



Committente:

COMUNE DI CASSANO SPINOLA

PROVINCIA DI ALESSANDRIA



Oggetto:

**INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DEI PROCESSI DI INSTABILIZZAZIONE
DEI VERSANTI EST E SUD EST DELL'ABITATO DI GAVAZZANA**

CUP: E24H20000630001 - CIG: 8674087309

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

SCALA:

Identificazione elaborato	Ambito		Tipologia		Commessa	n° elaborato	
			P	E		A	02

Dati Progettisti: ASSOCIAZIONE TEMPORANEA TRA PROFESSIONISTI

Dr. Geol. Nicola QUARANTA

Ing. Stefano SANDIANO

GEO engineering S.r.l.
C.so Unione Sovietica, 560
10135 - Torino

Via Cistilliano 19/A
15020 - Cereseto (AL)

CAPOGRUPPO Ing. Stefano SANDIANO

Sede Operativa: via Aspromonte, 16 - 15121 Alessandria - Tel. e Fax 0131 288 369

Rev.	Redatto	Verificato	Validato	Data	Timbri e Firme
1				10-21	

Il Responsabile del procedimento:

FIRMA

File :

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
3	INTERVENTI PREVISTI.....	4
3.1	Opere di consolidamento profondo e ricostruzione della scarpata	4
3.2	Caratteristiche dei materiali	5
4	CRITERI PROGETTUALI	6
4.1	Criterio di analisi e verifica.....	6
4.2	Approccio progettuale	6
4.3	Codici di calcolo impiegati per l'analisi delle strutture.....	9
5	DETERMINAZIONE AZIONE STABILIZZANTE	1
5.1	Metodo di analisi.....	1
5.1.1	Stabilità nei confronti dell'azione sismica.....	4
5.2	Condizioni di analisi	5
5.3	Risultati analisi	7
6	ANALISI STRUTTURALE E GEOTECNICA DELL'OPERA	1
6.1	Metodologia di analisi.....	1
6.1.1.1	Analisi sismiche di paratie mediante metodi pseudo statici	4
6.1.2	Ipotesi di calcolo.....	5
6.1.2.1	Sezione di verifica.....	5
6.1.2.2	Sovraccarichi adottati nell'analisi	8
6.1.2.3	Azione sismica	9
6.1.2.4	Fasi di calcolo simulate	9
6.1.3	Risultati ottenuti.....	10
7	VERIFICHE SLU STRUTTURALI E GEOTECNICHE	12
7.1	Verifica micropali	12
7.2	Verifica degli ancoraggi passivi	13
7.2.1	Verifica resistenza strutturale tiranti di ancoraggi	13
7.2.2	Verifica resistenza allo sfilamento ancoraggi	14
7.3	Verifiche stutturali sezioni in c.a.	16
7.3.1	Paramento in elevazione.....	16
7.3.2	Ripartitore tirantature	17
7.3.2.1	Verifica nei confronti delle sollecitazioni flettenti e taglianti.....	17
7.3.2.2	Verifica punzonamento punto di applicazione del tirante.....	19
7.4	Verifiche di stabilità globale	21
7.4.1	Metodo di verifica	21
7.4.2	Condizioni di verifica	21
7.4.2.1	Azione sismica	22
7.4.2.2	Sovraccarichi.....	22
7.4.2.3	Forze stabilizzanti	22
7.4.3	Risultati delle analisi di stabilità	22
	ALLEGATO I: DETERMINAZIONE AZIONE STABILIZZANTE.....	25
	ALLEGATO II: RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	43
	ALLEGATO III: VERIFICHE SEZIONI IN C.A.	61
	ALLEGATO IV: VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	73

1 PREMESSA

Il presente elaborato è redatto a supporto del progetto definitivo-esecutivo relativo agli “Interventi di messa in sicurezza dei processi di instabilizzazione dei versanti Est e Sud dell’abitato di Gavazzana” in Comune di Cassano Spinola (AL).

Il settore, come dettagliatamente descritto nell’elaborato a carattere generale ed in quello a carattere geologico-geotecnico risulta interessato da un fenomeno franoso che coinvolge il versante su cui si sviluppa l’abitato di Gavazzana; per il settore di interesse parrebbe estendersi sino a lambire le aree cortilive dei fabbricati ivi presenti.

In accordo a quanto indicato in dettaglio negli elaborati grafici redatti a supporto del progetto, per la stabilizzazione del settore medio sommitale del versante il progetto prevede la realizzazione di una struttura di consolidamento profondo costituita da un reticolo di micropali collegato in sommità da un opera in c.a. elevata fuoriterra di circa 2,5 m.

Nel seguito si procede all’esposizione delle verifiche statiche e strutturali condotte per il dimensionamento della suddetta opera.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

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

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- Circolare Ministero LL.PP. 9 Gennaio 1996 N. 218/24/03.

Legge 2 febbraio 1974, n. 64. decreto del ministero dei lavori pubblici 11 marzo 1988. istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- D.P.R. 6 Giugno 2001 n. 380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia

- Ord. P.C.M. 20 marzo 2003, n° 3274.

“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone.”

- D.M. 14 Gennaio 2008.

Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

- Circolare 617 del 02/02/2009.

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

- D.M. 17 Gennaio 2018.

“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”

- Circolare 7 del 21/01/2019

Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

3 INTERVENTI PREVISTI

3.1 Opere di consolidamento profondo e ricostruzione della scarpata

Il progetto prevede la realizzazione di una struttura di consolidamento profondo lungo la porzione mediana della scarpata direttamente interessata dal dissesto. La struttura sarà costituita da un reticolo di micropali che fungerà tra l'altro da sistema fondazionale di un'opera di sostegno in c.a., elevata fuoriterra di circa 2,5 m, che consentirà una riprofilatura della scarpata con pendenze compatibili con le caratteristiche dei litotipi presenti; l'opera avrà uno sviluppo complessivo pari a circa 32,00 m.

Il suddetto reticolo sarà costituito da micropali aventi diametro 240÷260 mm, lunghezza $L = 9,00$ m, disposti su due file disassate di 1,00 m con interasse sulla fila $i_r = 1,20$ m ed interasse equivalente complessivo $i_e = 0,60$ m; i medesimi saranno armati con profilati tubolari in acciaio S 355 H, con diametro $\phi = 168,3$ mm e spessore 10 mm.

Il tratto terminale delle armature costituenti i micropali verrà inglobato in un cordolo in c.a. avente dimensioni 200 x 50 cm che fungerà da suola di fondazione dell'opera di sostegno, caratterizzata da un paramento in elevazione con altezza di 2,5 m e spessore variabile tra 0,50 m alla base a 0,30 in sommità; il paramento in elevazione verrà rivestito mediante muratura in mattoni.

L'opera, dotata di opportuno sistema di drenaggio a monte, verrà stabilizzata mediante realizzazione di un ordine di tiranti attivi, contrastati in corrispondenza del paramento in elevazione; i medesimi, da realizzarsi con interasse pari a 3,0 m, avranno lunghezza complessiva di 16,0 m (6,0 m di tratto libero, e 10,0 m di bulbo di fondazione), ed inclinazione di circa 20° rispetto all'orizzontale. I tiranti, di tipo definitivo, saranno realizzati mediante introduzione all'interno di perforazioni di diametro 140÷160 mm di 3 trefoli in acciaio armonico da 0,6", iniezione in pressione di malta cementizia per la formazione del bulbo di fondazione e successiva iniezione di completamento lungo l'intero sviluppo del tirante. Complessivamente si prevede la realizzazione di 10 tiranti.

Il drenaggio previsto a tergo del paramento in elevazione della suddetta opera di sostegno, fungerà da collettore delle acque drenate da 3 setti drenanti da realizzarsi lungo la porzione di scarpata a monte dell'opera di sostegno; detti setti, le cui caratteristiche geometriche e costruttive vengono sinteticamente descritte nella relazione a carattere generale, ed in dettaglio negli elaborati grafici di progetto, si estenderanno per circa 5,0 m entro la scarpata consentendo il controllo della falda freatica entro il corpo di frana.

3.2 Caratteristiche dei materiali

Per la realizzazione delle opere strutturali previste in progetto si prevede l'impiego dei seguenti materiali:

Calcestruzzo per getti in opera

Classe di resistenza		C 30/37
Resistenza caratteristica cilindrica compressione	f_{ck}	= 30,00 N/mm ²

Malta cementizia per iniezioni micropali e barre di ancoraggio

Classe di resistenza		C 25/30
Resistenza caratteristica cilindrica compressione	f_{ck}	= 25,00 N/mm ²

Acciaio in barre ad aderenza migliorata per calcestruzzo armato

Classe tecnica		B450C
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	= 450,00 N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	f_{tk}	= 540,00 N/mm ²

Profilati in acciaio per armatura micropali

Classe acciaio		S355H
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	= 355,00 N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	f_{tk}	= 510,00 N/mm ²

Acciaio armonico in trefoli per tiranti di ancoraggio

Tensione di snervamento caratteristica	f_{pyk}	= 1670 N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	f_{ptk}	= 1860 N/mm ²

4 CRITERI PROGETTUALI

4.1 Criterio di analisi e verifica

Al fine di verificare il raggiungimento di un idoneo livello di sicurezza nei confronti dei diversi Stati limite considerati è stata condotta un'analisi strutturale del reticolo di consolidamento previsto in progetto.

A tal scopo l'opera è stata modellata come un'opera di sostegno flessibile (paratia di micropali) soggetta, oltre che alla spinta dei terreni e di eventuali sovraccarichi, ad un addendum di spinta valutato in funzione dell'azione stabilizzante richiesta alla stessa per garantire un adeguato incremento del grado di stabilità del settore di versante analizzato.

La valutazione dell'entità della suddetta azione stabilizzante è stata sviluppata mediante l'esecuzione di diverse analisi di stabilità del settore di versante a monte dell'opera di consolidamento; queste ultime sono state condotte, per le diverse combinazioni di calcolo considerate, con riferimento al metodo dell'equilibrio limite globale (LEM), secondo quanto meglio specificato nel seguito.

L'analisi geotecnica e strutturale del reticolo di micropali, soggetto alle suddette azioni, è stato dunque eseguita mediante analisi di interazione terreno-struttura, secondo quanto specificato nel seguito.

4.2 Approccio progettuale

Il dimensionamento è condotto con la finalità di migliorare il coefficiente di sicurezza per il settore di versante interessato dagli interventi, in osservanza al D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".

Il dimensionamento sarà condotto in questa fase con riferimento ai parametri geotecnici definiti in fase di progettazione, derivanti dalle risultanze delle indagini disponibili e dall'analisi del fenomeno franoso occorso secondo un processo di analisi a ritroso (back analysis); tali informazioni sono riassunte nell'elaborato "A02 – Relazione geologica, geotecnica e sismica" parte integrante del progetto.

I calcoli sono stati effettuati con riferimento all'approccio agli stati limite in campo geotecnico trattato dagli Eurocodici, introdotto a livello di normativa nazionale attraverso il "Testo unico – Norme Tecniche per le Costruzioni – Gennaio 2008 e richiamato nell'aggiornamento delle medesime approvato con D.M. 17 gennaio 2018.

Per Stato Limite Ultimo (SLU) si intende lo stato al superamento del quale si ha il collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura.

Per Stato Limite di Esercizio (SLE) si intende lo stato al superamento del quale corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera.

Nell'ambito del metodo agli stati limite, la misura della sicurezza si ottiene con il "Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti Parziali" di sicurezza espresso dall'espressione:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

$R_d = 1/\gamma_R R [\gamma_F F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$ valore di progetto della resistenza del terreno

$E_d = E [\gamma_F F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$ valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali e per i parametri geotecnici (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

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

Ai fini delle verifiche progettuali il reticolo di consolidamento previsto in progetto viene assimilato ad una paratia di sostegno soggetta alla spinta dei terreni, ed all'incremento della medesima per effetto dei sovraccarichi agenti a monte dell'opera.

In accordo a quanto riportato in NTC-18 con riferimento alle paratie, le verifiche di stabilità globale del complesso opera-terreno vengono effettuate con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2); le restanti verifiche vengono effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le seguenti combinazioni dei coefficienti parziali:

- combinazione A1 + M1 + R1;
- combinazione A2 + M2 + R2.

Gli stati limite ultimi degli elementi di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico degli ancoraggi, con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dei medesimi, le verifiche vengono condotte adottando la combinazione A1+M1+R3.

Le verifiche nei confronti delle azioni sismiche vengono condotte adottando coefficienti parziali unitari per le azioni e per i parametri geotecnici; relativamente alla stabilità globale del complesso opera-terreno le verifiche vengono condotte impiegando per le resistenze di progetto un coefficiente parziale $\gamma_R=1.2$.

Le tabelle seguenti, estratte dalle NTC-18, riportano i coefficienti di sicurezza parziali adottati nelle verifiche, per le diverse combinazioni considerate:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_{Ff})	Coefficiente Parziale		
			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_{Qf}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

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

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

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

Nelle condizioni di esercizio gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali. In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno deve essere sviluppata una specifica analisi tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive e di evoluzione temporale.

4.3 Codici di calcolo impiegati per l'analisi delle strutture

Le analisi di stabilità volte alla determinazione dell'azione stabilizzante richiesta al reticolo di micropali, così come quelle volte a verificarne le condizioni di stabilità globale, sono state condotte mediante il codice di calcolo Slide 7 proposto dalla ROCSCIENCE Inc., Toronto, Ontario CANADA.

L'analisi di interazione terreno-struttura volta al dimensionamento geotecnico e strutturale dell'opera sono state condotte con il software *PARATIE Plus 2021* prodotto da CEAS s.r.l., Milano

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei suddetti software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dai produttori dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

Per i medesimi sono inoltre disponibili un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche consentendo di verificarne l'affidabilità e la robustezza.

5 DETERMINAZIONE AZIONE STABILIZZANTE

La valutazione dell'azione stabilizzante richiesta all'opera per garantire un adeguato incremento del grado di stabilità della porzione di scarpata a monte della medesima, da adottarsi nelle analisi volte al dimensionamento geotecnico-strutturale, è stata condotta mediante l'esecuzione di diverse analisi di stabilità del settore di versante interagente con l'opera.

Le analisi di stabilità sono state condotte, per le diverse combinazioni di calcolo considerate, con riferimento al metodo dell'equilibrio limite globale (LEM), al fine di determinare una forza stabilizzante cui corrisponde un coefficiente di sicurezza pari o superiore al valore del coefficiente parziale γ_R previsto dall'approccio progettuale seguito ($\gamma_R = 1,1$ in condizioni statiche, $\gamma_R = 1,2$ in condizioni sismiche).

5.1 Metodo di analisi

Al fine di poter testare un numero significativo di condizioni ipotizzabili, le analisi sono state condotte facendo riferimento al metodo dell'equilibrio limite globale (LEM), comunque adeguato nella modellazione del versante ma sicuramente meno gravoso dal punto di vista del calcolo rispetto a modelli più complessi.

In linea del tutto generale i metodi all'equilibrio ipotizzano per il terreno un comportamento rigido-perfettamente plastico; si ipotizza cioè che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura e che, in tale condizione, la resistenza al taglio di mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate.

I metodi basati sul concetto dell'equilibrio limite hanno in comune le assunzioni evidenziate nel seguito (Lancellotta, 1987):

- le superfici di scivolamento sono definite e l'analisi di stabilità è effettuata considerando l'equilibrio della massa di terreno individuata da tali superfici, sottoposte alle forze al contorno;
- la resistenza al taglio necessaria all'equilibrio e agente lungo la superficie di scivolamento (ipotizzata o reale) è calcolata attraverso equazioni della statica.
- l'analisi è effettuata in condizioni di deformazione piane;
- la massa del pendio è suddivisa in un conveniente numero di conci;
- il grado di stabilità delle scarpate e dei pendii è in genere espresso numericamente dal fattore di sicurezza, che si ottiene come rapporto tra le forze resistenti e le forze instabilizzanti; esso è inteso come il fattore per il quale

possono essere divisi i parametri di resistenza per portare il pendio alle condizioni di equilibrio limite (rottura), ed è implicitamente assunto costante lungo tutta la superficie di scivolamento. Valori inferiori all'unità indicano condizioni di instabilità, valori superiori a indicano condizioni di stabilità.

Nel caso specifico le analisi sono state condotte mediante il metodo dei conci.

Tale metodo prevede la suddivisione della massa interessata dallo scivolamento, ovvero compresa tra il piano campagna e la superficie di rottura (ipotizzata o reale), in un numero discreto di conci, secondo la schematizzazione generale riportata nella figura seguente.

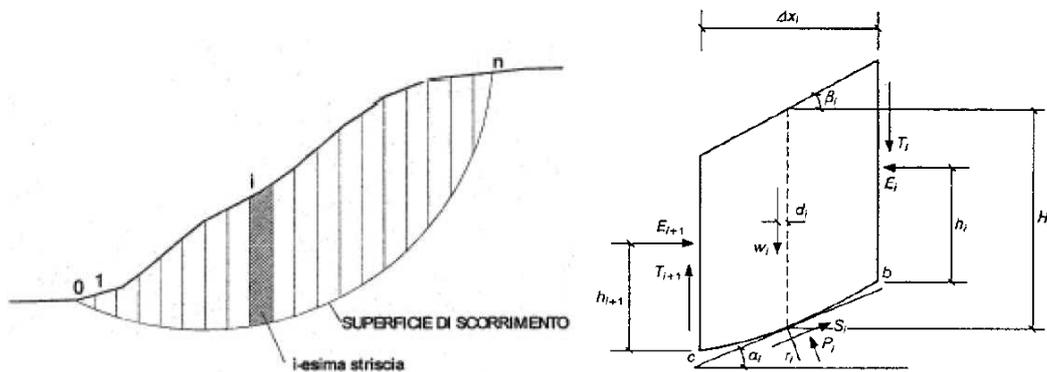


Figura 1: Schematizzazione del problema secondo il metodo dei conci.

Tuttavia, con riferimento alla suddetta schematizzazione il problema dell'equilibrio risulta staticamente indeterminato essendo il numero delle incognite, $(5n - 2)$, superiore al numero delle equazioni di equilibrio, pari a $3n$; per rendere staticamente determinato il problema i diversi metodi proposti in letteratura introducono delle ulteriori ipotesi che, in genere, riguardano la direzione e il punto di applicazione delle forze all'interfaccia dei conci.

Un confronto tra i diversi metodi proposti in letteratura è stato eseguito da Fredlund & Krahn (1977). Gli Autori hanno confrontato i risultati di una serie di analisi di stabilità eseguite con differenti metodi su versanti ideali, considerando un'ampia variazione della geometria del pendio, delle caratteristiche dei terreni e delle condizioni idrauliche; nel complesso, i risultati ottenuti indicano un buon accordo tra i diversi metodi e, se si esclude il metodo ordinario dei conci che fornisce risultati non soddisfacenti, la differenza nei valori del fattore di sicurezza risulta dell'ordine del 4% in tutti e sei i casi analizzati.

La sensitività del fattore di sicurezza rispetto alle assunzioni sulle forze interconco è visibile nel diagramma della figura successiva, dove sono riportati i valori del fattore di

sicurezza delle forze e dei momenti in funzione del parametro λ , che definisce il rapporto tra le forze normali e di taglio agenti tra i conci.

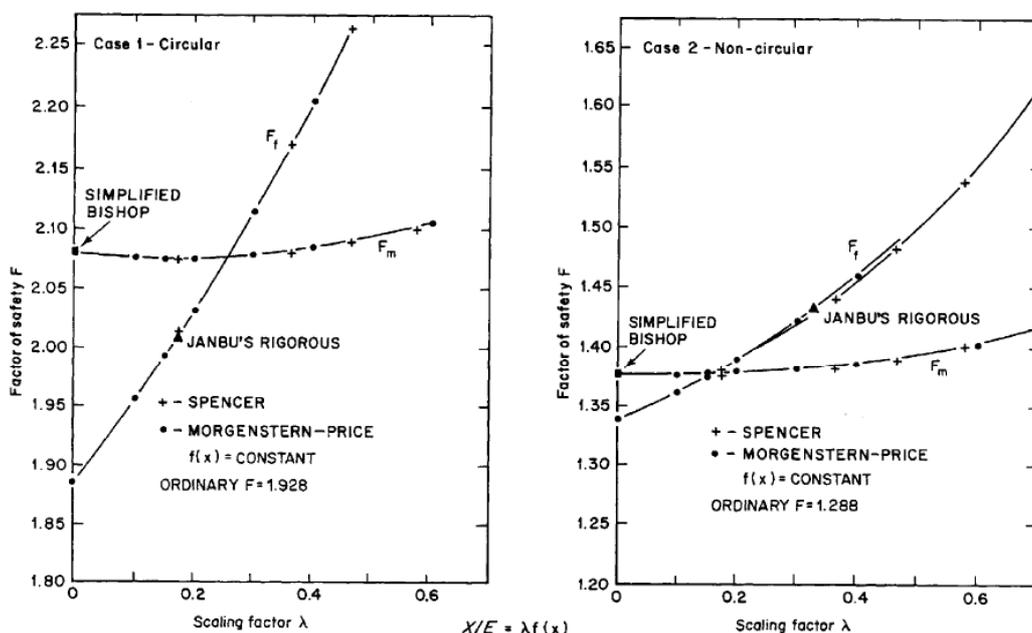


Figura 2: Confronto tra diversi metodi all'equilibrio limite proposti in letteratura. (da Fredlund & Krahn, 1977).

Come si può notare, il fattore di sicurezza rispetto all'equilibrio dei momenti F_m è scarsamente influenzato dalle assunzioni sulle forze interconco. Nei casi considerati, infatti, le differenze tra il fattore di sicurezza ottenuto col metodo di Bishop e quello ottenuto col metodo di Morgenstern & Price sono inferiori allo 0.4%.

Al contrario, il fattore di sicurezza rispetto all'equilibrio delle forze F_f è molto sensibile al parametro λ e ciò implica che i metodi che usano tale approccio (Janbu semplificato, Lowe & Karafiath, ecc.) sono meno accurati del metodo di Bishop che usa solo l'equilibrio dei momenti.

Fredlund & Krahn analizzarono anche l'influenza della funzione $f(x)$, utilizzata per il calcolo delle forze interconco nel metodo di Morgestern & Price, sul fattore di sicurezza. La tabella riportata in figura mostra come il fattore di sicurezza è solo marginalmente influenzato dalla scelta di $f(x)$.

I metodi che soddisfano sia l'equilibrio delle forze sia quello dei momenti, inoltre, sono meno sensibili degli altri nei confronti della posizione del centro dei momenti, che viene arbitrariamente posizionato al di sopra del versante nel caso di superfici di scorrimento non circolari.

In sostanza, considerando anche i risultati ottenuti da altri studi comparativi sui metodi di analisi di stabilità, si può concludere che (Nash, 1987):

1. I metodi che soddisfano sia l'equilibrio delle forze sia quello dei momenti (Janbu rigoroso, Spencer, Morgenstern & Price) forniscono risultati accurati ($\pm 5\%$) per l'analisi dei versanti.
2. Il metodo di Bishop, che soddisfa il solo equilibrio dei momenti, fornisce risultati accurati ad eccezione del caso in cui la superficie di scorrimento sia fortemente inclinata al piede.
3. Gli altri metodi che non soddisfano tutte le condizioni di equilibrio (metodo ordinario dei concetti, metodi basati sul solo equilibrio delle forze) possono fornire risultati inesatti.

Nei casi in cui la superficie di scorrimento sia fortemente inclinata al piede si deve utilizzare un metodo che prenda in considerazione la distribuzione delle forze interconco (es. Morgenstern & Price).

Nel caso in esame si è fatto specifico riferimento ai metodi universalmente riconosciuti proposti da Bishop, Spencer e Morgenstern & Price, implementati nel codice di calcolo impiegato.

5.1.1 Stabilità nei confronti dell'azione sismica

La stabilità nei confronti dell'azione sismica è stata verificata mediante l'applicazione del metodo pseudo statico. Secondo tale metodo l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso di volume del terreno potenzialmente instabile. Le forze agenti sono costituite, oltre che dal peso proprio di volume dei terreni interessati, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica:

$$F_h = k_h * W \qquad F_v = \pm k_v * W$$

essendo F_h ed F_v rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze di inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, W il peso della massa stessa.

In mancanza di studi specifici le componenti orizzontale e verticale di tale azione possono esprimersi in funzione dei seguenti coefficienti:

$$k_h = a_g * S_s * S_T * \beta_s;$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h;$$

L'accelerazione di picco (a_{max}), in assenza di un'analisi di risposta sismica locale, viene valutata mediante l'espressione:

$$a_{max} = S * a_g = S_s * S_T * a_g$$

dove:

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, facendo riferimento a quanto indicato al par. 7.11.4 NTC-18 relativamente alla stabilità in condizioni sismiche dei rilevati e dei fronti di scavo, viene assunto pari a $\beta_s = 0,38$.

5.2 Condizioni di analisi

Relativamente alle analisi di stabilità finalizzate alla determinazione dell'azione stabilizzante richiesta all'opera in progetto si è fatto riferimento alla sezione 5 di progetto ed all'assetto litostratigrafico ipotizzabile in corrispondenza della medesima, sulla scorta delle indagini disponibili.

Le analisi condotte riguardano la stabilità del settore di scarpata a monte dell'opera di consolidamento, tenendo conto delle caratteristiche geometriche del dissesto, ed in particolare della posizione della superficie di scorrimento.

Relativamente alle condizioni idrogeologiche, si è considerato un livello freatico che satura in parte in termini di copertura, verosimilmente costituenti il corpo di frana.

Per i terreni interessati dalle verifiche di stabilità si è fatto esplicito riferimento alla parametrizzazione geotecnica definita sulla scorta delle indagini condotte e delle risultanze delle back analysis del fenomeno occorso, secondo quanto esplicitato nella *Relazione geologica, geotecnica e sismica*.

Nello specifico ai fini delle analisi vengono cautelativamente considerate due unità geotecniche, la prima rappresentativa dei terreni di copertura verosimilmente interessati dal fenomeno franoso (UG I), la seconda dei depositi limoso-argillosi interpretabili quale livello di alterazione del substrato pseudolitoide che caratterizza l'area (UG II); quest'ultimo viene infatti cautelativamente assimilato al livello di alterazione superficiale che lo caratterizza.

I parametri adottati nelle analisi svolte vengono di seguito riportati:

UG I – Sabbie limose

- peso di volume	γ	= 19,0	kN/m ³
- coesione drenata	c'	= 0	kPa
- angolo di resistenza al taglio	ϕ'	= 28	°

UG II – Limi argillosi, consistenti

- peso di volume	γ	= 20,0	kN/m ³
------------------	----------	--------	-------------------

- coesione drenata	c'	= 5	kPa
- angolo di resistenza al taglio	ϕ'	= 30	°

In accordo all'approccio progettuale seguito, ed esposto in precedenza, i parametri geotecnici adottati nelle analisi sono i seguenti:

Approccio 1 – Combinazione A1 + M1

UG I – Sabbie limose

- peso di volume naturale	γ^*	1,00	= 19,0 kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi$	/ 1,00	= 0,5317
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d		= 28,00 °
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c$	/ 1,00	= 0 kPa

UG II – Limi argillosi, consistenti

- peso di volume naturale	γ^*	1,00	= 20,0 kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi$	/ 1,00	= 0,5773
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d		= 30,00 °
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c$	/ 1,00	= 5 kPa

Approccio 1 – Combinazione A2 + M2

UG I – Sabbie limose

- peso di volume naturale	γ^*	1,00	= 19,0 kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi$	/ 1,25	= 0,4254
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d		= 23,04 °
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c$	/ 1,25	= 0 kPa

UG II – Limi argillosi, consistenti

- peso di volume naturale	γ^*	1,00	= 20,0 kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi$	/ 1,25	= 0,4619
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d		= 24,79 °
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c$	/ 1,25	= 4 kPa

Le analisi in condizioni sismiche vengono condotte adottando per i parametri geotecnici coefficienti parziali unitari.

