limite in condizioni drenate:	32.98	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:	3.36	

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

VERIFICA PORTANZA MURO 4

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:					1	---
Combinazione di carico piu' gravosa:					1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:					9.13	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:					2.58	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:					-0.13	m
Larghezza della fondazione:					1.70	m
Lunghezza della fondazione:					5.00	m
Valore efficace della larghezza:					1.44	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:					1800	Kg/mc
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :					1.44	t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fattori di capacita' portante: Ng =	46.5413	Nq =	33.2961	Nc =	46.1236
Fattori di forma: Sg =	1.1062	Sq =	1.1062	Sc =	1.2124
Fattori di profondita: Dg =	1.0000	Dq =	1.1640	Dc =	1.1691
Fattori inclinazione carico: Ig =	0.3971	Iq =	0.5538	Ic =	0.5400
Fattori inclinazione base: Bg =	1.0000	Bq =	1.0000	Bc =	1.0000
Fattori incl. piano campagna: Gg =	0.4820	Gq =	0.4820	Gc =	0.4660

Pressione media limite:	29.59	t/mq
Sforzo normale limite:	30.41	t/m

VERIFICA PORTANZA MURO 4

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)	3.33	---

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

V E R I F I C H E C E D I M E N T I S L D

Combinazione di carico SLD piu' gravosa:	2	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	7.57	t/m
Sforzo normale limite in condizioni drenate:	28.29	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:	3.74	
LA VERIFICA RISULTA	SODDISFATTA	

VERIFICA PORTANZA MURO 5

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:					1	---
Combinazione di carico piu' gravosa:					1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:					6.32	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:					1.62	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:					-0.08	m
Larghezza della fondazione:					1.45	m
Lunghezza della fondazione:					5.00	m
Valore efficace della larghezza:					1.30	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:					1800	Kg/mc
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :					1.44	t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fattori di capacita' portante: Ng =	46.5413	Nq =	33.2961	Nc =	46.1236	
Fattori di forma: Sg =	1.0958	Sq =	1.0958	Sc =	1.1915	
Fattori di profondita: Dg =	1.0000	Dq =	1.1851	Dc =	1.1908	
Fattori inclinazione carico: Ig =	0.4365	Iq =	0.5872	Ic =	0.5745	
Fattori inclinazione base: Bg =	1.0000	Bq =	1.0000	Bc =	1.0000	
Fattori incl. piano campagna: Gg =	0.4820	Gq =	0.4820	Gc =	0.4660	
Pressione media limite:					30.43	t/mq
Sforzo normale limite:					28.20	t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)					4.46	---

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

V E R I F I C H E C E D I M E N T I S L D

Combinazione di carico SLD piu' gravosa:	2	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	5.23	t/m
Sforzo normale limite in condizioni drenate:	25.43	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:	4.87	
LA VERIFICA RISULTA	SODDISFATTA	

VERIFICA PORTANZA MURO 6

V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	1	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	4.48	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:	0.87	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:	-0.01	m
Larghezza della fondazione:	1.30	m
Lunghezza della fondazione:	5.00	m
Valore efficace della larghezza:	1.28	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:	1800	Kg/mc
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :	1.44	t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

VERIFICA PORTANZA MURO 6						
V E R I F I C H E P O R T A N Z A F O N D A Z I O N E						
Fattori di capacita' portante: Ng =	46.5413	Nq =	33.2961	Nc =	46.1236	
Fattori di forma: Sg =	1.0947	Sq =	1.0947	Sc =	1.1894	
Fattori di profondita: Dg =	1.0000	Dq =	1.1898	Dc =	1.1957	
Fattori inclinazione carico: Ig =	0.5478	Iq =	0.6794	Ic =	0.6695	
Fattori inclinazione base: Bg =	1.0000	Bq =	1.0000	Bc =	1.0000	
Fattori incl. piano campagna: Gg =	0.4820	Gq =	0.4820	Gc =	0.4660	
Pressione media limite:					36.29	t/mq
Sforzo normale limite:					33.25	t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)					7.42	---
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA						
V E R I F I C H E C E D I M E N T I S L D						
Combinazione di carico SLD piu' gravosa:					2	
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:					3.67	t/m
Sforzo normale limite in condizioni drenate:					27.38	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:					7.46	
LA VERIFICA RISULTA	SODDISFATTA					

RELAZIONE DI CALCOLO DEI SISTEMI MONOANCORAGGIO

Descrizione del sistema tipo FARFALLA B25

Generale

Il presente sistema è una struttura in acciaio per la messa in sicurezza di scarpate, la struttura portante in acciaio è costituita da profilati d'acciaio disposti a X (profilati a I), tensionati a livello del terreno mediante uno strato di griglia d'acciaio ad alta resistenza. L'angolo di montaggio di questa struttura portante in acciaio è di 10° (misurata dalla corsa verticale). Gli elementi di supporto a forma di X hanno le seguenti dimensioni e possono essere installati orizzontalmente o verticalmente:

B25: 2,500 m x 2,000 m

La variante installata orizzontalmente è denominata TIPO 1, mentre la variante installata verticalmente è denominata TIPO 2.
In questo caso sarà utilizzata la variante TIPO 1 e TIPO 2.

Dimensioni e variante utilizzata

Le farfalle previste nell'area di progetto hanno le seguenti dimensioni:

B25:

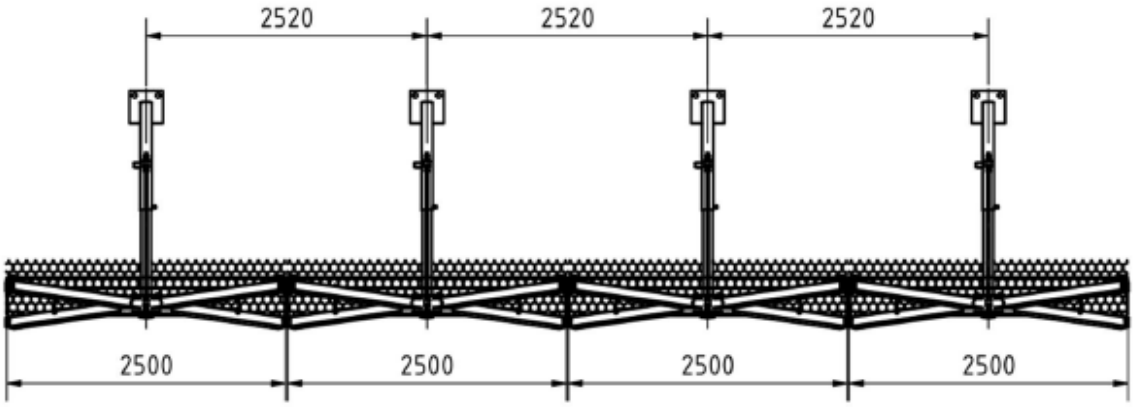


figura 10 Disegno di sistema FARFALLA B 25: TIPO 1 - Installazione orizzontale (h=2,0 m; tratto dal progetto 3485-20-2

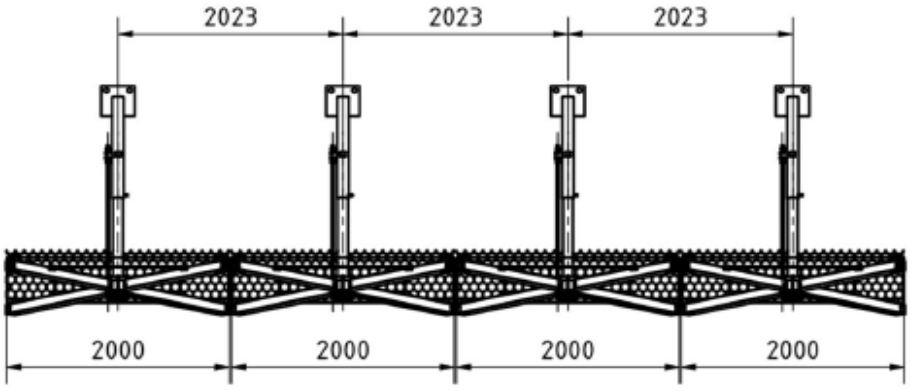


figura 11 Disegno di sistema FARFALLA B 25: TIPO 2 – Installazione verticale (h=2,5 m); tratto dal progetto 3485-20-2

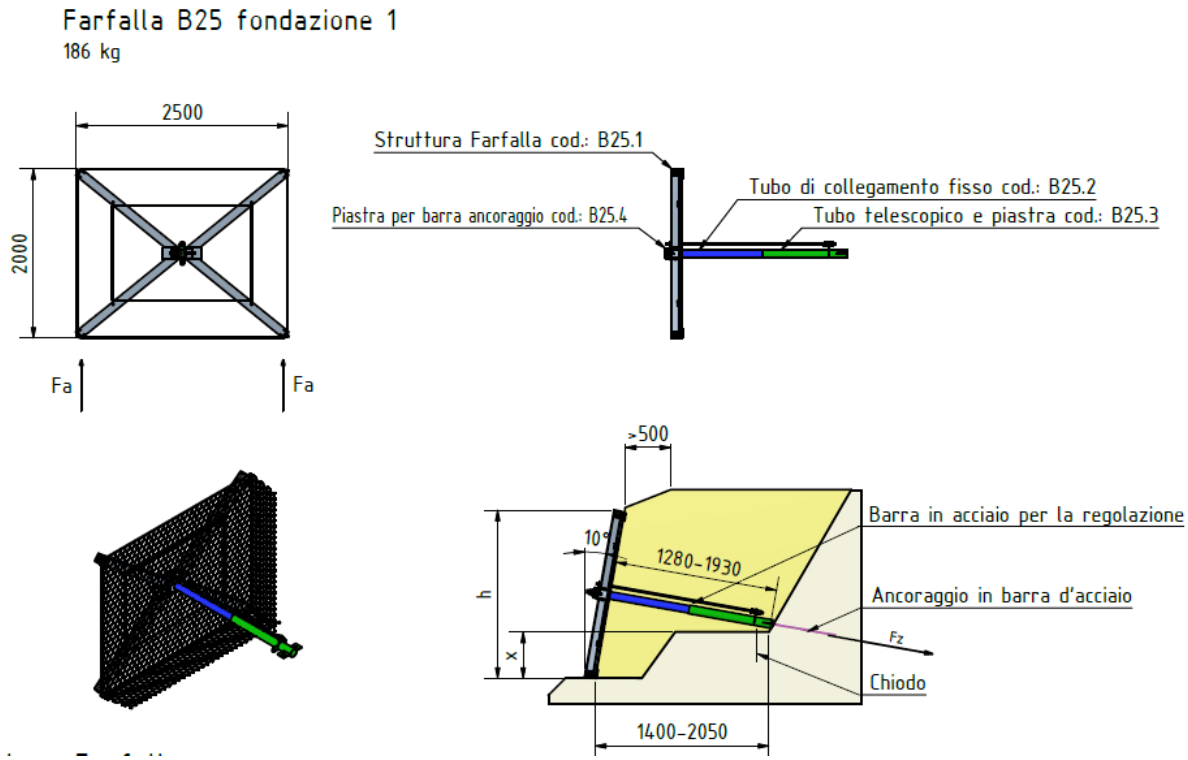


figura 12 B 25 - indicazione per la variante 1

Descrizione del sistema tipo FARFALLA B38

Generale

Il presente sistema è una struttura in acciaio per la messa in sicurezza di scarpate, la struttura portante in acciaio è costituita da profilati d'acciaio disposti a X (profilati a I), tensionati a livello del terreno mediante uno strato di griglia d'acciaio ad alta resistenza. L'angolo di montaggio di questa struttura portante in acciaio è di 10° (misurata dalla corsa verticale). Gli elementi di supporto a forma di X hanno le seguenti dimensioni e possono essere installati orizzontalmente o verticalmente:

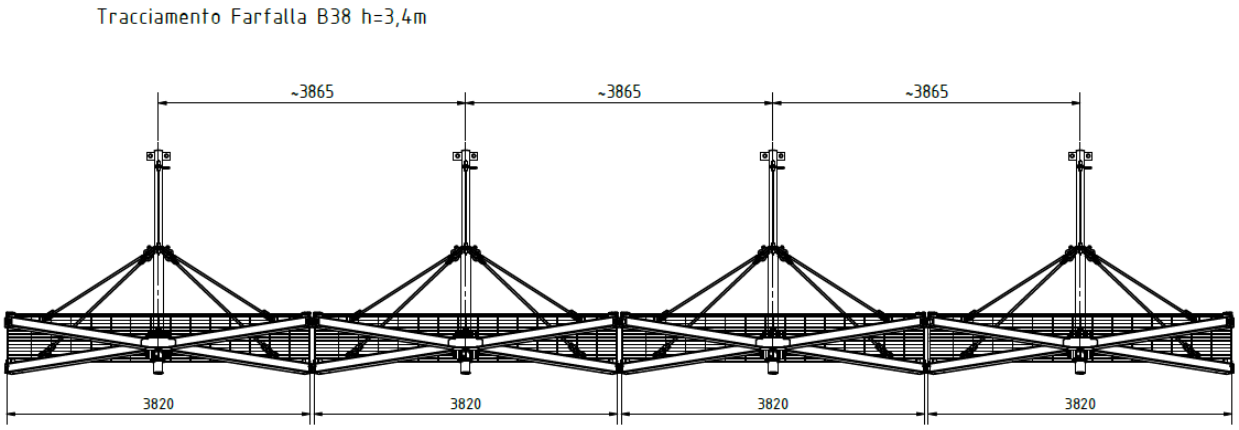
B38: 3,820 m x 3,446 m

La variante installata orizzontalmente è denominata TIPO 1, mentre la variante installata verticalmente è denominata TIPO 2.

In questo caso sarà utilizzata la variante TIPO 1 e TIPO 2.

Dimensioni e variante utilizzata

Le farfalle previste nell’area di progetto hanno le seguenti dimensioni:



B38:

figura 13 Disegno di sistema FARFALLA B 38 TIPO 1 - Installazione orizzontale (h=3,4 m)

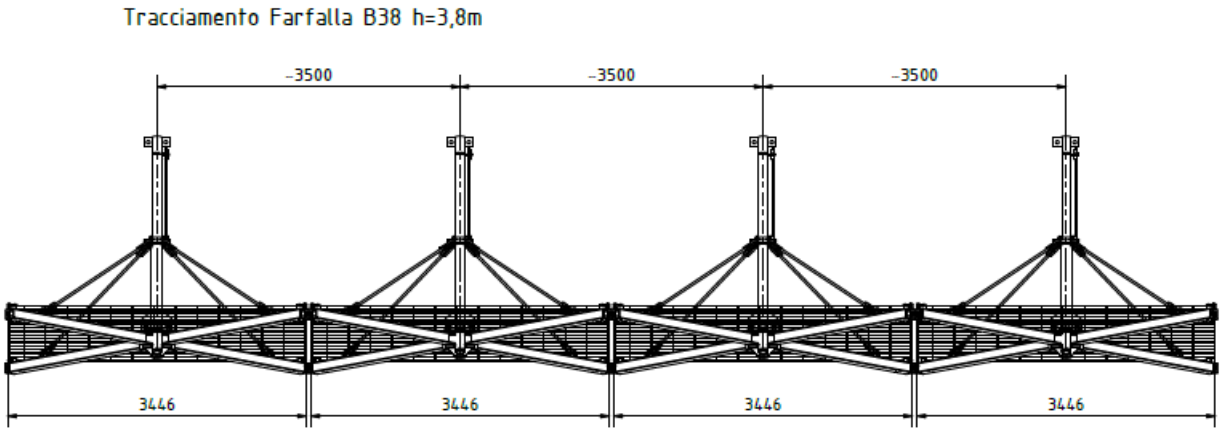
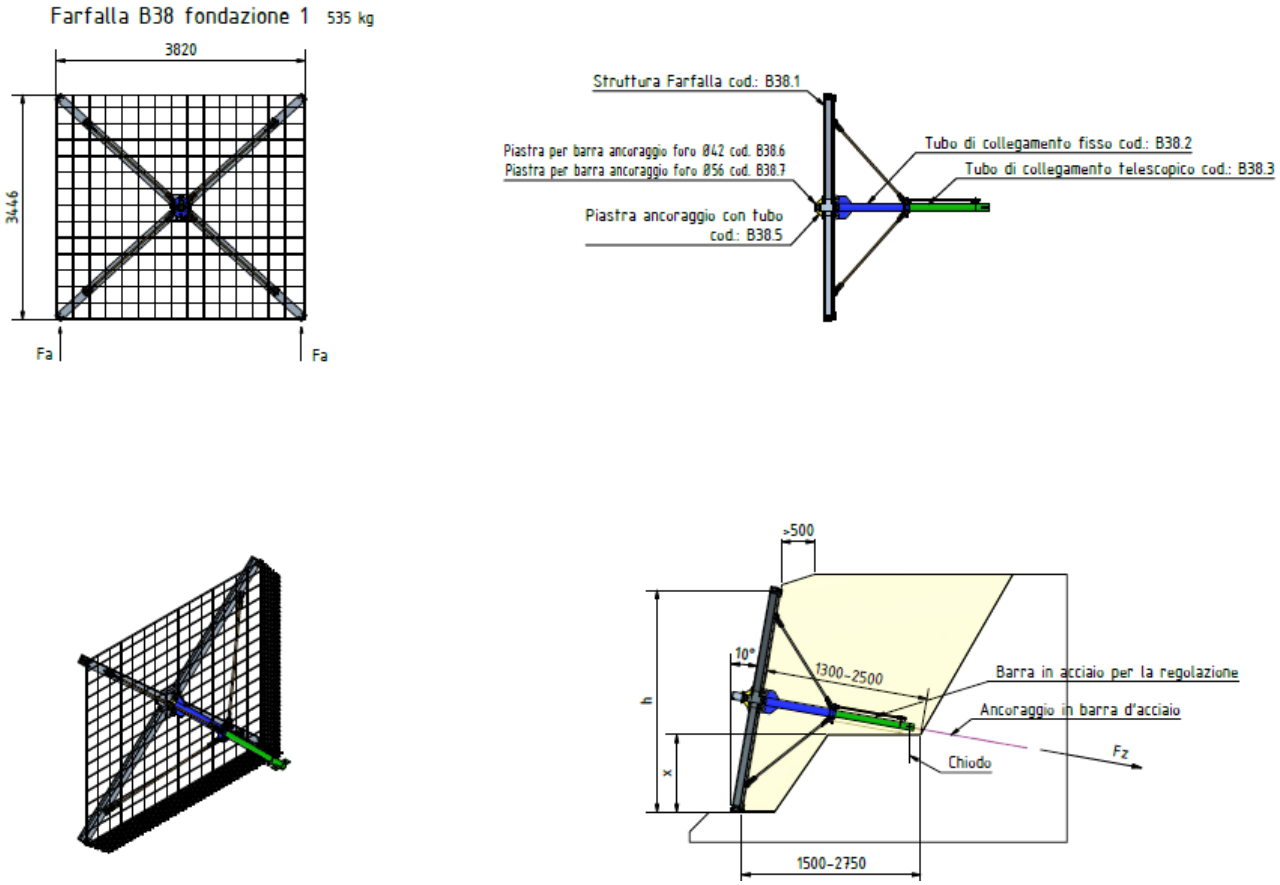


figura 14 Disegno di sistema FARFALLA B 38 TIPO 2 - Installazione orizzontale (h=3,8 m)



installazione	h	x
orizzontale	3,45 m	1200
verticale	3,82 m	1400

Figura 15 B 38 - indicazione per la variante 1

Base di calcolo

I calcoli verranno effettuati sulla base di una statica di tipo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e con il software DC-slope.

Fattori di sicurezza per il calcolo e il dimensionamento

Verifiche SLU di tipo geotecnico GEO:

Collasso per scorrimento: A1+M1+R3

Stabilità globale: A2+M2+R2

Verifiche SLU di tipo strutturale:

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali: A1+M1+R3

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

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

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione 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_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali*

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tab. 6.6.I - *Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi*

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

$$R_{ak} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\}$$

Figura 16 resistenza caratteristica su base di risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova

Tab. 6.6.III - *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine*

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Figura 17 fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto in funzione di numero degli ancoraggi di prova

Sezione di calcolo

I calcoli vengono effettuati per una sezione rappresentativa per le FARFALLE B25 e per una sezione rappresentativa per le FARFALLE B38. Per ciascuna sezione di calcolo vengono adottati due differenti modelli di sottofondo. Ciò avviene sulla base degli inviluppi dei profili geotecnici trasmessi.