Relativamente all'azione sismica, in ragione della caratterizzazione sismica del sito di intervento esposta in precedenza, con riferimento ad uno Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si considerano le seguenti condizioni:

accelerazione orizzontale massima su suolo

rigido di riferimento	$a_g(g)$:	0,092
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s :	1,2
coefficiente di amplificazione topografica	S_T :	1,2
coeff. di riduzione massima attesa per verifiche di stabilità β_s :		0,38
coefficiente sismico orizzontale k_h :		0,050
coefficiente sismico verticale k_v :		$\pm 0,025$

5.3 Risultati analisi

Nella tabella seguente si riassumono i risultati delle analisi condotte in termini di azione stabilizzante applicata e corrispondente coefficiente di sicurezza minimo per il settore analizzato.

I medesimi riportati nel seguito in forma grafica, e nel dettaglio in allegato, si riferiscono al metodo di Spencer..

	A1+M1	A2+M2	Sisma k_v^+	Sisma k_v^-
P_{eq} [kN/m]	67	72	82	80
Fs	1,125	1,124	1,217	1,227

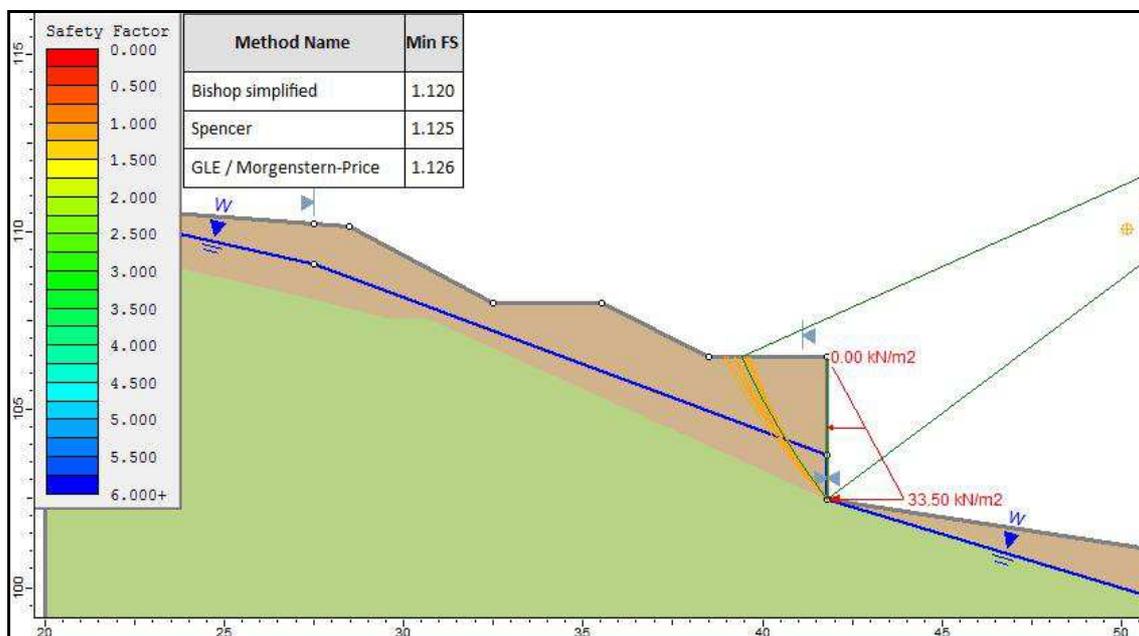


Figura 3: Risultanze analisi di stabilità secondo il metodo di Spencer – condizione statica (A1+M1). Si riportano le 10 superfici lungo le quali risultano i valori più bassi del FS, evidenziano quella cui compete il valore minimo.

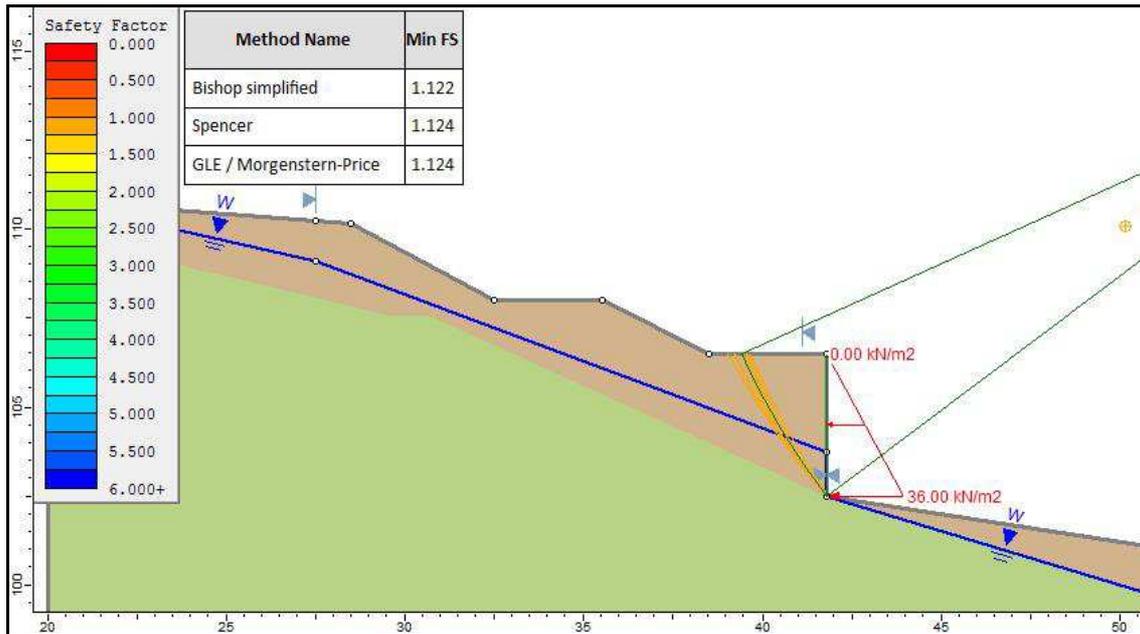


Figura 4: Risultanze analisi di stabilità secondo il metodo di Spencer – condizione statica (A2+M2). Si riportano le 10 superfici lungo le quali risultano i valori più bassi del FS, evidenziano quella cui compete il valore minimo.

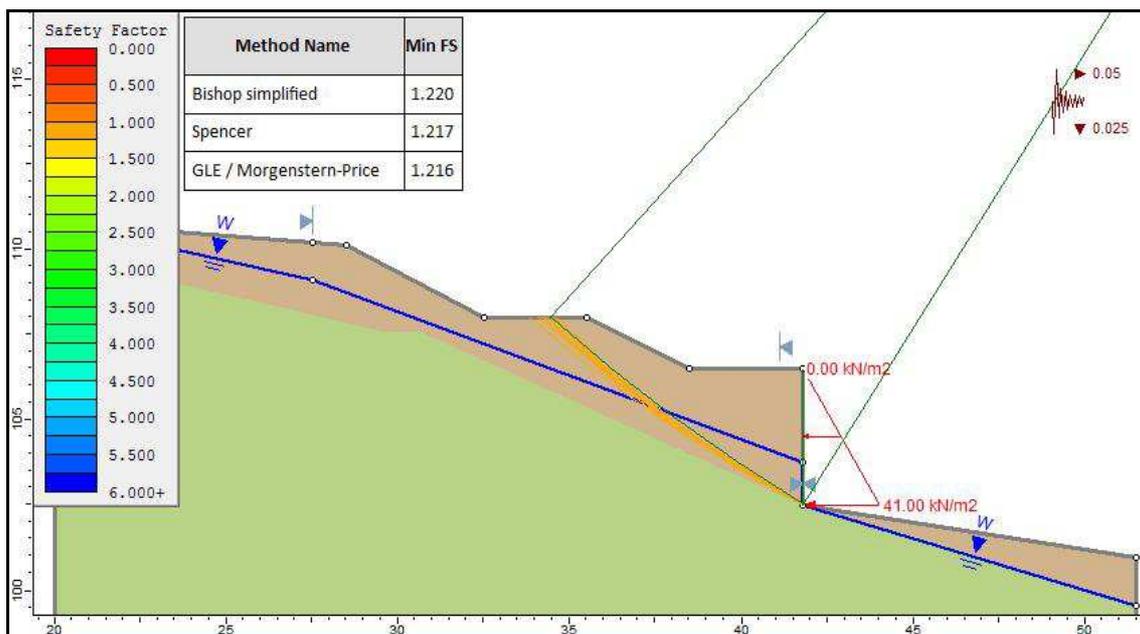


Figura 5: Risultanze analisi di stabilità secondo il metodo di Spencer – condizione pseudostatica k_v^+ . Si riportano le 10 superfici lungo le quali risultano i valori più bassi del FS, evidenziano quella cui compete il valore minimo.

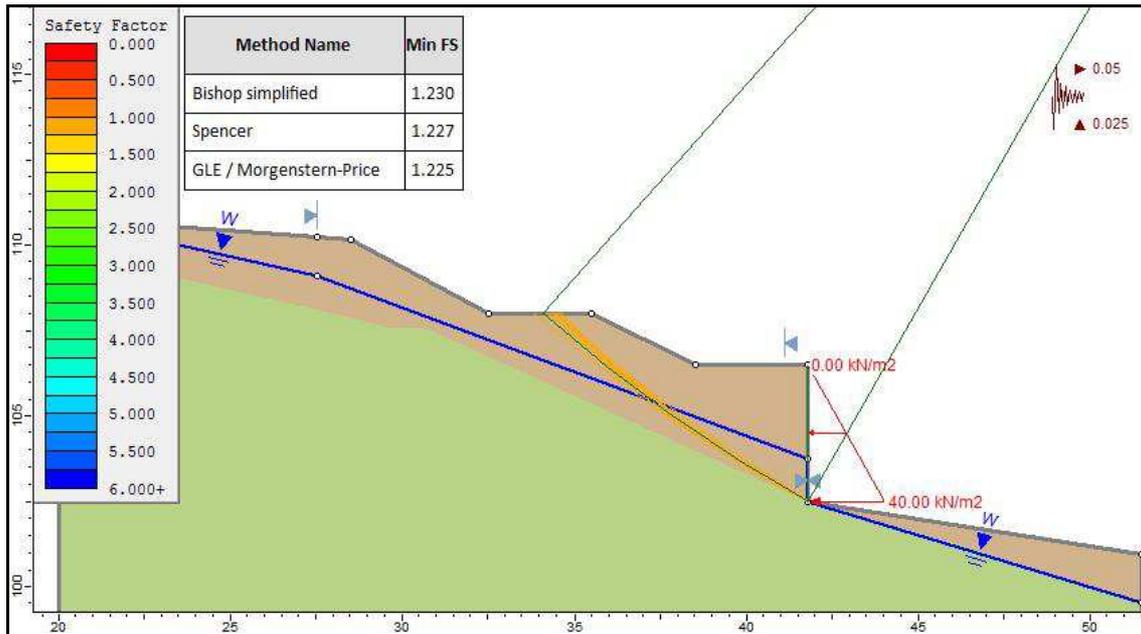


Figura 6: Risultanze analisi di stabilità secondo il metodo di Spencer – condizione pseudostatica k_v . Si riportano le 10 superfici lungo le quali risultano i valori più bassi del FS, evidenziano quella cui compete il valore minimo.

6 ANALISI STRUTTURALE E GEOTECNICA DELL'OPERA

6.1 Metodologia di analisi

Il problema è ricondotto ad un problema piano in cui viene analizzato un concio di parete di lunghezza unitaria.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

Le coordinate, i carichi, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei nodi sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto e l'asse Y verso destra.

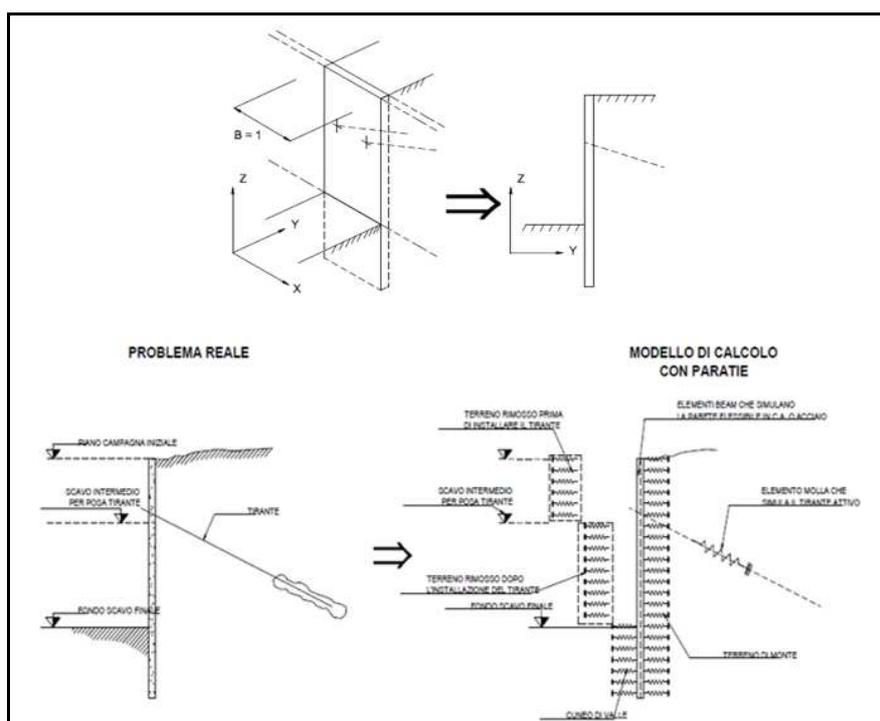


Figura 7: Schematizzazione del problema adottata dal codice di calcolo Paratia (da: manuale ParatiePlus, CeAS).

La realizzazione dello scavo a valle di una paratia, eventualmente tirantata, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico,

ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).

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

- coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata, calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \tan^2 \phi'$;
- coefficienti di spinta attiva K_A e passiva K_P , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb, Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a $1/3 \div 2/3$ dell'angolo di attrito del terreno stesso:
- modulo elastico di Young (E)

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da:

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_A} \quad \text{oppure} \quad \sigma'_P = K_P \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_P}$$

dove c' =coesione drenata del terreno, a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente.

I parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico.

Le componenti di sforzo efficace, verticale ed orizzontale, vengono intese come sforzi principali. Nella modellazione di terreni granulari con o senza coesione efficace, viene introdotta una funzione di plasticità dipendente da esse, che definisce i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. Una legge di incrudimento inoltre definisce le modalità secondo le quali questa regione può mutare.

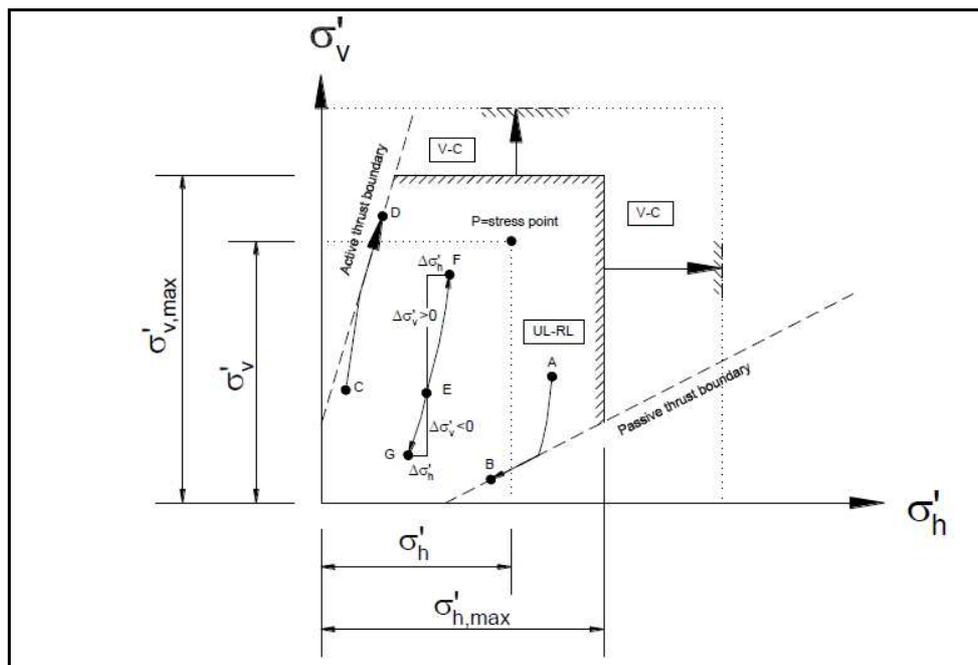


Figura 8: Piano delle tensioni per un elemento terreno (SOIL) in condizioni drenate. (da: manuale ParatiePlus, CeAS).

A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, questo reagisce con differenti caratteristiche di rigidità. Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati e viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).
- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai prima sperimentati; la fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression).
- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale; questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva; il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.

Per caratterizzare lo stato tensionale all'inizio dell'analisi, viene calcolato lo sforzo verticale ad ogni quota in base alla configurazione geometrica (quota del piano campagna), alla stratigrafia, al livello di falda ed all'eventuale sovraccarico. Lo sforzo orizzontale è quindi calcolato moltiplicando lo sforzo verticale per il coefficiente di spinta a riposo; ad esso vengono sommati gli eventuali contributi provenienti da distribuzioni di sforzi iniziali provocati da carichi concentrati.

Per stabile se l'elemento, inizialmente, è in compressione vergine (V-C) oppure in fase elastica (UL-RL) si confronta lo sforzo a riposo con i valori massimi di sforzo:

$$\sigma'_{v,\max} = OCR \sigma'_{v,(step\ 1)} \quad \sigma'_{h,\max} = K_0^{NC} \sigma'_{v,\max}$$

Nelle fasi successive, lo stato tensionale della generica molla è calcolato come segue:

la pressione verticale è sempre ricalcolata tenendo conto della configurazione geometrica al passo, della falda, dell'eventuale moto di filtrazione e del sovraccarico;

lo sforzo orizzontale è calcolato indipendentemente come conseguenza delle deformazioni che il generico elemento ha subito a partire dalla fase iniziale. I limiti di plasticizzazione minimo (spinta attiva) e massimo (spinta passiva) dipendono poi dallo sforzo verticale corrente: essi quindi variano ad ogni passo.

Allo sforzo orizzontale efficace è sommata la pressione dell'acqua alla quota corrispondente alla posizione dell'elemento.

6.1.1.1 Analisi sismiche di paratie mediante metodi pseudo statici

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{\max} nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h * g = \alpha * \beta * a_{\max}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

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

dove S_s è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo. Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza. Per $u_s = 0$ è $\beta = 0,9$. Deve comunque risultare: $u_s \leq 0,005 \cdot H$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 \cdot a_{max} / g$

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

Per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

Nel caso in esame, attribuendo alla struttura il regime normativo di una paratia, per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si è fatto riferimento al metodo pseudo statico di Wood.

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta p_d = P_s - S$$

Il valore della sovraspinta di Wood è calcolato secondo la seguente formulazione:

$$\Delta p_d = ((a_g/g) \cdot S_T \cdot S_S \cdot \alpha \cdot \beta) \cdot \gamma \cdot H = k_h \cdot \gamma \cdot H$$

avendo assunto H come altezza della parete e γ come peso specifico del materiale interessato.

Tale incremento di spinta è uniformemente distribuito sulla parete di spinta.

Per la verifica in esame si trascureranno le forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma.

Oltre che con il metodo di Wood sopra riportato si è inoltre provveduto ad una all'analisi dell'opera facendo riferimento all'incremento di spinta indotto dall'azione di frana in condizioni sismiche, per la porzione di versante al di sopra della superficie di scorrimento (determinazione delle spinte in condizioni sismiche di cui al paragrafo precedente), introdotto nei calcoli attraverso un diagramma di spinta integrativo i cui valori sono stati determinati come differenza tra la risultante delle pressioni "attive" e l'azione stabilizzante calcolata.

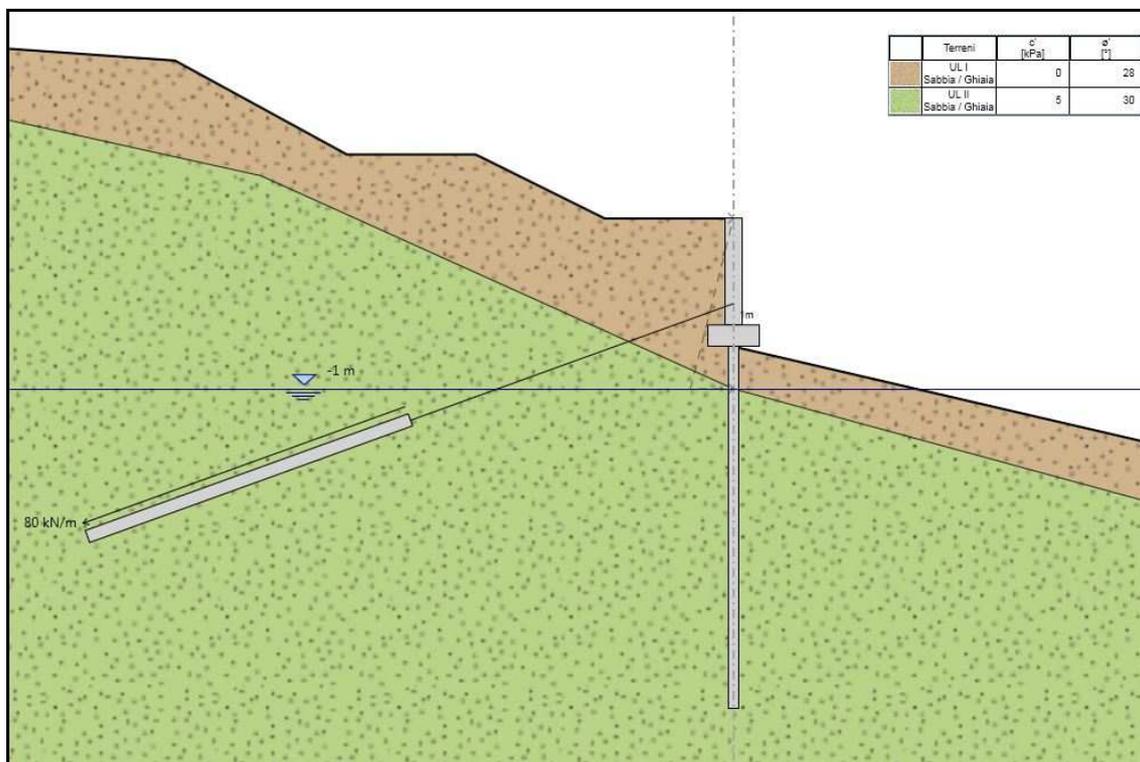
6.1.2 Ipotesi di calcolo

6.1.2.1 Sezione di verifica

L'assetto litostratigrafico locale, riportato nella "A02 - Relazione geologica, geotecnica e sismica" cui si rimanda per eventuali approfondimenti, è stato definito con riferimento alle informazioni desumibili dalla bibliografia, dai sopralluoghi e dalle risultanze delle indagini geognostiche eseguite; in accordo al medesimo è stato definito il profilo geotecnico di progetto adottato per le verifiche condotte.

Nello specifico si è fatto riferimento a due unità geotecniche rappresentative rispettivamente dei termini di copertura verosimilmente interessati dal fenomeno franoso, e dei depositi limoso-argillosi interpretabili quale livello di alterazione del substrato pseudolitoide che caratterizza l'area; quest'ultimo viene infatti cautelativamente assimilato al livello di alterazione superficiale che lo caratterizza.

L'analisi è stata condotta con riferimento alla schematizzata della sezione tipologica di progetto riportata nella figura seguente.



Nel seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici adottati per il calcolo.

Con specifico riferimento alla unità UG I, si evidenzia che la parametrizzazione adottata fa riferimento ad i valori desunti mediante back analysis; i medesimi costituiscono per tanto un termine minimo, per la configurazione ipotizzata, rappresentativo delle condizioni in corrispondenza della superficie di scorrimento individuata e nell'immediato intorno della medesima.

UG I – Sabbie limose

- peso di volume	γ	= 19,0	kN/m ³
- coesione drenata	c'	= 0	kPa
- angolo di resistenza al taglio	ϕ'	= 28	°

UG II – Limi argillosi, consistenti

- peso di volume	γ	= 20,0	kN/m ³
- coesione drenata	c'	= 5	kPa
- angolo di resistenza al taglio	ϕ'	= 30	°

In accordo all'approccio progettuale seguito, ed esposto in precedenza, i parametri geotecnici adottati nelle analisi sono i seguenti:

SLU - Condizioni statiche*Approccio 1 – Combinazione A1 + M1*UG I – Sabbie limose

- peso di volume naturale	$\gamma^* 1,00$	= 19,0	kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1,00$	= 0,5317	
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 28,00	°
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c / 1,00$	= 0	kPa

UG II – Limi argillosi, consistenti

- peso di volume naturale	$\gamma^* 1,00$	= 20,0	kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1,00$	= 0,5773	
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 30,00	°
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c / 1,00$	= 5	kPa

*Approccio 1 – Combinazione A2 + M2*UG I – Sabbie limose

- peso di volume naturale	$\gamma^* 1,00$	= 19,0	kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1,25$	= 0,4254	
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 23,04	°
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c / 1,25$	= 0	kPa

UG II – Limi argillosi, consistenti

- peso di volume naturale	$\gamma^* 1,00$	= 20,0	kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1,25$	= 0,4619	
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 24,79	°
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c / 1,25$	= 4	kPa

SLU - Condizioni sismicheUG I – Sabbie limose

- peso di volume naturale	$\gamma^* 1,00$	= 19,0 kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1,00$	= 0,5317
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 28,00 °
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c / 1,00$	= 0 kPa

UG II – Limi argillosi, consistenti

- peso di volume naturale	$\gamma^* 1,00$	= 20,0 kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1,00$	= 0,5773
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 30,00 °
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c / 1,00$	= 5 kPa

6.1.2.2 Sovraccarichi adottati nell'analisiAzione stabilizzante richiesta all'opera in seguito all'azione della frana

L'analisi condotta ha previsto l'applicazione, oltre che della spinta del terreno in condizioni ordinarie, di un addendum di spinta (ΔP_{eq}) indotto dalla frana e deducibile dall'azione stabilizzante (P_{eq}) calcolata in precedenza; tale azione è quella richiesta all'opera per garantire un adeguato incremento del grado di stabilità del versante analizzato, nelle condizioni parametriche individuate durante il processo di instabilizzazione.

L'entità della suddetta azione stabilizzante è stata valutata, per le diverse condizioni analizzate, secondo quanto precedentemente esposto.