B25:

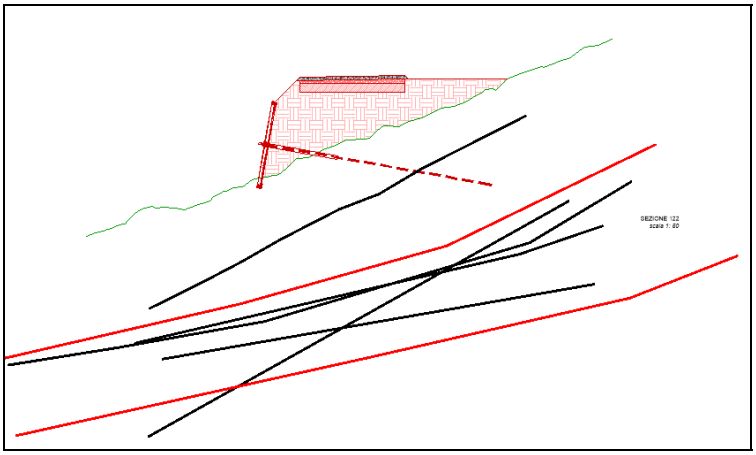


figura 18 sezione tipo B25

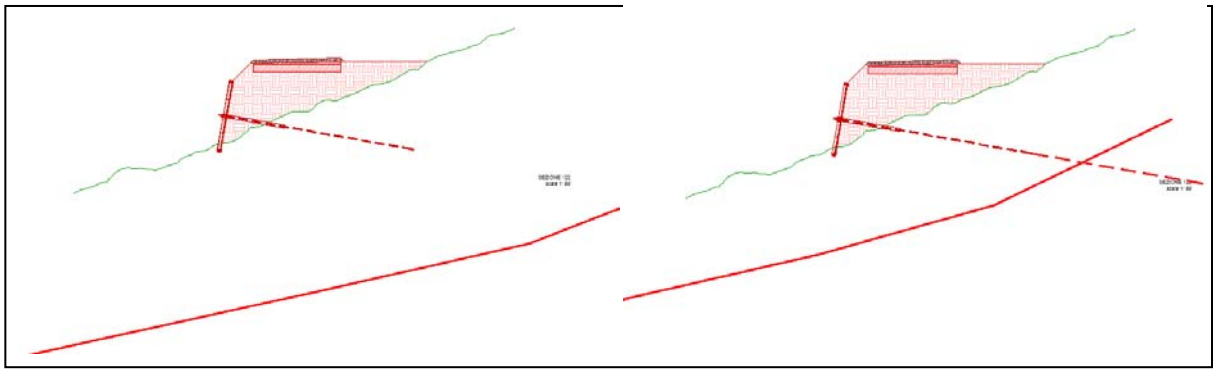


figura 19 sezione tipo B25: sinistra: senza roccia, destra: con roccia

B38:

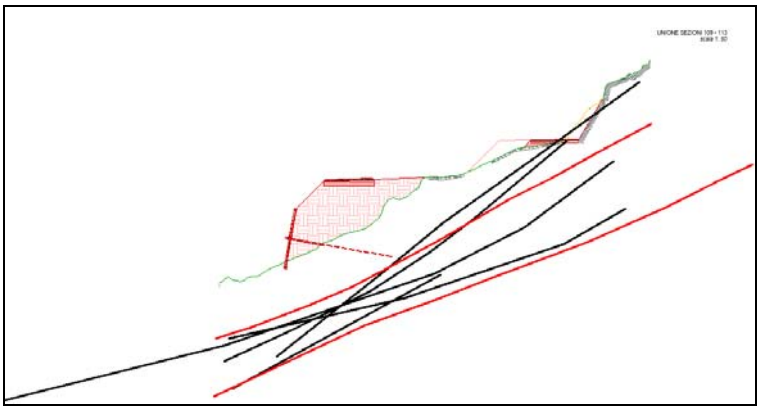


figura 20 sezione tipo B38

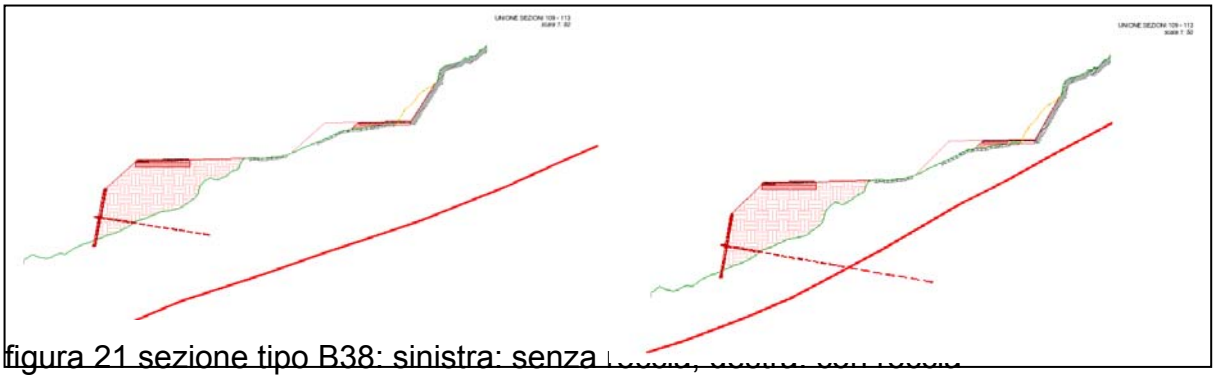


figura 21 sezione tipo B38: sinistra: senza [illegible]

Carichi

Le carichi superficiali (strada) sono assunti pari a p_k = 16,7 kN/m².

Per il calcolo del sovraccarico generato dalla terra rinforzata è stato assunto un peso unitario pari a 20 kN/m³.

Sezione B25:

altezza terra rinforzata = ca. 1,0 m

$g_{k,1}$=1,0 m x 20,0 kN/m³ = 20,0 kN/m²

$$p_{k,tot} = \frac{g_{k,1} * \gamma_G + p_{k,1} * \gamma_Q}{\gamma_Q} = \frac{\frac{20{,}0kN}{m^2} * 1{,}3 + \frac{16{,}7kN}{m^2} * 1{,}5}{1{,}5} = \frac{34{,}0kN}{m^2} \rightarrow 35{,}0\ kN/m^2$$

Sezione B38:

altezza terra rinforzata = ca. 2,0 m

$g_{k,2}$=2,0 m x 20,0 kN/m³ = 40,0 kN/m²

$$p_{k,tot} = \frac{g_{k,1} * \gamma_G + p_{k,1} * \gamma_Q}{\gamma_Q} = \frac{\frac{40{,}0kN}{m^2} * 1{,}3 + \frac{16{,}7kN}{m^2} * 1{,}5}{1{,}5} = \frac{51{,}4kN}{m^2} \rightarrow 52{,}0\ kN/m^2$$

Geologia

la relazione geologica annovera con i seguenti valori geotecnici:

DEPOSITI DI VERSANTE:

Angolo d'attrito: 35,0…38,0° → 35,0°

Peso di volume: 18,0…19,0 kN/m³

Coesione: 0,0 kN/m²

Ancoraggi

Le verifiche vengono effettuate con una barra autoperforante delle seguenti dimensioni:

<u>R32 – 224 kN, zincato:</u>

Diametro: d = 32 mm

Diametro corona d ≥ 76 mm

Snervamento medio riscontrato (valore medio della forza di scostamento dalla proporzionalità dello 0,2%): $F_{0,2m}$ = 224 kN

Valore medio della forza massima (rottura media riscontrata):

$F_{t,m}$ = 266 kN

Verifica interna:

$$R_{ad,R32} = \frac{F_{0,2m}}{\gamma_s} = \frac{224\ kN}{1,15} = 194\ kN$$

<u>R38 – 418 kN, zincato:</u>

Diametro: d = 38 mm

Diametro corona d ≥ 76 mm

Snervamento medio riscontrato (valore medio della forza di scostamento dalla proporzionalità dello 0,2%): $F_{0,2m}$ = 418 kN

Valore medio della forza massima (rottura media riscontrata):

$F_{t,m}$ = 494 kN

Verifica interna:

$$R_{ad,R32} = \frac{F_{0,2m}}{\gamma_s} = \frac{418\ kN}{1,15} = 363\ kN$$

R51 – 600 kN, zincato (ancoraggio di tipo permanente – palo a compressione):

Diametro: d = 51 mm

Diametro corona d ≥ 90 mm

Snervamento medio riscontrato (valore medio della forza di scostamento dalla proporzionalità dello 0,2%): $F_{0,2m}$ = 600 kN

Valore medio della forza massima (rottura media riscontrata):

$F_{t,m}$ = 711 kN

Verifica interna:

$$R_{ad,R51} = \frac{F_{0,2m}}{\gamma_s} = \frac{600kN}{1,15} = 521\ kN$$

Verifica esterna:

Poiché non sono disponibili valori di attrito laterale, è stato assunto, in via cautelativa, i seguenti valori:

I valori devono essere verificati nella fase esecutiva.

Unità geotecnica: depositi di versanti

$q_{s,1} = 200\ kN/m^2$

Unità geotecnica: substrato roccioso:

$q_{s,2} = 300\ kN/m^2$

Per il calcolo della resistenza di sfilamento viene utilizzato il metodo di Bustamante e Doix. I valori assunti devono essere confermati mediante prove di estrazione. In caso di scostamenti rispetto ai valori assunti, i calcoli devono essere adeguati.

$$Q_u = A_s * q_s = PI * D_s * L_s * q_s$$

$$R_{ak} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\}$$

Tab. 6.6.III - *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine*

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tab. 6.6.I - *Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi*

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

$$R_{a,d,sfilamento,1} = \frac{200kN/m^2}{1{,}2 * 1{,}80} = 92{,}6\ kN/m^2$$

$$R_{a,d,sfilamento,2} = \frac{300kN/m^2}{1{,}2 * 1{,}80} = 138{,}9\ kN/m$$

$$Q_{u,d,sfilamento,1a} = 0{,}076 * 1{,}2 * PI * \frac{92{,}6kN}{m^2} = 26{,}5\ kN/m$$

$$Q_{u,d,sfilamento,1b} = 0{,}090 * 1{,}2 * PI * \frac{92{,}6kN}{m^2} = 31{,}4\ kN/m$$

$$Q_{u,d,sfilamento,2} = 0{,}090 * 1{,}2 * PI * \frac{138{,}9kN}{m^2} = 47{,}1\ kN/m$$

Sisma

Per i calcoli sismici sono stati indicati i seguenti valori **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

k_h = 0,061

k_v = 0,030

Risultati dei calcoli

Stato limite ultimo (SLU)

Per determinare la forza di trazione determinante, si eseguono:

un calcolo delle spinte del terreno, basato su **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**
e una verifica di stabilità del pendio secondo il metodo di Bishop

Le verifiche sono condotte sulle sezioni che definiscono l'inviluppo delle soluzioni progettuali (**Farfalla B25** e **Farfalla B38**). Ai fini della verifica della stabilità globale, per entrambi i sistemi vengono analizzate le condizioni corrispondenti alla quota massima e alla quota minima del tetto del substrato roccioso.

FARFALLA SYSTEM a fila singola

Versione: 23.02.2026

verfügbare Systeme und Abmessungen	Tipo 1-1		Tipo 2-1	
	Altezza (h)	Larghezza (b)	Altezza (h)	Larghezza (b)
	[m]	[m]	[m]	[m]
B25	2,0	2,5	2,5	2,0
B38	3,4	3,8	3,8	3,4

Inserimento del sistema da calcolare	Tipo 1-1	Tipo 2-1	È consentito inserire una sola "x" in un campo.
B25	x		Invio OK
B38			

Inserimento della situazione di installazione		È consentito inserire una sola "x" in un campo.
Situazione di montaggio a		Invio OK
Situazione di montaggio b	x	

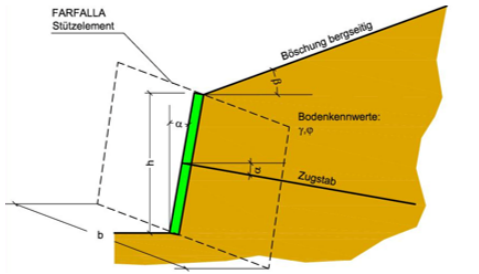
Durante l'applicazione occorre rispettare le norme fondamentali.

PARAMETER

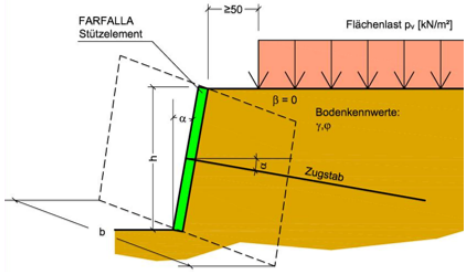
Altezza dell'elemento	h	2,0		m
Larghezza elemento	b	2,5		m
Angolo di inclinazione della parete	α	10,0		°
Pendenza del terreno sopra	β	0,0	0,0	°
Riempimento Wichte	γ	19,0		kN/m³
Angolo di attrito interno	φ	35,0		°
Carico superficiale	p_v	35,0	35,0	kN/m²
Coefficiente di sicurezza parziale pressi	γ_G	1,30		-
Coefficiente di sicurezza parziale carico	γ_Q	1,50		-
Componenti della pressione del terreno: pressione attiva / pressione a riposo	k_E	100	0	%
Avvertenze		OK		
OK				

Denominazione del progetto	sezione B25 - strada Sonvico

Situazione di installazione a (pendio)

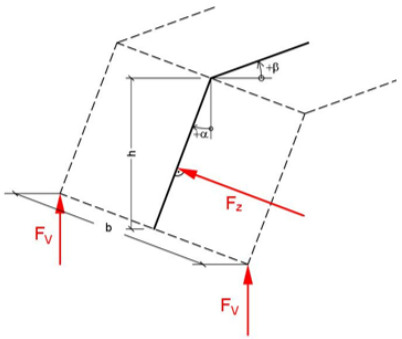


Situazione di montaggio b (carico)



ERGEBNISSE

Forza di trazione nel palo centrale			
Valore caratteristico	$F_{z,k}$	44,72	KN
Valore di dimensionamento	$F_{z,d}$	**63,94**	kN
Forza di compressione nel palo verticale			
Valore caratteristico	$F_{v,k}$	5,72	KN
Valore di dimensionamento	$F_{v,d}$	**8,18**	KN



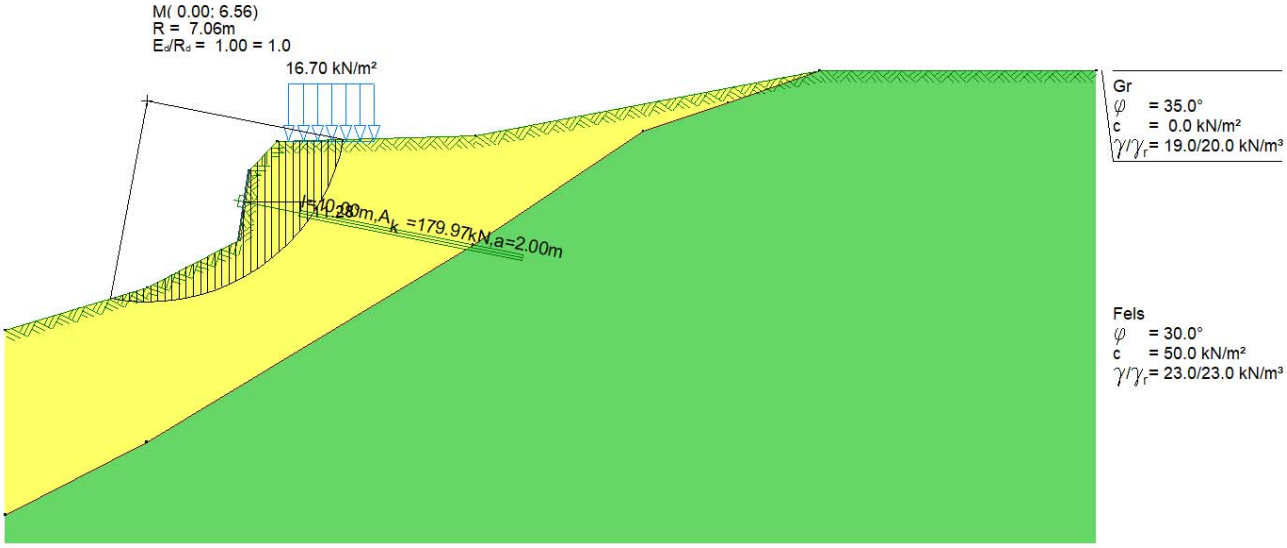
Mair Wilfried GmbH, Bruneckerstr. 22, 39030 St. Lorenzen (BZ), Tel.:
+39 0474 47 40 71, mail: info@mairwilfried.it

Verifica stabilità globale

B25 – sezione 141 – settore C – substrato roccioso più profondo

figura 22 risultati del calcolo della rottura del terreno – B25

B25 – sezione 141 – settore C – substrato roccioso più superficiale



I risultati dettagliati possono essere ricavati dall'allegato.

FARFALLA SYSTEM a fila singola

Versione: 23.02.2026

verfügbare Systeme und Abmessungen	Tipo 1-1		Tipo 2-1	
	Altezza (h)	Larghezza (b)	Altezza (h)	Larghezza (b)
	[m]	[m]	[m]	[m]
B25	2,0	2,5	2,5	2,0
B38	3,4	3,8	3,8	3,4

Inserimento del sistema da calcolare	Tipo 1-1	Tipo 2-1	È consentito inserire una sola "x" in un campo.
B25			Invio OK
B38	x		

Inserimento della situazione di installazione		È consentito inserire una sola "x" in un campo.
Situazione di montaggio a		Invio OK
Situazione di montaggio b	x	

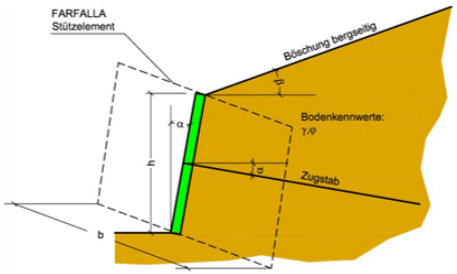
Durante l'applicazione occorre rispettare le norme fondamentali.

PARAMETER

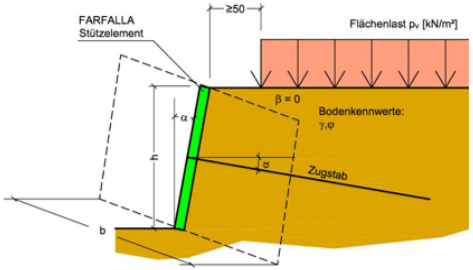
Altezza dell'elemento	h	3,4		m
Larghezza elemento	b	3,8		m
Angolo di inclinazione della parete	α	10,0		°
Pendenza del terreno sopra	β	0,0	0,0	°
Riempimento Wichte	γ	19,0		kN/m³
Angolo di attrito interno	φ	35,0		°
Carico superficiale	p_v	52,0	52,0	kN/m²
Coefficiente di sicurezza parziale pressi	γ_G	1,30		-
Coefficiente di sicurezza parziale carico	γ_Q	1,50		-
Componenti della pressione del terreno: pressione attiva / pressione a riposo	k_E	100	0	%
Avvertenze		OK		
OK				

Denominazione del progetto	sezione B38 - strada Sonvico

Situazione di installazione a (pendio)

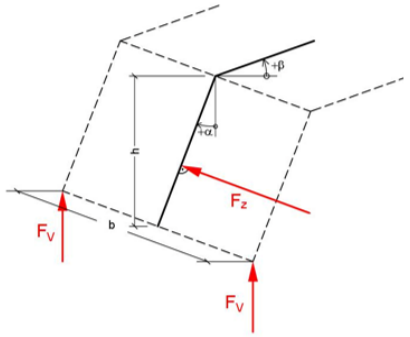


Situazione di montaggio b (carico)



ERGEBNISSE

Forza di trazione nel palo centrale			
Valore caratteristico	$F_{z,k}$	180,42	KN
Valore di dimensionamento	$F_{z,d}$	**256,80**	kN
Forza di compressione nel palo verticale			
Valore caratteristico	$F_{v,k}$	23,04	KN
Valore di dimensionamento	$F_{v,d}$	**32,83**	KN



Mair Wilfried GmbH, Bruneckerstr. 22, 39030 St. Lorenzen (BZ), Tel.:
+39 0474 47 40 71, mail: info@mairwilfried.it

Stabilità globale:

B38 – sezione 109-113 – settore A substrato roccioso più superficiale

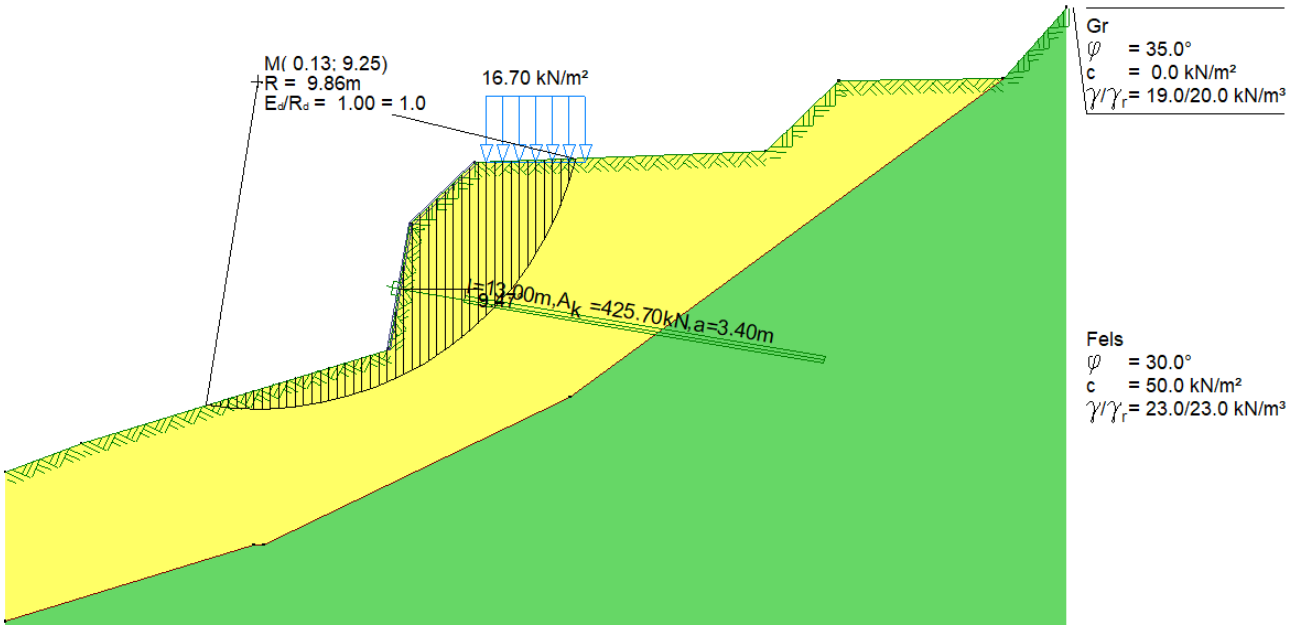
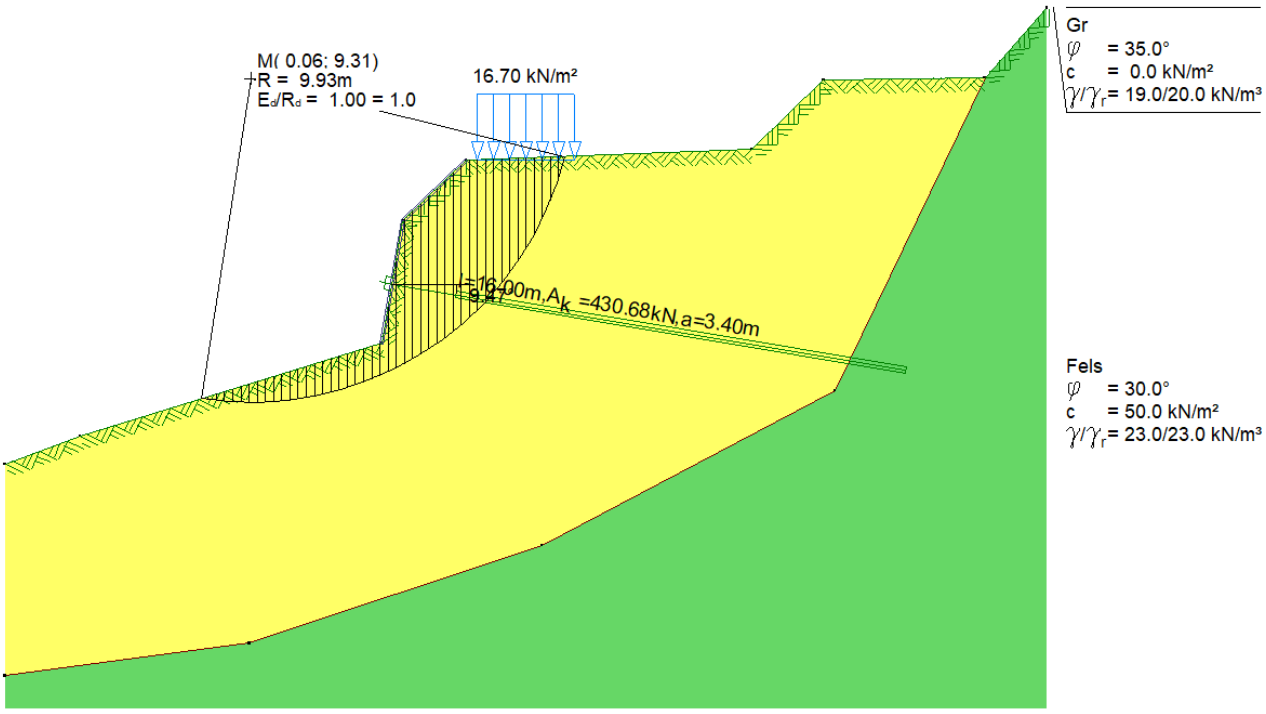


figura 23 risultati del calcolo della rottura del terreno - B38

B38 – sezione 109-113 – settore A substrato roccioso più profondo



I risultati dettagliati possono essere ricavati dall'allegato.

Riassunto dei risultati di calcolo

tabella 1 risultati per FARFALLA B25

Tipo di calcolo	Forze nei pali di trazione [kN]	Lunghezza dei pali di trazione [m]	Forze nei pali di compressione [kN]
Spinta del terreno	63,94	-	8,18
Stabilità globale Substrato roccioso più profondo	180,13	11,0	26,14
Stabilità globale Substrato roccioso più superficiale	179,97	10,0	26,00

tabella 2 risultati per FARFALLA B38

Tipo di calcolo	Forze nei pali di trazione [kN]	Lunghezza totale dei pali di trazione [m]	Forze nei pali di compressione [kN]
Spinta del terreno	256,80	-	35,24
Stabilità globale Substrato roccioso più profondo	430,68	16,0	62,00
Stabilità globale Substrato roccioso più superficiale	425,70	13,0	61,50

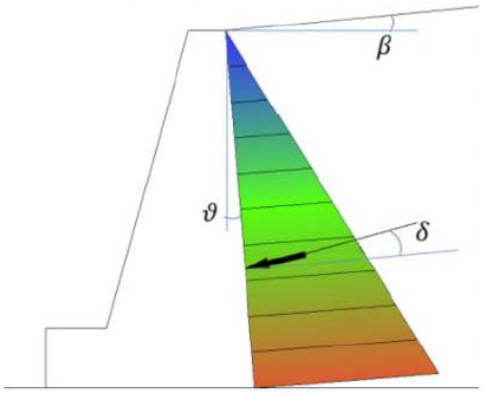
Calcoli sismici

Spinta dinamica del terreno

Il calcolo sismico viene effettuato per la sezione più sfavorevole: B38

calcolo secondo Mononobe-Okabe:

$$\sigma_a = K_{ae}\,\gamma\,z$$
$$\sigma_p = K_{pe}\,\gamma\,z$$



$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\vartheta \cos(\vartheta + \delta + \psi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta+\varphi)\sin(\varphi-\beta-\psi)}{\cos(\vartheta+\delta+\psi)\cos(\vartheta-\beta)}}\right]^2}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi + \vartheta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\vartheta \cos(\vartheta - \delta + \psi)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta+\varphi)\sin(\varphi+\beta-\psi)}{\cos(\vartheta-\delta+\psi)\cos(\vartheta-\beta)}}\right]^2}$$

$$\psi = tg^{-1}\left(\frac{k_h}{1 \mp k_v}\right)$$

kv = coefficiente di accelerazione sismica verticale;
kh = coefficiente di accelerazione sismica orizzontale;

$$E_{ae} = E_a + \Delta E_e$$

$$\Delta E_e = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * k_h$$

Punto di applicazione della forza dovuto del sisma: 0,6 x H

H = 1,2 m (altezza totale del versante che verrà stabilita)

Calcolo con i seguenti parametri geotecnici:

Il calcolo viene effettuato per condizioni pianeggiati:

φ = 35,0°

β = 0°

γ = 19,0 kN/m³

kh = 0,061

kv = 0,030

FARFALLA B38:

K_{AE} = 0,2137

$$F = \frac{1}{2} K_{AE} * \gamma * z^2 + K_{AE} * p_k = \frac{1}{2} * 0{,}2137 * \frac{19{,}0kN}{m^3} * 3{,}8^2 m + 0{,}2137 * 52{,}0N/m^2 = 40{,}4kN/m$$

$$F_{Ed} = \gamma_E * F = 1{,}0 * 40{,}0kN/m = 40{,}4kN/m$$

Confronto con la spinta attiva statica del terreno:

Calcolo spinta del terreno:

K_a = 0,1804

$$F = \frac{1}{2} K_A * \gamma * z^2 + K_A * p_k = \frac{1}{2} * 0{,}1804 * \frac{19{,}0kN}{m^3} * 3{,}8^2 m + 0{,}1804 * 52{,}0kN/m^2 = 34{,}13kN/m$$

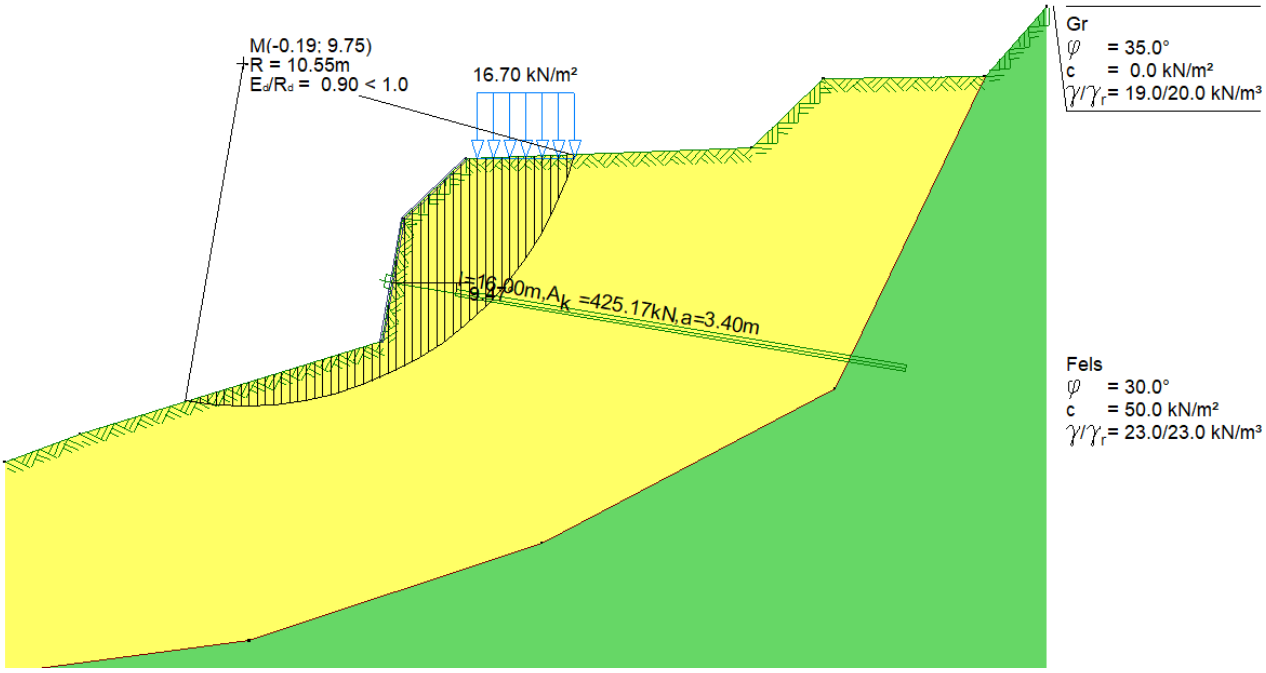
$$F_{Ed} = \gamma_G * F = 1{,}3 * 34{,}13kN/m = 44{,}4N/m$$

$$F_{Ed,sisma} = 40{,}4\frac{kN}{m} < F_{Ed,spinta\ attiva\ terreno} = \frac{44{,}4kN}{m}$$

Il carico sismico risulta non determinante per il dimensionamento delle Farfalle B25 e Farfalle B38.

Stabilità dinamica del pendio

Il calcolo verrà effettuato per la sezione più sfavorevole: B38 con substrato roccioso più profondo:



Il grado di utilizzo è pari a 0,90 e risulta pertanto inferiore al grado di utilizzazione ottenuto nella verifica allo SLU. Di conseguenza, l'azione sismica non risulta determinante.

verifiche B25

Carico limite della struttura B25

tabella 3 verifiche carico limite della struttura

carico limite struttura

ancoraggio		FARFALLA	carico limite della struttura		
n.	Ed	tipo	Rd	grado di utilizzo	verifica
	kN	-	kN	-	-
1	180,13	B25	250	0,72	**verifiche soddisfatte**

Verifiche degli ancoraggi B25

tabella 4 verifiche pali di trazione

pali di trazione

ancoraggio		Verifica interna			Verifica esterna				
n.	tipo	Ed	Rd	grado di utilizzo	lunghezza bulbo	lunghezza tot	Rd	grado di utilizzo	verifica
	-	kN	kN	-	m	m	kN	-	-
1	R38	180,13	363,5	0,50	8,50	11,00	225,50	0,80	**verifiche soddisfatte**

La lunghezza indicata del bulbo di ancoraggio corrisponde alla parte del bulbo situata al di fuori della superficie di rottura.

Inoltre, viene determinata la lunghezza minima di ancoraggio nel caso in cui il substrato roccioso si trovi a profondità molto ridotta rispetto al piano campagna. Ai fini di questa verifica viene assunta la forza risultante ottenuta dal calcolo della spinta del terreno.

tabella 5 pali di trazione – sottosuolo costituito da substrato roccioso

pali di trazione

ancoraggio		Verifica interna			Verifica esterna				
n.	tipo	Ed	Rd	grado di utilizzo	lunghezza bulbo	lunghezza tot	Rd	grado di utilizzo	verifica
	-	kN	kN	-	m	m	kN	-	-
1	R32	63,94	194,8	0,33	2,00		79,59	0,80	**verifiche soddisfatte**

Verifiche dei pali di compressione – B25

Pali di pressione: R32 – diametro corona = 76 mm, L = 3,0 m

tabella 6 verifiche dei pali di compressione

pali di compressione

ancoraggio		Verifica interna			Verifica esterna			
n.	tipo	Ed	Rd	grado di utilizzo	lunghezza bulbo	Rd	grado di utilizzo	verifica
	-	kN	kN	-	m	kN	-	-
1	R32	26,14	194,8	0,13	3,00	79,59	0,33	**verifiche soddisfatte**

verifiche B38

Carico limite della struttura – B38

tabella 7 verifiche carico limite della struttura

carico limite struttura

ancoraggio		FARFALLA	carico limite della struttura		
verifica	Ed	tipo	Rd	grado di utilizzo	verifica
	kN	-	kN	-	-
1	430,68	B38	500	0,86	**verifiche soddisfatte**

Verifiche degli ancoraggi – B38

tabella 8 verifiche pali di trazione – substrato roccioso più profondo

pali di trazione

ancoraggio		Verifica interna			Verifica esterna				
n.	tipo	Ed	Rd	grado di utilizzo	lunghezza bulbo	lunghezza tot	Rd	grado di utilizzo	verifica
	-	kN	kN	-	m	m	kN	-	-
1	R51	430,68	521,7	0,83	14,00	16,00	439,82	0,98	**verifiche soddisfatte**

tabella 9 verifiche pali di trazione – substrato roccioso più superficiale

pali di trazione

ancoraggio		Verifica interna			Verifica esterna				
n.	tipo	Ed	Rd	grado di utilizzo	lunghezza bulbo	lunghezza tot	Rd	grado di utilizzo	verifica
	-	kN	kN	-	m	m	kN	-	-
1	R51	430,68	521,7	0,83	11,00	13,00	439,82	0,98	**verifiche soddisfatte**

Inoltre, viene determinata la lunghezza minima di ancoraggio nel caso in cui il substrato roccioso si trovi a profondità molto ridotta rispetto al piano campagna. Ai fini di questa verifica viene assunta la forza risultante ottenuta dal calcolo della spinta del terreno.

tabella 10 pali di trazione sottosuolo costituito da substrato roccioso

pali di trazione

ancoraggio		Verifica interna			Verifica esterna				
n.	tipo	Ed	Rd	grado di utilizzo	lunghezza bulbo	lunghezza tot	Rd	grado di utilizzo	verifica
	-	kN	kN	-	m	m	kN	-	-
1	R51	256,8	521,7	0,49	6,00		282,74	0,91	**verifiche soddisfatte**

Verifiche dei pali di compressione – B38

Pali di pressione: R32 – diametro corona = 76 mm, L = 3,0 m

tabella 11 pali di compressione

pali di compressione

ancoraggio		Verifica interna			Verifica esterna			
n.	tipo	Ed	Rd	rado di utiliz	lunghezza bulbo	Rd	grado di utilizzo	verifica
	-	kN	kN	-	m	kN	-	-
1	R32	62,00	194,78	0,32	3,00	94,25	0,66	**verifiche soddisfatte**

Conclusione e indicazioni per l'esecuzione:

Tutte le verifiche effettuate sui componenti della struttura esaminata sono soddisfatte secondo quanto prescritto dalle Normative riportate nel capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**. La presente elaborazione è indicativa e non costituisce elemento di progetto.

I dati relativi al terreno utilizzati per la presente elaborazione sono da ritenersi puramente indicativi ed il loro utilizzo non comportano responsabilità alcuna per la ditta Mair, per l'ufficio Tecnico, per l'Ufficio vendite o per l'agente responsabile di zona. I dati utilizzati dovranno essere verificati e confermati dal progettista.

Sarà cura della direzione lavori verificare, assieme al geologo, la corrispondenza dei dati di calcolo con gli effettivi parametri geotecnici del terreno. Prima dell'esecuzione dell'opera il calcolo dovrà essere firmato, per accettazione, dal Direttor dei lavori.

La Ditta Mair è sollevata da ogni responsabilità nel caso in cui non dovesse esserci la corrispondenza tra le proprietà geotecniche dei materiali presenti in sito e quelli utilizzati per la redazione della presente verifica.

La Ditta Mair non si assume nessuna responsabilità per eventuali problemi o imprevisti che potessero sorgere in cantiere, sia durante le operazioni di realizzazione dell'opera che nel periodo successivo.

A base sullo stato ultimo le seguenti misure sono necessarie per l'esecuzione di tutte le verifiche:

Farfalla B 25 – orizzontale x verticale = 2,50 m x 2,00 m / 2,00 m x 2,50 m

pali di trazione:

R38, $F_{0,2m} \geq 418$ kN, di tipo permanente

Diametro corona di perforazione ≥ 76 mm

Tiranti Lunghezza totale = 11,0 m

Qualora il substrato roccioso si trovi a profondità molto ridotta e, di conseguenza, la verifica della stabilità globale non risulti determinante, è necessaria una lunghezza minima del bulbo di ancoraggio nella roccia pari a 6 m.

Pali di compressione:

R32, $F_{0,2m} \geq 224$ kN, di tipo permanente

Diametro corono di perforazione ≥ 76 mm

Lunghezza palo di pressione = 3,0 m

Farfalla B 38 – orizzontale x verticale = 3,820 m x 3,446 m / 3,446 m x 3,820 m

pali di trazione:

R51, $F_{0,2m} \geq 600$ kN, di tipo permanente

Diametro corono di perforazione ≥ 90 mm
Tiranti nei terreni di deposito: Lunghezza totale = 16,0 m
Tiranti nei terreni di deposito e substrato roccioso: Lunghezza totale = 13,0 m
Qualora il substrato roccioso si trovi a profondità molto ridotta e, di conseguenza, la verifica della stabilità globale non risulti determinante, è necessaria una lunghezza minima del bulbo di ancoraggio nella roccia pari a 6 m.
Pali di compressione:
R32, $F_{0,2m}$ ≥ 224 kN, di tipo permanente
Diametro corono di perforazione ≥ 76 mm
Lunghezza palo di pressione = 3,0 m

In generale, per l'esecuzione è necessario rispettare le seguenti istruzioni.
parametri di attrito laterale adottati devono essere comprovati mediante prove di estrazione in sito. In caso di scostamenti deve essere informato il progettista strutturale e le verifiche di calcolo dovranno essere adeguate.
Per ottenere un migliore adattamento al substrato, il materiale di riempimento deve essere installato in gradini e compattato a strati. l'idoneità del materiale deve essere dimostrata (p.e. con prove).
Grazie alla rete di supporto flessibile, al cavo e all'ancoraggio, il sistema FARFALLA può essere descritto come un sistema morbido. Ciò significa che l'intero sistema deve deformarsi per essere efficace. Gli assestamenti e le deformazioni del sistema e delle sue vicinanze sono quindi legati al sistema e devono essere presi in considerazione.

Se in cantiere si riscontrano deviazioni dalle condizioni geomorfologiche e del sottosuolo descritte, è necessario informare l'ingegnere strutturale.

ALLEGATO:

FRAFALLA B25 – substrato roccioso più superficiale:

Calcolo secondo: UNI EN 1997-1 (Eurocode 7) e NTC 2018

Calcolo con approcio 1
combinazione con fattori di sicurezza dei gruppi A2 + M2 + R2

Parametri degli strati		**Gr**	**Fels**
Angolo attrito cal φ'	[gradi]	35.00	30.00
Coesione cal c'	[kN/m²]	0.0	50.0
Peso spec. terreno	[kN/m³]	19.0	23.0
Peso spec. saturo	[kN/m³]	20.0	23.0
Peso spec. sotto spinta	[kN/m³]	10.0	13.0
Spinta limite	[kN/m]	21.0	32.0

Andamento del terreno e degli strati

x [m]		-5.00	-0.01	0.00	3.24	3.58
		4.60	11.50	11.60	17.50	20.50
		23.73	33.50			
z Terreno		-1.50	0.00	0.00	1.66	4.12
		5.14	5.33	5.33	6.45	7.02
		7.64	7.64			
z Strato	**Gr**	-8.00	-5.44	-5.43	-3.48	-3.28
		-2.66	1.50	1.57	5.50	6.50
		7.64	7.64			
z Strato	**Fels**	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00
		-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00
		-1000.00	-1000.00			

Posizione degli elementi

Numero	x da [m]	z da [m]	x a [m]	z a [m]	Larghezza [m]	Resist. a taglio [kN/m²]
1	3.58	4.12	3.24	1.66	0.10	100.00

Posizione degli ancoraggi

Numero	x [m]	z [m]	Angolo [gradi]	Lungh. [m]	L max. [m]	Forza [kN/m]
1	3.43	3.01	11.28	10.00	10.00	

Carichi unici

Tutti i carichi si intendono per 1 m di lunghezza

Comb.	cc	q	x_A	x_E	z_O	γ	ψ
1	Q	16.7	5.0	8.0	5.15	1.30	1.00

Range di conci

da x [m]	a x [m]	Larghezza[m]
-10000.00	10000.00	0.25

Coefficienti di sicurezza parziali (GEO) per Ap. 1

γ	G	Q	W	E	φ	c	c_u	R_a	R_s
	1.00	1.30	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.20	1.25

γ Coeff. di sicurezza parziale per...