Nella modellazione eseguita l'incremento di spinta (ΔP_{eq}) è stato valutato come differenza tra il valore della suddetta azione stabilizzante e la spinta del terreno a monte dell'opera, calcolata ipotizzando condizioni di spinta attiva. Tale incremento di spinta è stato introdotto nell'analisi mediante l'applicazione di un sovraccarico orizzontale caratterizzato da distribuzione triangolare agente dalla sommità dell'opera (quota +3,0 m) sino alla profondità della superficie di scorrimento in corrispondenza della medesima (quota -1,0 m).

In definitiva l'azione adottata nelle diverse condizioni analizzate risulta pari a:

<i>combinazione A1 + M1:</i>	$\Delta P_{eq} = 9,0 \text{ kN/m}$	→	$q = 0 \div 4,5 \text{ kPa}$
<i>combinazione A2 + M2</i>	$\Delta P_{eq} = 2,0 \text{ kN/m}$	→	$q = 0 \div 1,0 \text{ kPa}$
<i>combinazione Sismica</i>	$\Delta P_{eq} = 24,0 \text{ kN/m}$	→	$q = 0 \div 12,0 \text{ kPa}$

6.1.2.3 Azione sismica

Relativamente all'azione sismica, in ragione della caratterizzazione sismica del sito di intervento esposta in precedenza, ed alla metodologia di analisi adottata, con riferimento ad uno Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si considereranno le seguenti condizioni:

accelerazione orizzontale massima su suolo

rigido di riferimento	$a_g(g)$:	0,092
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s :	1,2
coefficiente di amplificazione topografica	S_T :	1,2
coeff. di spostamento	β :	1,00
coeff. di deformabilità	α :	1,00

Il valore della sovraspinta di Wood adottato nell'analisi è pari a:

$$\Delta p_d = ((a_g/g) * S_T * S_s * \alpha * \beta) * \gamma * H = k_n * \gamma * H = 10,1 \text{ kPa}$$

avendo assunto come altezza della parete H la porzione di terreno posta al di sopra della superficie di scorrimento individuata, ed un valore medio del peso di volume pari a 19,0 kN/m³.

Per le verifiche SLE (analisi degli spostamenti) in condizioni sismiche si farà cautelativamente riferimento all'azione sismica prevista per uno stato limite di salvaguardia della vita (SLV) adottate per le verifiche SLU.

6.1.2.4 Fasi di calcolo simulate

Le fasi simulate nel calcolo saranno le seguenti:

condizioni statiche

- Stage 1:inizializzazione geostatica del modello con realizzazione dei pali e del cordolo di collegamento dei medesimi;
- Stage 2:realizzazione paramento in elevazione e contestuale reinterro a tego del medesimo;
- Stage 3:attivazione tiranti di ancoraggio con assegnazione di una forza iniziale di tesatura pari a 240 kN;
- Stage 4:riprofilatura scarpata a monte e valle dell'opera secondo la configurazione definitiva prevista in progetto;
- Stage 5:applicazione incremento di spinta secondo quanto precedentemente esposto, con contestuale innalzamento del livello di falda a monte dell'opera;

Stage 6:simulazione parziale perdita contrasto a valle della paratia mediante scavo sino a quota -1,0 m rispetto alla quota di imposta del cordolo di collegamento dei pali;

condizioni sismiche

Stage 1:inizializzazione geostatica del modello con realizzazione dei pali e del cordolo di collegamento dei medesimi;

Stage 2:realizzazione paramento in elevazione e contestuale reinterro a tego del medesimo;

Stage 3:attivazione tiranti di ancoraggio con assegnazione di una forza iniziale di tesatura pari a 240 kN;

Stage 4:riprofilatura scarpata a monte e valle dell'opera secondo la configurazione definitiva prevista in progetto;

Stage 5:applicazione incremento di spinta secondo quanto precedentemente esposto, con contestuale innalzamento del livello di falda a monte dell'opera;

Stage 6:simulazione parziale perdita contrasto a valle della paratia mediante scavo sino a quota -1,0 m rispetto alla quota di imposta del cordolo di collegamento dei pali;

Stage 7:applicazioni condizioni sismiche mediante incremento della spinta agente a monte della paratia mediante, alternativamente:

- a) applicazione diagramma di spinta rettangolare integrativo con valore costante, da quota +3,0 a quota -1,0 m, pari a 10,1 kPa (ipotesi metodo di Wood);
- b) applicazione diagramma di spinta triangolare integrativo con valori linearmente variabili da 0,00 a 12,0 kPa, in sostituzione del diagramma integrativo applicato nelle fasi precedenti (ipotesi incremento di spinta indotto dall'azione di frana in condizioni sismiche).

6.1.3 Risultati ottenuti

Le caratteristiche geometriche dell'intervento di consolidamento, le condizioni al contorno e le fasi di lavoro adottate nello schema di calcolo utilizzato per il dimensionamento sono riportate in precedenza. Il dettaglio dei risultati ottenuti viene riportato in allegato.

Nel seguente prospetto si riassumono i principali risultati ottenuti dall'analisi:

Condizioni SLU - Azioni sollecitanti massime sulle strutture – Micropali

Condizione di analisi	Momento massimo [quota] (kN·m/m)	Taglio associato [quota] (kN/m)	Taglio massimo [quota] (kN/m)	Sforzo assiale ancoraggi [quota] (kN)
SLU (A1+M1)	[-1,20] 84,82	[-1,20] 17,60	[-0,20] 45,11	
SLU (A2+M2)	[-2,00] 99,62	[-2,00] 18,22	[-3,20] 47,16	
SLU SISMICA (metodo di Wood)	[-1,20] 65,25	[-1,20] 19,23	[-0,20] 34,70	
SLU SISMICA (incremento spinta frana in condizioni sismiche)	[-1,20] 65,25	[-1,20] 18,19	[-0,20] 34,70	

Condizioni SLU - Azioni sollecitanti massime sulle strutture – Paramento in elevazione

Condizione di analisi	Momento massimo [quota] (kN·m/m)	Taglio associato [quota] (kN/m)	Taglio massimo [quota] (kN/m)	Sforzo assiale ancoraggi [quota] (kN)
SLU (A1+M1)	[+1,00] 61,49	[+1,00] 63,99	[+1,00] 63,99	[+1,00] 338,69
SLU (A2+M2)	[+1,00] 52,22	[+1,00] 55,78	[+1,00] 55,78	[+1,00] 299,12
SLU SISMICA (metodo di Wood)	[+1,00] 49,56	[+1,00] 49,48	[+1,00] 49,48	[-0,30] 274,41
SLU SISMICA (incremento spinta frana in condizioni sismiche)	[+1,00] 49,56	[+1,00] 49,48	[+1,00] 49,48	[+1,00] 268,33

7 VERIFICHE SLU STRUTTURALI E GEOTECNICHE

7.1 Verifica micropali

Le verifiche sono riferite ad i micropali costituenti il reticolo di consolidamento previsto in progetto.

Ai fini della verifica si è considerata reagente la sola sezione armata del micropalo, caratterizzata da un'armatura tubolare $\phi = 168,3/10$ mm in acciaio S 355 H ($A = 49,7$ cm²; $W = 185,8$ cm³; $W_{pl} = 250,9$ cm³, $J = 1564,0$ cm⁴; peso 39,0 kg/m) ; con riferimento ai profilati adottati risulta:

resistenza di progetto a taglio dell'armatura:	$V_{c,Rd} = (A_v * f_{yk} / (3^{1/2} * \gamma_{m0})) = 618$ kN
sezione resistente a taglio:	$A_v = 2A/\pi = 3.166$ mm ²
sezione profilato tubolare adottato	$A = 4.970$ mm ²
resistenza caratteristica dell'acciaio:	$f_{yk} = 355$ N/mm ²
coefficiente di sicurezza per le membrature:	$\gamma_{m0} = 1,05$

L'azione di taglio di progetto (V_{Ed}) risulta sempre inferiore alla metà della resistenza a taglio massima di calcolo $V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$; in tale condizione il momento flettente di progetto a flessione retta della sezione (M_{Ed}) deve risultare inferiore alla resistenza di progetto a flessione $M_{c,Rd}$.

Per sezioni cave di classe 1 si ha:

resistenza di progetto a flessione retta dell'armatura:

$$M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_{yk} / \gamma_{m0}) = 84,8 \text{ kN*m}$$

Il progetto prevede la realizzazione di due file di micropali con passo medio sulla fila pari a 1,20 m, ovvero passo medio equivalente pari a 0,60 m.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione di armatura risulta maggiore dell'azione di progetto risultante dall'analisi strutturale condotta, la verifica è per tanto da ritenersi soddisfatta.

Nel prospetto seguente sono riassunte le sollecitazioni di progetto, le resistenze di progetto calcolate secondo quanto esposto sopra, ed il relativo tasso di sfruttamento.

Azione sollecitante massima, resistenza massima, tasso di sfruttamento

Combinazione	M_{Ed} [kN*m]	$M_{c,Rd}$ [kN*m]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$
SLU Fondamentale A1+M1	$84,8 * 0,60 = 50,9$	84,8	0,60
SLU Fondamentale	$99,6 * 0,60 = 59,8$	84,8	0,71

Combinazione	M_{Ed} [kN*m]	$M_{c,Rd}$ [kN*m]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$
A2+M2			
SLU Sismica (metodo di Wood)	$65,3 * 0,60 = 39,2$	84,8	0,46
SLU Sismica (incremento spinta frana in condizioni sismiche)	$65,3 * 0,60 = 39,2$	84,8	0,46

7.2 Verifica degli ancoraggi passivi

7.2.1 Verifica resistenza strutturale tiranti di ancoraggi

Per la stabilizzazione della struttura in progetto si prevede la realizzazione di un ordine di tiranti attivi, entrambi armati con tre trefoli in acciaio armonico.

Con riferimento a quanto indicato in AICAP-AGI (2012) la resistenza a trazione di progetto viene determinata mediante l'espressione:

$$N_{t,Rd} = A_s * f_{p1,k} / \gamma_{mo}$$

Per la tipologia di tiranti previsti in progetto risulta:

area della sezione di armatura:	$A_s = 3 * 139$	=	417 mm ²
tensione caratteristica all'1% di deformazione	$f_{p1,k}$	=	1670 N/mm ²
coefficiente di sicurezza per la resistenza:	γ_{mo}	=	1,15
resistenza di progetto a trazione ancoraggio:	$N_{t,Rd}$	=	605 kN

Le massime azioni sollecitanti di progetto, risultanti dalle analisi condotte, risultano inferiore alla resistenza a trazione di progetto sopra indicata; la verifica è per tanto da ritenersi soddisfatta.

Nel prospetto seguente, per le diverse sezioni analizzate, si riassumono le sollecitazioni di progetto, le resistenze di progetto calcolate secondo quanto esposto sopra, ed il corrispondente tasso di sfruttamento della sezione di armatura dei tiranti.

Combinazione	N_{Ed} [kN]	$N_{t,Rd}$ [kN]	$N_{Ed} / N_{t,Rd}$
SLU Fondamentale (A1+M1)	338,7	605	0,56
SLU Fondamentale (A2+M2)	299,1	605	0,50
SLU Sismica (metodo di Wood)	274,4	605	0,45
SLU Sismica (incremento spinta frana in condizioni sismiche)	268,3	605	0,44

7.2.2 Verifica resistenza allo sfilamento ancoraggi

La lunghezza del bulbo di ancoraggio è determinata in maniera tale che siano soddisfatte le verifiche allo sfilamento tra armatura e iniezione cementizia e tra fondazione e terreno secondo quanto di seguito esplicitato.

Sfilamento fondazione terreno

La verifica a sfilamento della fondazione degli ancoraggi, in accordo a quanto previsto dal § 6.6.2 – NTC-18, si esegue confrontando la massima azione di progetto derivante dall'analisi E_d con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i coefficienti parziali γ_R previsti per l'approccio progettuale seguito.

Nel caso in esame la resistenza allo sfilamento R_{ak} viene ricavata dall'espressione della portata limite per aderenza laterale secondo la teoria di Bustamante – Doix (1985):

$$R_{ac} = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L_c \cdot q_s$$

con:

D_p = diametro della perforazione;

q_s = aderenza limite bulbo – terreno;

L_c = lunghezza del bulbo;

α = rapporto tra diametro medio del bulbo e diametro di perforazione

(funzione del tipo di terreno e della metodologia di iniezione)

In accordo a quanto previsto dalla normativa vigente, il valore della resistenza caratteristica R_{ak} viene determinato come il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze di calcolo R_{ac} .

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

Nel caso in esame, con riferimento alle litologie individuate, è ipotizzabile un valore tensione limite di aderenza bulbo – terreno q_s pari a 200 ÷ 220 kPa, un diametro di perforazione $D_p = 140$ mm ed un coefficiente di espansione del bulbo di fondazione $\alpha = 1,10$.

Considerando una lunghezza del bulbo di fondazione pari a 10,0 m, adottando le espressioni sopra riportate ed assumendo cautelativamente un valore dei coefficienti di

correlazione pari a $\xi_{a3}=\xi_{a4}=1,8$ risulta un valore di resistenza caratteristica allo sfilamento minimo $R_{a,k} = 537,3$ kN.

Adottando un coefficiente parziale $\gamma_R = 1,2$ (previsto per gli elementi di ancoraggio di tipo definitivo) risulta una resistenza allo sfilamento di progetto pari a $R_{a,d} = 447,7$ kN superiore alla massima azione di progetto derivante dall'analisi condotta.

Sarà comunque indispensabile, in fase di perforazione, verificare la assunzioni stratigrafiche e la parametrizzazione geotecnica adottate.

Nella tabella seguente si riporta per le diverse condizioni analizzate il confronto tra la resistenza di progetto, l'azione di progetto, ed il rapporto tra le medesime.

Combinazione	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	N_{Rd} / N_{Ed}
SLU (A1+M1)	338,7	447,7	1,79
SLU (A2+M2)	299,1	447,7	2,02
SLU SISMICA (metodo di Wood)	274,4	447,7	2,20
SLU SISMICA (incremento spinta frana in condizioni sismiche)	268,3	447,7	2,25

Sfilamento armatura di ancoraggio - malta

Con le lunghezze minime riportate nel paragrafo precedente dove essere soddisfatta anche la verifica a taglio del tirante (sfilamento del tirante dal cilindro di malta che lo collega al terreno circostante).

La resistenza di progetto N_{Rd} si ricava dall'espressione della portata limite per aderenza laterale:

$$N_{Rd} = \pi \cdot D_t \cdot L_t \cdot f_{bd}$$

con:

D_t = diametro equivalente assunto per l'ancoraggio;

f_{bd} = tensione tangenziale d'aderenza per malta pari a f_{bk} / γ_c

con $f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$ dove

$$\eta_1 = 0,7 \div 1$$

$\eta_2 = 1$ per barre di diametro $\phi < 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \phi) / 100$ per barre di diametro superiore

L_t = lunghezza ancoraggio.

Con riferimento a quanto sopra, assumendo un diametro di rottura 90 mm, ragionevolmente compatibile con l'impiego di un tirante entro una perforazione > 140 mm di diametro, in presenza di una malta cementizia classe Rck 30 MPa, per una lunghezza di ancoraggio pari a 10,0 m, risulta una resistenza di progetto pari a $N_{trd} = 2233$ kN. Il suddetto valore risulta ampiamente superiore alla massima azione di progetto, la verifica può pertanto ritenersi soddisfatta.

7.3 Verifiche strutturali sezioni in c.a.

7.3.1 Paramento in elevazione

La verifica è riferita al paramento in elevazione dell'opera di sostegno, nei confronti delle massime sollecitazioni flettenti e taglianti risultanti dall'analisi strutturale, esposte in precedenza; nello specifico si considera:

momento flettente di progetto $M_{Ed} = 61,5$ kN*m

azione tagliante di progetto $V_{Ed} = 64,0$ kN

In accordo a quanto indicato in dettaglio negli elaborati grafici di progetto si prevede di disporre un'armatura simmetrica costituita da 1Ø16/20 cm, assumendo quindi un'area di 10,05 cm²/m e di impiegare un calcestruzzo con R_{ck} 37 MPa, con riferimento ad una sezione con altezza pari a 0,40 m.

La metodologia di analisi e verifica adottata, ed il dettaglio dei risultati ottenuti viene riportata per esteso in allegato; nel seguito si riposta una sintesi dei risultati ottenuti dal quale si evince il soddisfacimento della verifica.

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 X_c posizione asse neutro espresso in [cm]
 α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
 $(x_i; y_i) - (x_f; y_f)$ Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	X_c	α	$(x_i; y_i)$	$(x_f; y_f)$
1	8.37	90.00	(31.63; 100.00)	(31.63; 0.00)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
 σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
 σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]
 σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]
 τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
-------------	------------------	------------------	----------	------------------	------------------

COMUNE DI CASSANO SPINOLA
 PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Interventi di messa in sicurezza dei processi di instabilizzazione dei versanti Est e Sud dell'abitato di Gavazzana
 PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

1	3.961	0.000	0.199	25.359	-190.334
---	-------	-------	-------	--------	----------

Sollecitazioni ultime*Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{Xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{Yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

	N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
	0.0000	133.0580	0.0000	2.16

Risultati taglio*Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
V _{Rd}	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]
V _{Rcd}	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]

N°	T	VRd	VRcd	VRsd
1	64.0000	134.4491		

Risultati fessurazione*Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
M _X	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _Y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [MPa]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [MPa]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [cm ²]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M _X	M _Y	σ _f	σ _c	A _{eff}	ε	S _{rm}	w
1	62.6806	0.0000	-193.988	-15.247	1581.29	0.0000	0	0.0000

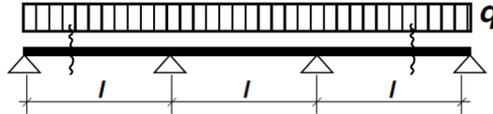
7.3.2 Ripartitore tirantature**7.3.2.1 Verifica nei confronti delle sollecitazioni flettenti e taglianti**

La verifica è riferita ad un settore dell'elevazione del cordolo, in corrispondenza dei tiranti di ancoraggio, costituente una trave longitudinale equivalente dotata di armatura aggiuntiva per la ripartizione delle sollecitazioni indotte da questi ultimi.

Si prevede di disporre un'armatura simmetrica costituita da 5ø16, ipotizzando come reagente una sezione con altezza media di 0,40 m e larghezza di 0,60 m, assumendo quindi un'area di armatura 10,05 cm² simmetrica e di impiegare un calcestruzzo con

R_{ck} 37 MPa.

Le sollecitazioni indotte dagli ancoraggi vengono determinate, trascurando gli effetti di bordo, facendo riferimento allo schema statico di trave continua su più appoggi soggetta ad un carico distribuito $q = R/L = 112,9$ kN/m, essendo $R = 338,7$ kN l'azione massima sugli ancoraggi risultante dall'analisi e $L = 3,0$ m l'interasse massimo tra gli stessi;



nello specifico si considera:

momento flettente di progetto $M_{Ed} = q l^2 / 12 = 84,7$ kN*m

azione tagliante di progetto $V_{Ed} = q l / 2 = 169,4$ kN

La metodologia di analisi e verifica adottata, ed il dettaglio dei risultati ottenuti viene riportata per esteso in allegato; nel seguito si riposta una sintesi dei risultati ottenuti dal quale si evince il soddisfacimento della verifica.

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 X_c posizione asse neutro espresso in [cm]
 α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
 $(x_i; y_i) - (x_f; y_f)$ Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	X_c	α	$(x_i; y_i)$	$(x_f; y_f)$
1	10.02	90.00	(29.98; 60.00)	(29.98; 0.00)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
 σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
 σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]
 σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]
 τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
1	7.080	0.000	0.895	55.316	-266.976

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 $M_{x,u}$ Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 $M_{y,u}$ Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

COMUNE DI CASSANO SPINOLA
 PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Interventi di messa in sicurezza dei processi di instabilizzazione dei versanti Est e Sud dell'abitato di Gavazzana
 PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	129.5487	0.0000	1.53

Risultati taglio*Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
V _{Rd}	Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]
V _{Rcd}	Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]

N°	T	VRd	VRcd	VRsd	Diametro e passo staffe
1	169.4000	102.9634	604.8811	758.9815	φ14.00 - 20.00 [cm]

Risultati fessurazione*Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
M _X	Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
M _Y	Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
σ _f	Tensione nell'acciaio, espressa in [MPa]
σ _c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in [MPa]
A _{eff}	Area efficace a trazione, espressa in [cmq]
ε	Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
S _{rm}	Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
w	Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_X	M_Y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ε	S_{rm}	w
1	40.5055	0.0000	-127.674	-10.134	899.47	0.1148	146	0.2841

7.3.2.2 Verifica punzonamento punto di applicazione del tirante

La verifica è riferita al paramento in elevazione in corrispondenza del punto di applicazione del tirante di ancoraggio. Quest'ultimo verrà contrastato in corrispondenza del suddetto paramento mediante la predisposizione di apposita piastra in acciaio avente sezione quadrata di lato 300x300 mm².

In accordo con quanto riportato nell'*Eurocodice 2*, si considera una diffusione del carico secondo un rapporto larghezza/altezza pari a 2 (circa 27°) estesa sino alle armature inferiori (altezza utile), rappresentate nello specifico dalla rete elettrosaldata.

Sotto tali ipotesi si determina un perimetro critico pari a:

$$u = 2a + 2b + 4\pi d = 4340 \text{ mm}$$

avendo considerando:

d = 250 mm altezza utile;

a=b = 300 mm dimensioni piastra di ripartizione;

Trascurando il contributo resistente della armatura, la resistenza al punzonamento viene valutata mediante l'espressione:

$$v_{Rd,c} = \max \left[0,18 \cdot k \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} / \gamma_c} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} ; 0,035 \cdot \sqrt[3]{k^3 \cdot f_{ck}} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \right]$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1,89 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = 0,003 \leq 0,02 \quad \text{percentuale geometrica di armatura;}$$

Nel caso specifico, trascurando eventuali contributi di resistenza connessi alla tensione normale σ_{cp} , si avrà:

$$v_{Rd,c} = \max[0,480 ; 0,504] = \mathbf{0,504 MPa}$$

Cui corrisponde una resistenza pari a:

$$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot u \cdot d = \mathbf{546,8 kN}$$

superiore alla massima azione esercitata dai tiranti di ancoraggio risultante dall'analisi strutturale esplicitata in precedenza ($V_{Ed} = 338,7 \text{ kN}$).

7.4 Verifiche di stabilità globale

7.4.1 Metodo di verifica

Per verificare le condizioni di stabilità globale delle opere in progetto sono state eseguite più serie di analisi numeriche al fine di soddisfare quanto richiesto dalla normativa (D.M. 11/03/88 e D.M. 17.01.18 e s.m.i.).

Le verifiche sono state condotte per successivi gradi di approfondimento, facendo riferimento al metodo dell'equilibrio limite globale (LEM) descritto in precedenza (§ 5.1). Le analisi sono state condotte mediante l'impiego del codice di calcolo SLIDE proposto dalla ROCSCIENCE Inc., Toronto, Ontario CANADA adottando i metodi proposti da Bishop, Spencer, Morgenster & Price.

7.4.2 Condizioni di verifica

Le analisi condotte fanno riferimento alla stabilità globale del complesso operavversante; le medesime fanno riferimento a superfici di scorrimento circolari, generate in automatico dal programma di calcolo a seguito della definizione di settori del profilo topografico contenenti rispettivamente l'origine e la fine delle curve generate, non interferenti con il reticolo di consolidamento previsto in progetto.

Le analisi sono state condotte con riferimento ad una schematizzazione cautelativa della sezione di progetto adottata per l'analisi strutturale del reticolo di consolidamento. In accordo all'approccio progettuale seguito, ed esposto in precedenza, le analisi vengono condotte con riferimento alla combinazione A2+M2+R2, adottando i parametri geotecnici utilizzati nelle analisi di interazione terreno struttura precedentemente esposte.

Riassumendo, in accordo all'approccio progettuale seguito, ed esposto in precedenza, i parametri geotecnici adottati nelle analisi sono i seguenti:

UG I – Sabbie limose

- peso di volume naturale	$\gamma^* 1,00$	= 19,0 kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1,25$	= 0,4254
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 23,04 °
- coesione drenata di calcolo	$c_d = c / 1,25$	= 0 kPa

UG II – Limi argillosi, consistenti

- peso di volume naturale	$\gamma^* 1,00$	= 20,0 kN/m ³
- tang dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1,25$	= 0,4619

- angolo di resistenza al taglio di calcolo $\phi_d = 24,79^\circ$
- coesione drenata di calcolo $c_d = c / 1,25 = 4 \text{ kPa}$

In accordo a quanto previsto dal § 7.11.eee delle NTC-18, le verifiche nei confronti dell'azione sismica vengono condotte adottando coefficienti di sicurezza parziali unitari per i parametri geotecnici.

7.4.2.1 Azione sismica

Relativamente all'azione sismica, in ragione della caratterizzazione sismica del sito di intervento esposta in precedenza, con riferimento ad uno Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) si considerano le seguenti condizioni:

accelerazione orizzontale massima su suolo		
rigido di riferimento	$a_g(g)$:	0,092
coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s :	1,2
coefficiente di amplificazione topografica	S_T :	1,2
coeff. di riduzione massima attesa per verifiche di stabilità	β_s :	0,38
coefficiente sismico orizzontale k_h :		0,050
coefficiente sismico verticale k_v :		$\pm 0,025$

7.4.2.2 Sovraccarichi

L'analisi ha previsto l'applicazione di un sovraccarico uniformemente distribuito, in corrispondenza delle aree cortilive in fregio all'edificio esistente; per il medesimo si assume un valore caratteristico pari a 5 kPa.

7.4.2.3 Forze stabilizzanti

Con specifico riferimento alle analisi di stabilità globale condotte, riferite a superfici di scorrimento non interferenti con i pali costituenti la struttura, l'azione stabilizzante esplicita dai medesimi non interviene nell'analisi. Nel caso in esame viene inoltre cautelativamente trascurata l'azione stabilizzante esplicita dagli elementi di ancoraggio.

7.4.3 Risultati delle analisi di stabilità

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche condotte considerando prima la condizione statica, quindi le condizioni pseudo-statiche derivanti dall'applicazione di $\pm k_v$.

Per entrambe le verifiche sono stati ottenuti fattori di sicurezza minimi superiori a quelli previsti dalla normativa vigente. I tabulati di verifica sono riportati in allegato.

Sintesi risultati verifiche di stabilità globale

Metodo	A2+M2 FS	sisma kv+ FS	sisma kv- FS
Bishop simplified	1,650	1,802	1,794
Spencer	1,652	1,804	1,797
Morgenstern-Price	1,650	1,804	1,797

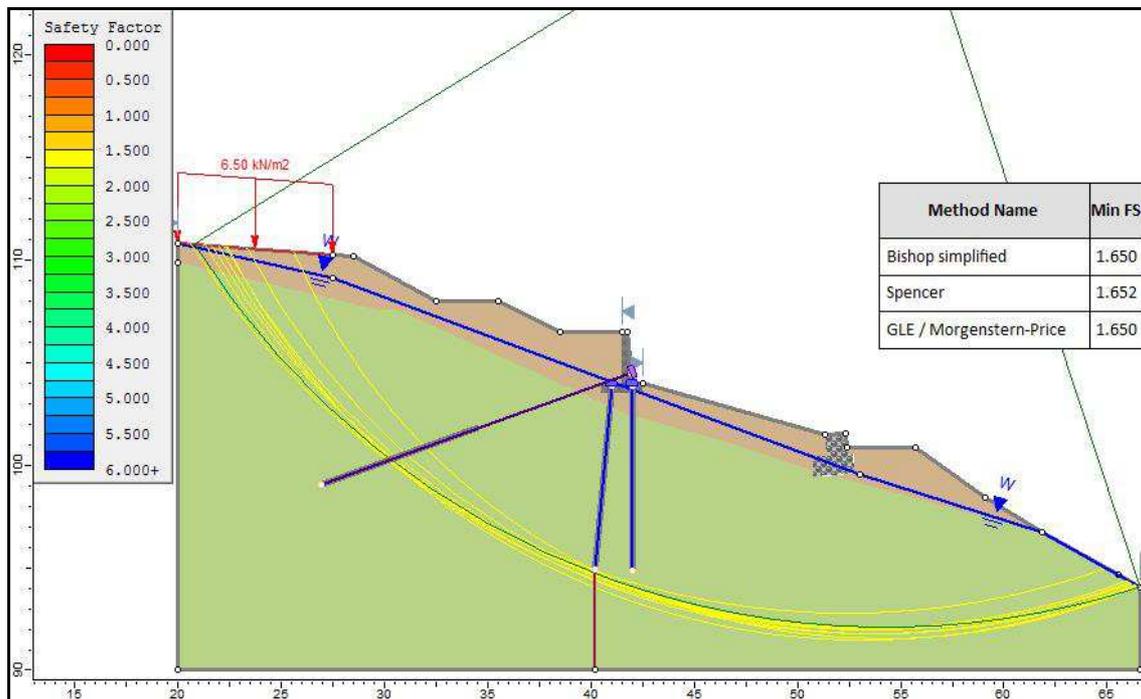


Figura 9: Verifica di stabilità globale – condizioni statiche A2+M2. Si riporta la superficie di scorrimento caratterizzata da Fs minimo secondo il metodo di Spencer.

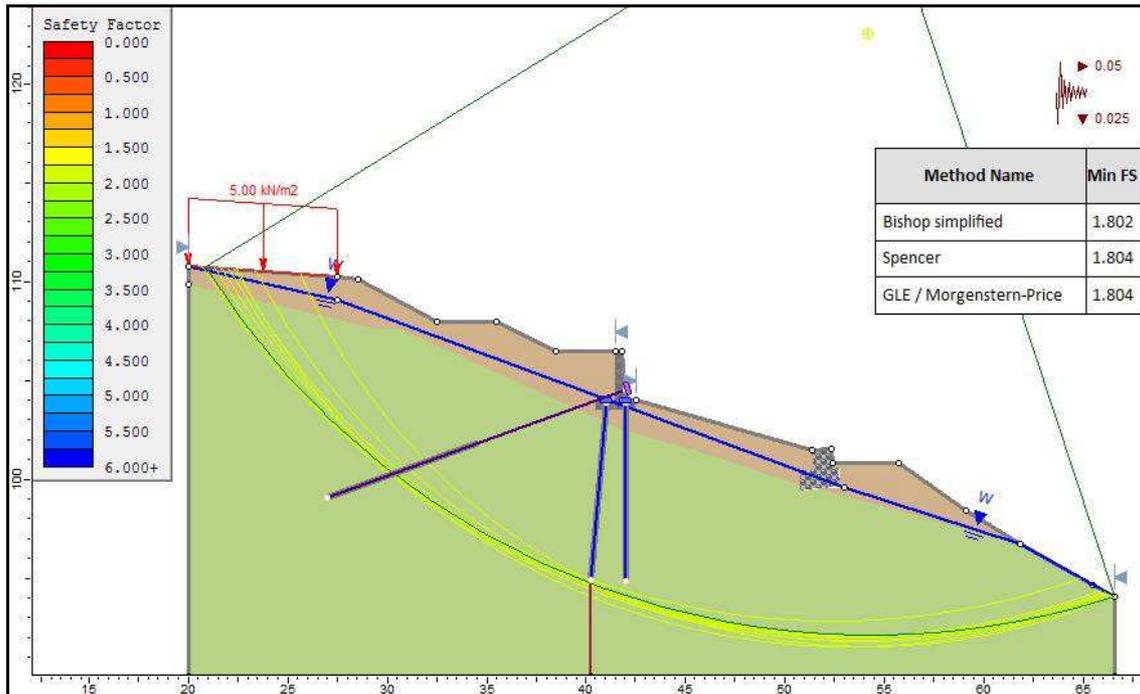


Figura 10: Verifica di stabilità globale – condizioni sismiche k_v^+ . Si riporta la superficie di scorrimento caratterizzata da F_s minimo secondo il metodo di Spencer.

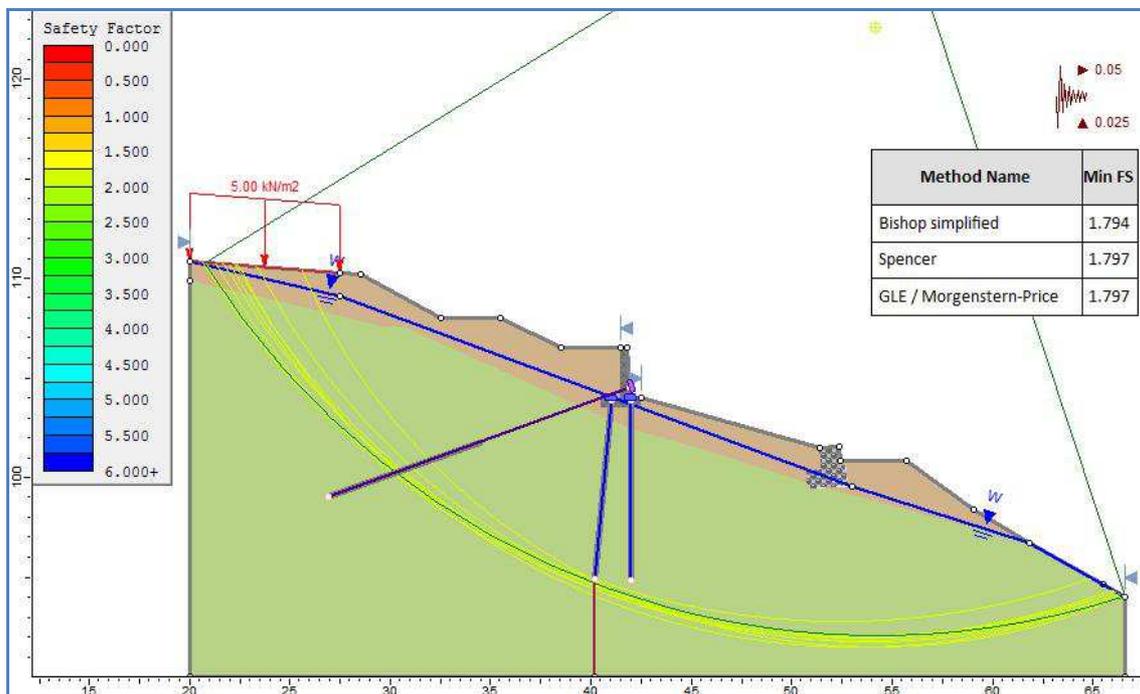
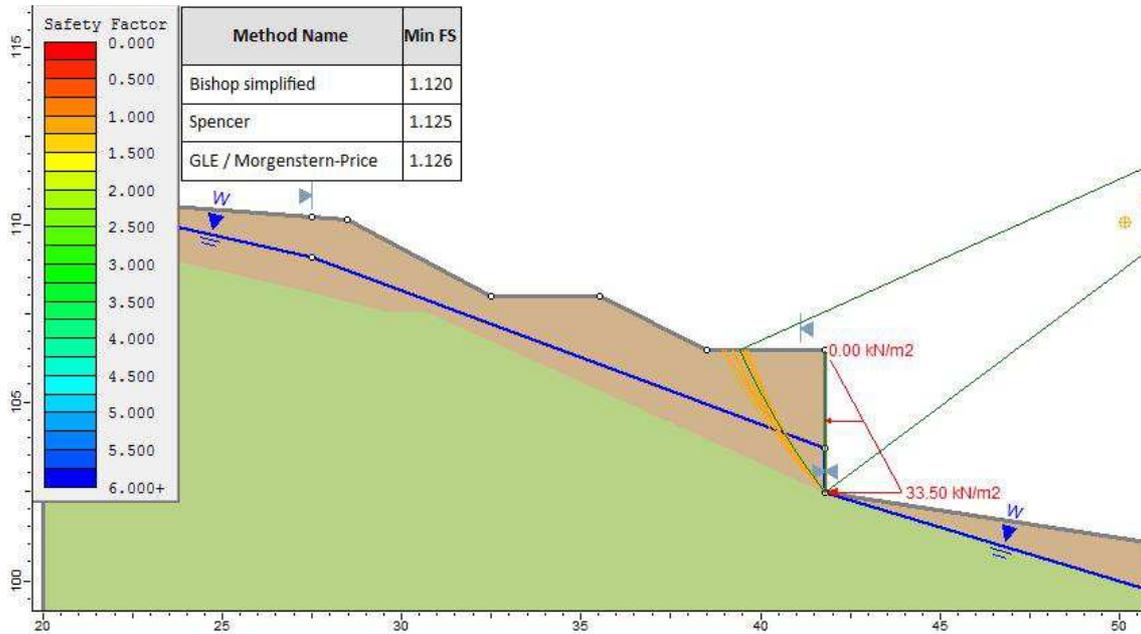


Figura 11: Verifica di stabilità globale – condizioni sismiche k_v^- . Si riporta la superficie di scorrimento caratterizzata da F_s minimo secondo il metodo di Spencer.

ALLEGATO I: DETERMINAZIONE AZIONE STABILIZZANTE

Condizione A1+M1



Slide Analysis Information
SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
 Time Units: days
 Permeability Units: meters/second
 Failure Direction: Left to Right
 Data Output: Standard
 Maximum Material Properties: 20
 Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Slices Type: Vertical

Analysis Methods Used

Bishop simplified
 GLE/Morgenstern-Price with interslice force function (Half Sine)
 Spencer
 Number of slices: 50
 Tolerance: 0.005
 Maximum number of iterations: 75
 Check malpha < 0.2: Yes
 Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos: Yes
 Initial trial value of FS: 1
 Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method:	Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight [kN/m ³]:	9.81
Use negative pore pressure cutoff:	Yes
Maximum negative pore pressure [kPa]:	0
Advanced Groundwater Method:	None

Random Numbers

Pseudo-random Seed:	10116
Random Number Generation Method:	Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type:	Circular
Search Method:	Slope Search
Number of Surfaces:	5000
Upper Angle:	Not Defined
Lower Angle:	Not Defined
Composite Surfaces:	Disabled
Reverse Curvature:	Invalid Surfaces
Minimum Elevation:	Not Defined
Minimum Depth [m]:	2
Minimum Area:	Not Defined
Minimum Weight:	Not Defined

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution:	Triangular
Magnitude 1 [kPa]:	0
Magnitude 2 [kPa]:	33.5
Orientation:	Horizontal

Material Properties

Property	UL I	UL II
Color		
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	19	22
Cohesion [kPa]	0	5
Friction Angle [deg]	28	30
Water Surface	Water Table	None
Hu Value	1	
Ru Value		0

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS	1.120120
Center:	58.653, 115.231
Radius:	21.121
Left Slip Surface Endpoint:	39.421, 106.500
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	39.421 106.500
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	1085.12 kN-m
Driving Moment:	968.754 kN-m
Total Slice Area:	5.15719 m ²
Surface Horizontal Width:	2.37908 m
Surface Average Height:	2.16772 m

Method: spencer

FS	1.124710
Center:	58.653, 115.231
Radius:	21.121
Left Slip Surface Endpoint:	39.421, 106.500
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	39.421 106.500
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	1089.56 kN-m
Driving Moment:	968.754 kN-m
Resisting Horizontal Force:	27.7513 kN
Driving Horizontal Force:	24.6743 kN
Total Slice Area:	5.15719 m ²
Surface Horizontal Width:	2.37908 m
Surface Average Height:	2.16772 m

Method: gle/morgenstern-price

FS	1.125690
Center:	58.653, 115.231
Radius:	21.121
Left Slip Surface Endpoint:	39.421, 106.500
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	39.421 106.500
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	1090.52 kN-m
Driving Moment:	968.754 kN-m
Resisting Horizontal Force:	27.7913 kN
Driving Horizontal Force:	24.6882 kN
Total Slice Area:	5.15719 m ²
Surface Horizontal Width:	2.37908 m
Surface Average Height:	2.16772 m

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
20	110.8

27.5	109.1
41.7942	103.747
41.8	102.5
51.5	99.5298

Distributed Load

X	Y
41.8	106.5
41.8	102.5

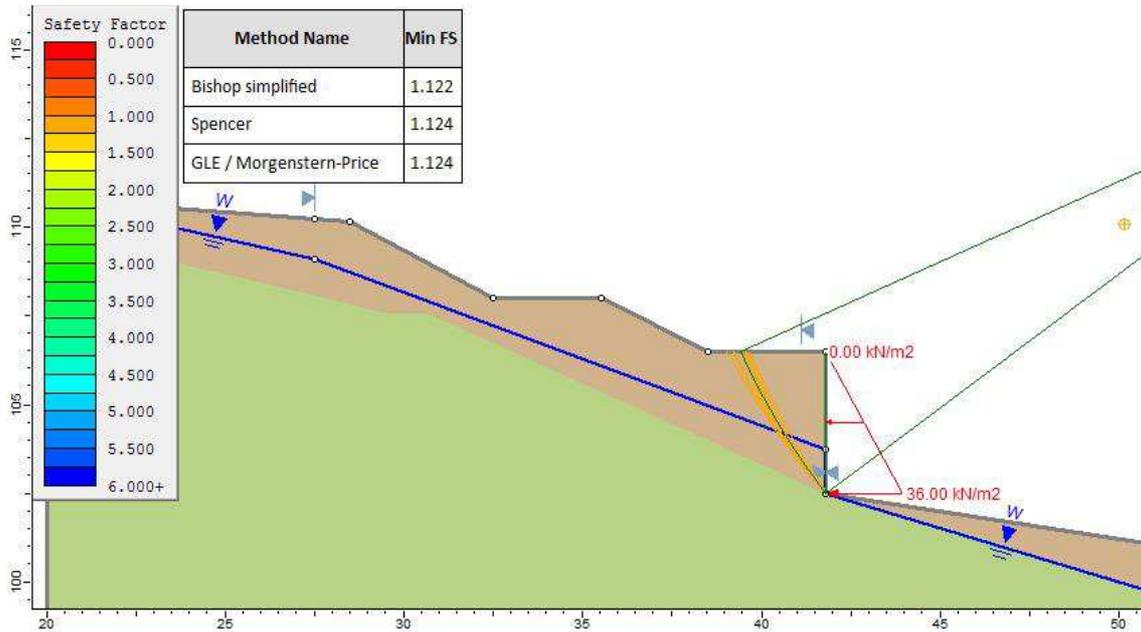
External Boundary

X	Y
20	110.8
20	109.866
20	90
51.5	90
51.5	99.5298
51.5	100.977
41.8	102.5
41.8	106.5
38.5	106.5
35.5	108
32.5	108
28.5	110.15
27.5	110.226

Material Boundary

X	Y
20	109.866
27.5	108.1
29.5	107.6
30.7	107.56
41.8	102.5
46	101.3
50.5	99.8
51.5	99.5298

Condizione A2+M2



Slide Analysis Information
SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
 Time Units: days
 Permeability Units: meters/second
 Failure Direction: Left to Right
 Data Output: Standard
 Maximum Material Properties: 20
 Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Slices Type: Vertical

Analysis Methods Used

Bishop simplified
 GLE/Morgenstern-Price with interslice force function (Half Sine)
 Spencer
 Number of slices: 50
 Tolerance: 0.005
 Maximum number of iterations: 75
 Check malpha < 0.2: Yes
 Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos: Yes
 Initial trial value of FS: 1
 Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method:	Water Surfaces
Pore Fluid Unit Weight [kN/m ³]:	9.81
Use negative pore pressure cutoff:	Yes
Maximum negative pore pressure [kPa]:	0
Advanced Groundwater Method:	None

Random Numbers

Pseudo-random Seed:	10116
Random Number Generation Method:	Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type:	Circular
Search Method:	Slope Search
Number of Surfaces:	5000
Upper Angle:	Not Defined
Lower Angle:	Not Defined
Composite Surfaces:	Disabled
Reverse Curvature:	Invalid Surfaces
Minimum Elevation:	Not Defined
Minimum Depth [m]:	2
Minimum Area:	Not Defined
Minimum Weight:	Not Defined

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution:	Triangular
Magnitude 1 [kPa]:	0
Magnitude 2 [kPa]:	36
Orientation:	Horizontal

Material Properties

Property	UL I (A2+M2)	UL II (A2+M2)
Color		
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	19	20
Cohesion [kPa]	0	4
Friction Angle [deg]	23.04	24.79
Water Surface	None	None
Ru Value	0	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS	1.122150
Center:	58.653, 115.231

COMUNE DI CASSANO SPINOLA
PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Interventi di messa in sicurezza dei processi di instabilizzazione dei versanti Est e Sud dell'abitato di Gavazzana
PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Radius:	21.121
Left Slip Surface Endpoint:	39.421, 106.500
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	39.421 106.500
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	1023.14 kN-m
Driving Moment:	911.766 kN-m
Total Slice Area:	5.15719 m ²
Surface Horizontal Width:	2.37908 m
Surface Average Height:	2.16772 m

Method: spencer

FS	1.123700
Center:	58.653, 115.231
Radius:	21.121
Left Slip Surface Endpoint:	39.421, 106.500
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	39.421 106.500
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	1024.55 kN-m
Driving Moment:	911.766 kN-m
Resisting Horizontal Force:	26.2909 kN
Driving Horizontal Force:	23.3968 kN
Total Slice Area:	5.15719 m ²
Surface Horizontal Width:	2.37908 m
Surface Average Height:	2.16772 m

Method: gle/morgenstern-price

FS	1.123760
Center:	58.653, 115.231
Radius:	21.121
Left Slip Surface Endpoint:	39.421, 106.500
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	39.421 106.500
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	1024.61 kN-m
Driving Moment:	911.766 kN-m
Resisting Horizontal Force:	26.2911 kN
Driving Horizontal Force:	23.3957 kN
Total Slice Area:	5.15719 m ²
Surface Horizontal Width:	2.37908 m
Surface Average Height:	2.16772 m

List Of Coordinates**Water Table**

X	Y
20	110.8
27.5	109.1
41.7942	103.747
41.8	102.5
51.5	99.5298

Distributed Load

X	Y
---	---

41.8	106.5
41.8	102.5

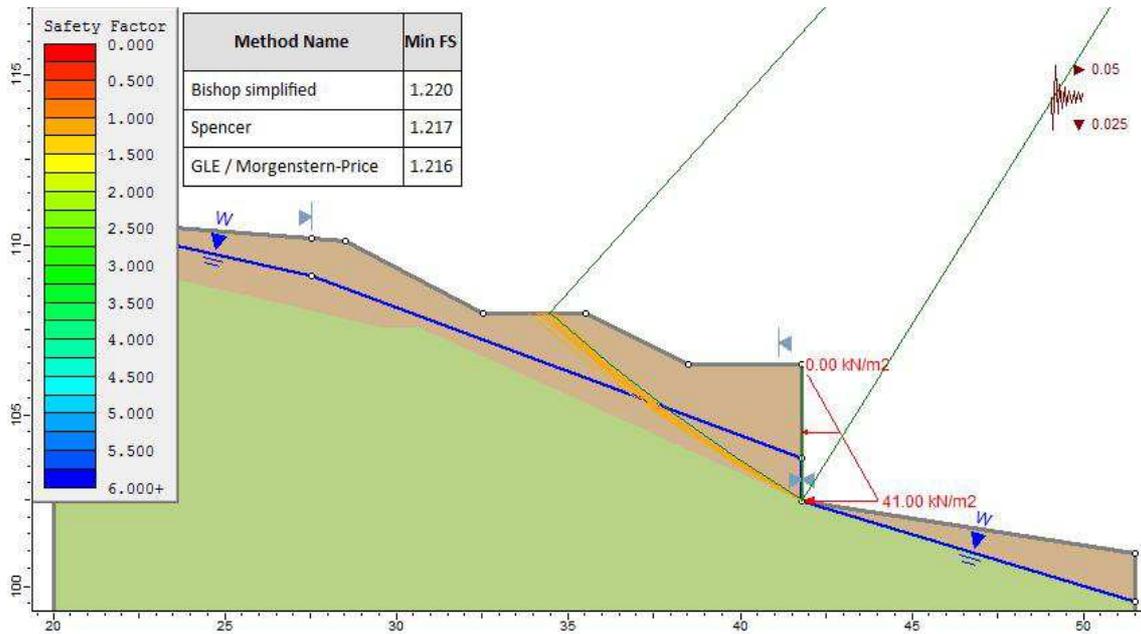
External Boundary

X	Y
20	110.8
20	109.866
20	90
51.5	90
51.5	99.5298
51.5	100.977
41.8	102.5
41.8	106.5
38.5	106.5
35.5	108
32.5	108
28.5	110.15
27.5	110.226

Material Boundary

X	Y
20	109.866
27.5	108.1
29.5	107.6
30.7	107.56
41.8	102.5
46	101.3
50.5	99.8
51.5	99.5298

Condizione Sismica k_v^+



Slide Analysis Information
SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
 Time Units: days
 Permeability Units: meters/second
 Failure Direction: Left to Right
 Data Output: Standard
 Maximum Material Properties: 20
 Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Slices Type: Vertical

Analysis Methods Used

Bishop simplified
 GLE/Morgenstern-Price with interslice force function (Half Sine)
 Spencer
 Number of slices: 50
 Tolerance: 0.005
 Maximum number of iterations: 75
 Check $\alpha < 0.2$: Yes
 Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos: Yes
 Initial trial value of FS: 1
 Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces

Pore Fluid Unit Weight [kN/m³]: 9.81
 Use negative pore pressure cutoff: Yes
 Maximum negative pore pressure [kPa]: 0
 Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular
 Search Method: Slope Search
 Number of Surfaces: 5000
 Upper Angle: Not Defined
 Lower Angle: Not Defined
 Composite Surfaces: Disabled
 Reverse Curvature: Invalid Surfaces
 Minimum Elevation: Not Defined
 Minimum Depth [m]: 2
 Minimum Area: Not Defined
 Minimum Weight: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.05
 Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.025

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Triangular
 Magnitude 1 [kPa]: 0
 Magnitude 2 [kPa]: 41
 Orientation: Horizontal

Material Properties

Property	UL I	UL II
Color		
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	19	22
Cohesion [kPa]	0	5
Friction Angle [deg]	28	30
Water Surface	Water Table	None
Hu Value	1	
Ru Value		0

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS	1.219660
Center:	69.513, 147.300
Radius:	52.679
Left Slip Surface Endpoint:	34.434, 108.000
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	34.434 108.000
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	6617.77 kN-m
Driving Moment:	5425.9 kN-m
Total Slice Area:	14.289 m ²
Surface Horizontal Width:	7.3664 m
Surface Average Height:	1.93975 m

Method: spencer

FS	1.217330
Center:	69.513, 147.300
Radius:	52.679
Left Slip Surface Endpoint:	34.434, 108.000
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	34.434 108.000
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	6605.12 kN-m
Driving Moment:	5425.9 kN-m
Resisting Horizontal Force:	102.58 kN
Driving Horizontal Force:	84.266 kN
Total Slice Area:	14.289 m ²
Surface Horizontal Width:	7.3664 m
Surface Average Height:	1.93975 m

Method: gle/morgenstern-price

FS	1.215510
Center:	69.513, 147.300
Radius:	52.679
Left Slip Surface Endpoint:	34.434, 108.000
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	34.434 108.000
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	6595.25 kN-m
Driving Moment:	5425.9 kN-m
Resisting Horizontal Force:	102.52 kN
Driving Horizontal Force:	84.343 kN
Total Slice Area:	14.289 m ²
Surface Horizontal Width:	7.3664 m
Surface Average Height:	1.93975 m

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
20	110.8
27.5	109.1

41.7942	103.747
41.8	102.5
51.5	99.5298

Distributed Load

X	Y
41.8	106.5
41.8	102.5

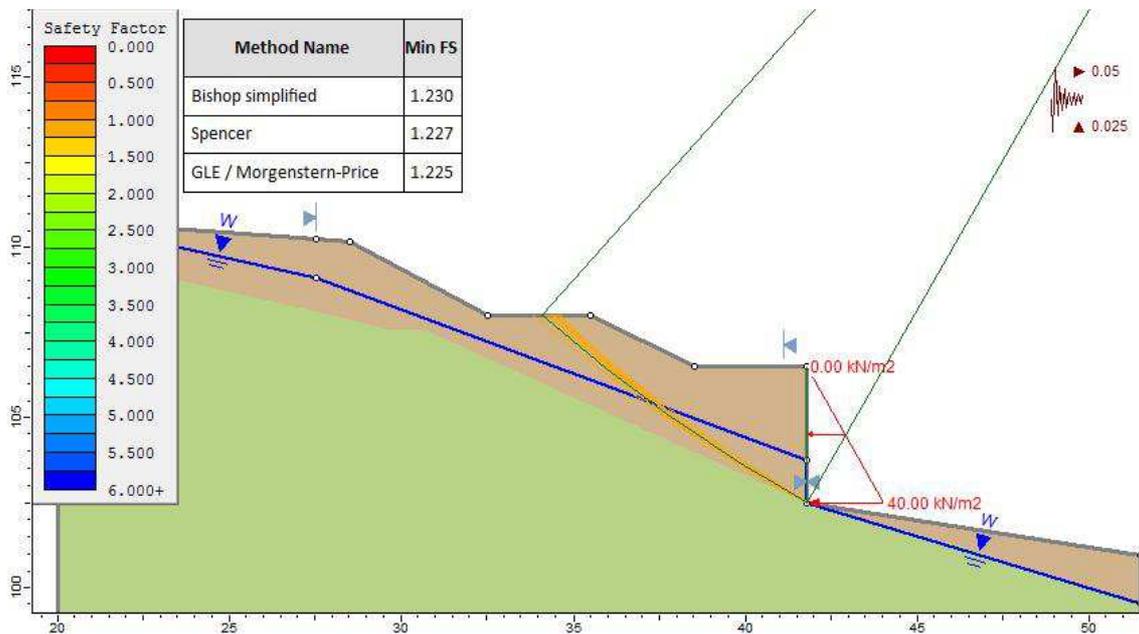
External Boundary

X	Y
20	110.8
20	109.866
20	90
51.5	90
51.5	99.5298
51.5	100.977
41.8	102.5
41.8	106.5
38.5	106.5
35.5	108
32.5	108
28.5	110.15
27.5	110.226

Material Boundary

X	Y
20	109.866
27.5	108.1
29.5	107.6
30.7	107.56
41.8	102.5
46	101.3
50.5	99.8
51.5	99.5298

Risultati Condizione Sismica k_v



Slide Analysis Information SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
 Time Units: days
 Permeability Units: meters/second
 Failure Direction: Left to Right
 Data Output: Standard
 Maximum Material Properties: 20
 Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Slices Type: Vertical

Analysis Methods Used

Bishop simplified
 GLE/Morgenstern-Price with interslice force function (Half Sine)
 Spencer