G	Carichi permanenti
Q	Carichi variabili
W	Pressione dell'acqua
E	Sisma
φ	Coefficiente di attrito tan(φ)
c	Coesione c
c_u	Coesione non drenata c_u
R_a	Ancoraggi
R_s	Resistenti a taglio

Verifica di sicurezza (metodo di Krey-Bishop)
Cerchio di scorrimento con iterazione del centro:
Punto di partenza: x_M = 1.00 m, z_M = 6.00 m,
Δx = 1.00 m, Δz = 1.00 m,
con iterazione del raggio: ΔR = 1.00 m da R = 7.50 m

Comb. caso di carico 1
Corpo di scorrimento da x = -1.28 a 6.93 m
Cerchio scor.: x_M = 0.00 m, z_M = 6.56 m, R = 7.06 m

Calcolo delle componenti dei conci

x_M [m]	Largh. b [m]	Peso-proprio [kN/m]	Sovraccar. [kN/m]	Sovraccar. acqua [kN/m]	φ [gradi]	c [kN/m²]	ϑ [gradi]
-1.20	0.16	0.12	0.00	0.00	35.00	0.0	-9.75
-0.99	0.25	0.63	0.00	0.00	35.00	0.0	-8.05
-0.74	0.25	1.14	0.00	0.00	35.00	0.0	-6.01
-0.49	0.25	1.60	0.00	0.00	35.00	0.0	-3.97
-0.24	0.25	2.01	0.00	0.00	35.00	0.0	-1.94
0.01	0.25	2.43	0.00	0.00	35.00	0.0	0.09
0.26	0.25	2.98	0.00	0.00	35.00	0.0	2.12
0.51	0.25	3.53	0.00	0.00	35.00	0.0	4.15
0.76	0.25	4.03	0.00	0.00	35.00	0.0	6.19
1.01	0.25	4.49	0.00	0.00	35.00	0.0	8.23
1.26	0.25	4.90	0.00	0.00	35.00	0.0	10.29
1.51	0.25	5.27	0.00	0.00	35.00	0.0	12.35
1.76	0.25	5.60	0.00	0.00	35.00	0.0	14.44
2.01	0.25	5.88	0.00	0.00	35.00	0.0	16.54
2.26	0.25	6.11	0.00	0.00	35.00	0.0	18.67
2.51	0.25	6.29	0.00	0.00	35.00	0.0	20.83
2.76	0.25	6.42	0.00	0.00	35.00	0.0	23.01
3.01	0.25	6.50	0.00	0.00	35.00	0.0	25.24
3.26	0.25	7.88	0.00	0.00	35.00	0.0	27.50
3.51	0.25	14.95	0.00	0.00	35.00	0.0	29.81
3.76	0.25	17.65	0.00	0.00	35.00	0.0	32.18
4.01	0.25	18.05	0.00	0.00	35.00	0.0	34.61
4.26	0.25	18.38	0.00	0.00	35.00	0.0	37.11
4.51	0.25	18.62	0.00	0.00	35.00	0.0	39.70
4.76	0.25	18.04	0.00	0.00	35.00	0.0	42.39
5.01	0.25	16.93	3.04	0.00	35.00	0.0	45.20
5.26	0.25	15.70	5.43	0.00	35.00	0.0	48.15
5.51	0.25	14.33	5.43	0.00	35.00	0.0	51.29
5.76	0.25	12.78	5.43	0.00	35.00	0.0	54.66
6.01	0.25	11.02	5.43	0.00	35.00	0.0	58.33

x_M	Largh. b	Peso-proprio	Sovraccar.	Sovraccar. acqua	φ	c	ϑ
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[gradi]	[kN/m²]	[gradi]
6.26	0.25	8.95	5.43	0.00	35.00	0.0	62.44
6.51	0.25	6.44	5.43	0.00	35.00	0.0	67.21
6.76	0.25	3.10	5.43	0.00	35.00	0.0	73.20
6.91	0.04	0.09	0.97	0.00	35.00	0.0	78.00

x_M	R^*T_i	$R^*G^*\sin(\vartheta)$
[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
-1.20	0.49	-0.15
-0.99	2.49	-0.63
-0.74	4.36	-0.84
-0.49	5.98	-0.78
-0.24	7.38	-0.48
0.01	8.72	0.03
0.26	10.52	0.78
0.51	12.23	1.80
0.76	13.74	3.07
1.01	15.08	4.54
1.26	16.26	6.18
1.51	17.29	7.97
1.76	18.17	9.86
2.01	18.91	11.82
2.26	19.50	13.81
2.51	19.95	15.80
2.76	20.27	17.73
3.01	20.44	19.56
3.26	24.74	25.69
3.51	46.90	52.47
3.76	55.45	66.37
4.01	56.89	72.41
4.26	58.22	78.32
4.51	59.39	83.97
4.76	58.11	85.87
5.01	65.16	100.06
5.26	70.07	111.15
5.51	66.88	108.88
5.76	63.26	104.92
6.01	59.04	98.86
6.26	53.91	90.04
6.51	47.22	77.27
6.76	37.18	57.68
6.91	5.02	7.29
Somme:	1059.24	1331.32

Lunghezze d'ancoraggio fuori dal cerchio di scivolamento

Punto di rif.x	z	lunghezza
[m]	[m]	[m]
3.43	3.01	7.58

Ancoraggi

	Lungh.	Forza ancor.	Braccio	Angolo ϑ	β	$M_{tras.}$	$M_{stab.}$
	[m]	[kN/m]	[m]	[gradi]	[gradi]	[kNm/m]	[kNm/m]
$*	10.00	74.99	7.06	55.24	29.26	267.31	0.00

$ = il tirante non è precompresso
* = il tirante è autotensionante

Forze agenti E_d = 1331.32 kN
Forze resistenti R_d = 1326.55 kN

E_d/R_d = 1.00 = 1.0 ***** verifica soddisfatta *****

FARFALLA B25 – substrato roccioso più profondo:

Calcolo secondo: UNI EN 1997-1 (Eurocode 7) e NTC 2018

Calcolo con approcio 1
combinazione con fattori di sicurezza dei gruppi A2 + M2 + R2

Parametri degli strati		**Gr**	**Fels**
Angolo attrito cal φ'	[gradi]	35.00	30.00
Coesione cal c'	[kN/m²]	0.0	50.0
Peso spec. terreno	[kN/m³]	19.0	23.0
Peso spec. saturo	[kN/m³]	20.0	23.0
Peso spec. sotto spinta	[kN/m³]	10.0	13.0
Spinta limite	[kN/m]	21.0	60.0

Andamento del terreno e degli strati

x [m]		-5.00	0.00	2.00	3.24	3.58
		4.60	11.60	14.50	18.50	20.50
		23.73	33.50			
z Terreno		-1.50	0.00	1.02	1.66	4.12
		5.14	5.33	5.88	6.64	7.02
		7.64	7.64			
z Strato	**Gr**	-8.00	-6.93	-6.50	-5.90	-5.74
		-5.25	-1.89	-0.50	4.00	6.50
		7.64	7.64			
z Strato	**Fels**	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00
		-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00
		-1000.00	-1000.00			

Posizione degli elementi

Numero	x da [m]	z da [m]	x a [m]	z a [m]	Larghezza [m]	Resist. a taglio [kN/m²]
1	3.58	4.12	3.24	1.66	0.10	100.00

Posizione degli ancoraggi

Numero	x [m]	z [m]	Angolo [gradi]	Lungh. [m]	L max. [m]	Forza [kN/m]
1	3.43	3.01	11.28	11.00	11.00	

Carichi unici

Tutti i carichi si intendono per 1 m di lunghezza

Comb.	cc	q	x_A	x_E	z_Q	γ	ψ
1	Q	16.7	5.0	8.0	5.15	1.30	1.00

Range di conci

da x [m]	a x [m]	Larghezza[m]
-10000.00	10000.00	0.25

Coefficienti di sicurezza parziali (GEO) per Ap. 1

γ	G	Q	W	E	φ	c	c_u	R_a	R_s
	1.00	1.30	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.20	1.25

γ Coeff. di sicurezza parziale per...

G	Carichi permanenti
Q	Carichi variabili
W	Pressione dell'acqua
E	Sisma
φ	Coefficiente di attrito tan(φ)
c	Coesione c
c_u	Coesione non drenata c_u
R_a	Ancoraggi
R_s	Resistenti a taglio

Verifica di sicurezza (metodo di Krey-Bishop)
Cerchio di scorrimento con iterazione del centro:
Punto di partenza: x_M = 1.00 m, z_M = 6.00 m,
Δx = 1.00 m, Δz = 1.00 m,
con iterazione del raggio: ΔR = 1.00 m da R = 7.50 m

Comb. caso di carico 1
Corpo di scorrimento da x = -1.28 a 6.93 m
Cerchio scor.: x_M = 0.00 m, z_M = 6.56 m, R = 7.06 m

Calcolo delle componenti dei conci

x_M	Largh. b	Peso-proprio	Sovraccar.	Sovraccar. acqua	φ	c	ϑ
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[gradi]	[kN/m²]	[gradi]
-1.20	0.16	0.12	0.00	0.00	35.00	0.0	-9.75
-0.99	0.25	0.63	0.00	0.00	35.00	0.0	-8.05
-0.74	0.25	1.14	0.00	0.00	35.00	0.0	-6.01
-0.49	0.25	1.60	0.00	0.00	35.00	0.0	-3.97
-0.24	0.25	2.01	0.00	0.00	35.00	0.0	-1.94
0.01	0.25	2.43	0.00	0.00	35.00	0.0	0.09
0.26	0.25	2.98	0.00	0.00	35.00	0.0	2.12
0.51	0.25	3.53	0.00	0.00	35.00	0.0	4.15
0.76	0.25	4.03	0.00	0.00	35.00	0.0	6.19
1.01	0.25	4.49	0.00	0.00	35.00	0.0	8.23
1.26	0.25	4.90	0.00	0.00	35.00	0.0	10.29
1.51	0.25	5.27	0.00	0.00	35.00	0.0	12.35
1.76	0.25	5.60	0.00	0.00	35.00	0.0	14.44
2.01	0.25	5.88	0.00	0.00	35.00	0.0	16.54
2.26	0.25	6.11	0.00	0.00	35.00	0.0	18.67
2.51	0.25	6.29	0.00	0.00	35.00	0.0	20.83
2.76	0.25	6.42	0.00	0.00	35.00	0.0	23.01
3.01	0.25	6.50	0.00	0.00	35.00	0.0	25.24
3.26	0.25	7.88	0.00	0.00	35.00	0.0	27.50
3.51	0.25	14.95	0.00	0.00	35.00	0.0	29.81
3.76	0.25	17.65	0.00	0.00	35.00	0.0	32.18
4.01	0.25	18.05	0.00	0.00	35.00	0.0	34.61
4.26	0.25	18.38	0.00	0.00	35.00	0.0	37.11
4.51	0.25	18.62	0.00	0.00	35.00	0.0	39.70
4.76	0.25	18.04	0.00	0.00	35.00	0.0	42.39
5.01	0.25	16.93	3.04	0.00	35.00	0.0	45.20
5.26	0.25	15.70	5.43	0.00	35.00	0.0	48.15
5.51	0.25	14.33	5.43	0.00	35.00	0.0	51.29
5.76	0.25	12.78	5.43	0.00	35.00	0.0	54.66
6.01	0.25	11.02	5.43	0.00	35.00	0.0	58.33

x_M [m]	Largh. b [m]	Peso-proprio [kN/m]	Sovraccar. [kN/m]	Sovraccar. acqua [kN/m]	φ [gradi]	c [kN/m²]	ϑ [gradi]
6.26	0.25	8.95	5.43	0.00	35.00	0.0	62.44
6.51	0.25	6.44	5.43	0.00	35.00	0.0	67.21
6.76	0.25	3.10	5.43	0.00	35.00	0.0	73.20
6.91	0.04	0.09	0.97	0.00	35.00	0.0	78.00

x_M [m]	R^*T_i [kNm/m]	$R^*G^*\sin(\vartheta)$ [kNm/m]
-1.20	0.49	-0.15
-0.99	2.49	-0.63
-0.74	4.36	-0.84
-0.49	5.98	-0.78
-0.24	7.38	-0.48
0.01	8.72	0.03
0.26	10.52	0.78
0.51	12.23	1.80
0.76	13.74	3.07
1.01	15.08	4.54
1.26	16.26	6.18
1.51	17.29	7.97
1.76	18.17	9.86
2.01	18.91	11.82
2.26	19.50	13.81
2.51	19.95	15.80
2.76	20.27	17.73
3.01	20.44	19.56
3.26	24.74	25.69
3.51	46.90	52.47
3.76	55.45	66.37
4.01	56.89	72.41
4.26	58.22	78.32
4.51	59.39	83.97
4.76	58.11	85.87
5.01	65.16	100.06
5.26	70.07	111.15
5.51	66.88	108.88
5.76	63.26	104.92
6.01	59.04	98.86
6.26	53.91	90.04
6.51	47.22	77.27
6.76	37.18	57.68
6.91	5.02	7.29
Somme:	1059.24	1331.32

Lunghezze d'ancoraggio fuori dal cerchio di scivolamento

Punto di rif.x [m]	z [m]	lunghezza [m]
3.43	3.01	8.58

Ancoraggi

	Lungh. [m]	Forza ancor. [kN/m]	Braccio [m]	Angolo ϑ [gradi]	β [gradi]	$M_{res.}$ [kNm/m]	$M_{dev.}$ [kNm/m]
$*	11.00	75.06	7.06	55.24	29.26	267.55	0.00

$ = il tirante non è precompresso
* = il tirante è autotensionante

Forze agenti E_d = 1331.32 kN
Forze resistenti R_d = 1326.79 kN

E_d/R_d = 1.00 = 1.0 ***** verifica soddisfatta *****

FARFALLA B38 – substrato roccioso più superficiale

Calcolo secondo: UNI EN 1997-1 (Eurocode 7) e NTC 2018

Calcolo con approcio 1
combinazione con fattori di sicurezza dei gruppi A2 + M2 + R2

Parametri degli strati		**Gr**	**Fels**
Angolo attrito cal φ'	[gradi]	35.00	30.00
Coesione cal c'	[kN/m²]	0.0	50.0
Peso spec. terreno	[kN/m³]	19.0	23.0
Peso spec. saturo	[kN/m³]	20.0	23.0
Peso spec. sotto spinta	[kN/m³]	10.0	13.0
Spinta limite	[kN/m]	35.0	50.0

Andamento del terreno e degli strati

x [m]		-7.50	-5.20	0.00	0.30	4.05
		4.72	6.66	9.54	15.43	17.65
		22.60	24.50			
z Terreno		-2.50	-1.64	-0.05	0.04	1.19
		4.96	6.82	6.93	7.15	9.27
		9.37	11.50			
z Strato	**Gr**	-7.00	-6.30	-4.70	-4.70	-2.89
		-2.57	-1.63	-0.24	4.09	5.73
		9.37	11.50			
z Strato	**Fels**	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00
		-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00
		-1000.00	-1000.00			

Posizione degli elementi

Numero	x da [m]	z da [m]	x a [m]	z a [m]	Larghezza [m]	Resist. a taglio [kN/m²]
1	4.72	4.96	4.05	1.19	0.10	100.00
2	6.66	6.82	4.72	4.96	0.10	50.00

Posizione degli ancoraggi

Numero	x [m]	z [m]	Angolo [gradi]	Lungh. [m]	L max. [m]	Forza [kN/m]
1	4.38	3.02	9.47	13.00	13.00	

Carichi unici

Tutti i carichi si intendono per 1 m di lunghezza

Comb.	cc	q	x_A	x_E	z_Q	γ	ψ
1	Q	16.7	7.0	10.0	6.83	1.30	1.00

Range di conci

da x [m]	a x [m]	Larghezza[m]
-10000.00	10000.00	0.25

Coefficienti di sicurezza parziali (GEO) per Ap. 1

γ	G	Q	W	E	φ	c	c_u	R_a	R_s
	1.00	1.30	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.20	1.25

γ Coeff. di sicurezza parziale per...

G	Carichi permanenti
Q	Carichi variabili
W	Pressione dell'acqua
E	Sisma
φ	Coefficiente di attrito tan(φ)
c	Coesione c
c_u	Coesione non drenata c_u
R_a	Ancoraggi
R_s	Resistenti a taglio

Verifica di sicurezza (metodo di Krey-Bishop)
Cerchio di scorrimento con iterazione del centro:
Punto di partenza: x_M = 4.50 m, z_M = 9.00 m,
Δx = 1.00 m, Δz = 1.00 m,
con iterazione del raggio: ΔR = 1.00 m da R = 9.93 m

Comb. caso di carico 1
Corpo di scorrimento da x = -1.43 a 9.71 m
Cerchio scor.: x_M = 0.13 m, z_M = 9.25 m, R = 9.86 m

Calcolo delle componenti dei conci

x_M	Largh. b	Peso-proprio	Sovraccar.	Sovraccar. acqua	φ	c	ϑ
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[gradi]	[kN/m²]	[gradi]
-1.34	0.18	0.15	0.00	0.00	35.00	0.0	-8.55
-1.12	0.25	0.66	0.00	0.00	35.00	0.0	-7.28
-0.88	0.25	1.16	0.00	0.00	35.00	0.0	-5.82
-0.63	0.25	1.63	0.00	0.00	35.00	0.0	-4.36
-0.38	0.25	2.06	0.00	0.00	35.00	0.0	-2.91
-0.13	0.25	2.47	0.00	0.00	35.00	0.0	-1.45
0.13	0.25	2.85	0.00	0.00	35.00	0.0	0.00
0.38	0.25	3.20	0.00	0.00	35.00	0.0	1.45
0.63	0.25	3.52	0.00	0.00	35.00	0.0	2.91
0.88	0.25	3.81	0.00	0.00	35.00	0.0	4.36
1.12	0.25	4.06	0.00	0.00	35.00	0.0	5.82
1.38	0.25	4.29	0.00	0.00	35.00	0.0	7.28
1.62	0.25	4.49	0.00	0.00	35.00	0.0	8.75
1.87	0.25	4.65	0.00	0.00	35.00	0.0	10.22
2.12	0.25	4.79	0.00	0.00	35.00	0.0	11.70
2.37	0.25	4.89	0.00	0.00	35.00	0.0	13.19
2.63	0.25	4.96	0.00	0.00	35.00	0.0	14.68
2.88	0.25	4.99	0.00	0.00	35.00	0.0	16.19
3.13	0.25	4.99	0.00	0.00	35.00	0.0	17.71
3.38	0.25	4.96	0.00	0.00	35.00	0.0	19.24
3.63	0.25	4.89	0.00	0.00	35.00	0.0	20.79
3.88	0.25	4.79	0.00	0.00	35.00	0.0	22.35
4.13	0.25	6.67	0.00	0.00	35.00	0.0	23.93
4.38	0.25	12.70	0.00	0.00	35.00	0.0	25.53
4.63	0.25	18.77	0.00	0.00	35.00	0.0	27.15
4.88	0.25	21.39	0.00	0.00	35.00	0.0	28.79
5.13	0.25	21.85	0.00	0.00	35.00	0.0	30.46
5.38	0.25	22.27	0.00	0.00	35.00	0.0	32.16
5.63	0.25	22.63	0.00	0.00	35.00	0.0	33.89
5.88	0.25	22.94	0.00	0.00	35.00	0.0	35.66

x_M	Largh. b	Peso-proprio	Sovraccar.	Sovraccar. acqua	φ	c	ϑ
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[gradi]	[kN/m²]	[gradi]
6.13	0.25	23.20	0.00	0.00	35.00	0.0	37.47
6.38	0.25	23.40	0.00	0.00	35.00	0.0	39.32
6.63	0.25	23.46	0.00	0.00	35.00	0.0	41.23
6.88	0.25	22.65	0.00	0.00	35.00	0.0	43.19
7.13	0.25	21.54	5.30	0.00	35.00	0.0	45.22
7.38	0.25	20.34	5.43	0.00	35.00	0.0	47.32
7.63	0.25	19.04	5.43	0.00	35.00	0.0	49.50
7.88	0.25	17.64	5.43	0.00	35.00	0.0	51.80
8.13	0.25	16.11	5.43	0.00	35.00	0.0	54.21
8.38	0.25	14.42	5.43	0.00	35.00	0.0	56.77
8.63	0.25	12.55	5.43	0.00	35.00	0.0	59.52
8.88	0.25	10.45	5.43	0.00	35.00	0.0	62.52
9.13	0.25	8.03	5.43	0.00	35.00	0.0	65.86
9.38	0.25	5.15	5.43	0.00	35.00	0.0	69.70
9.61	0.21	1.55	4.60	0.00	35.00	0.0	74.01

x_M	$R*T_i$	$R*G*\sin(\vartheta)$
[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
-1.34	0.81	-0.21
-1.12	3.58	-0.82
-0.88	6.19	-1.16
-0.63	8.55	-1.22
-0.38	10.69	-1.03
-0.13	12.60	-0.62
0.13	14.32	0.00
0.38	15.85	0.80
0.63	17.21	1.76
0.88	18.39	2.86
1.12	19.41	4.06
1.38	20.28	5.36
1.62	21.00	6.73
1.87	21.57	8.14
2.12	22.00	9.57
2.37	22.29	11.00
2.63	22.44	12.39
2.88	22.46	13.73
3.13	22.34	14.98
3.38	22.08	16.12
3.63	21.67	17.12
3.88	21.13	17.95
4.13	29.36	26.68
4.38	55.76	53.97
4.63	82.29	84.45
4.88	93.73	101.60
5.13	95.77	109.26
5.38	97.69	116.90
5.63	99.49	124.47
5.88	101.17	131.93
6.13	102.71	139.20
6.38	104.12	146.23
6.63	105.07	152.47
6.88	102.24	152.87
7.13	122.29	187.83
7.38	118.75	186.81
7.63	114.30	183.54
7.88	109.44	178.78

x_M	R^*T_i	$R^*G^*\sin(\vartheta)$
[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
8.13	104.08	172.28
8.38	98.07	163.77
8.63	91.22	152.84
8.88	83.20	138.92
9.13	73.45	121.11
9.38	60.90	97.83
9.61	37.97	58.34
Somme:	2449.92	3119.61

Lunghezze d'ancoraggio fuori dal cerchio di scivolamento

Punto di rif.x	z	lunghezza
[m]	[m]	[m]
4.38	3.02	9.99

Ancoraggi

	Lungh.	Forza ancor.	Braccio	Angolo ϑ	φ	$M_{ins.}$	$M_{stab.}$
	[m]	[kN/m]	[m]	[gradi]	[gradi]	[kNm/m]	[kNm/m]
$*	13.00	104.34	9.86	47.03	29.26	654.90	0.00

$ = il tirante non è precompresso
* = il tirante è autotensionante

Forze agenti E_d = 3119.61 kN
Forze resistenti R_d = 3104.82 kN

E_d/R_d = 1.00 = 1.0 ***** verifica soddisfatta *****

FARFALLA B38 – substrato roccioso più profondo

Calcolo secondo: UNI EN 1997-1 (Eurocode 7) e NTC 2018

Calcolo con approcio 1
combinazione con fattori di sicurezza dei gruppi A2 + M2 + R2

Parametri degli strati		**Gr**	**Fels**
Angolo attrito cal φ'	[gradi]	35.00	30.00
Coesione cal c'	[kN/m²]	0.0	50.0
Peso spec. terreno	[kN/m³]	19.0	23.0
Peso spec. saturo	[kN/m³]	20.0	23.0
Peso spec. sotto spinta	[kN/m³]	10.0	13.0
Spinta limite	[kN/m]	32.0	40.0

Andamento del terreno e degli strati

x [m]		-7.50	-5.20	0.00	4.05	4.72
		6.66	9.00	15.43	17.65	18.00
		22.60	24.50			
z Terreno		-2.50	-1.64	-0.05	1.19	4.96
		6.82	6.91	7.15	9.27	9.28
		9.37	11.50			
z Strato	**Gr**	-9.00	-8.69	-8.00	-6.65	-6.43
		-5.78	-5.00	-1.60	-0.43	-0.24
		9.37	11.50			
z Strato	**Fels**	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00
		-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00	-1000.00
		-1000.00	-1000.00			

Posizione degli elementi

Numero	x da [m]	z da [m]	x a [m]	z a [m]	Larghezza [m]	Resist. a taglio [kN/m²]
1	4.72	4.96	4.05	1.19	0.10	100.00
2	6.66	6.82	4.72	4.96	0.10	50.00

Posizione degli ancoraggi

Numero	x [m]	z [m]	Angolo [gradi]	Lungh. [m]	L max. [m]	Forza [kN/m]
1	4.38	3.02	9.47	16.00	16.00	

Carichi unici

Tutti i carichi si intendono per 1 m di lunghezza

Comb.	cc	q	x_A	x_E	z_D	γ	ψ
1	Q	16.7	7.0	10.0	6.83	1.30	1.00

Range di conci

da x [m]	a x [m]	Larghezza[m]
-10000.00	10000.00	0.25

Coefficienti di sicurezza parziali (GEO) per Ap. 1

γ	G	Q	W	E	φ	c	c_u	R_a	R_s
	1.00	1.30	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40	1.20	1.25

γ Coeff. di sicurezza parziale per...

G	Carichi permanenti
Q	Carichi variabili
W	Pressione dell'acqua
E	Sisma
φ	Coefficiente di attrito tan(φ)
c	Coesione c
c_u	Coesione non drenata c_u
R_a	Ancoraggi
R_s	Resistenti a taglio

Verifica di sicurezza (metodo di Krey-Bishop)
Cerchio di scorrimento con iterazione del centro:
Punto di partenza: x_M = 4.50 m, z_M = 9.00 m,
Δx = 1.00 m, Δz = 1.00 m,
con iterazione del raggio: ΔR = 1.00 m da R = 9.93 m

Comb. caso di carico 1
Corpo di scorrimento da x = -1.46 a 9.70 m
Cerchio scor.: x_M = 0.06 m, z_M = 9.31 m, R = 9.93 m

Calcolo delle componenti dei conci

x_M	Largh. b	Peso-proprio	Sovraccar.	Sovraccar. acqua	φ	c	φ
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[gradi]	[kN/m²]	[gradi]
-1.35	0.21	0.18	0.00	0.00	35.00	0.0	-8.20
-1.12	0.25	0.70	0.00	0.00	35.00	0.0	-6.87
-0.88	0.25	1.19	0.00	0.00	35.00	0.0	-5.42
-0.63	0.25	1.65	0.00	0.00	35.00	0.0	-3.97
-0.38	0.25	2.08	0.00	0.00	35.00	0.0	-2.53
-0.13	0.25	2.48	0.00	0.00	35.00	0.0	-1.08
0.13	0.25	2.85	0.00	0.00	35.00	0.0	0.36
0.38	0.25	3.19	0.00	0.00	35.00	0.0	1.80
0.63	0.25	3.50	0.00	0.00	35.00	0.0	3.25
0.88	0.25	3.78	0.00	0.00	35.00	0.0	4.70
1.12	0.25	4.04	0.00	0.00	35.00	0.0	6.15
1.38	0.25	4.26	0.00	0.00	35.00	0.0	7.60
1.62	0.25	4.45	0.00	0.00	35.00	0.0	9.06
1.87	0.25	4.60	0.00	0.00	35.00	0.0	10.52
2.12	0.25	4.73	0.00	0.00	35.00	0.0	11.99
2.37	0.25	4.83	0.00	0.00	35.00	0.0	13.47
2.63	0.25	4.89	0.00	0.00	35.00	0.0	14.96
2.88	0.25	4.92	0.00	0.00	35.00	0.0	16.46
3.13	0.25	4.91	0.00	0.00	35.00	0.0	17.97
3.38	0.25	4.87	0.00	0.00	35.00	0.0	19.50
3.63	0.25	4.80	0.00	0.00	35.00	0.0	21.04
3.88	0.25	4.69	0.00	0.00	35.00	0.0	22.59
4.13	0.25	6.57	0.00	0.00	35.00	0.0	24.16
4.38	0.25	12.59	0.00	0.00	35.00	0.0	25.75
4.63	0.25	18.65	0.00	0.00	35.00	0.0	27.37
4.88	0.25	21.27	0.00	0.00	35.00	0.0	29.01
5.13	0.25	21.72	0.00	0.00	35.00	0.0	30.67
5.38	0.25	22.13	0.00	0.00	35.00	0.0	32.36
5.63	0.25	22.49	0.00	0.00	35.00	0.0	34.09
5.88	0.25	22.80	0.00	0.00	35.00	0.0	35.85

x_M	Largh. b	Peso-proprio	Sovraccar.	Sovraccar. acqua	φ	c	ϑ
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[gradi]	[kN/m²]	[gradi]
6.13	0.25	23.05	0.00	0.00	35.00	0.0	37.65
6.38	0.25	23.24	0.00	0.00	35.00	0.0	39.50
6.63	0.25	23.29	0.00	0.00	35.00	0.0	41.39
6.88	0.25	22.48	0.00	0.00	35.00	0.0	43.35
7.13	0.25	21.36	5.30	0.00	35.00	0.0	45.36
7.38	0.25	20.16	5.43	0.00	35.00	0.0	47.46
7.63	0.25	18.86	5.43	0.00	35.00	0.0	49.64
7.88	0.25	17.45	5.43	0.00	35.00	0.0	51.92
8.13	0.25	15.91	5.43	0.00	35.00	0.0	54.33
8.38	0.25	14.21	5.43	0.00	35.00	0.0	56.88
8.63	0.25	12.34	5.43	0.00	35.00	0.0	59.62
8.88	0.25	10.22	5.43	0.00	35.00	0.0	62.61
9.13	0.25	7.80	5.43	0.00	35.00	0.0	65.94
9.38	0.25	4.91	5.43	0.00	35.00	0.0	69.77
9.60	0.20	1.34	4.31	0.00	35.00	0.0	73.92

x_M	R^*T_i	$R^*G^*\sin(\vartheta)$
[m]	[kNm/m]	[kNm/m
-1.35	1.01	-0.26
-1.12	3.80	-0.83
-0.88	6.36	-1.11
-0.63	8.69	-1.13
-0.38	10.78	-0.91
-0.13	12.67	-0.46
0.13	14.36	0.18
0.38	15.86	1.00
0.63	17.19	1.97
0.88	18.35	3.07
1.12	19.35	4.29
1.38	20.19	5.59
1.62	20.89	6.95
1.87	21.44	8.34
2.12	21.85	9.76
2.37	22.12	11.16
2.63	22.25	12.53
2.88	22.24	13.83
3.13	22.10	15.05
3.38	21.81	16.15
3.63	21.38	17.10
3.88	20.81	17.87
4.13	29.07	26.68
4.38	55.61	54.29
4.63	82.29	85.10
4.88	93.78	102.35
5.13	95.82	109.98
5.38	97.74	117.58
5.63	99.53	125.11
5.88	101.20	132.52
6.13	102.74	139.74
6.38	104.13	146.70
6.63	105.07	152.87
6.88	102.19	153.13
7.13	122.36	188.28
7.38	118.76	187.09
7.63	114.24	183.65
7.88	109.30	178.70

x_M	R^*T_i	$R^*G^*\sin(\vartheta)$
[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
8.13	103.86	172.00
8.38	97.76	163.27
8.63	90.79	152.11
8.88	82.63	137.93
9.13	72.71	119.84
9.38	59.93	96.22
9.60	35.00	53.84
Somme:	2441.99	3119.13

Lunghezze d'ancoraggio fuori dal cerchio di scivolamento

Punto di rif.x	z	lunghezza
[m]	[m]	[m]
4.38	3.02	13.02

Ancoraggi

	Lungh.	Forza ancor.	Braccio	Angolo ϑ	φ	$M_{tes.}$	$M_{dev.}$
	[m]	[kN/m]	[m]	[gradi]	[gradi]	[kNm/m]	[kNm/m]
$*	16.00	105.56	9.93	46.91	29.26	668.48	0.00

$ = il tirante non è precompresso
* = il tirante è autotensionante

Forze agenti E_d = 3119.13 kN
Forze resistenti R_d = 3110.47 kN

E_d/R_d = 1.00 = 1.0 ***** verifica soddisfatta *****

RELAZIONE DI CALCOLO DEI RINFORZI CON TESSUTI

Lungo il percorso della nuova infrastruttura trovano spazio diverse scarpate rinforzate a sostegno della viabilità. Visto il carattere provvisorio della sede stradale, che mira a rendere percorribile l'attuale mulattiera esistente, sono previsti scavi e riporti sostenuti da elementi di consolidamento mono-ancoraggio tipo farfalla. In alcuni punti il riporto di materiale necessita la realizzazione di una terra rinforzata posta al di sopra del consolidatore a singola bancata, in questo caso il paramento viene realizzato a bassa inclinazione con geogriglie non risvoltate. Suddividiamo il calcolo a seconda che l'altezza massima sia inferiore o superiore ai 2 metri.

Sezioni con altezza massima ≤2m

La terra rinforzata sarà realizzata mediante la posa in strati da 50 cm di geogriglia tipo Fortrac 55 MDT a basse deformazioni e basso creep, non risvoltata sul fronte, secondo le seguenti misure:

- 4 strati da 50cm di spessore di geogriglia tipo Fortrac 55 MDT di lunghezza pari a 2,30m, posati orizzontalmente senza risvolti;

Viene proposta una geogriglia a basse deformazioni ($\varepsilon_{max} \leq 6\%$) in polivinilalcol per arginare quanto più possibile fenomeni deformativi differenziali o localizzati, sia a breve che a lungo termine, derivanti da una scarsa compattazione dei terreni all'interno delle opere accessorie quali ombrelli in acciaio o reti tirantate.

L'inclinazione del paramento rinverdito è fissata a circa 45° rispetto all'orizzontale; questo potrà essere realizzato senza l'ausilio di casseri in rete elettrosaldata; semplicemente modellando la scarpata utilizzando la benna degli scavatori a seguito delle operazioni di compattazione.

Tutti gli strati di terreno, compreso il piano di imposta, ove non fosse composto da roccia monolitica, dovranno essere compattati in strati di massimo 30 cm di spessore fino a raggiungere il **95% della densità ottenibile in una prova Proctor** (AASHTO modificata).

Sul fronte della scarpata, ove questa non verrà ricoperta dalle tubazioni annegate nel calcestruzzo, verrà utilizzata una geogriglia antierosione tipo Fortrac 3D 20. La geogriglia antierosione tridimensionale andrà posata in direzione di massima pendenza, al fine di sfruttare al massimo la sua resistenza longitudinale e dovrà essere ancorata sia in sommità che al piede in una trincea avente dimensioni minime di 40cm x 40cm. Nel caso che, a causa delle geometrie o di altri impedimenti tecnici, risulti impossibile operare un ancoraggio in trincea, si consiglia di risvoltare la geogriglia inferiormente attorno ad un tondino metallico per almeno 50,0 cm e fissarli poi entrambi al paramento tramite picchetti, così da assicurare una tensione uniforme lungo tutta l'estensione della facciata. La geogriglia dovrà poi essere picchettata uniformemente in modo da farla perfettamente aderire alla superficie. La quantità di picchetti (di tipo metallico od ligneo) minima è di 1 a mq. Eventuali teli adiacenti dovranno essere sormontarti di almeno 30 cm.

Infine, sarà necessario saturare la geogriglia con terreno di coltivo (spessore ca. 1 cm) sul quale sarà effettuata l'esecuzione di un'idrosemina al fine di rendere uniforme e speditivo il processo di rinverdimento.

Sezioni con altezza massima ≤3,5m

La terra rinforzata sarà realizzata mediante la posa in strati da 50 cm di geogriglia tipo Fortrac 55 MDT a basse deformazioni e basso creep, non risvoltati sul fronte, secondo le seguenti misure:

- 6 strati da 50cm di spessore di geogriglia tipo Fortrac 55 MDT di lunghezza pari a 3,30m, posati orizzontalmente senza risvolti;

Rimangono valide le considerazioni riguardanti le griglie in PVA, la compattazione del terreno, il fronte ed i drenaggi già espresse al paragrafo precedente.

Rinforzo del sottofondo stradale con geosintetici tipo Basetrac

La strada in progetto verrà realizzata parzialmente sul sedime di un vecchio sentiero selciato, ormai in disuso. Nelle tratte che per morfologia del terreno o vincoli geometrici del tracciato non saranno coincidenti con il vecchio tracciato, la strada verrà realizzata sul versante montano o in zone di scavo e/o riporto. Per evitare che la differente portanza dei diversi tipi di substrato incontrato dal tracciato possano causare fenomeni deformativi localizzati, soprattutto nelle zone di transizione, viene previsto il rinforzo di base con un geocomposito tipo Basetrac DUO-C PVA 30 B15. Questo è un geocomposito composto da una geogriglia in polivinilalcol (PVA) a bassa deformabilità accoppiata ad un nontessuto in polipropilene, con funzione di filtro e separatore. Installato nelle zone a maggiore criticità, come le zone di nuova realizzazione in rilevato, su terreni non ancora consolidati o nelle zone di variazione della tipologia di substrato, il geocomposito Basetrac permette diversi vantaggi:

- **Doppia funzione**: il prodotto funge sia da rinforzo strutturale, grazie alla griglia, che da separatore e filtro idraulico, grazie al nontessuto, riducendo il numero di stese di materiali necessari e velocizzando la posa in opera.
- **Funzionalità a lungo termine**: l'elemento resistente del prodotto è una geogriglia in PVA, polimero estremamente tenace. Presenta una deformazione massima a lungo termine del 6%, che, grazie all'elevato modulo di rigidezza a trazione, gli permette di attivare la sua resistenza a fronte di deformazioni minori del substrato e quindi preservare maggiormente l'integrità strutturale del sottofondo e della fondazione anche nel caso di fenomeni deformativi localizzati
- **Resistenza al danneggiamento**: la griglia in PVA ha un'ottima resistenza al danneggiamento meccanico durante l'installazione, permettendo quindi la permanenza di una maggiore resistenza residua al termine dei processi di compattazione, che non ne compromettono in maniera sostanziale l'utilità, anche a fronte dell'utilizzo di aggregati spigolosi o abrasivi. Anche il nontessuto accoppiato, grazie alla sua intrinseca deformabilità, riesce a fare fronte a tale casistica con facilità, a differenza di prodotti equivalenti tessuti a bandelle o a fibre; inoltre, il nontessuto riesce a trattenere ed evitare il passaggio anche delle particelle più fini, adattandosi più facilmente ad ogni tipo di sottofondo o anche ad aggregati con un'elevata presenza di filler.

Viene considerata una resistenza di 30kN/m, che, considerato uno spessore di fondazione sui 25~30, risulta più che sufficiente per un'infrastruttura sottoposta a traffico leggero.

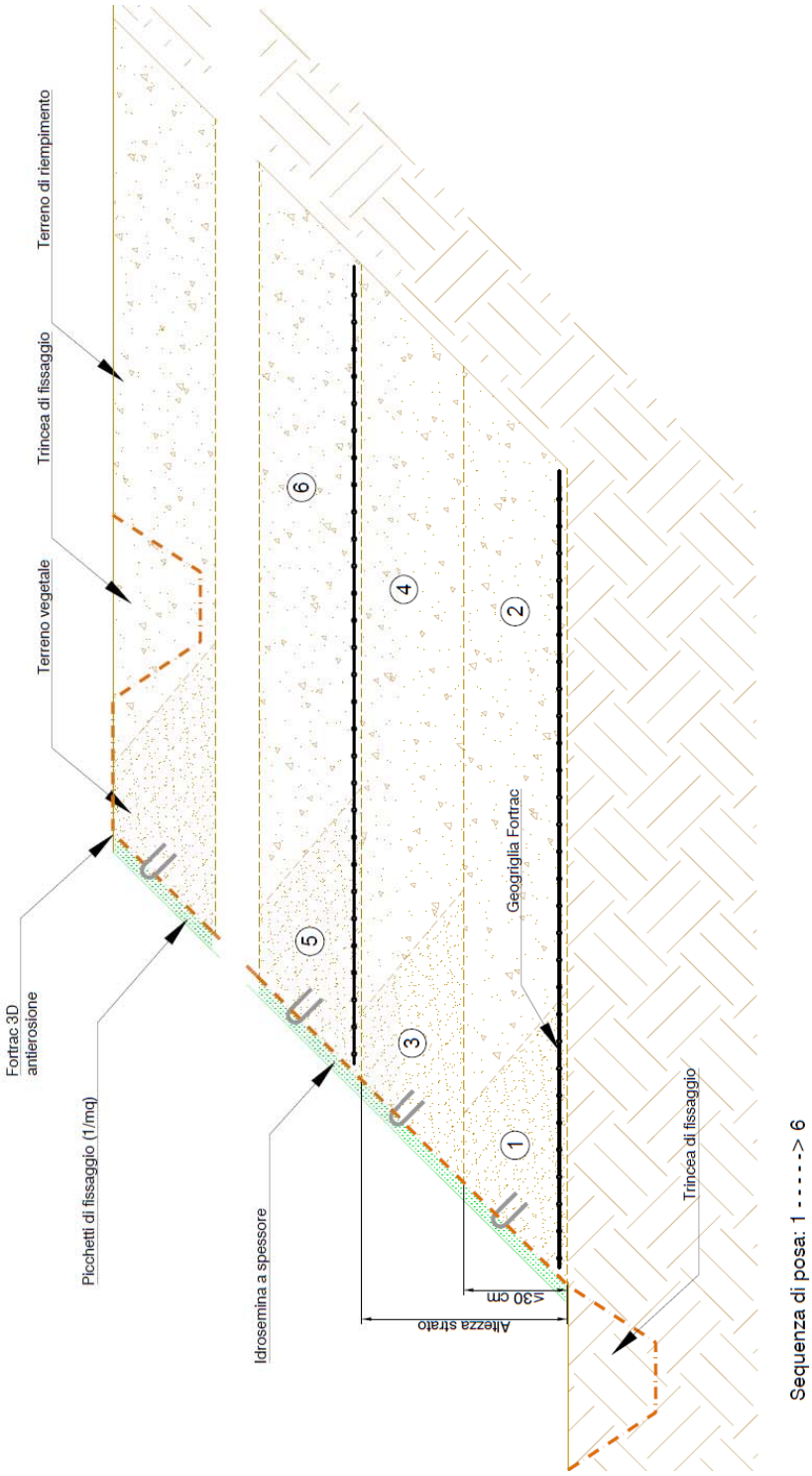


Figura 24: schema generico di posa di una terra rinforzata a fronte rinverdito

Normative di riferimento

- **D.M. 17 Gennaio 2018** - *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni* - Gazzetta Ufficiale n.42 del 20 Febbraio 2018;
- **British Standard: BS 8006:1/2010** - *Code of Practice for strengthened/reinforced soils and others fills* - BSI Standards Publication.