Number of slices: 50
 Tolerance: 0.005
 Maximum number of iterations: 75
 Check $\alpha < 0.2$: Yes
 Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos: Yes
 Initial trial value of FS: 1
 Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces
 Pore Fluid Unit Weight [kN/m³]: 9.81
 Use negative pore pressure cutoff: Yes
 Maximum negative pore pressure [kPa]: 0
 Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular
 Search Method: Slope Search
 Number of Surfaces: 5000
 Upper Angle: Not Defined
 Lower Angle: Not Defined
 Composite Surfaces: Disabled
 Reverse Curvature: Invalid Surfaces
 Minimum Elevation: Not Defined
 Minimum Depth [m]: 2
 Minimum Area: Not Defined
 Minimum Weight: Not Defined

Seismic

Advanced seismic analysis: No
 Staged pseudostatic analysis: No

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.05
 Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.025

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Triangular
 Magnitude 1 [kPa]: 0
 Magnitude 2 [kPa]: 41
 Orientation: Horizontal

Material Properties

Property	UL I	UL II
Color		
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	19	22
Cohesion [kPa]	0	5
Friction Angle [deg]	28	30
Water Surface	Water Table	None

Hu Value	1	
Ru Value		0

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS	1.256920
Center:	65.672, 143.605
Radius:	47.534
Left Slip Surface Endpoint:	34.180, 108.000
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	34.180 108.000
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	6005.53 kN-m
Driving Moment:	4777.99 kN-m
Total Slice Area:	15.2152 m ²
Surface Horizontal Width:	7.62049 m
Surface Average Height:	1.99662 m

Method: spencer

FS	1.252410
Center:	64.335, 142.268
Radius:	45.709
Left Slip Surface Endpoint:	34.085, 108.000
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	34.085 108.000
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	5866.79 kN-m
Driving Moment:	4684.39 kN-m
Resisting Horizontal Force:	106.938 kN
Driving Horizontal Force:	85.3856 kN
Total Slice Area:	15.5698 m ²
Surface Horizontal Width:	7.71452 m
Surface Average Height:	2.01825 m

Method: gle/morgenstern-price

FS	1.250830
Center:	64.335, 142.268
Radius:	45.709
Left Slip Surface Endpoint:	34.085, 108.000
Right Slip Surface Endpoint:	41.800, 102.500
Left Slope Intercept:	34.085 108.000
Right Slope Intercept:	41.800 106.500
Resisting Moment:	5859.36 kN-m
Driving Moment:	4684.39 kN-m
Resisting Horizontal Force:	106.891 kN
Driving Horizontal Force:	85.456 kN
Total Slice Area:	15.5698 m ²
Surface Horizontal Width:	7.71452 m
Surface Average Height:	2.01825 m

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
---	---

20	110.8
27.5	109.1
41.7942	103.747
41.8	102.5
51.5	99.5298

Distributed Load

X	Y
41.8	106.5
41.8	102.5

External Boundary

X	Y
20	110.8
20	109.866
20	90
51.5	90
51.5	99.5298
51.5	100.977
41.8	102.5
41.8	106.5
38.5	106.5
35.5	108
32.5	108
28.5	110.15
27.5	110.226

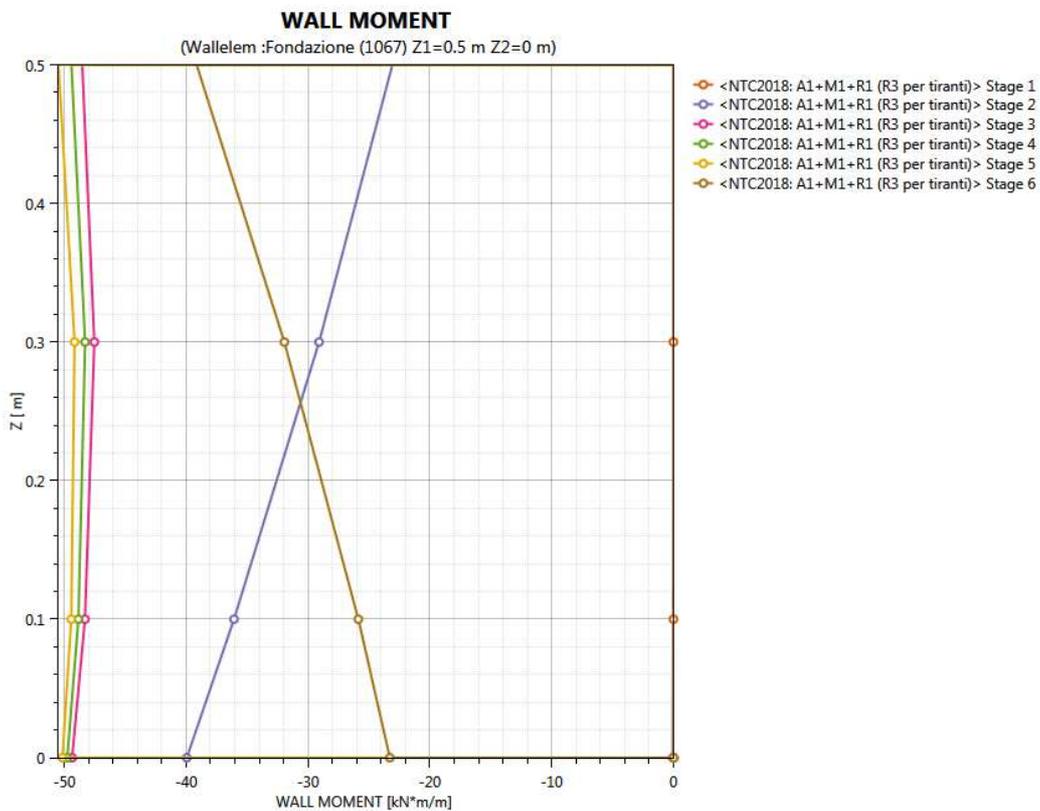
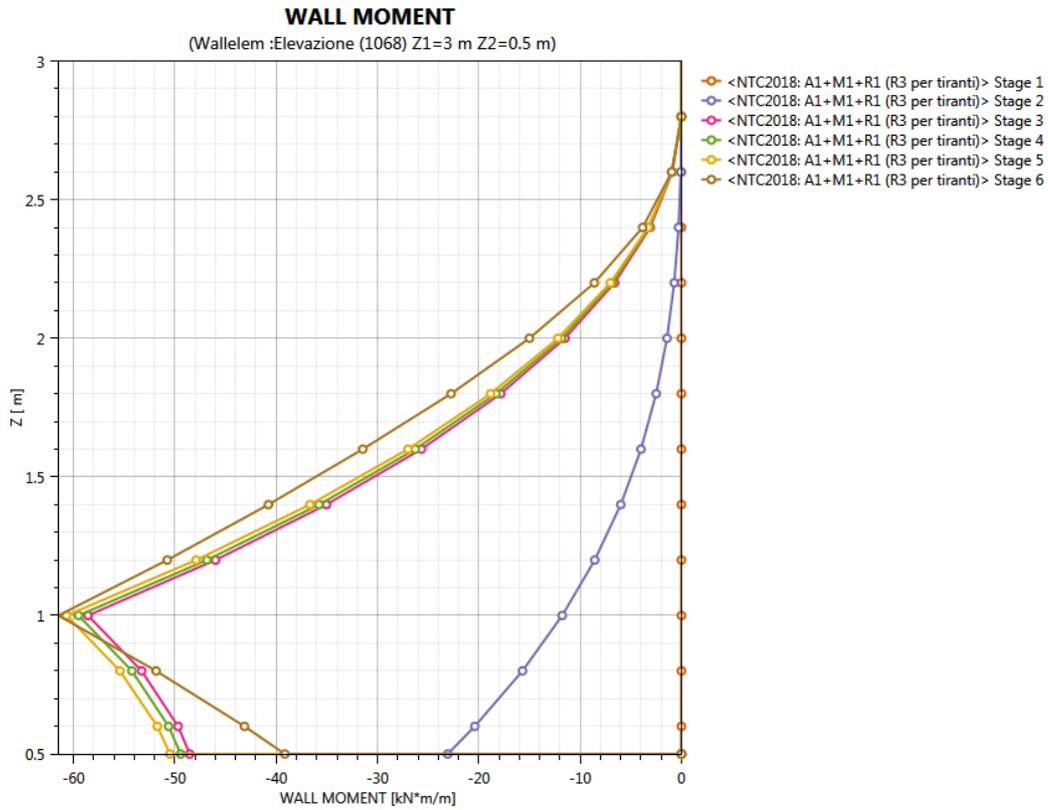
Material Boundary

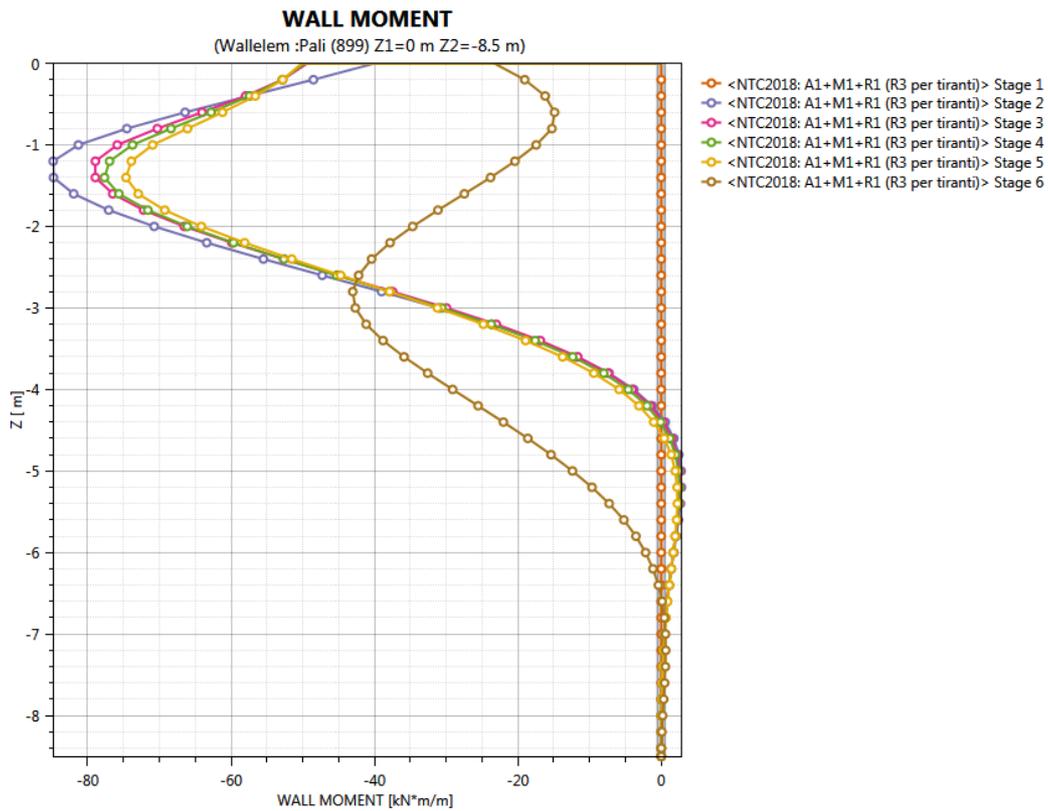
X	Y
20	109.866
27.5	108.1
29.5	107.6
30.7	107.56
41.8	102.5
46	101.3
50.5	99.8
51.5	99.5298

ALLEGATO II: RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

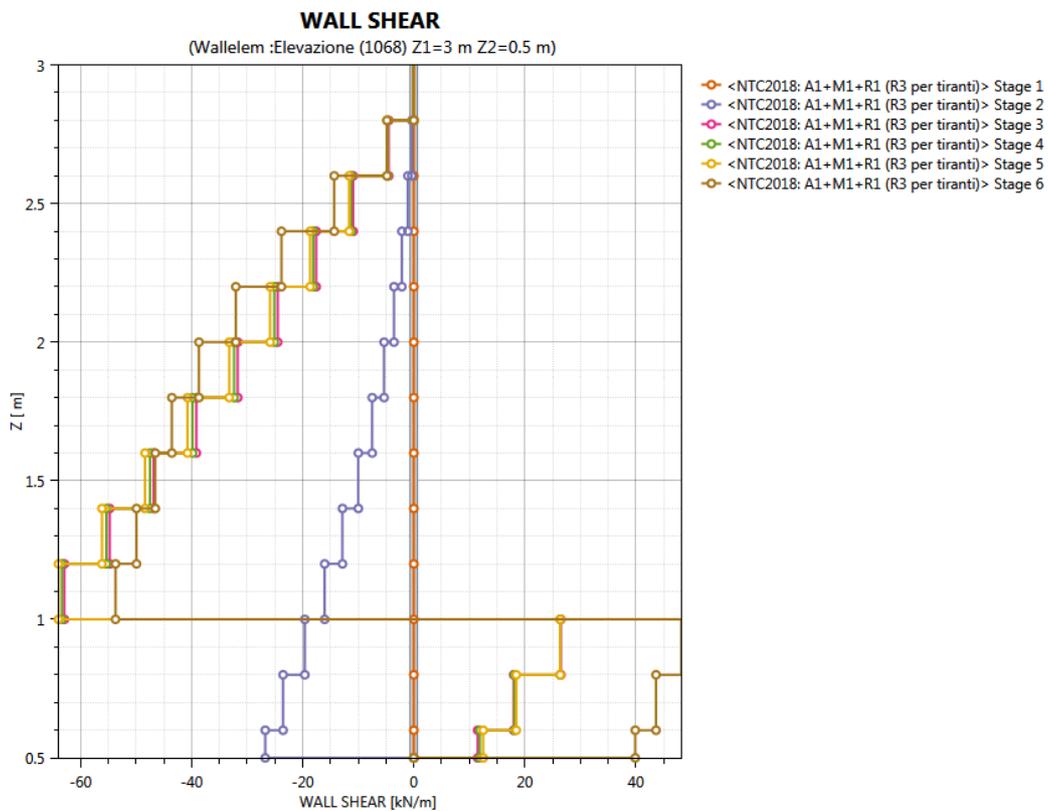
Condizione A1+M1

Inviluppo Momenti Flettenti



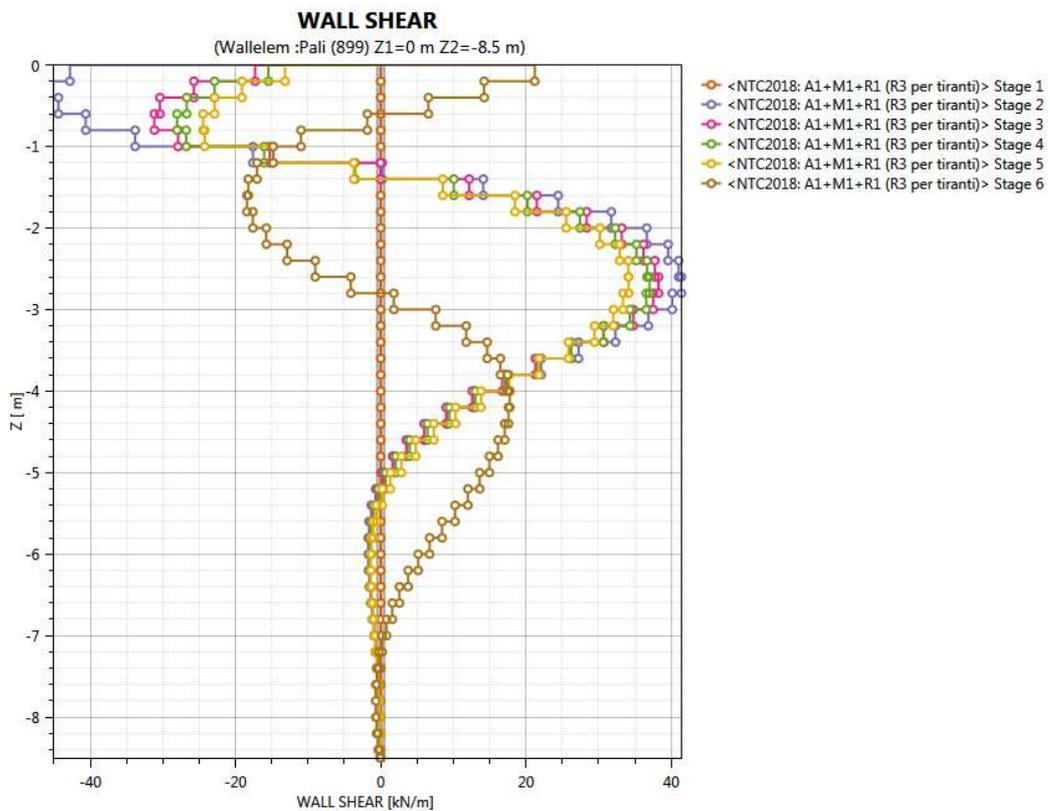
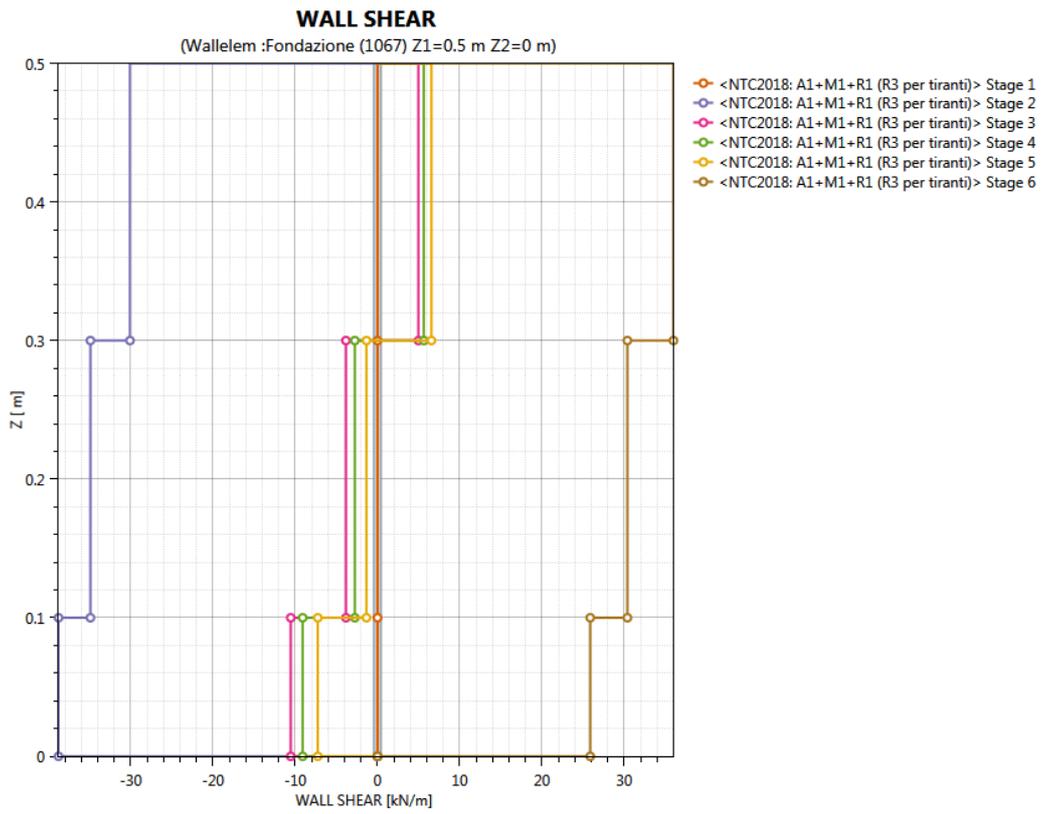


Inviluppo Sollecitazioni di Taglio

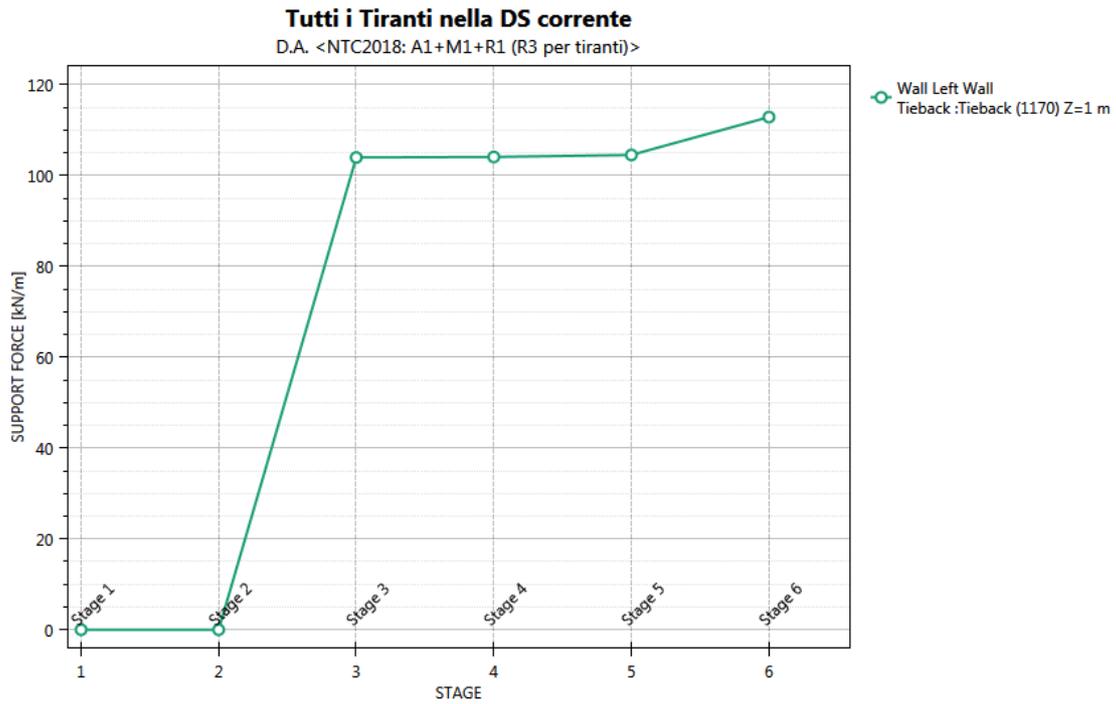


COMUNE DI CASSANO SPINOLA
PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Interventi di messa in sicurezza dei processi di instabilizzazione dei versanti Est e Sud dell'abitato di Gavazzana
PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

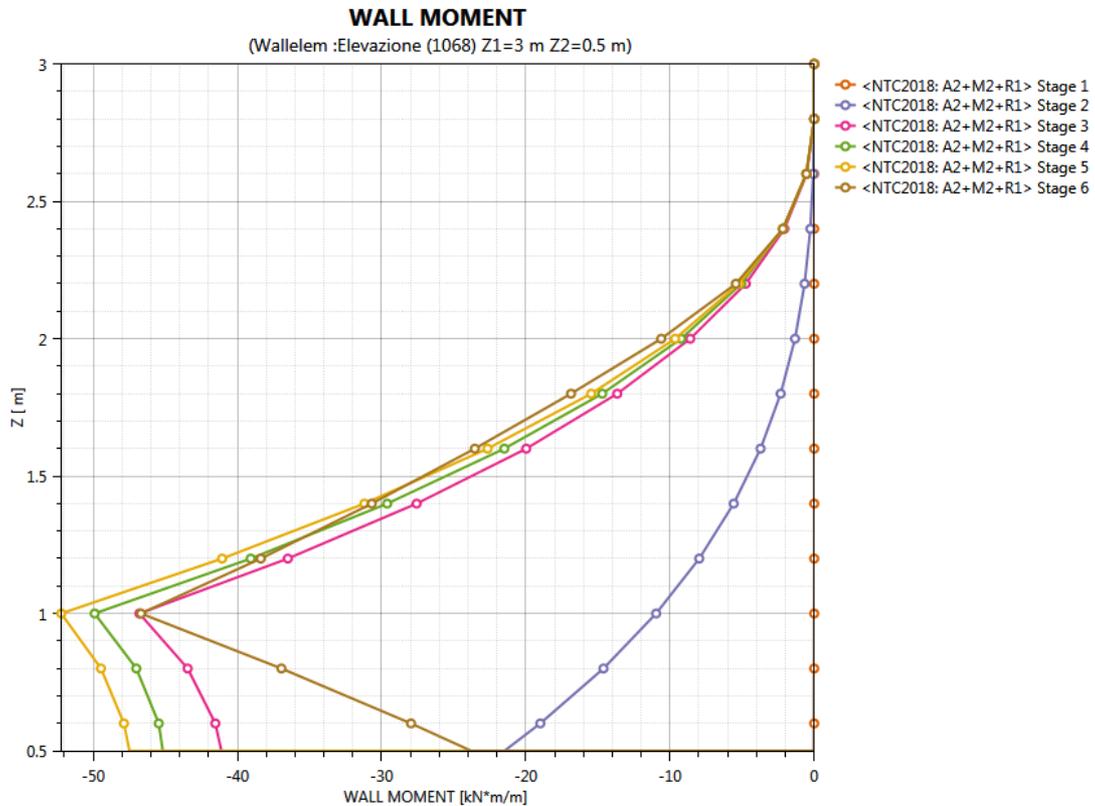


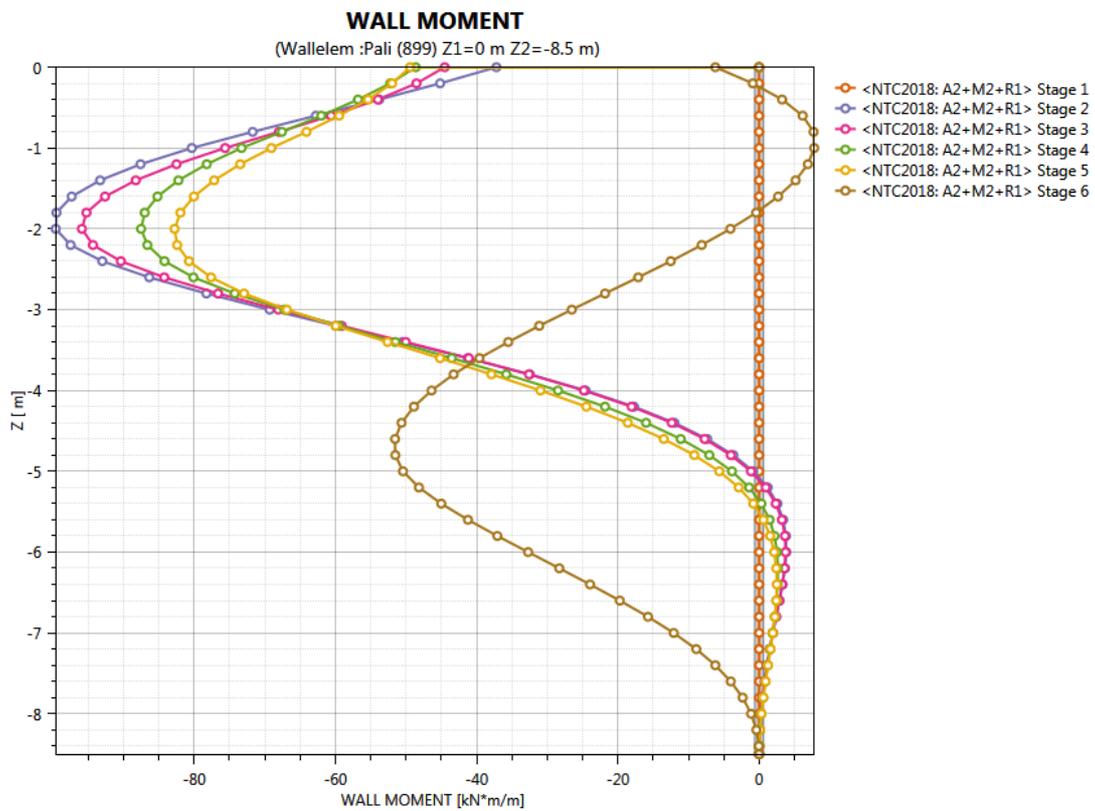
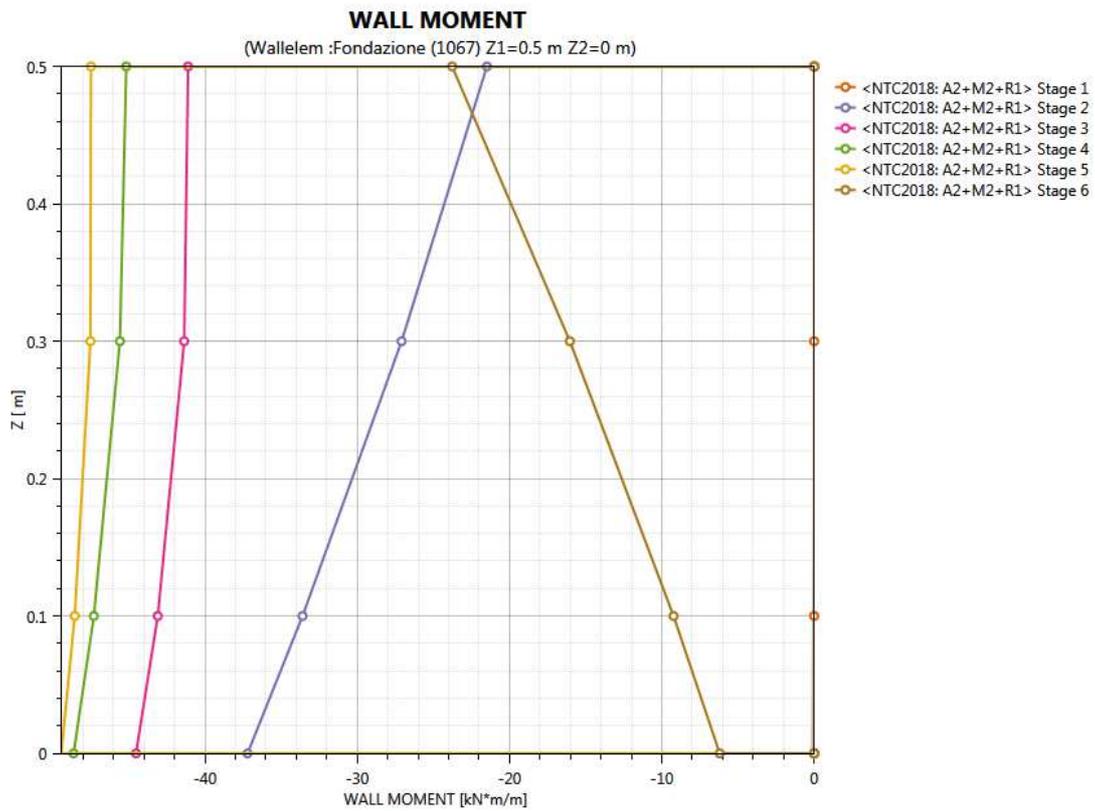
Stato di sollecitazioni Ancoraggi