Caratteristiche dei materiali e dei terreni

I calcoli di stabilità dei rilevati sono stati eseguiti considerando i seguenti parametri geotecnici.

	Terreno vegetale	**Terreno di riempimento**	**Pacchetto stradale**
Angolo d'attrito interno φ_k [°]	25,0	30,0	35,0
Coesione drenata c_k [kN/m^2]	10,00	0,00	5,00
Peso in volume γ_k [kN/m^3]	18,00	19,00	20,00

Come terreno di riempimento è stato assunto di utilizzare un misto di cava ben gradato. I valori riportati sono quindi da considerarsi minimi necessari a garantire la tenuta dell'opera.

Caratteristiche dei materiali utilizzati

La geogriglia tipo *Fortrac® MDT* è realizzata in fibre di polivinilalcol (PVA) e rivestita con uno strato di protezione polimerico avente modulo di Young molto elevato (sopportano alte tensioni con basse deformazioni, $\varepsilon_{max} \leq 6{,}0\%$) e basso creep (subiscono piccole deformazioni sotto l'azione di carichi prolungati nel tempo, $\varepsilon_{creep} \leq 1{,}0\%$ [tra 1 ora e 120 anni]). Il polimero di cui è composto gli conferisce anche una eccezionale resistenza chimica, ambientale e durabilità nel tempo

Il *Fortrac® 3D-20 o similare* è una geogriglia di rinforzo antierosiva ideata per trattenere strati di terreno riportati su superfici lisce inclinate; la sua particolare struttura con filamenti sinusoidali sporgenti da entrambi i lati gli consente di assicurare un buon effetto di incastro con il terreno sottostante e, allo stesso tempo, di fornire una superficie ruvida e aggrappante per favorire il trattenimento dello strato superiore e delle radici della vegetazione che si andrà a formare.

Azioni esterne

Analisi dei sovraccarichi e delle condizioni al contorno

In cresta alla terra rinforzata, in concomitanza con la viabilità di accesso al sito è stato considerato un carico variabile accidentale distribuito di 15,0 kPa, incidente su una fascia di 2,0m di larghezza.

Azione sismica

L'azione sismica è stata modellata secondo la metodologia agli Stati Limite Ultimi SLU-SLV richiesta dalla NTC18, attraverso azioni quasi-statiche equivalenti ricavate tramite i coefficienti sismici k_h e k_v. Sono stati utilizzati i valori k_h=0.091 e k_v=0.046 indicati nella relazione geologica.

Falda freatica

Le verifiche sono state svolte in assenza di falda.

Verifiche strutturali

Calcolo tensioni di progetto a lungo termine dei geosintetici di rinforzo

Nelle verifiche di stabilità, le tensioni di progetto dei geosintetici di rinforzo sono state determinate applicando una serie di fattori di riduzione secondo quanto previsto dal *British Standard BS 8006,* essendo la normativa italiana correntemente sprovvista di indicazioni specifiche a riguardo. Tali fattori sono ricavati dai rispettivi certificati rilasciati per quanto riguarda la geogriglia Fortrac MDT dall'istituto di accreditamento *BBA Agrément certificate 05/4266.*

Si ha dunque che:

$$T_{D(ULS)} = \frac{T_{CR}}{RF_{CR} x RF_{ID} x RF_W x RF_{CH} x f_S}$$

dove i coefficienti hanno il seguente significato:

- $T_{D(ULS)}$ [kN/m]: tensione di progetto a lungo termine;
- T_{CR} [kN/m]: tensione caratteristica nominale di rottura istantanea (a breve termine);
- RF_{CR} : fattore di riduzione per creep considerando una vita utile di 120 anni;
- RF_D : fattore di riduzione per danneggiamento meccanico considerando ghiaia frantumata per il Fortrac MDT;
- RF_W : fattore di riduzione effetti ambientali (incluso esposizione ai raggi UV);

- RF_{CH} : fattore di riduzione per attacchi chimici (considerando terreni con pH 4,0÷10,0);
- f_s : fattore di sicurezza per estrapolazione dei dati (considerando vita utile pari a 120 anni)

MATERIALE	**T_{CR}**	**RF_{CR}**	**RF_D**	**RF_W**	**RF_{CH}**	**f_S**	**$T_{D(ULS)}$**
Fortrac® 55 MDT	55,0 kN/m	1,40	1,31	1,00	1,00	1,00	**29,99 kN/m**

Verifiche di Stabilità

La valutazione del coefficiente di sicurezza, nei riguardi della stabilità del rilevato, si è basata sulla metodologia agli *Stati Limite Ultimi di salvaguardia della vita* utilizzando, come superfici di scorrimento critiche, superfici circolari (*metodo di Bishop*).

I calcoli sono stati realizzati tenendo conto dell'accelerazione dovuta all'effetto di un eventuale sisma secondo la NTC del 2018; i parametri adottati, secondo quanto riportato al paragrafo 5.2, sono: Kh=0,091; Kv=0,046.

Sulla terra rinforzata sono state effettuate verifiche di stabilità interne, analizzando le superfici di scivolamento che attraversano la stessa in maniera esclusiva, e verifiche di stabilità composte, ovvero le superfici di scivolamento che attraversano la terra rinforzata parzialmente. Non sono state svolte verifiche globali o di interazione con manufatti e strutture vicine.

Il risultato delle verifiche di stabilità interne, composte e globali effettuate è espresso in termini di "grado di utilizzo del sistema" (μ che è per definizione il reciproco del cosiddetto fattore di sicurezza F_S: più piccolo è "μ", maggiore sarà il fattore di sicurezza.

Quindi:

$F_S=1/\mu$

La condizione per cui la verifica è soddisfatta è:

$F_S \geq 1$

In modo equivalente, nei termini della NTC 2018 cap.6.2.I, la verifica è soddisfatta per:

$E_d \leq R_d \rightarrow E_d/R_d \leq 1$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto delle resistenze del sistema geotecnico.

In questo caso la relazione con μ risulta essere:

$E_d/R_d=\mu$

Come riportato nella legenda all'interno degli allegati di calcolo, sono stati utilizzati i fattori per le azioni e le resistenze riferiti alla combinazione "A2+M2+R2" (Approccio 1, Combinazione 2) secondo la NTC del 2018 (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I).

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è da effettuarsi, come riportato nel cap. 6.5.3.1.1, utilizzando il coefficiente di riduzione della resistenza del sistema γ_R=1,1 (1,2 in condizioni sismiche) per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo previsto nella tabella 6.8.I.

Quindi, la formulazione completa della resistenza R_d risulta essere:

$E_d/(R/\gamma_R) \leq 1$

cioè

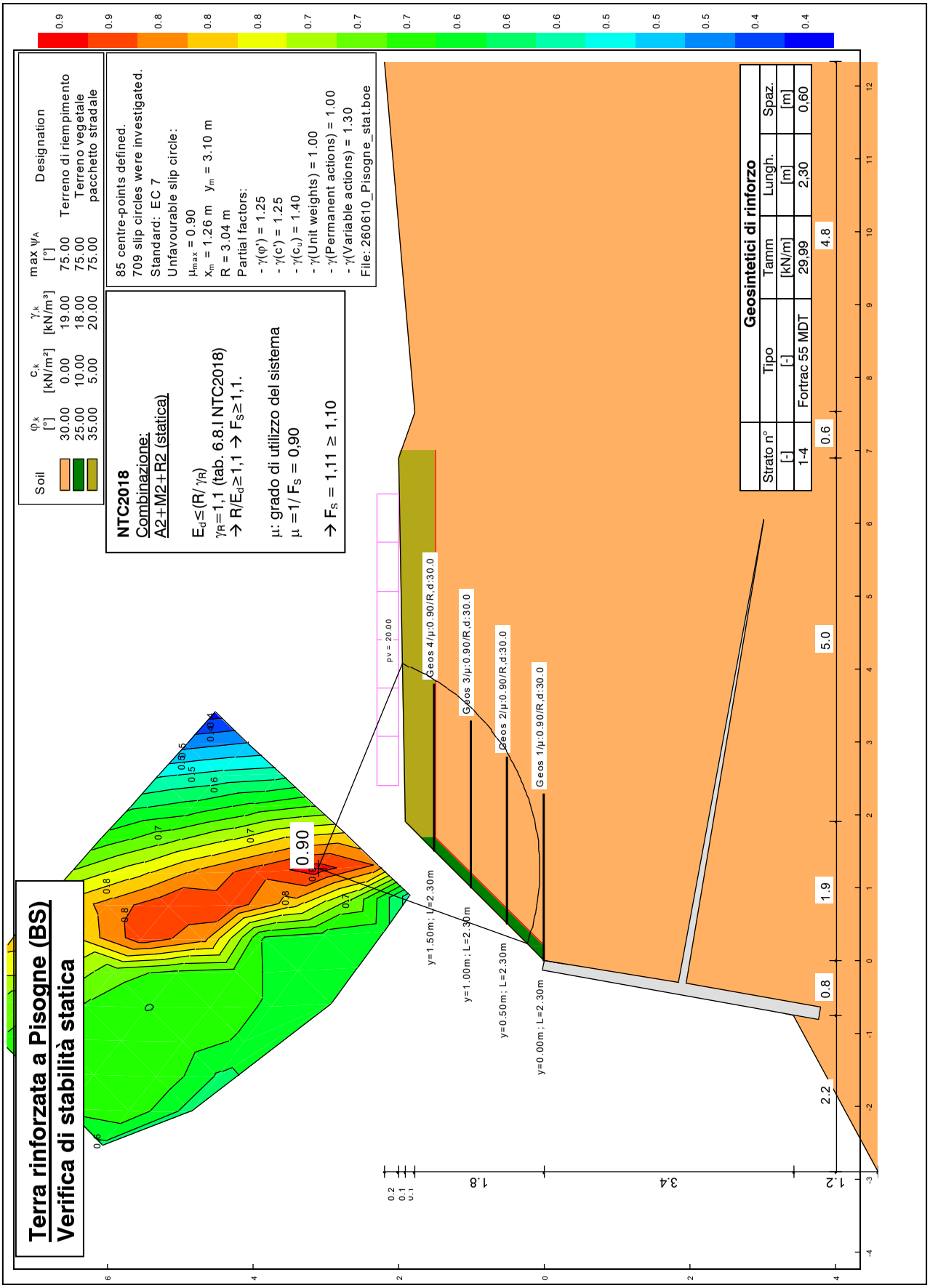
$E_d \leq R/\gamma_R$

Per una corretta interpretazione dei risultati delle verifiche dovrà essere soddisfatta la disuguaglianza:

$F_S \geq \gamma_R$, oppure $E_d/R \leq 1/\gamma_R$

I risultati delle verifiche sono riportati a seguire.

HUESKER
Idee. Ingegneria. Innovazione.
HUESKER S.r.l. - Piazza della Libertà 3 - 34132 - Trieste - Italia
Tel. +39 040 363605 Fax +39 040 3481343 - http://www.HUESKER.it - info@HUESKER.it



La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

HUESKER S.r.l. - Piazza della Libertà 3 - 34132 - Trieste - Italia
Tel. +39 040 363605 Fax +39 040 3481343 - http://www.HUESKER.it - info@HUESKER.it

Slope stability analysis to EC 7
using circular slip surfaces

Datei: 260610_Pisogne_stat.boe

Parameter list
phi [°] = friction angle
c [kN/m²] = cohesion
gamma [kN/m³] = unit weight
Max. psi(A) [°] = angle between slip direction of failure mechanism and the tension member
μ [-] = utilisation factor
xm,ym [m] = x and y values of slip circle centre-point
rad [m] = slip circle radius

Partial factors: (GEO-3)
- gam(phi)= 1.25
- gam(c') = 1.25
- gam(cu) = 1.40
- gam(Unit weights) = 1.00
- gam(Permanent actions) = 1.00
- gam(Variable actions) = 1.30

Movement direction of slip body to the left

Coordinates of surface points

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-2.905	-4.584
2	-0.754	-3.432
3	0.000	0.000
4	1.906	1.906
5	6.899	2.006
6	7.534	1.781
7	12.332	2.189

Characteristic soil properties

Soil	phi,k	c,k	gamma,k	max psi(A)	drained	Designation
[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m³]	[°]		
1	30.00	0.00	19.00	75.00	ja	Terreno di riempimento
2	25.00	10.00	18.00	75.00	ja	Terreno vegetale
3	35.00	5.00	20.00	75.00	ja	pacchetto stradale

Design soil properties

Soil	phi,d	c,d	gamma,d	drained	Designation
[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m³]		
1	24.79	0.00	19.00	ja	Terreno di riempimento
2	20.46	8.00	18.00	ja	Terreno vegetale
3	29.26	4.00	20.00	ja	pacchetto stradale

Coordinates of layers and soil numbers

No.	x(left)	y(left)	x(right)	y(right)	Soil no.

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	
1	0.000	0.000	0.200	0.000	2
2	0.200	0.000	1.700	1.500	2
3	1.700	1.486	7.004	1.486	3
4	-2.905	-5.000	12.332	-5.000	1

Coordinates of pwp polygon course

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-3.000	-5.000
2	13.000	-5.000

Live loads

No.	Value(left)	Value(right)	x(left)	x(right)	y
[-]	[kN/m²]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]
1	20.00	20.00	2.40	6.40	2.01

Geosynthetics
Adhesive force f calculated with:

$$f = \mu \cdot \tan(\text{phi}) \cdot \text{sigma}'$$

μ [-] = reduction factor for friction between ground and geosynthetics
sigma' [kN/m²] = effekive Spannung
R0 [kN/m] = design force at connection
L0 [m] = fold-back length
R,d [kN/m] = acceptable design force

Nr.	x1	y1	x2	y2	μ	R0	R,d
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]
1	0.00	0.00	2.30	0.00	0.900	0.00	29.99
2	0.50	0.50	2.80	0.50	0.900	0.00	29.99
3	1.00	1.00	3.30	1.00	0.900	0.00	29.99
4	1.50	1.50	3.80	1.50	0.900	0.00	29.99

Structural element 1

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-0.81	-3.76
2	-0.64	-3.79
3	-0.31	-1.95
4	6.05	-3.02
5	-0.30	-1.85
6	0.00	0.00
7	-0.13	0.02

Water level in front of slope left [m] = -50.00
Water level in front of slope right [m] = -50.00

Gamma water [kN/m³] = 10.000

Calculation with consideration of passive earth pressure wedge

Slip circle no. 52

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

μ = 0.8996 = [M(Gi) + M(S)] / [M(Ti) + M(R)]
xm = 1.2566
ym = 3.1021
Radius = 3.0428
Numerator = 158.8215
Denominator = 176.5413
M(Ti) = 176.5413
M(R) = 0.0000
M(Gi) = 158.8215
M(S) = 0.0000

Slice values
x = x (slice toe)
y = y (slice toe)
b = slice width
phi = friction angle
c = cohesion
PWP = pore water press. coeff.
tet = inclination of slice
g = weight
n = normal force
t = tangential force
FAi/FA0i/Rsi = see Equations (7) and (8) in DIN 4084:2009
pw = pore water pressure
pw(con) = excess pwp due to consolidation
wv = vertical water pressure
pst = permanent loads and footing
pv = live loads
fakpv = factor for live loads
So No. = soil number

Nr.	x [m]	y [m]	b [m]	phi,d [°]	c,d [kN/m²]	PWD [-]	tet [°]	g,k [kN/m]	n [kN/m]	t [kN/m]	FAi [kN/m]	FA0i [kN/m]	Rsi [kN/m]	pw [kN/m]	pw(kon) [kN/m]	wv [kN/m]	pst,d [kN/m]	pv,d [kN/m]	fakpv [-]	Bo-Nr. [-]
1	0.284	0.219	0.096	20.5	8.0	0.00	18.6	0.1	0.1	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	2
2	0.380	0.188	0.096	20.5	8.0	0.00	16.8	0.3	0.4	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	2
3	0.476	0.161	0.096	24.8	0.0	0.00	14.9	0.6	0.6	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
4	0.571	0.137	0.096	24.8	0.0	0.00	13.0	0.8	0.9	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
5	0.667	0.117	0.096	24.8	0.0	0.00	11.2	1.0	1.1	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
6	0.763	0.100	0.096	24.8	0.0	0.00	9.3	1.2	1.3	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
7	0.859	0.085	0.096	24.8	0.0	0.00	7.5	1.4	1.5	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
8	0.955	0.074	0.096	24.8	0.0	0.00	5.7	1.6	1.7	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
9	1.051	0.066	0.096	24.8	0.0	0.00	3.9	1.8	1.8	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
10	1.147	0.061	0.096	24.8	0.0	0.00	2.1	2.0	2.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
11	1.243	0.059	0.096	24.8	0.0	0.00	0.3	2.1	2.1	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
12	1.339	0.060	0.096	24.8	0.0	0.00	-1.5	2.3	2.3	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
13	1.435	0.065	0.096	24.8	0.0	0.00	-3.4	2.5	2.4	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
14	1.531	0.072	0.096	24.8	0.0	0.00	-5.2	2.6	2.6	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
15	1.627	0.082	0.096	24.8	0.0	0.00	-7.0	2.8	2.7	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
16	1.723	0.095	0.096	24.8	0.0	0.00	-8.8	3.0	2.8	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
17	1.818	0.112	0.096	24.8	0.0	0.00	-10.6	3.1	3.0	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
18	1.914	0.131	0.096	24.8	0.0	0.00	-12.5	3.3	3.1	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
19	2.010	0.154	0.096	24.8	0.0	0.00	-14.3	3.2	3.0	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
20	2.106	0.180	0.096	24.8	0.0	0.00	-16.2	3.2	3.0	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
21	2.202	0.210	0.096	24.8	0.0	0.00	-18.1	3.1	2.9	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
22	2.298	0.243	0.096	24.8	0.0	0.00	-20.0	3.1	2.9	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
23	2.394	0.280	0.096	24.8	0.0	0.00	-21.9	3.0	2.8	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0	4
24	2.490	0.320	0.096	24.8	0.0	0.00	-23.9	3.0	2.7	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	0	4
25	2.586	0.365	0.096	24.8	0.0	0.00	-25.9	2.9	5.0	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
26	2.682	0.414	0.096	24.8	0.0	0.00	-27.9	2.8	4.9	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
27	2.778	0.467	0.096	24.8	0.0	0.00	-30.0	2.7	4.8	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
28	2.874	0.525	0.096	24.8	0.0	0.00	-32.1	2.6	4.8	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

29	2.970	0.587	0.096	24.8	0.0	0.00	-34.3	2.5	4.7	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
30	3.065	0.655	0.096	24.8	0.0	0.00	-36.5	2.4	4.6	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
31	3.161	0.729	0.096	24.8	0.0	0.00	-38.8	2.2	4.5	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
32	3.257	0.810	0.096	24.8	0.0	0.00	-41.1	2.1	4.5	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
33	3.353	0.897	0.096	24.8	0.0	0.00	-43.6	1.9	4.4	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
34	3.449	0.992	0.096	24.8	0.0	0.00	-46.1	1.8	4.3	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
35	3.545	1.097	0.096	24.8	0.0	0.00	-48.8	1.6	4.2	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
36	3.641	1.212	0.096	24.8	0.0	0.00	-51.6	1.4	4.1	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
37	3.737	1.340	0.096	24.8	0.0	0.00	-54.6	1.1	4.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
38	3.833	1.483	0.096	24.8	0.0	0.00	-57.9	0.9	3.8	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	4
39	3.929	1.647	0.096	29.3	4.0	0.00	-61.4	0.6	3.3	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	3
40	4.025	1.839	0.096	29.3	4.0	0.00	-65.5	0.2	3.1	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	1	3
								80.7						0.0	0.0	0.0	0.0	43.4		

Geosynthetic 1
x1 = 0.000 m
y1 = 0.000 m
x2 = 2.300 m
y2 = 0.000 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

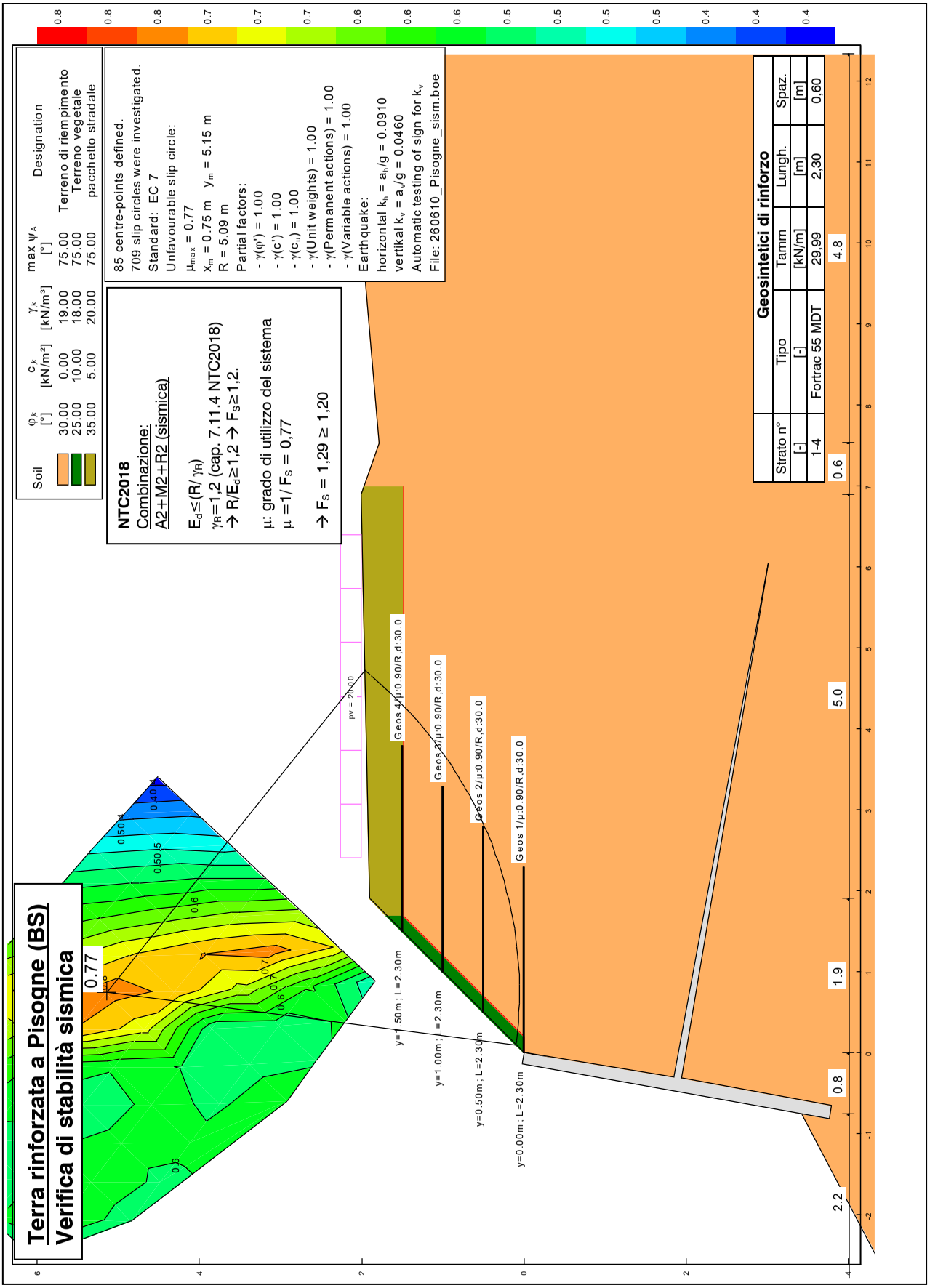
Geosynthetic 2
x1 = 0.500 m
y1 = 0.500 m
x2 = 2.800 m
y2 = 0.500 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 3
x1 = 1.000 m
y1 = 1.000 m
x2 = 3.300 m
y2 = 1.000 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 4
x1 = 1.500 m
y1 = 1.500 m
x2 = 3.800 m
y2 = 1.500 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

HUESKER S.r.l. - Piazza della Libertà 3 - 34132 - Trieste - Italia
Tel. +39 040 363605 Fax +39 040 3481343 - http://www.HUESKER.it - info@HUESKER.it



La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

Slope stability analysis to EC 7
using circular slip surfaces

Datei: 260610_Pisogne_sism.boe

Parameter list
phi [°] = friction angle
c [kN/m²] = cohesion
gamma [kN/m³] = unit weight
Max. psi(A) [°] = angle between slip direction of failure mechanism and the tension member
μ [-] = utilisation factor
xm,ym [m] = x and y values of slip circle centre-point
rad [m] = slip circle radius

Partial factors: (GEO-3)
- gam(phi)= 1.00
- gam(c') = 1.00
- gam(cu) = 1.00
- gam(Unit weights) = 1.00
- gam(Permanent actions) = 1.00
- gam(Variable actions) = 1.00

Movement direction of slip body to the left

Coordinates of surface points

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-2.905	-4.584
2	-0.754	-3.432
3	0.000	0.000
4	1.906	1.906
5	6.899	2.006
6	7.534	1.781
7	12.332	2.189

Characteristic soil properties

Soil	phi,k	c,k	gamma,k	max psi(A)	Designation
[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m³]	[°]	
1	30.00	0.00	19.00	75.00	Terreno di riempimento
2	25.00	10.00	18.00	75.00	Terreno vegetale
3	35.00	5.00	20.00	75.00	pacchetto stradale

Design soil properties

Soil	phi,d	c,d	gamma,d	Designation
[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m³]	
1	30.00	0.00	19.00	Terreno di riempimento
2	25.00	10.00	18.00	Terreno vegetale
3	35.00	5.00	20.00	pacchetto stradale

Coordinates of layers and soil numbers

No.	x(left)	y(left)	x(right)	y(right)	Soil no.

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

HUESKER S.r.l. - Piazza della Libertà 3 - 34132 - Trieste - Italia
Tel. +39 040 363605 Fax +39 040 3481343 - http://www.HUESKER.it - info@HUESKER.it

[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	
1	0.000	0.000	0.200	0.000	2
2	0.200	0.000	1.700	1.500	2
3	1.700	1.486	7.004	1.486	3
4	-2.905	-5.000	12.332	-5.000	1

Coordinates of pwp polygon course

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-3.000	-5.000
2	13.000	-5.000

Live loads

No.	Value(left)	Value(right)	x(left)	x(right)	y
[-]	[kN/m²]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]
1	20.00	20.00	2.40	6.40	2.01

Geosynthetics
Adhesive force f calculated with:

$$f = \mu \cdot \tan(\varphi) \cdot \sigma'$$

μ [-] = reduction factor for friction between ground and geosynthetics
sigma' [kN/m²] = effekive Spannung
R0 [kN/m] = design force at connection
L0 [m] = fold-back length
R,d [kN/m] = acceptable design force

Nr.	x1	y1	x2	y2	μ	R0	R,d
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]
1	0.00	0.00	2.30	0.00	0.900	0.00	29.99
2	0.50	0.50	2.80	0.50	0.900	0.00	29.99
3	1.00	1.00	3.30	1.00	0.900	0.00	29.99
4	1.50	1.50	3.80	1.50	0.900	0.00	29.99

Structural element 1

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-0.81	-3.76
2	-0.64	-3.79
3	-0.31	-1.95
4	6.05	-3.02
5	-0.30	-1.85
6	0.00	0.00
7	-0.13	0.02

Earthquake
horizontal kh = ah/g = 0.0910
vertical kv = av/g = 0.0460
Automatic testing of sign for kv
kv (governing) = 0.0460
(ah = horizontal seismic acceleration in m/s²)
(av = vertical seismic acceleration in m/s²)
(g = gravitational acceleration = 9.81 m/s²)

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

Water level in front of slope left [m] = -50.00
Water level in front of slope right [m] = -50.00

Gamma water [kN/m³] = 10.000

Calculation with consideration of passive earth pressure wedge

Slip circle no. 75
μ = 0.7672 = [M(Gi) + M(S)] / [M(Ti) + M(R)]
xm = 0.7502
ym = 5.1493
Radius = 5.0940
Numerator = 260.8065
Denominator = 339.9325
M(Ti) = 339.9325
M(R) = 0.0000
M(Gi) = 227.3790
M(S) = 33.4275

Slice values
x = x (slice toe)
y = y (slice toe)
b = slice width
phi = friction angle
c = cohesion
PWP = pore water press. coeff.
tet = inclination of slice
g = weight
n = normal force
t = tangential force
FAi/FA0i/Rsi = see Equations (7) and (8) in DIN 4084:2009
pw = pore water pressure
pw(con) = excess pwp due to consolidation
wv = vertical water pressure
pst = permanent loads and footing
pv = live loads
fakpv = factor for live loads
So No. = soil number

Nr.	x [m]	y [m]	b [m]	phi,d [°]	c,d [kN/m²]	PWD [-]	tet [°]	g,k [kN/m]	n [kN/m]	t [kN/m]	FAi [kN/m]	FA0i [kN/m]	Rsi [kN/m]	pw [kN/m]	pw(kon) [kN/m]	wv [kN/m]	pst,d [kN/m]	pv,d [kN/m]	fakpv [-]	Bo-Nr. [-]
1	0.155	0.090	0.116	25.0	10.0	0.00	6.7	0.1	0.1	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	1
2	0.271	0.078	0.116	25.0	10.0	0.00	5.4	0.4	0.4	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	2
3	0.387	0.068	0.116	30.0	0.0	0.00	4.1	0.7	0.7	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
4	0.502	0.061	0.116	30.0	0.0	0.00	2.8	0.9	0.9	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
5	0.618	0.057	0.116	30.0	0.0	0.00	1.5	1.2	1.2	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
6	0.734	0.055	0.116	30.0	0.0	0.00	0.2	1.5	1.4	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
7	0.849	0.056	0.116	30.0	0.0	0.00	-1.1	1.7	1.6	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
8	0.965	0.060	0.116	30.0	0.0	0.00	-2.4	2.0	1.8	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
9	1.081	0.066	0.116	30.0	0.0	0.00	-3.7	2.2	2.1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
10	1.196	0.075	0.116	30.0	0.0	0.00	-5.0	2.4	2.3	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
11	1.312	0.086	0.116	30.0	0.0	0.00	-6.3	2.7	2.4	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
12	1.428	0.101	0.116	30.0	0.0	0.00	-7.6	2.9	2.6	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
13	1.543	0.117	0.116	30.0	0.0	0.00	-9.0	3.1	2.8	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
14	1.659	0.137	0.116	30.0	0.0	0.00	-10.3	3.3	3.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
15	1.775	0.159	0.116	30.0	0.0	0.00	-11.6	3.6	3.2	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
16	1.890	0.185	0.116	30.0	0.0	0.00	-12.9	3.8	3.4	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

17	2.006	0.213	0.116	30.0	0.0	0.00	-14.3	3.8	3.3	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
18	2.122	0.243	0.116	30.0	0.0	0.00	-15.6	3.7	3.3	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
19	2.237	0.277	0.116	30.0	0.0	0.00	-17.0	3.6	3.2	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
20	2.353	0.314	0.116	30.0	0.0	0.00	-18.3	3.6	3.1	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0	4
21	2.469	0.354	0.116	30.0	0.0	0.00	-19.7	3.5	3.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
22	2.584	0.397	0.116	30.0	0.0	0.00	-21.1	3.4	3.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
23	2.700	0.443	0.116	30.0	0.0	0.00	-22.5	3.3	2.9	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
24	2.816	0.493	0.116	30.0	0.0	0.00	-23.9	3.2	2.8	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
25	2.931	0.546	0.116	30.0	0.0	0.00	-25.4	3.1	2.7	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
26	3.047	0.603	0.116	30.0	0.0	0.00	-26.8	3.0	2.6	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
27	3.163	0.663	0.116	30.0	0.0	0.00	-28.3	2.8	2.5	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
28	3.278	0.727	0.116	30.0	0.0	0.00	-29.8	2.7	2.4	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
29	3.394	0.795	0.116	30.0	0.0	0.00	-31.3	2.6	4.3	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
30	3.510	0.867	0.116	30.0	0.0	0.00	-32.8	2.4	4.2	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
31	3.625	0.944	0.116	30.0	0.0	0.00	-34.4	2.2	4.0	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
32	3.741	1.026	0.116	30.0	0.0	0.00	-36.0	2.1	3.9	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
33	3.857	1.112	0.116	30.0	0.0	0.00	-37.6	1.9	3.8	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
34	3.972	1.204	0.116	30.0	0.0	0.00	-39.2	1.7	3.6	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
35	4.088	1.301	0.116	30.0	0.0	0.00	-40.9	1.5	3.5	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
36	4.204	1.405	0.116	30.0	0.0	0.00	-42.7	1.3	3.3	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
37	4.319	1.515	0.116	35.0	5.0	0.00	-44.5	1.0	2.9	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	3
38	4.435	1.632	0.116	35.0	5.0	0.00	-46.3	0.8	2.7	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	3
39	4.551	1.757	0.116	35.0	5.0	0.00	-48.3	0.5	2.5	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	3
40	4.666	1.892	0.116	35.0	5.0	0.00	-50.2	0.2	2.2	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	3
								90.2						0.0	0.0	0.0	0.0	46.4	

Geosynthetic 1
x1 = 0.000 m
y1 = 0.000 m
x2 = 2.300 m
y2 = 0.000 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 2
x1 = 0.500 m
y1 = 0.500 m
x2 = 2.800 m
y2 = 0.500 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 3
x1 = 1.000 m
y1 = 1.000 m
x2 = 3.300 m
y2 = 1.000 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 4
x1 = 1.500 m
y1 = 1.500 m
x2 = 3.800 m
y2 = 1.500 m

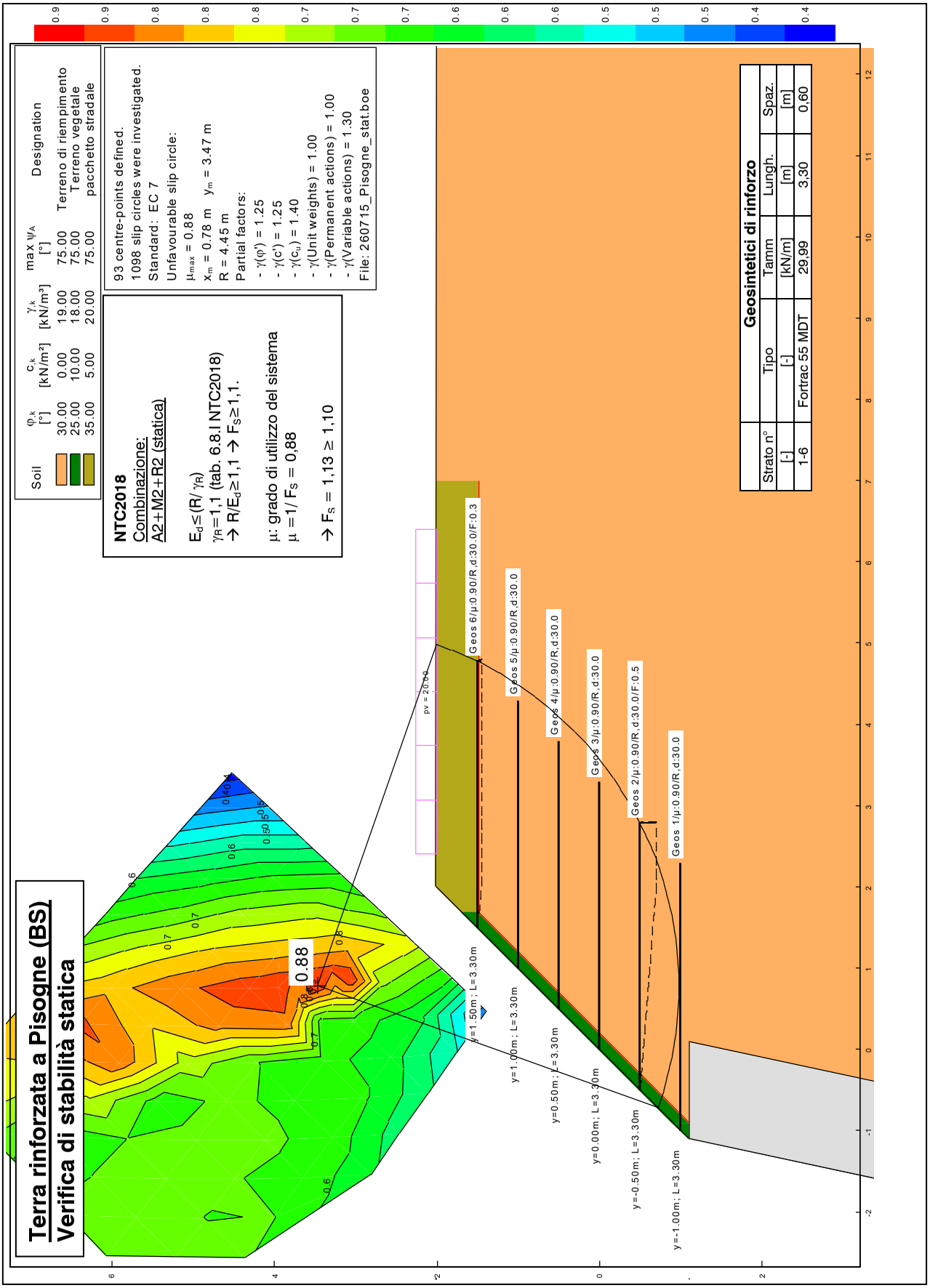
La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

HUESKER S.r.l. - Piazza della Libertà 3 - 34132 - Trieste - Italia
Tel. +39 040 363605 Fax +39 040 3481343 - http://www.HUESKER.it - info@HUESKER.it

μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

HUESKER
Idee. Ingegneria. Innovazione.
HUESKER S.r.l. - Piazza della Libertà 3 - 34132 - Trieste - Italia
Tel. +39 040 363605 Fax +39 040 3481343 - http://www.HUESKER.it - info@HUESKER.it



La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

HUESKER S.r.l. - Piazza della Libertà 3 - 34132 - Trieste - Italia
Tel. +39 040 363605 Fax +39 040 3481343 - http://www.HUESKER.it - info@HUESKER.it

Slope stability analysis to EC 7
using circular slip surfaces

Datei: 260715_Pisogne_stat.boe

Parameter list
phi [°] = friction angle
c [kN/m²] = cohesion
gamma [kN/m³] = unit weight
Max. psi(A) [°] = angle between slip direction of failure mechanism and the tension member
μ [-] = utilisation factor
xm,ym [m] = x and y values of slip circle centre-point
rad [m] = slip circle radius

Partial factors: (GEO-3)
- gam(phi)= 1.25
- gam(c') = 1.25
- gam(cu) = 1.40
- gam(Unit weights) = 1.00
- gam(Permanent actions) = 1.00
- gam(Variable actions) = 1.30

Movement direction of slip body to the left

Coordinates of surface points

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-2.905	-4.584
2	-1.600	-3.500
3	-1.100	-1.100
4	2.009	2.013
5	12.358	2.006

Characteristic soil properties

Soil	phi,k	c,k	gamma,k	max psi(A)	drained	Designation
[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m³]	[°]		
1	30.00	0.00	19.00	75.00	ja	Terreno di riempimento
2	25.00	10.00	18.00	75.00	ja	Terreno vegetale
3	35.00	5.00	20.00	75.00	ja	pacchetto stradale

Design soil properties

Soil	phi,d	c,d	gamma,d	drained	Designation
[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m³]		
1	24.79	0.00	19.00	ja	Terreno di riempimento
2	20.46	8.00	18.00	ja	Terreno vegetale
3	29.26	4.00	20.00	ja	pacchetto stradale

Coordinates of layers and soil numbers

No.	x(left)	y(left)	x(right)	y(right)	Soil no.
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	
1	-1.100	-1.100	-0.900	-1.100	2

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

2	-0.900	-1.100	1.700	1.500	2
3	1.700	1.486	7.004	1.486	3
4	-2.905	-5.000	12.332	-5.000	1

Coordinates of pwp polygon course

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-3.000	-5.000
2	13.000	-5.000

Live loads

No.	Value(left)	Value(right)	x(left)	x(right)	y
[-]	[kN/m²]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]
1	20.00	20.00	2.40	6.40	2.01

Geosynthetics
Adhesive force f calculated with:
$f = \mu \cdot \tan(\varphi) \cdot \sigma'$
μ [-] = reduction factor for friction between ground and geosynthetics
sigma' [kN/m²] = effekive Spannung
R0 [kN/m] = design force at connection
L0 [m] = fold-back length
R,d [kN/m] = acceptable design force

Nr.	x1	y1	x2	y2	μ	R0	R,d
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]
1	-1.00	-1.00	2.30	-1.00	0.900	0.00	29.99
2	-0.50	-0.50	2.80	-0.50	0.900	0.00	29.99
3	0.00	0.00	3.30	0.00	0.900	0.00	29.99
4	0.50	0.50	3.80	0.50	0.900	0.00	29.99
5	1.00	1.00	4.30	1.00	0.900	0.00	29.99
6	1.50	1.50	4.80	1.50	0.900	0.00	29.99

Structural element 1

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-1.10	-1.10
2	0.10	-1.10
3	-0.40	-3.50
4	-1.60	-3.50

Structural element 2

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-2.90	-4.58
2	-1.60	-3.50

Water level in front of slope left [m] = -50.00
Water level in front of slope right [m] = -50.00

Gamma water [kN/m³] = 10.000

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

Calculation with consideration of passive earth pressure wedge

Slip circle no. 53
μ = 0.8829 = [M(Gi) + M(S)] / [M(Ti) + M(R)]
xm = 0.7828
ym = 3.4726
Radius = 4.4496
Numerator = 459.7756
Denominator = 520.7596
M(Ti) = 520.7596
M(R) = 0.0000
M(Gi) = 459.7756
M(S) = 0.0000

Slice values
x = x (slice toe)
y = y (slice toe)
b = slice width
phi = friction angle
c = cohesion
PWP = pore water press. coeff.
tet = inclination of slice
g = weight
n = normal force
t = tangential force
FAi/FA0i/Rsi = see Equations (7) and (8) in DIN 4084:2009
pw = pore water pressure
pw(con) = excess pwp due to consolidation
wv = vertical water pressure
pst = permanent loads and footing
pv = live loads
fakpv = factor for live loads
So No. = soil number