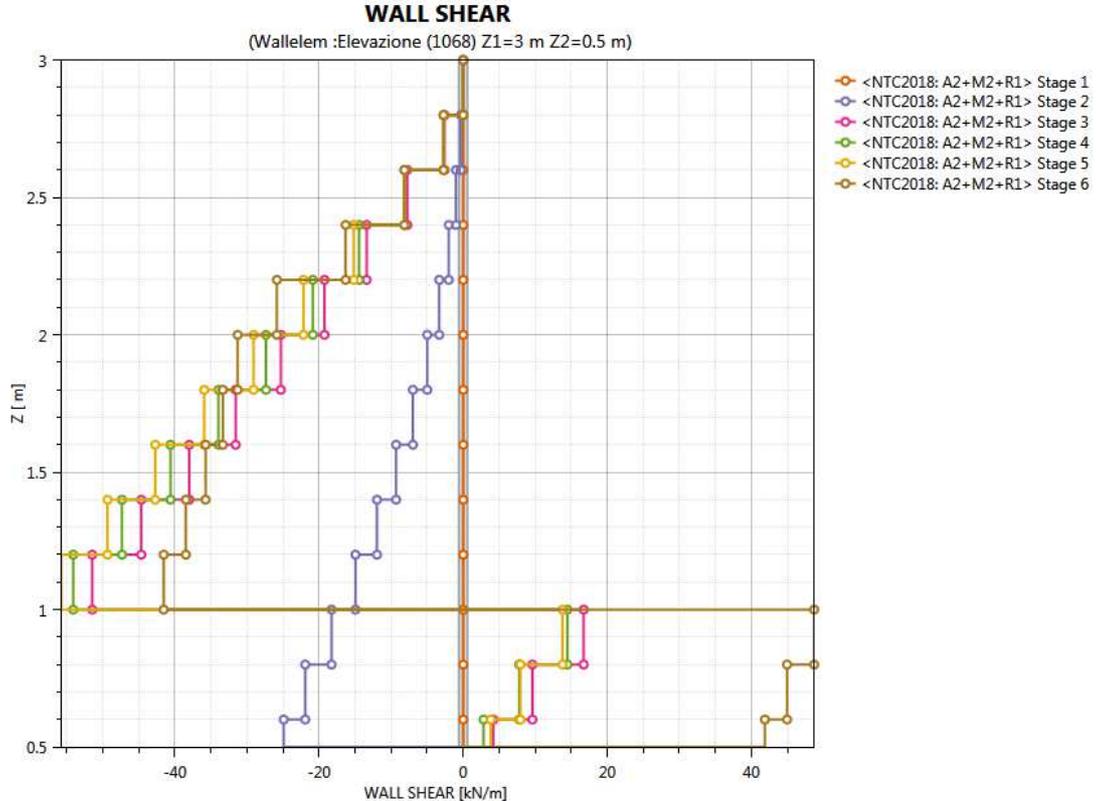
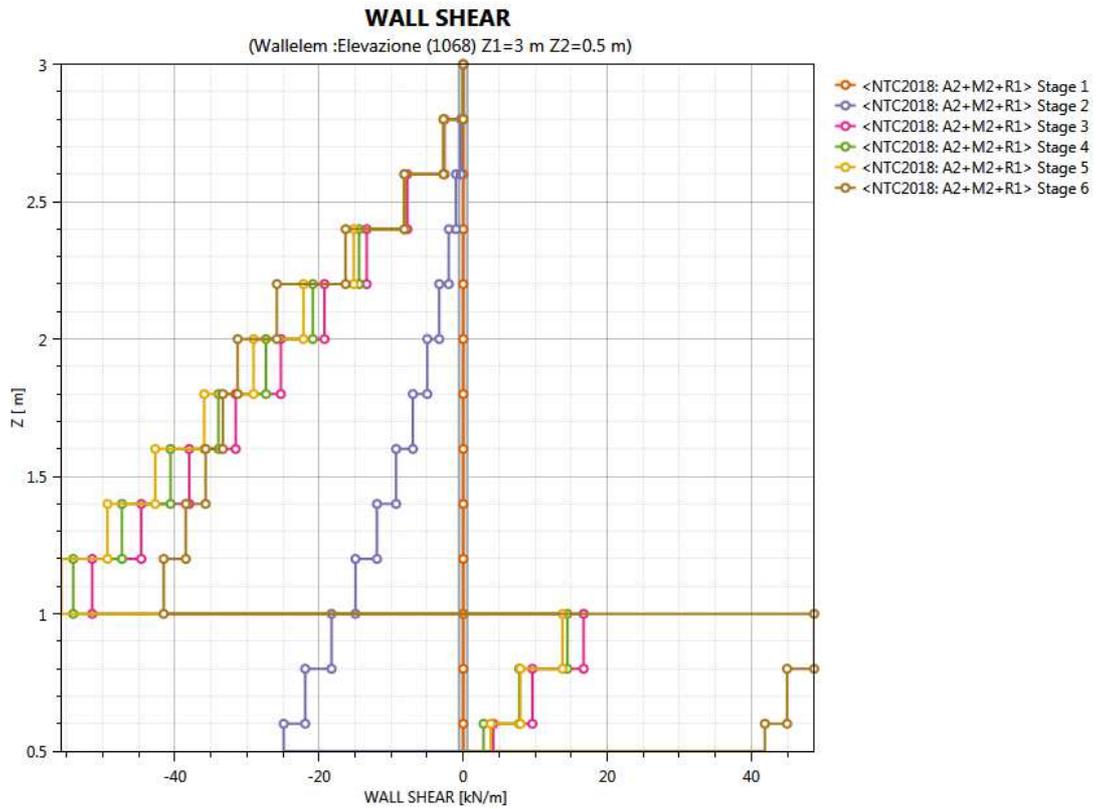
Condizione A2+M2

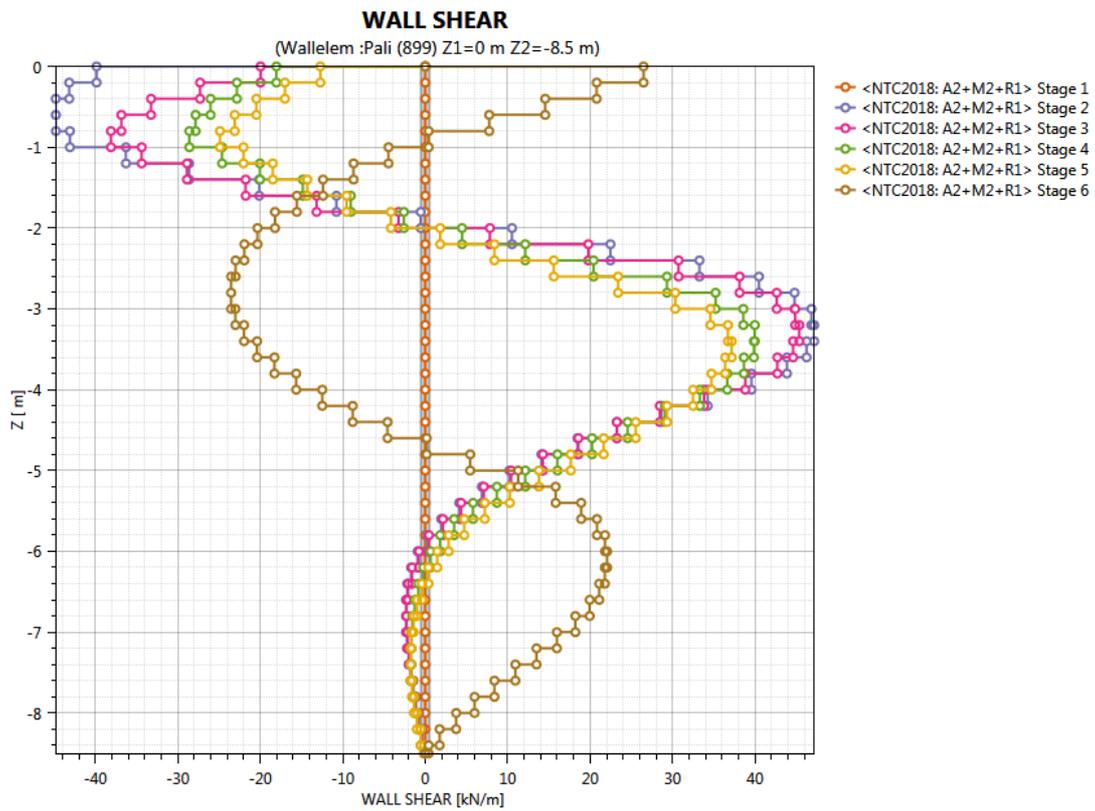
Inviluppo Momenti Flettenti



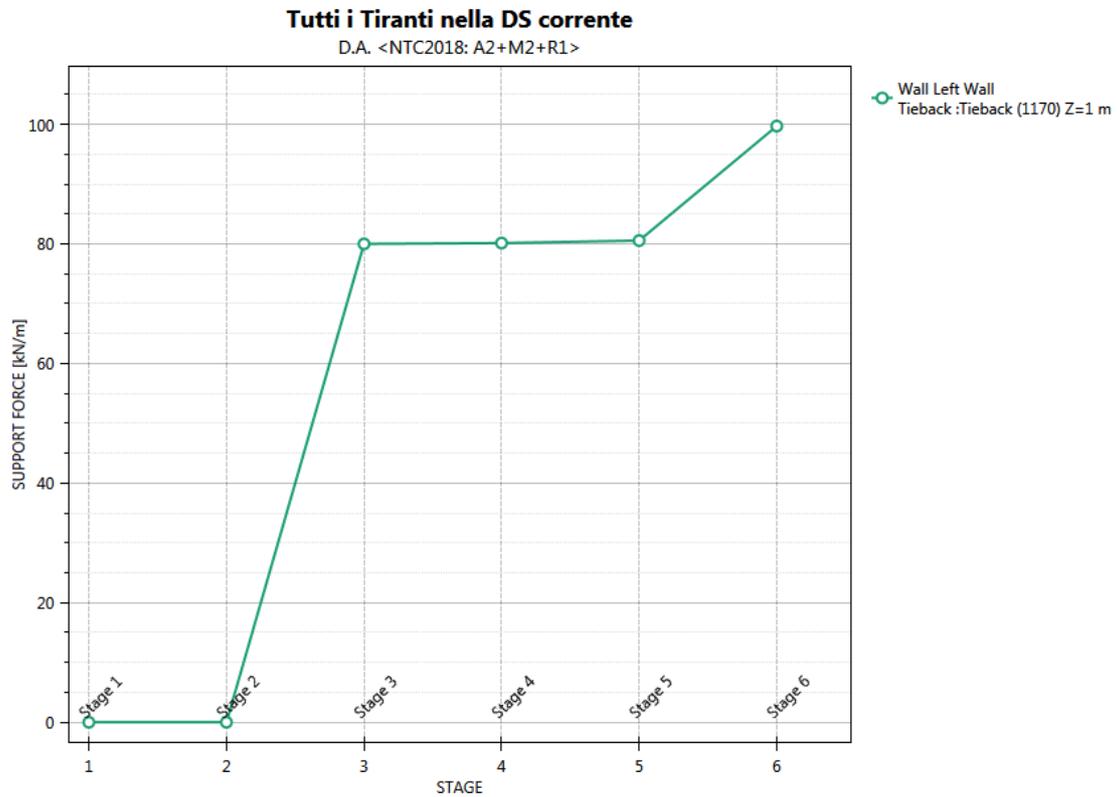


Inviluppo Sollecitazioni di Taglio

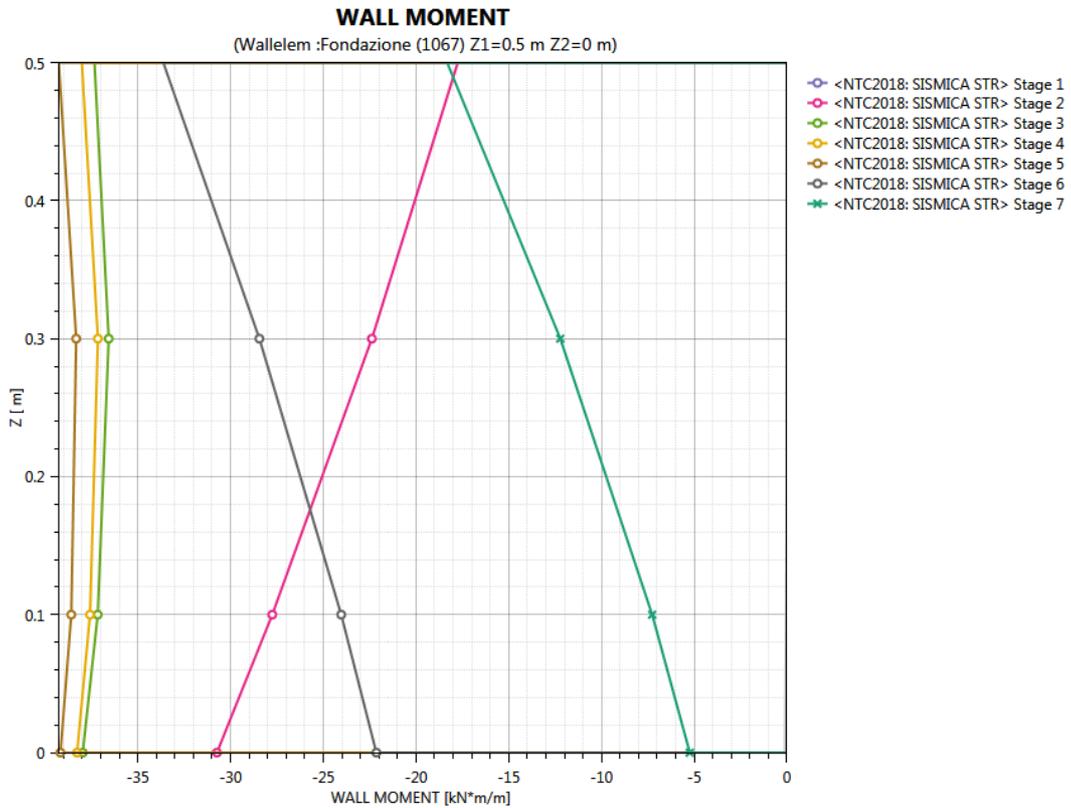
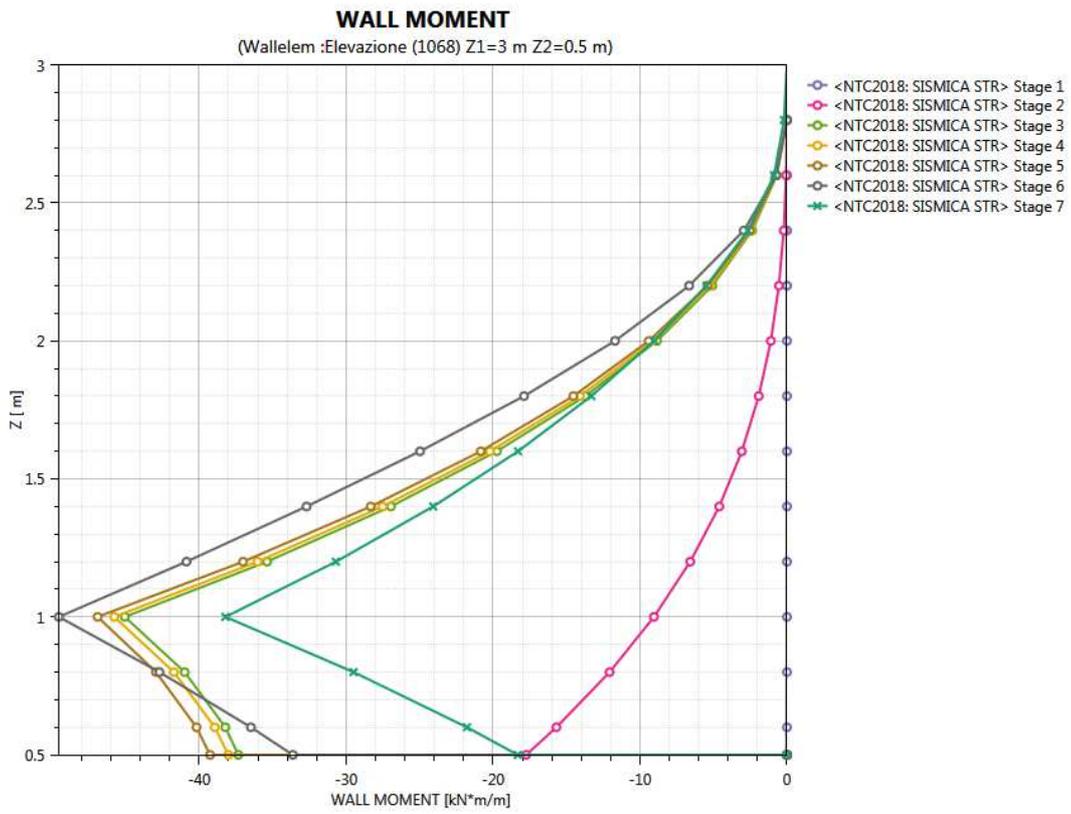


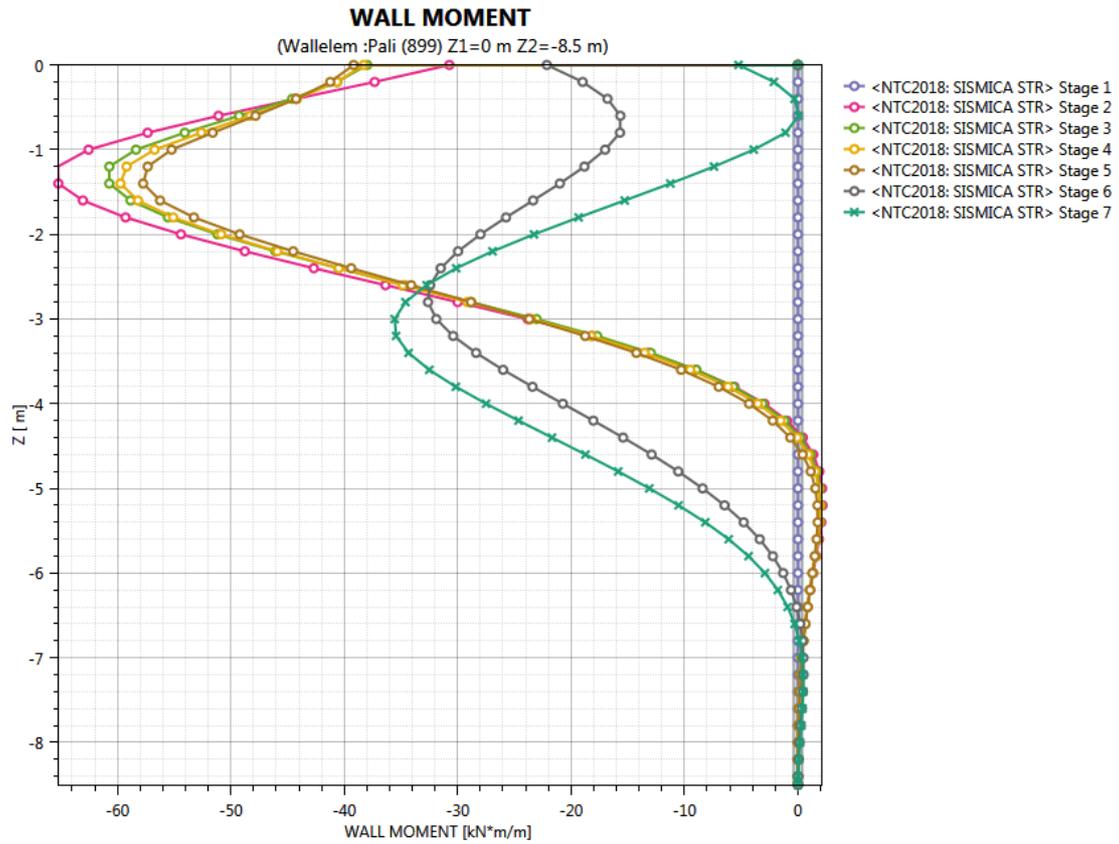


Stato di sollecitazioni Ancoraggi

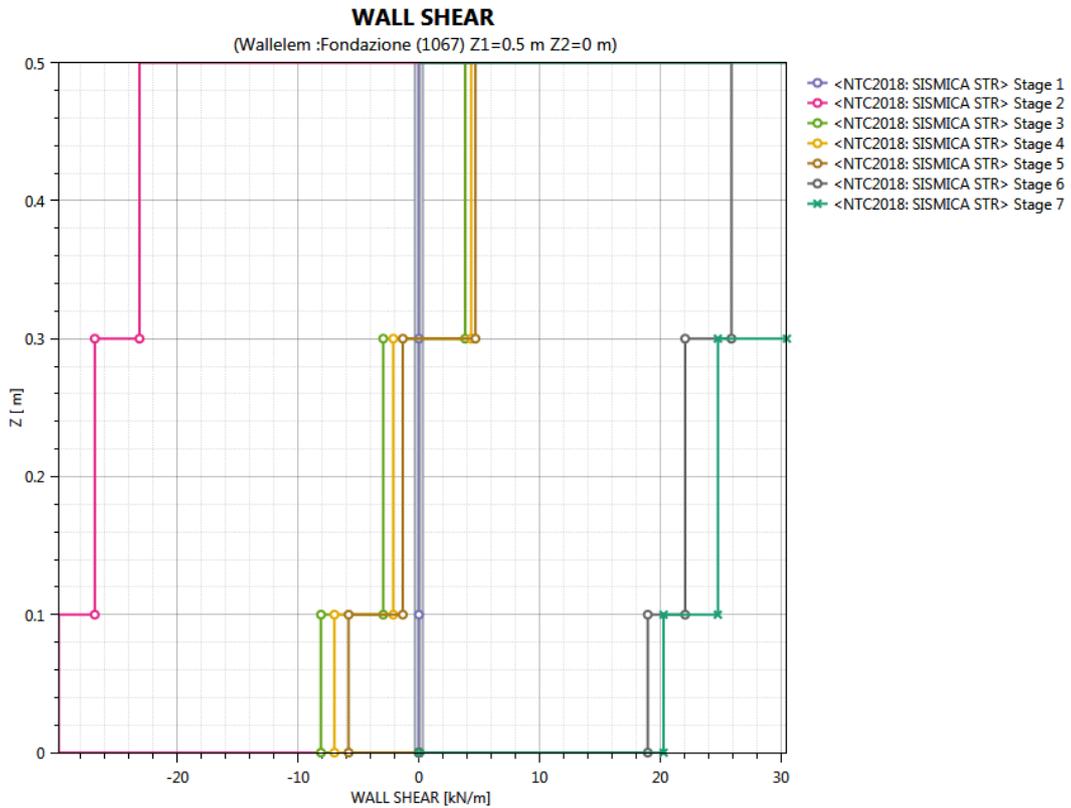
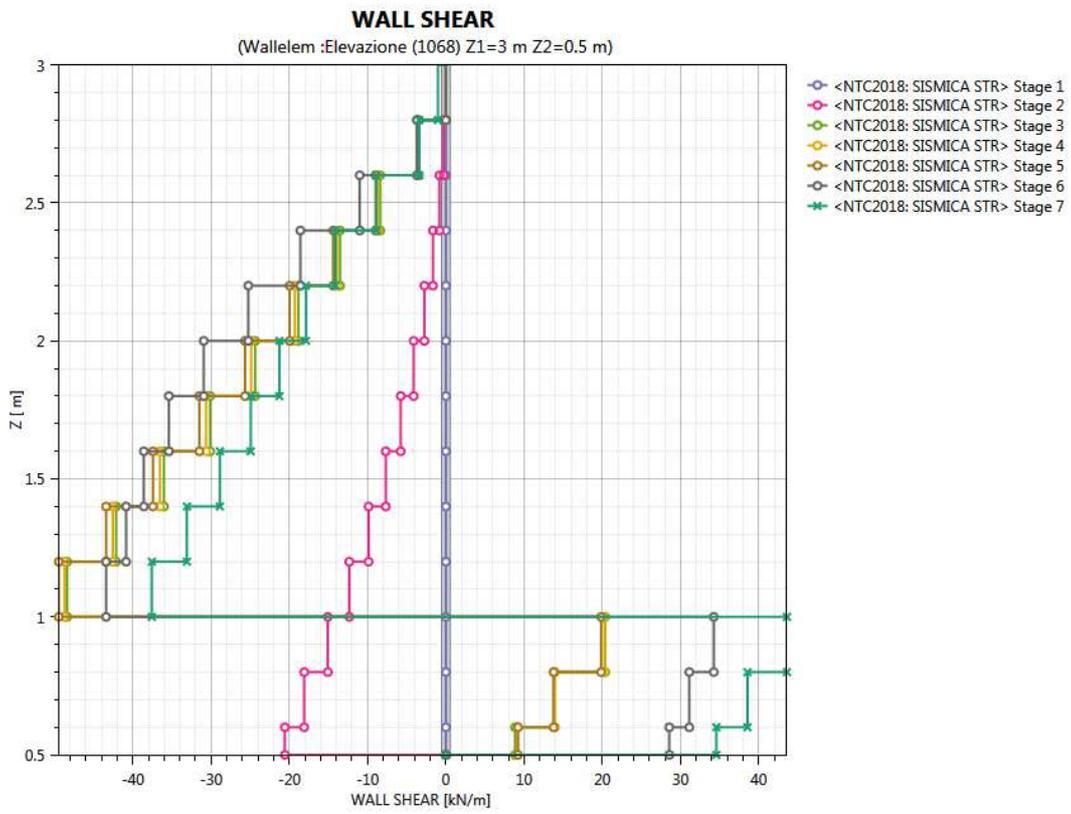