Nr.	x	y	b	phi,d	c,d	PWD	tet	g,k	n	t	FAi	FA0i	Rsi	pw	pw(kon)	wv	pst,d	pv,d	fakpv	Bo-Nr.
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/m²]	[-]	[°]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[-]
1	-0.646	-0.741	0.143	20.5	8.0	0.00	18.7	0.2	0.3	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	2
2	-0.503	-0.787	0.143	24.8	0.0	0.00	16.8	0.7	0.9	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
3	-0.361	-0.827	0.143	24.8	0.0	0.00	14.9	1.2	1.4	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
4	-0.218	-0.863	0.143	24.8	0.0	0.00	13.0	1.7	2.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
5	-0.076	-0.893	0.143	24.8	0.0	0.00	11.1	2.2	2.4	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
6	0.067	-0.919	0.143	24.8	0.0	0.00	9.3	2.6	2.9	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
7	0.210	-0.940	0.143	24.8	0.0	0.00	7.4	3.1	3.3	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
8	0.352	-0.956	0.143	24.8	0.0	0.00	5.6	3.5	3.7	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
9	0.495	-0.968	0.143	24.8	0.0	0.00	3.7	3.9	4.1	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
10	0.637	-0.975	0.143	24.8	0.0	0.00	1.9	4.3	4.4	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
11	0.780	-0.977	0.143	24.8	0.0	0.00	0.0	4.7	4.7	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
12	0.922	-0.975	0.143	24.8	0.0	0.00	-1.8	5.1	5.1	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
13	1.065	-0.968	0.143	24.8	0.0	0.00	-3.6	5.5	5.4	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
14	1.208	-0.957	0.143	24.8	0.0	0.00	-5.5	5.8	5.6	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
15	1.350	-0.941	0.143	24.8	0.0	0.00	-7.3	6.2	5.9	2.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
16	1.493	-0.920	0.143	24.8	0.0	0.00	-9.2	6.5	6.2	2.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
17	1.635	-0.895	0.143	24.8	0.0	0.00	-11.0	6.8	6.4	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
18	1.778	-0.864	0.143	24.8	0.0	0.00	-12.9	7.2	6.8	3.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
19	1.920	-0.829	0.143	24.8	0.0	0.00	-14.8	7.5	7.0	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
20	2.063	-0.789	0.143	24.8	0.0	0.00	-16.7	7.7	7.1	3.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
21	2.206	-0.743	0.143	24.8	0.0	0.00	-18.6	7.5	7.0	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
22	2.348	-0.693	0.143	24.8	0.0	0.00	-20.6	7.4	6.9	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0	4
23	2.491	-0.636	0.143	24.8	0.0	0.00	-22.6	7.3	6.7	3.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	0	4
24	2.633	-0.574	0.143	24.8	0.0	0.00	-24.6	7.1	6.6	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	0	4

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

25	2.776	-0.506	0.143	24.8	0.0	0.00	-26.6	6.9	9.8	4.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
26	2.918	-0.431	0.143	24.8	0.0	0.00	-28.7	6.7	9.7	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
27	3.061	-0.350	0.143	24.8	0.0	0.00	-30.8	6.5	9.5	4.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
28	3.203	-0.261	0.143	24.8	0.0	0.00	-33.0	6.2	9.4	4.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
29	3.346	-0.164	0.143	24.8	0.0	0.00	-35.2	6.0	9.2	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
30	3.489	-0.060	0.143	24.8	0.0	0.00	-37.5	5.7	9.0	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
31	3.631	0.054	0.143	24.8	0.0	0.00	-39.8	5.4	8.8	4.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
32	3.774	0.178	0.143	24.8	0.0	0.00	-42.2	5.0	8.6	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
33	3.916	0.314	0.143	24.8	0.0	0.00	-44.8	4.7	8.4	3.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
34	4.059	0.462	0.143	24.8	0.0	0.00	-47.4	4.3	8.2	3.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
35	4.201	0.624	0.143	24.8	0.0	0.00	-50.2	3.8	7.9	3.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
36	4.344	0.805	0.143	24.8	0.0	0.00	-53.2	3.3	7.6	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
37	4.487	1.007	0.143	24.8	0.0	0.00	-56.3	2.8	7.3	3.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
38	4.629	1.236	0.143	24.8	0.0	0.00	-59.8	2.2	6.9	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	4
39	4.772	1.501	0.143	29.3	4.0	0.00	-63.7	1.5	5.8	3.9	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	3
40	4.914	1.820	0.143	29.3	4.0	0.00	-68.2	0.5	5.1	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	1	3
								187.5						0.0	0.0	0.0	0.0	67.1		

Geosynthetic 1
x1 = -1.000 m
y1 = -1.000 m
x2 = 2.300 m
y2 = -1.000 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 2
x1 = -0.500 m
y1 = -0.500 m
x2 = 2.800 m
y2 = -0.500 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m
Work. psi(A) = 26.61 °
Limit psi(A) = 75.00 °
Geosynthetic is self-tensioning (DIN 4084:2009 7.2.3.4).
Activated force = 0.520 kN/m
Bonded length = 0.01 m
F(AL) = 80.74 kN/m
F(AR) = 0.52 kN/m

Geosynthetic 3
x1 = 0.000 m
y1 = 0.000 m
x2 = 3.300 m
y2 = 0.000 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 4
x1 = 0.500 m
y1 = 0.500 m
x2 = 3.800 m

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

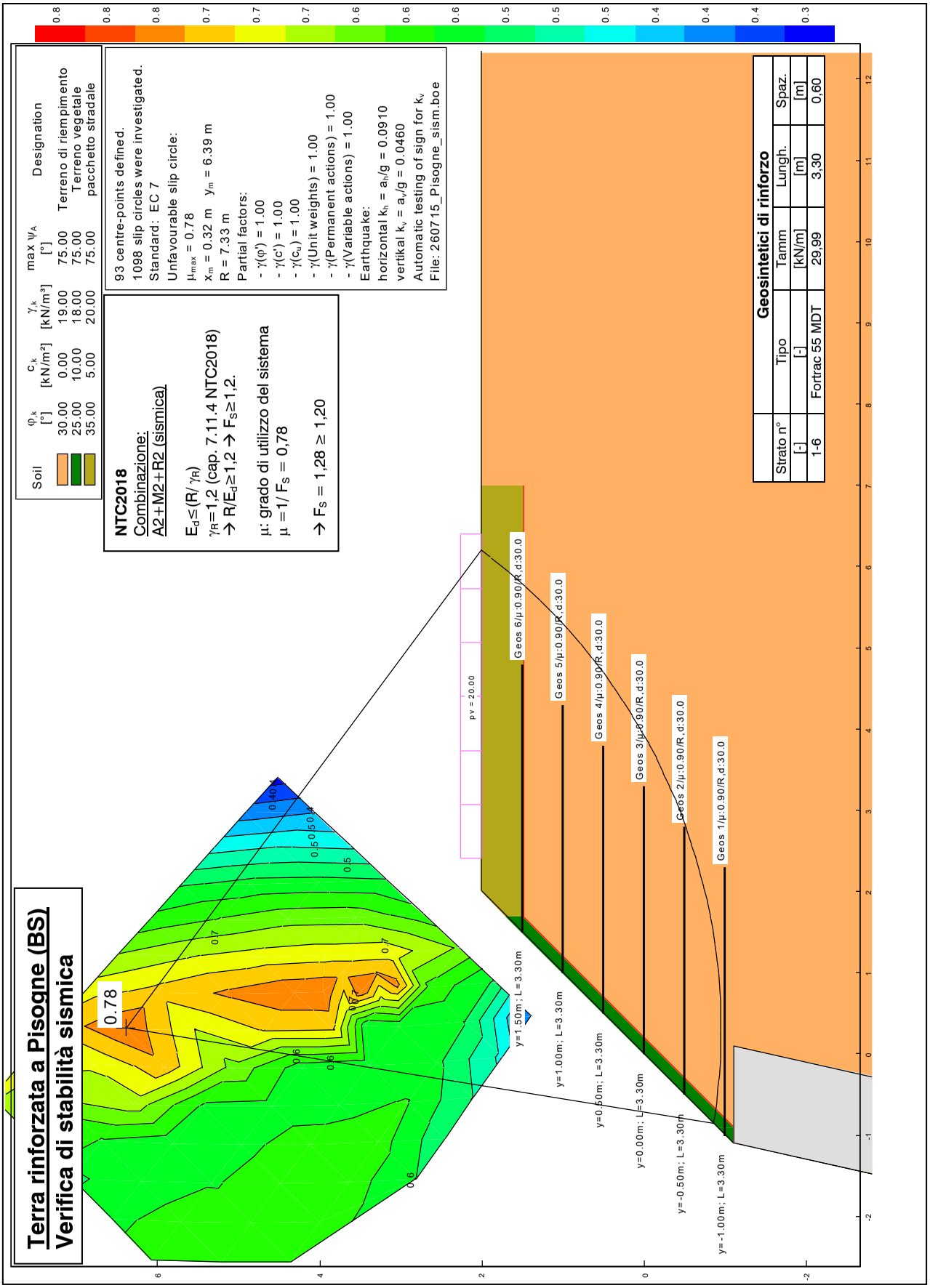
```
y2 = 0.500 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 5
x1 = 1.000 m
y1 = 1.000 m
x2 = 4.300 m
y2 = 1.000 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 6
x1 = 1.500 m
y1 = 1.500 m
x2 = 4.800 m
y2 = 1.500 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m
Work. psi(A) = 63.70 °
Limit psi(A) = 75.00 °
Geosynthetic is self-tensioning (DIN 4084:2009 7.2.3.4).
Activated force = 0.296 kN/m
Bonded length = 0.03 m
F(AL) = 31.01 kN/m
F(AR) = 0.30 kN/m
```

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

HUESKER S.r.l. - Piazza della Libertà 3 - 34132 - Trieste - Italia
Tel. +39 040 363605 Fax +39 040 3481343 - http://www.HUESKER.it - info@HUESKER.it



La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

HUESKER S.r.l. - Piazza della Libertà 3 - 34132 - Trieste - Italia
Tel. +39 040 363605 Fax +39 040 3481343 - http://www.HUESKER.it - info@HUESKER.it

Slope stability analysis to EC 7
using circular slip surfaces

Datei: 260610_Pisogne_sism.boe

Parameter list
phi [°] = friction angle
c [kN/m²] = cohesion
gamma [kN/m³] = unit weight
Max. psi(A) [°] = angle between slip direction of failure mechanism and the tension member
μ [-] = utilisation factor
xm,ym [m] = x and y values of slip circle centre-point
rad [m] = slip circle radius

Partial factors: (GEO-3)
- gam(phi)= 1.00
- gam(c') = 1.00
- gam(cu) = 1.00
- gam(Unit weights) = 1.00
- gam(Permanent actions) = 1.00
- gam(Variable actions) = 1.00

Movement direction of slip body to the left

Coordinates of surface points

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-2.905	-4.584
2	-0.754	-3.432
3	0.000	0.000
4	1.906	1.906
5	6.899	2.006
6	7.534	1.781
7	12.332	2.189

Characteristic soil properties

Soil	phi,k	c,k	gamma,k	max psi(A)	Designation
[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m³]	[°]	
1	30.00	0.00	19.00	75.00	Terreno di riempimento
2	25.00	10.00	18.00	75.00	Terreno vegetale
3	35.00	5.00	20.00	75.00	pacchetto stradale

Design soil properties

Soil	phi,d	c,d	gamma,d	Designation
[-]	[°]	[kN/m²]	[kN/m³]	
1	30.00	0.00	19.00	Terreno di riempimento
2	25.00	10.00	18.00	Terreno vegetale
3	35.00	5.00	20.00	pacchetto stradale

Coordinates of layers and soil numbers

No.	x(left)	y(left)	x(right)	y(right)	Soil no.

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	
1	0.000	0.000	0.200	0.000	2
2	0.200	0.000	1.700	1.500	2
3	1.700	1.486	7.004	1.486	3
4	-2.905	-5.000	12.332	-5.000	1

Coordinates of pwp polygon course

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-3.000	-5.000
2	13.000	-5.000

Live loads

No.	Value(left)	Value(right)	x(left)	x(right)	y
[-]	[kN/m²]	[kN/m²]	[m]	[m]	[m]
1	20.00	20.00	2.40	6.40	2.01

Geosynthetics
Adhesive force f calculated with:

$$f = \mu \cdot \tan(\text{phi}) \cdot \text{sigma}'$$

μ [-] = reduction factor for friction between ground and geosynthetics
sigma' [kN/m²] = effekive Spannung
R0 [kN/m] = design force at connection
L0 [m] = fold-back length
R,d [kN/m] = acceptable design force

Nr.	x1	y1	x2	y2	μ	R0	R,d
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]
1	0.00	0.00	2.30	0.00	0.900	0.00	29.99
2	0.50	0.50	2.80	0.50	0.900	0.00	29.99
3	1.00	1.00	3.30	1.00	0.900	0.00	29.99
4	1.50	1.50	3.80	1.50	0.900	0.00	29.99

Structural element 1

No.	x	y
[-]	[m]	[m]
1	-0.81	-3.76
2	-0.64	-3.79
3	-0.31	-1.95
4	6.05	-3.02
5	-0.30	-1.85
6	0.00	0.00
7	-0.13	0.02

Earthquake
horizontal kh = ah/g = 0.0910
vertical kv = av/g = 0.0460
Automatic testing of sign for kv
kv (governing) = 0.0460
(ah = horizontal seismic acceleration in m/s²)
(av = vertical seismic acceleration in m/s²)
(g = gravitational acceleration = 9.81 m/s²)

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

Water level in front of slope left [m] = -50.00
Water level in front of slope right [m] = -50.00

Gamma water [kN/m³] = 10.000

Calculation with consideration of passive earth pressure wedge

Slip circle no. 75
μ = 0.7672 = [M(Gi) + M(S)] / [M(Ti) + M(R)]
xm = 0.7502
ym = 5.1493
Radius = 5.0940
Numerator = 260.8065
Denominator = 339.9325
M(Ti) = 339.9325
M(R) = 0.0000
M(Gi) = 227.3790
M(S) = 33.4275

Slice values
x = x (slice toe)
y = y (slice toe)
b = slice width
phi = friction angle
c = cohesion
PWP = pore water press. coeff.
tet = inclination of slice
g = weight
n = normal force
t = tangential force
FAi/FA0i/Rsi = see Equations (7) and (8) in DIN 4084:2009
pw = pore water pressure
pw(con) = excess pwp due to consolidation
wv = vertical water pressure
pst = permanent loads and footing
pv = live loads
fakpv = factor for live loads
So No. = soil number

Nr.	x [m]	y [m]	b [m]	phi,d [°]	c,d [kN/m²]	PWD [-]	tet [°]	g,k [kN/m]	n [kN/m]	t [kN/m]	FAi [kN/m]	FA0i [kN/m]	Rsi [kN/m]	pw [kN/m]	pw(kon) [kN/m]	wv [kN/m]	pst,d [kN/m]	pv,d [kN/m]	fakpv [-]	Bo-Nr. [-]
1	0.155	0.090	0.116	25.0	10.0	0.00	6.7	0.1	0.1	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	1
2	0.271	0.078	0.116	25.0	10.0	0.00	5.4	0.4	0.4	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	2
3	0.387	0.068	0.116	30.0	0.0	0.00	4.1	0.7	0.7	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
4	0.502	0.061	0.116	30.0	0.0	0.00	2.8	0.9	0.9	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
5	0.618	0.057	0.116	30.0	0.0	0.00	1.5	1.2	1.2	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
6	0.734	0.055	0.116	30.0	0.0	0.00	0.2	1.5	1.4	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
7	0.849	0.056	0.116	30.0	0.0	0.00	-1.1	1.7	1.6	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
8	0.965	0.060	0.116	30.0	0.0	0.00	-2.4	2.0	1.8	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
9	1.081	0.066	0.116	30.0	0.0	0.00	-3.7	2.2	2.1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
10	1.196	0.075	0.116	30.0	0.0	0.00	-5.0	2.4	2.3	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
11	1.312	0.086	0.116	30.0	0.0	0.00	-6.3	2.7	2.4	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
12	1.428	0.101	0.116	30.0	0.0	0.00	-7.6	2.9	2.6	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
13	1.543	0.117	0.116	30.0	0.0	0.00	-9.0	3.1	2.8	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
14	1.659	0.137	0.116	30.0	0.0	0.00	-10.3	3.3	3.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
15	1.775	0.159	0.116	30.0	0.0	0.00	-11.6	3.6	3.2	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
16	1.890	0.185	0.116	30.0	0.0	0.00	-12.9	3.8	3.4	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

17	2.006	0.213	0.116	30.0	0.0	0.00	-14.3	3.8	3.3	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
18	2.122	0.243	0.116	30.0	0.0	0.00	-15.6	3.7	3.3	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
19	2.237	0.277	0.116	30.0	0.0	0.00	-17.0	3.6	3.2	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0	4
20	2.353	0.314	0.116	30.0	0.0	0.00	-18.3	3.6	3.1	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0	4
21	2.469	0.354	0.116	30.0	0.0	0.00	-19.7	3.5	3.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
22	2.584	0.397	0.116	30.0	0.0	0.00	-21.1	3.4	3.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
23	2.700	0.443	0.116	30.0	0.0	0.00	-22.5	3.3	2.9	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
24	2.816	0.493	0.116	30.0	0.0	0.00	-23.9	3.2	2.8	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
25	2.931	0.546	0.116	30.0	0.0	0.00	-25.4	3.1	2.7	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
26	3.047	0.603	0.116	30.0	0.0	0.00	-26.8	3.0	2.6	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
27	3.163	0.663	0.116	30.0	0.0	0.00	-28.3	2.8	2.5	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
28	3.278	0.727	0.116	30.0	0.0	0.00	-29.8	2.7	2.4	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	0	4
29	3.394	0.795	0.116	30.0	0.0	0.00	-31.3	2.6	4.3	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
30	3.510	0.867	0.116	30.0	0.0	0.00	-32.8	2.4	4.2	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
31	3.625	0.944	0.116	30.0	0.0	0.00	-34.4	2.2	4.0	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
32	3.741	1.026	0.116	30.0	0.0	0.00	-36.0	2.1	3.9	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
33	3.857	1.112	0.116	30.0	0.0	0.00	-37.6	1.9	3.8	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
34	3.972	1.204	0.116	30.0	0.0	0.00	-39.2	1.7	3.6	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
35	4.088	1.301	0.116	30.0	0.0	0.00	-40.9	1.5	3.5	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
36	4.204	1.405	0.116	30.0	0.0	0.00	-42.7	1.3	3.3	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	4
37	4.319	1.515	0.116	35.0	5.0	0.00	-44.5	1.0	2.9	2.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	3
38	4.435	1.632	0.116	35.0	5.0	0.00	-46.3	0.8	2.7	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	3
39	4.551	1.757	0.116	35.0	5.0	0.00	-48.3	0.5	2.5	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	3
40	4.666	1.892	0.116	35.0	5.0	0.00	-50.2	0.2	2.2	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1	3
								90.2						0.0	0.0	0.0	0.0	46.4	

Geosynthetic 1
x1 = 0.000 m
y1 = 0.000 m
x2 = 2.300 m
y2 = 0.000 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 2
x1 = 0.500 m
y1 = 0.500 m
x2 = 2.800 m
y2 = 0.500 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 3
x1 = 1.000 m
y1 = 1.000 m
x2 = 3.300 m
y2 = 1.000 m
μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

Geosynthetic 4
x1 = 1.500 m
y1 = 1.500 m
x2 = 3.800 m
y2 = 1.500 m

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..

HUESKER S.r.l. - Piazza della Libertà 3 - 34132 - Trieste - Italia
Tel. +39 040 363605 Fax +39 040 3481343 - http://www.HUESKER.it - info@HUESKER.it

μ = 0.900
R0 = 0.000 kN/m
R,d = 29.990 kN/m

La presente proposta tecnica rappresenta il meglio della nostra conoscenza ed è stata elaborata sulla base dei dati forniti dal cliente per quanto riguarda il modello geotecnico e geometrico e le ipotesi di calcolo adottate. La presente proposta tecnica è stata sviluppata esclusivamente per il richiedente e rilasciata su base confidenziale. Essa viene quindi fornita a titolo illustrativo e non rappresenta un elaborato progettuale. Il progettista ed il direttore dei lavori, o in loro mancanza, il responsabile della ditta cliente, dovranno valutare ed asseverare, sotto la loro responsabilità, la proposta elaborata sulla base della rispondenza della situazione reale a quella qui ipotizzata sia per quanto riguarda i dati progettuali che le modalità di calcolo adottate (metodi, coefficienti sismici, sovraccarichi, pressioni interstiziali, ecc. considerati). I risultati della presente proposta tecnica si intendono validi solo ed esclusivamente per lo specifico caso trattato; si segnala in tal senso che ogni difformità dalla presente proposta può mettere a rischio la sicurezza e/o l' idoneità all' uso dell' opera. La HUESKER S.r.l. declina in ogni caso ogni responsabilità in merito ai calcoli effettuati sulla base dei dati forniti dal cliente e che, come detto, dovranno essere oggetto di specifica verifica da parte di progettisti accreditati. La HUESKER S.r.l. declina altresì ogni responsabilità per quanto riguarda l' esecuzione dell' opera oggetto della presente proposta tecnica o per ogni possibile danno conseguente all' uso improprio delle informazioni contenute in questa proposta tecnica. La HUESKER S.r.l. detiene i diritti di proprietà e copyright su questa proposta tecnica. Essa non può essere duplicata o resa accessibile a terzi né nella sua completezza né sotto forma di estratti senza l' espresso consenso scritto della HUESKER S.r.l..