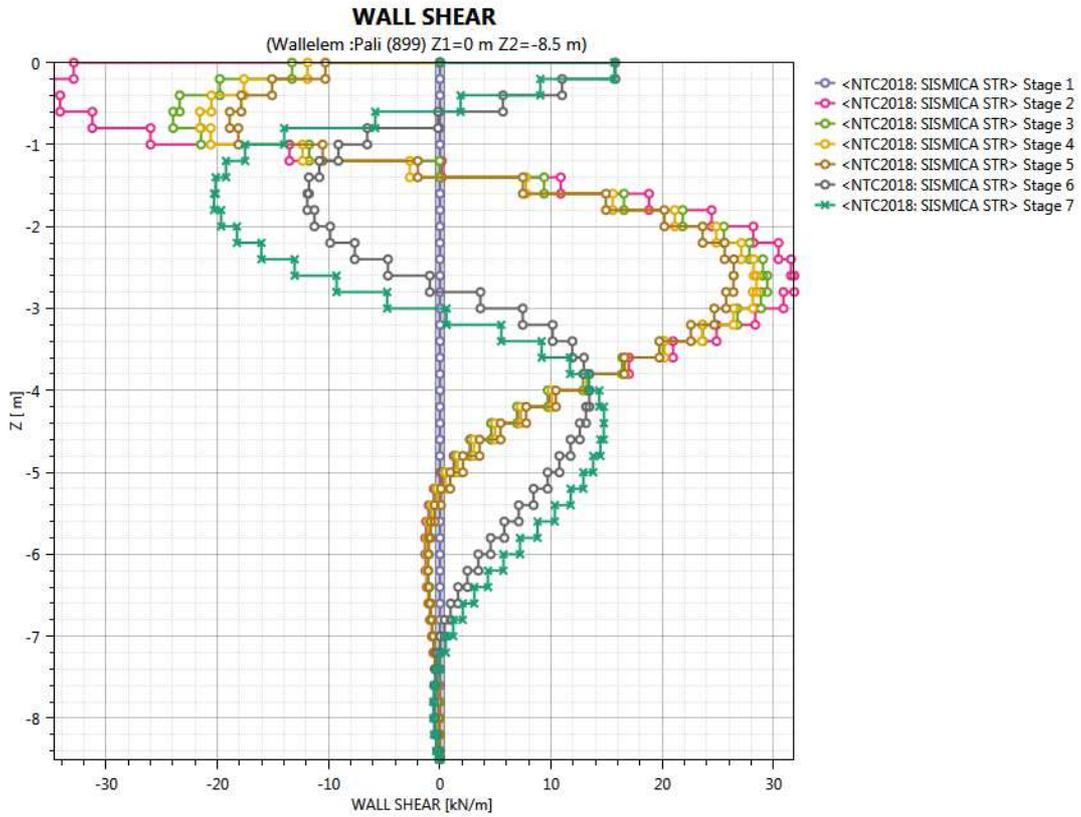
Condizione Sismica (Metodo di Wood)Inviluppo Momenti Flettenti



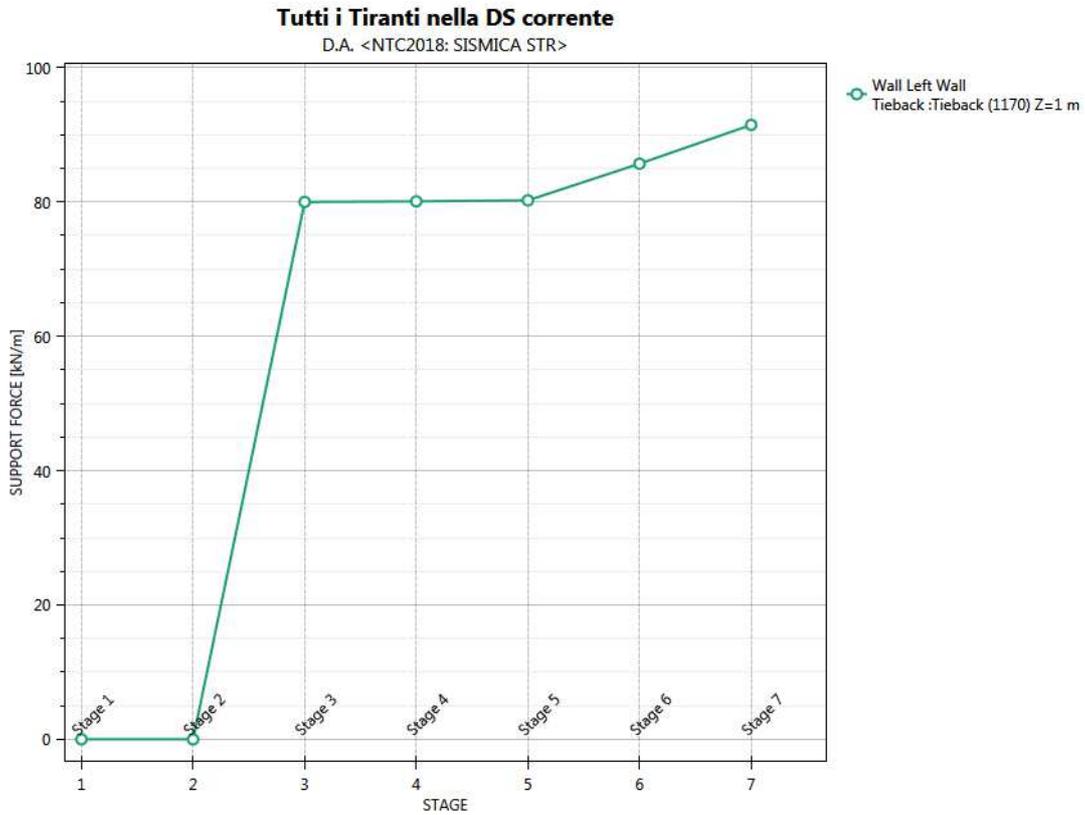


Involuppo Sollecitazioni di Taglio



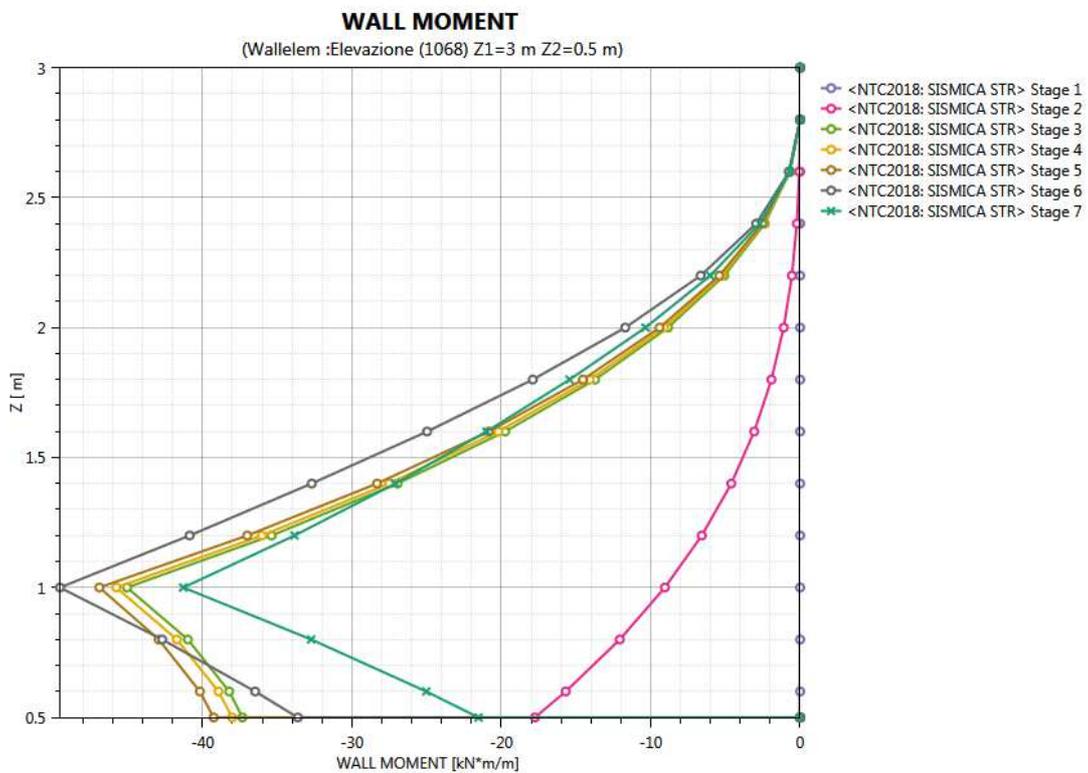
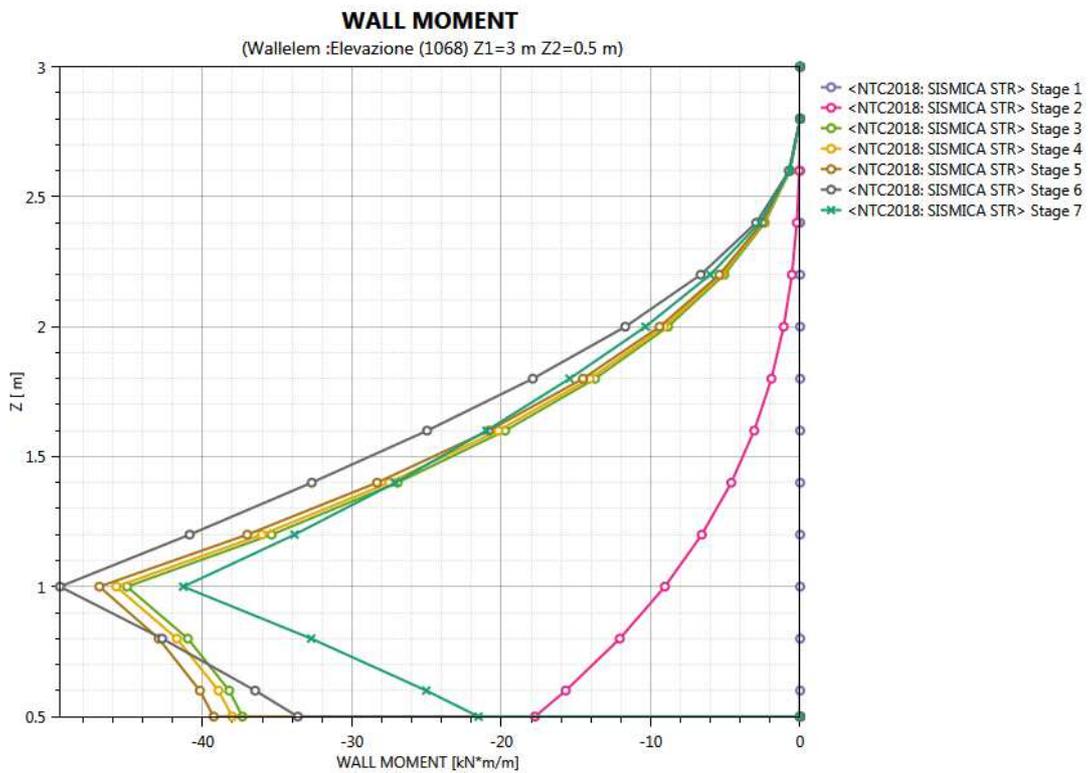


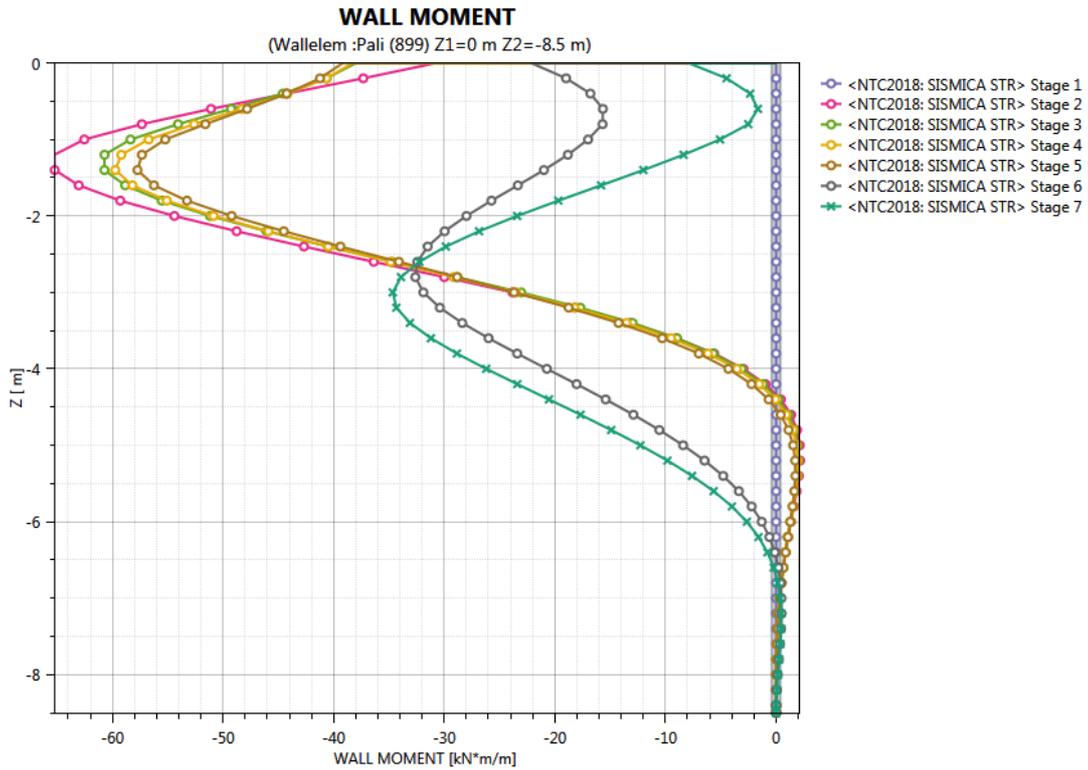
Stato di sollecitazioni Ancoraggi



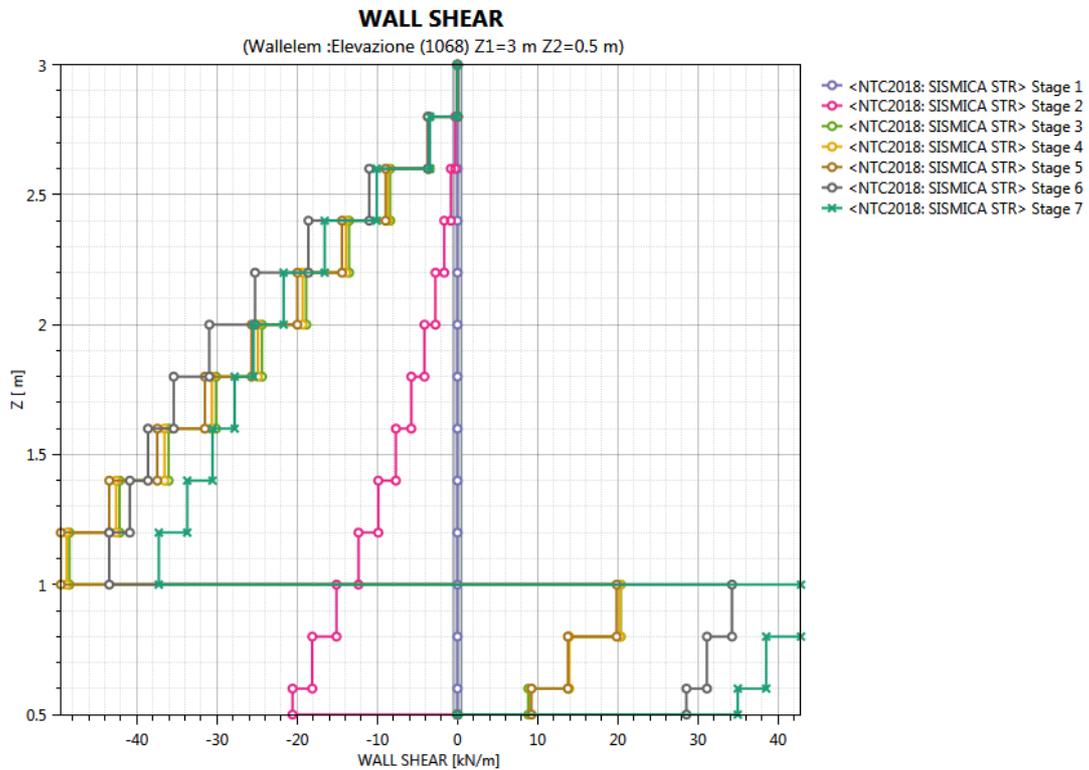
Condizione Sismica (Incremento spinta frana in condizioni sismiche)

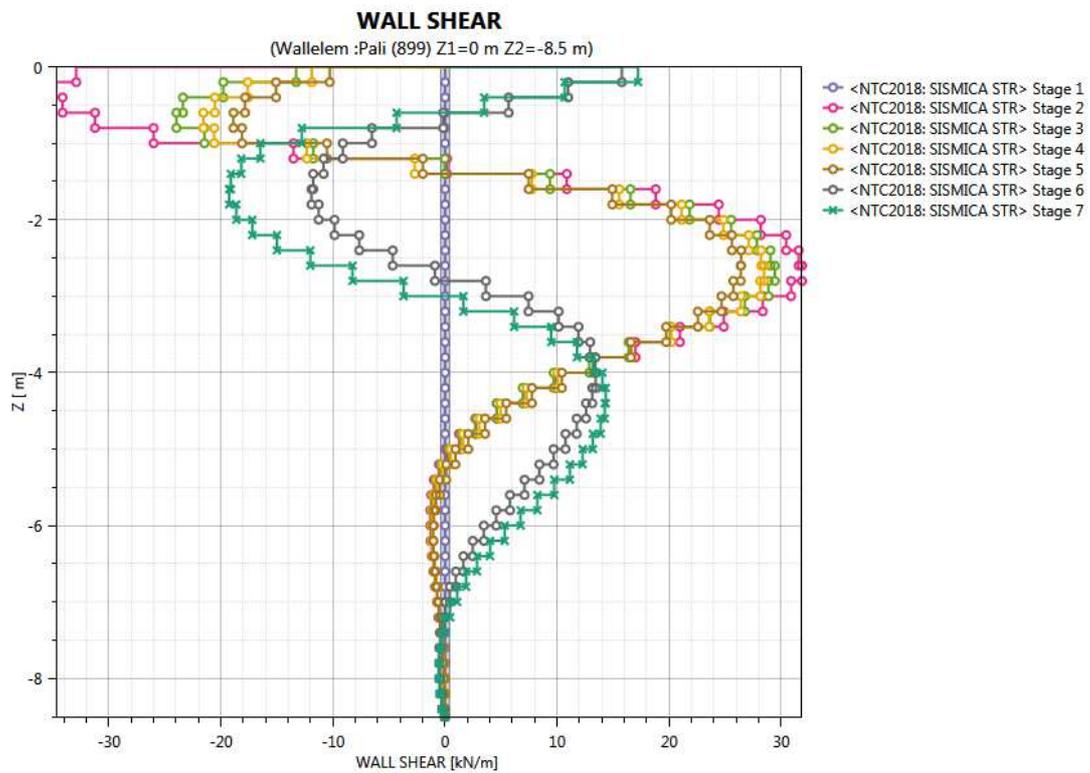
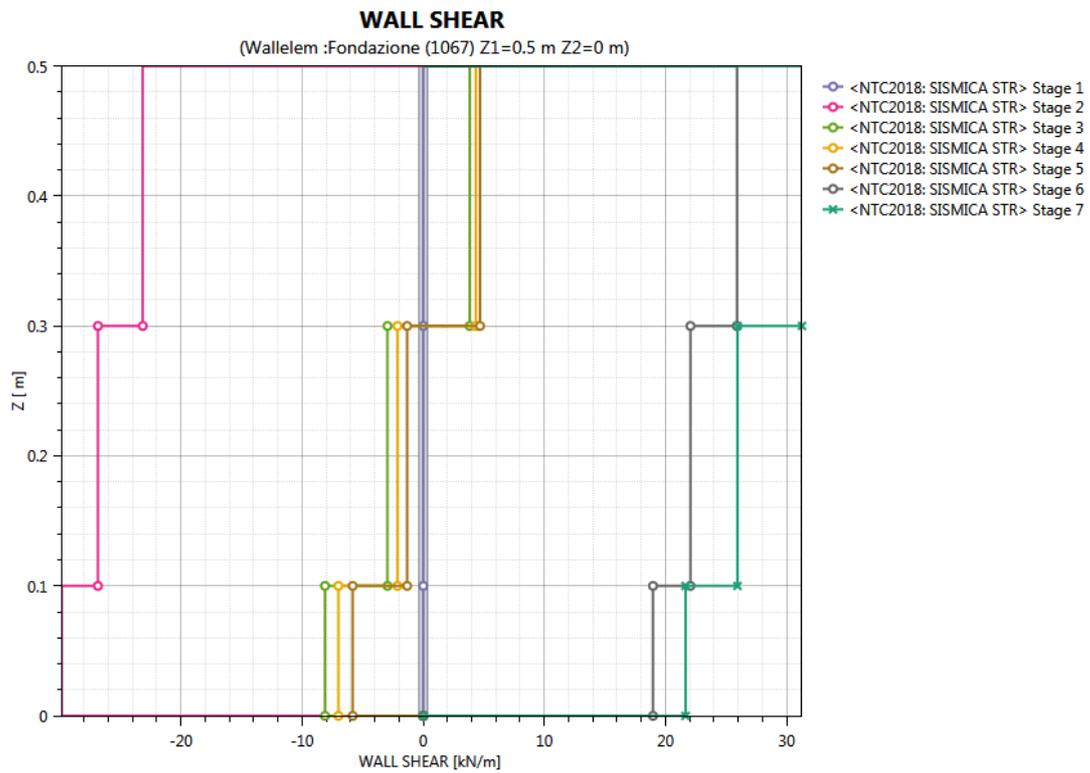
Inviluppo Momenti Flettenti



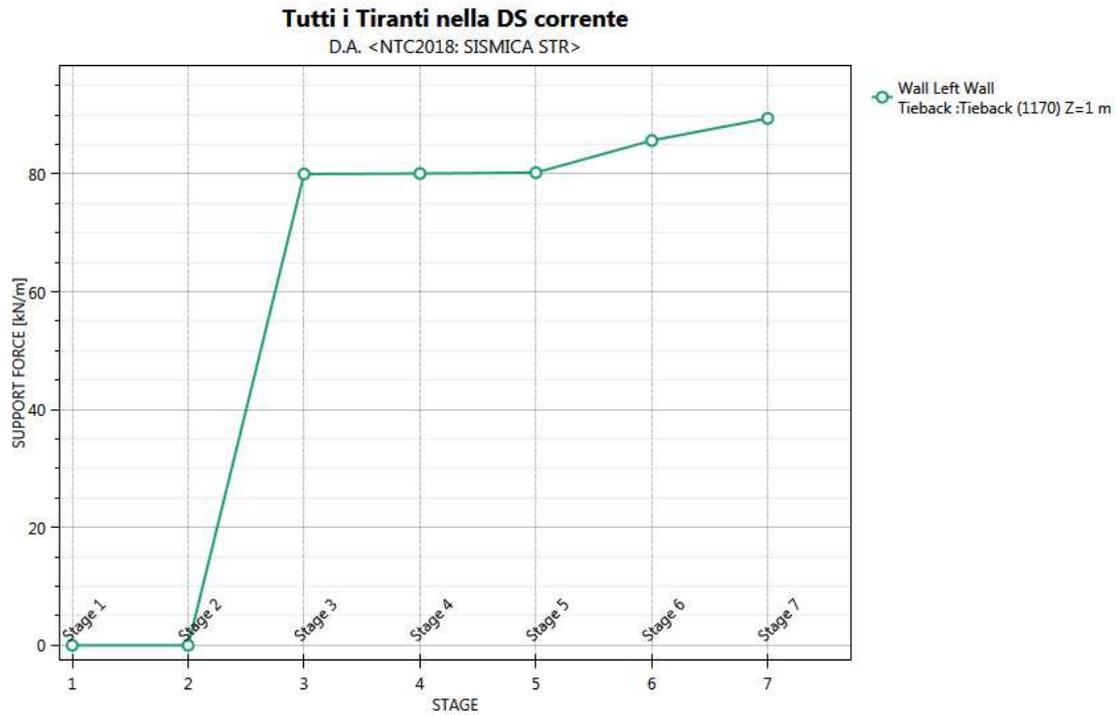


Involuppo Sollecitazioni di Taglio





Stato di sollecitazioni Ancoraggi



ALLEGATO III: VERIFICHE SEZIONI IN C.A.

Metodi di analisi

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Date le caratteristiche geometriche e note le caratteristiche dei materiali costituenti la sezione, si costruisce la matrice di rigidità della sezione, K (matrice di dimensioni 3×3).

Il vettore p dei carichi è costituito dalle sollecitazioni agenti sulla sezione, par $p = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\epsilon, \phi_x, \phi_y]$ in cui ϵ rappresenta la deformazione assiale e ϕ_x e ϕ_y rappresentano le rotazioni lungo l'asse X e lungo l'asse Y .

La relazione carichi spostamenti è espressa, in funzione delle grandezze definite precedentemente, come:

$$p = K u$$

Da questa espressione è facile ricavare il vettore degli spostamenti come:

$$u = K^{-1} p$$

dove K^{-1} rappresenta la matrice inversa di K .

Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione. Infatti, se P è un generico punto di coordinate (x, y) , la tensione nel punto P sarà data da:

$$\sigma(x, y) = E (\epsilon + \phi_x x + \phi_y y)$$

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

Determinazione delle tensioni tangenziali

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

Ad esempio, nel caso di sezione rettangolare soggetta ad un taglio T_y l'espressione della tensione tangenziale media su una corda $C1-C2$ parallela all'asse X (lunghezza della corda pari a b) è la seguente:

$$\tau = (T_y S_x) / (b I_x)$$

dove I_x è il momento di inerzia di tutta la sezione reagente rispetto all'asse X (ortogonale al taglio T_y), S_x è il momento statico dell'area sottesa dalla corda $C1-C2$ rispetto all'asse X .

La formula di Jourawski, opportunamente generalizzata, consente di ricavare la tensione media su una corda generica anche nel caso generale di flessione composta e taglio composto (T_x, T_y entrambi diversi da zero).

Analisi alle tensioni ammissibili

I valori delle tensioni ammissibili dei materiali impiegati sono i seguenti:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 60 + (R_{bk} - 150) / 4 \\ \tau_{c0} &= 4 + (R_{bk} - 150) / 75 \\ \tau_{c1} &= 14 + (R_{bk} - 150) / 35 \end{aligned}$$

La teoria del calcolo elastico delle sezioni si basa sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

- 1) il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo ed isotropo;
- 2) il calcestruzzo e l'armatura si considerano solidali in virtù dell'aderenza;
- 3) il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Analisi agli stati limite ultimi

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

Gli stati limite per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

- le sezioni rimangano piane fino a rottura;
- il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Per i materiali sono assunti i legami costitutivi specificati di seguito.

Per il conglomerato si assume come legame costitutivo quello definito dal diagramma parabola-rettangolo del C.E.B. (Comitato Europeo del Calcestruzzo), considerando il materiale esclusivamente reagente per tensioni di compressione. Esso è costituito da due rami: il primo, di tipo elasto-plastico, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, e con asse parallelo a quello delle ascisse; la tangente orizzontale, prolungata fino alla deformazione ultima, costituisce il secondo tratto rettilineo a comportamento perfettamente plastico a deformazione limitata.

Indicate con R_c la resistenza di calcolo, con ε_{ck} la deformazione in corrispondenza del punto di separazione tra il comportamento elasto-plastico e quello perfettamente plastico, e con ε_{cu} la deformazione ultima del conglomerato, il legame costitutivo risulta espresso dalle seguenti relazioni, considerando positive le deformazioni ε_c e le tensioni σ_c di compressione:

L'ordinata massima R_c è data da:

$$R_c = (0.85 * 0.83 * R_{bk}) / \gamma_c$$

in cui R_{bk} è la resistenza caratteristica relativa a provini di forma cubica, 0.83 è un coefficiente riduttivo che consente il passaggio alla resistenza caratteristica cubica, 0.85 è un coefficiente riduttivo che tiene conto del possibile effetto esercitato sulla resistenza da una lunga durata del carico.

Per stati limite ultimi le normative attribuiscono al coefficiente γ_c il valore: $\gamma_c = 1.5$.

Le altre grandezze caratteristiche utilizzate nelle formule hanno i seguenti valori:

$$\varepsilon_{ck} = 0.20 \% - \varepsilon_{cu} = 0.35 \%$$

Per quanto riguarda l'acciaio viene considerato a comportamento elastico-perfettamente plastico a deformazione limitata sia a trazione che a compressione.

Indicate con f_{yk} la resistenza caratteristica di snervamento a trazione, ε_{syk} la deformazione di snervamento a trazione, ε_{su} la deformazione limite a trazione e con $R_s = f_{yk} / \gamma_s$ la resistenza di calcolo a trazione, il legame costitutivo risulta definito da una bilatera ottenuta dal diagramma caratteristico effettuando una **affinità** parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1 / \gamma_s$.

Le norme prescrivono per la deformazione limite dell'acciaio il valore:

Per il coefficiente γ_s del materiale, le norme prescrivono:

- $\gamma_s = 1.15$ per tutti i tipi di acciaio.

Il legame costitutivo (o diagramma di calcolo) risulta quindi definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \text{ per } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R_s \text{ per } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

dove E_s è il modulo elastico all'origine dell'acciaio.

Diagramma M-N allo stato limite ultimo

Lo stato limite ultimo di una sezione in cemento armato a doppia armatura, sottoposta a sollecitazione composta di sforzo normale e flessione retta, avviene con il raggiungimento dei valori della deformazione limite ultima nelle fibre più sollecitate dell'acciaio o del conglomerato ovvero di entrambi i materiali.

La sezione tenso-pessoinflessa raggiunge lo stato limite ultimo con una delle 7 modalità seguenti:

1. cedimento di entrambe le armature tese, in assenza di contributo alla resistenza del conglomerato sollecitato a trazione in tutta la sezione;
2. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo elasto-plastico. Il conglomerato non attinge la resistenza ultima di calcolo;
3. cedimento dell'armatura tesa inferiore con conglomerato compresso in campo plastico. Il conglomerato ha raggiunto la resistenza di calcolo ma non la deformazione ultima;
4. cedimento del conglomerato compresso con acciaio teso in campo plastico;
5. cedimento del conglomerato compresso essendo l'acciaio teso in campo elastico;
6. cedimento del conglomerato con entrambe le armature compresse e asse neutro compreso fra le armature inferiori e le fibre inferiori della sezione;
7. sezione interamente compressa e schiacciamento del conglomerato. La situazione corrisponde al caso di solo sforzo normale.

Per una assegnata sezione è possibile determinare, in corrispondenza di un generico stato deformativo ultimo, la risultante e il momento risultante delle tensioni normali interne rispetto al baricentro della sezione geometrica. Si individua, per l'equilibrio, una coppia di grandezze (N, M), caratteristiche della sollecitazione, che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo della sezione.

Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

Per una sezione soggetta a presso flessione (Mx, My, N) si possono definire più fattori di sicurezza.

L'uscita del punto delle sollecitazioni P = (Mx, My, N) può avvenire in generale nei seguenti modi:

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N, Mx, My;
2. per aumento contemporaneo di N, Mx (My=cost);
3. per aumento contemporaneo di N, My (Mx=cost);
4. per aumento della sola componente N (Mx=cost, My=cost);

5. per aumento della sola componente del momento M_x ($N=\text{cost}$, $M_y=\text{cost}$);
6. per aumento contemporaneo di M_x , M_y ($N=\text{cost}$);
7. per l'aumento della sola componente M_y ($N=\text{cost}$, $M_x=\text{cost}$).

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = [0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

con:

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);

- $\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

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

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a *taglio trazione* si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a *taglio compressione* si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove:

- A_{sw} area dell'armatura trasversale;

- s interasse tra due armature trasversali consecutive;

- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

- f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$);

- α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1

per membrane non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$

per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$

1,25

per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$

$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$

per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

dove T_{Ed} è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo. Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 A t f'_{cd} \operatorname{ctg}^2 \theta$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque . 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale. Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 A A_s / s f_{yd} \operatorname{ctg} \theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 A \Sigma A_l / u_m f_{yd} / \operatorname{ctg} \theta$$

dove si è posto:

- A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- A_s area delle staffe;
- u_m perimetro medio del nucleo resistente
- s passo delle staffe;
- ΣA_l area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi $\operatorname{ctg} \theta = (a_l/a_s)^2$.

$$\text{con: } a_l = \Sigma A_l / u_m \\ a_s = A_s / s$$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti di sicurezza del c.a.

Coefficienti sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficienti sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficienti sicurezza dell'acciaio	1.15
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficienti di sicurezza della sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Molto aggressive
Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Metodo di calcolo aperture delle fessure: Circolare Ministeriale 252 (15/10/1996) / NTC 2008 1° Formulazione

Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico	Rara	$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	$\sigma_f < 0.80 f_{yk}$
Combinazione di carico	Quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$
Combinazione di carico	Frequente	$\sigma_c < 1.00 f_{ck}$	$\sigma_f < 1.00 f_{yk}$

Trave di ripartizione tirantature

Nome sezione:	40x60 5 fi 16
Tipo sezione	Rettangolare
Base	40.0 [cm]
Altezza	60.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	2400.00 [cmq]
Inerzia in direzione X	320000.0 [cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	720000.0 [cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0 [cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 20.00 [cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 30.00 [cm]

Elenco ferri*Simbologia adottata*

Posizione riferita all'origine	
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	4.80	59.20	16	2.01
2	4.80	44.60	16	2.01
3	4.80	30.00	16	2.01
4	4.80	15.40	16	2.01
5	4.80	0.80	16	2.01
6	35.20	0.80	16	2.01
7	35.20	15.40	16	2.01
8	35.20	30.00	16	2.01
9	35.20	44.60	16	2.01
10	35.20	59.20	16	2.01

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato**Caratteristiche calcestruzzo**

Resistenza caratteristica calcestruzzo	37.000	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[MPa]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[MPa]
Modulo elastico E	205942.924	[MPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni*Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	0.0000	84.7000	0.0000	0.0000	169.4000	SI	SLEF

Risultati analisi

COMUNE DI CASSANO SPINOLA
 PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Interventi di messa in sicurezza dei processi di instabilizzazione dei versanti Est e Sud dell'abitato di Gavazzana
 PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Caratteristiche asse neutro**Simbologia adottata**

N° numero d'ordine della combinazione
 Xc posizione asse neutro espresso in [cm]
 α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
 (xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
1	10.02	-90.00	(29.98; 60.00)	(29.98; 0.00)

Risultati tensionali**Simbologia adottata**

N° numero d'ordine della combinazione
 σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
 σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
 σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]
 σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]
 τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
1	7.080	0.000	0.895	55.316	-266.976

Sollecitazioni ultime**Simbologia adottata**

N° numero d'ordine della combinazione
 N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
0.0000	129.5487	0.0000	1.53

Risultati taglio**Simbologia adottata**

N° numero d'ordine della combinazione
 V_{Rd} Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]
 V_{Rcd} Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]
 V_{Rsd} resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]

N°	T	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}	Diametro e passo staffe
1	169.4000	102.9634	604.8811	758.9815	f14.00 - 20.00 [cm]

Risultati fessurazione**Simbologia adottata**

N° numero d'ordine della combinazione
 M_X Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
 M_Y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
 σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [MPa]
 σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [MPa]
 A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²]
 ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]
 S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
 w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M _X	M _Y	σ_f	σ_c	A _{eff}	ϵ	S _{rm}	w
1	40.5055	0.0000	-127.674	-10.134	899.47	0.1148	146	0.2841

Paramento in elevazione

Nome sezione:	40x100 5 fi 16
Tipo sezione	Rettangolare
Base	40.0 [cm]
Altezza	100.0 [cm]

COMUNE DI CASSANO SPINOLA
 PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Interventi di messa in sicurezza dei processi di instabilizzazione dei versanti Est e Sud dell'abitato di Gavazzana
 PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Caratteristiche geometriche

Area sezione	4000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	533333.3	[cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	3333333.3	[cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 20.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 50.00	[cm]

Elenco ferri*Simbologia adottata*

Posizione riferita all'origine	
N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	4.80	89.20	16	2.01
2	4.80	69.60	16	2.01
3	4.80	50.00	16	2.01
4	4.80	30.40	16	2.01
5	4.80	10.80	16	2.01
6	35.20	10.80	16	2.01
7	35.20	30.40	16	2.01
8	35.20	50.00	16	2.01
9	35.20	69.60	16	2.01
10	35.20	89.20	16	2.01

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato**Caratteristiche calcestruzzo**

Resistenza caratteristica calcestruzzo	37.000	[MPa]
Coeff. omogeneizzazione acciaio/calcestruzzo	15.00	
Coeff. omogeneizzazione calcestruzzo teso/compresso	1.00	
Forma diagramma tensione-deformazione - PARABOLA-RETTANGOLO		

Caratteristiche acciaio per calcestruzzo

Tensione ammissibile acciaio	450.000	[MPa]
Tensione snervamento acciaio	450.000	[MPa]
Modulo elastico E	205942.924	[MPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1.00	

Combinazioni*Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sfuerzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	0.0000	61.5000	0.0000	0.0000	64.0000	SI	SLEF

Risultati analisi**Caratteristiche asse neutro***Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
X _c	posizione asse neutro espresso in [cm]
α	inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]
(x _i ; y _i) - (x _f ; y _f)	Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	X _c	α	(x _i ; y _i)	(x _f ; y _f)
----	----------------	---	------------------------------------	------------------------------------

COMUNE DI CASSANO SPINOLA
PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Interventi di messa in sicurezza dei processi di instabilizzazione dei versanti Est e Sud dell'abitato di Gavazzana
PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

1 8.37 90.00 (31.63; 100.00) (31.63; 0.00)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
 σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [MPa]
 σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [MPa]
 σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [MPa]
 τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [MPa]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
1	3.961	0.000	0.199	25.359	-190.334

Sollecitazioni ultime

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	<u>133.0580</u>	0.0000	2.16

Risultati taglio

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 V_{Rd} Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN]
 V_{Rcd} Resistenza di calcolo a "taglio compressione", espresso in [kN]
 V_{Rsd} resistenza di calcolo a "taglio trazione", espresso in [kN]

N°	T	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	64.0000	134.4491		

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 M_x Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]
 M_y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]
 σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [MPa]
 σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [MPa]
 A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²]
 ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [‰]
 S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]
 w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ϵ	S_{rm}	w
1	62.6806	0.0000	-193.988	-15.247	1581.29	0.0000	0	0.0000

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

L'analisi della sezione è condotta con un metodo iterativo.

Il procedimento numerico per l'analisi della sezione segue il seguente schema:

- a) assemblaggio del vettore dei carichi e della matrice di rigidezza;
- b) inversione della matrice di rigidezza;
- c) determinazione degli spostamenti u ;

Nell'assemblaggio della matrice bisogna tener conto solo della sezione reagente (ad esempio, per le sezioni in c.a. si tiene conto dell'area di calcestruzzo compressa e dell'area delle armature omogeneizzate). Una volta determinato il vettore degli spostamenti è possibile ricavare la tensione in qualsiasi punto della sezione.

Per quanto riguarda l'analisi delle tensioni tangenziali da taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski, che dà la tensione media su una corda generica.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	SAX - Progetto e Verifica sezioni
Versione	10.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	GEO ENGINEERING S.R.L.
Licenza	AIU17881S

Affidabilità dei codici di calcolo

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

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

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

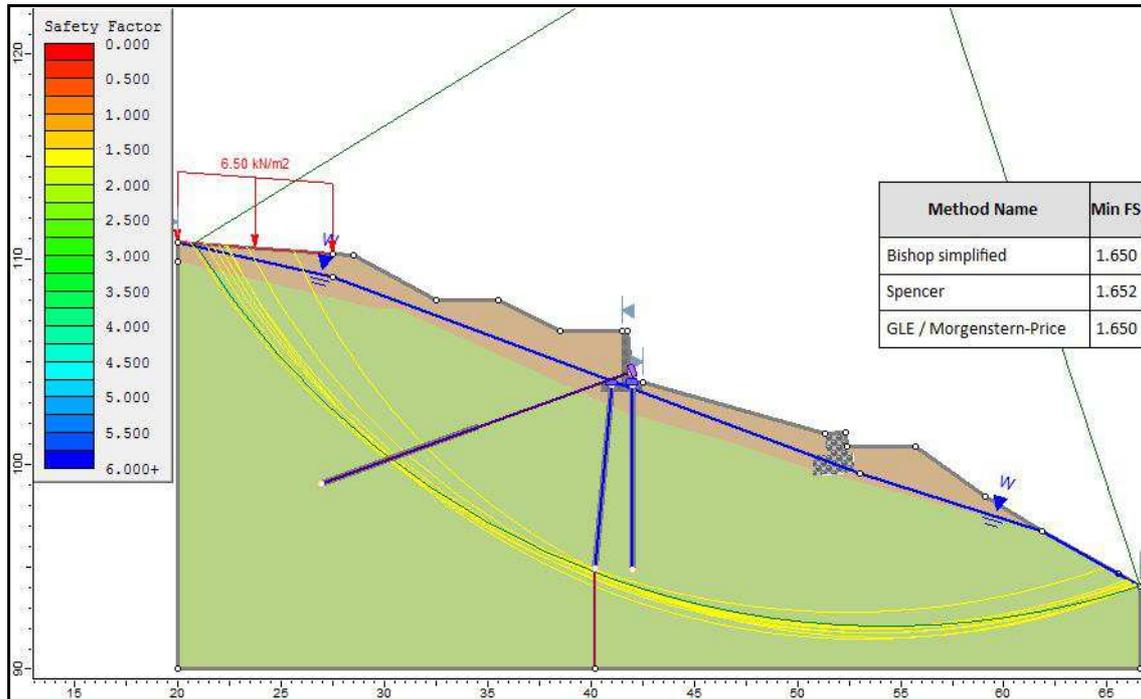
Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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

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

ALLEGATO IV: VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Condizione A2+M2



Slide Analysis Information
SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
 Time Units: days
 Permeability Units: meters/second
 Failure Direction: Left to Right
 Data Output: Standard
 Maximum Material Properties: 20
 Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Slices Type: Vertical

Analysis Methods Used

Bishop simplified
 GLE/Morgenstern-Price with interslice force function (Half Sine)
 Spencer

Number of slices: 50
 Tolerance: 0.005
 Maximum number of iterations: 75
 Check $\alpha < 0.2$: Yes
 Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos: Yes
 Initial trial value of FS: 1
 Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces
 Pore Fluid Unit Weight [kN/m³]: 9.81
 Use negative pore pressure cutoff: Yes
 Maximum negative pore pressure [kPa]: 0
 Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular
 Search Method: Slope Search
 Number of Surfaces: 5000
 Upper Angle: Not Defined
 Lower Angle: Not Defined
 Composite Surfaces: Disabled
 Reverse Curvature: Invalid Surfaces
 Minimum Elevation: Not Defined
 Minimum Depth [m]: 2
 Minimum Area: Not Defined
 Minimum Weight: Not Defined

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
 Magnitude [kPa]: 6.5
 Orientation: Vertical

Material Properties

Property	CLS	Gabbione	UL I (A2+M2)	UL II (A2+M2)
Color				
Strength Type	Infinite strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	25	17	19	20
Cohesion [kPa]		24	0	4
Friction Angle [deg]		32	23.04	24.79
Water Surface	None	None	None	None
Ru Value	0	0	0	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS **1.649970**
 Center: 54.325, 131.632
 Radius: 39.526
 Left Slip Surface Endpoint: 20.771, 110.741

COMUNE DI CASSANO SPINOLA
 PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Interventi di messa in sicurezza dei processi di instabilizzazione dei versanti Est e Sud dell'abitato di Gavazzana
 PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Right Slip Surface Endpoint: 66.572, 94.051
 Resisting Moment: 137969 kN-m
 Driving Moment: 83619 kN-m
 Total Slice Area: 355.811 m²
 Surface Horizontal Width: 45.8011 m
 Surface Average Height: 7.76861 m

Method: spencer

FS 1.652050
 Center: 54.325, 131.632
 Radius: 39.526
 Left Slip Surface Endpoint: 20.771, 110.741
 Right Slip Surface Endpoint: 66.572, 94.051
 Resisting Moment: 138143 kN-m
 Driving Moment: 83619 kN-m
 Resisting Horizontal Force: 3187.33 kN
 Driving Horizontal Force: 1929.32 kN
 Total Slice Area: 355.811 m²
 Surface Horizontal Width: 45.8011 m
 Surface Average Height: 7.76861 m

Method: gle/morgenstern-price

FS 1.649530
 Center: 54.325, 131.632
 Radius: 39.526
 Left Slip Surface Endpoint: 20.771, 110.741
 Right Slip Surface Endpoint: 66.572, 94.051
 Resisting Moment: 137932 kN-m
 Driving Moment: 83619 kN-m
 Resisting Horizontal Force: 3187.29 kN
 Driving Horizontal Force: 1932.24 kN
 Total Slice Area: 355.811 m²
 Surface Horizontal Width: 45.8011 m
 Surface Average Height: 7.76861 m

List Of Coordinates**Water Table**

X	Y
20	110.8
27.5	109.1
53	99.55
61.86	96.73
66.61	94.03

Distributed Load

X	Y
20	110.8
27.5	110.226

Focus Search Line

X	Y
40.2156	90
40.2156	94.8842

External Boundary

X	Y
20	110.8
20	109.866
20	90
66.6	90
66.61	94.03
65.52	94.63
61.86	96.73
59.0927	98.383
55.7027	100.833
52.4327	100.833
52.37	101.55
51.37	101.46
42.5	104
42	104
41.8	106.5
41.5	106.5
38.5	106.5
35.5	108
32.5	108
28.5	110.15
27.5	110.226

Material Boundary

X	Y
20	109.866
27.5	108.1
29.5	107.6
30.7	107.56
41.8	102.5
46	101.3
50.7727	99.7273

Material Boundary

X	Y
41.5	106.5
41.5	104
40.5	104
40.5	103.5
42.5	103.5
42.5	104

Material Boundary

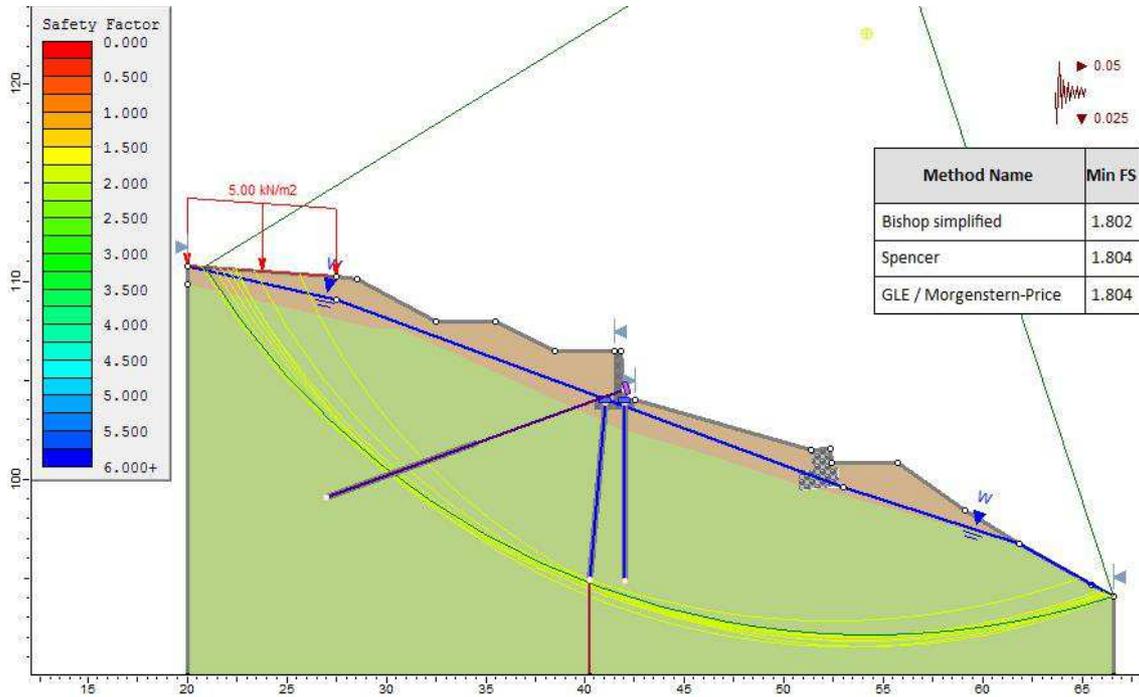
X	Y
51.6894	99.4828
61.86	96.73

Material Boundary

X	Y
51.37	101.46
51.4608	100.467
50.7137	100.401

50.7727	99.7273
50.8009	99.4051
51.6894	99.4828
52.7933	99.5794
52.7061	100.576
52.4571	100.554
52.4327	100.833

Condizione Sismica $k_v \pm$



Slide Analysis Information SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

Units of Measurement:	Metric Units
Time Units:	days
Permeability Units:	meters/second
Failure Direction:	Left to Right
Data Output:	Standard
Maximum Material Properties:	20
Maximum Support Properties:	20

Analysis Options

Slices Type: Vertical

Analysis Methods Used

Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function (Half Sine)
Spencer

Number of slices:	50
Tolerance:	0.005
Maximum number of iterations:	75
Check $m\alpha < 0.2$:	Yes
Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos:	Yes
Initial trial value of FS:	1
Steffensen Iteration:	Yes

Groundwater Analysis

COMUNE DI CASSANO SPINOLA
PROVINCIA DI ALESSANDRIA

Interventi di messa in sicurezza dei processi di instabilizzazione dei versanti Est e Sud dell'abitato di Gavazzana
PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Groundwater Method: Water Surfaces
 Pore Fluid Unit Weight [kN/m³]: 9.81
 Use negative pore pressure cutoff: Yes
 Maximum negative pore pressure [kPa]: 0
 Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular
 Search Method: Slope Search
 Number of Surfaces: 5000
 Upper Angle: Not Defined
 Lower Angle: Not Defined
 Composite Surfaces: Disabled
 Reverse Curvature: Invalid Surfaces
 Minimum Elevation: Not Defined
 Minimum Depth [m]: 2
 Minimum Area: Not Defined
 Minimum Weight: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.05
 Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.025

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
 Magnitude [kPa]: 5
 Orientation: Vertical

Material Properties

Property	UL I	UL II	CLS	Gabbione
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Infinite strength	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	19	22	25	17
Cohesion [kPa]	0	5		24
Friction Angle [deg]	28	30		32
Water Surface	Water Table	None	None	None
Hu Value	1			
Ru Value		0	0	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS 1.801770
 Center: 54.325, 131.632

Radius: 39.526
 Left Slip Surface Endpoint: 20.771, 110.741
 Right Slip Surface Endpoint: 66.572, 94.051
 Resisting Moment: 187002 kN-m
 Driving Moment: 103788 kN-m
 Total Slice Area: 355.811 m²
 Surface Horizontal Width: 45.8011 m
 Surface Average Height: 7.76861 m

Method: spencer**FS 1.804070**

Center: 54.325, 131.632
 Radius: 39.526
 Left Slip Surface Endpoint: 20.771, 110.741
 Right Slip Surface Endpoint: 66.572, 94.051
 Resisting Moment: 187241 kN-m
 Driving Moment: 103788 kN-m
 Resisting Horizontal Force: 4345.03 kN
 Driving Horizontal Force: 2408.46 kN
 Total Slice Area: 355.811 m²
 Surface Horizontal Width: 45.8011 m
 Surface Average Height: 7.76861 m

Method: gle/morgenstern-price**FS 1.804440**

Center: 54.325, 131.632
 Radius: 39.526
 Left Slip Surface Endpoint: 20.771, 110.741
 Right Slip Surface Endpoint: 66.572, 94.051
 Resisting Moment: 187279 kN-m
 Driving Moment: 103788 kN-m
 Resisting Horizontal Force: 4344.42 kN
 Driving Horizontal Force: 2407.62 kN
 Total Slice Area: 355.811 m²
 Surface Horizontal Width: 45.8011 m
 Surface Average Height: 7.76861 m

List Of Coordinates**Water Table**

X	Y
20	110.8
27.5	109.1
53	99.55
61.86	96.73
66.61	94.03

Distributed Load

X	Y
20	110.8
27.5	110.226

Focus Search Line

X	Y
40.2156	90

40.2156	94.8842
---------	---------

External Boundary

X	Y
20	110.8
20	109.866
20	90
66.6	90
66.61	94.03
65.52	94.63
61.86	96.73
59.0927	98.383
55.7027	100.833
52.4327	100.833
52.37	101.55
51.37	101.46
42.5	104
42	104
41.8	106.5
41.5	106.5
38.5	106.5
35.5	108
32.5	108
28.5	110.15
27.5	110.226

Material Boundary

X	Y
20	109.866
27.5	108.1
29.5	107.6
30.7	107.56
41.8	102.5
46	101.3
50.7727	99.7273

Material Boundary

X	Y
41.5	106.5
41.5	104
40.5	104
40.5	103.5
42.5	103.5
42.5	104

Material Boundary

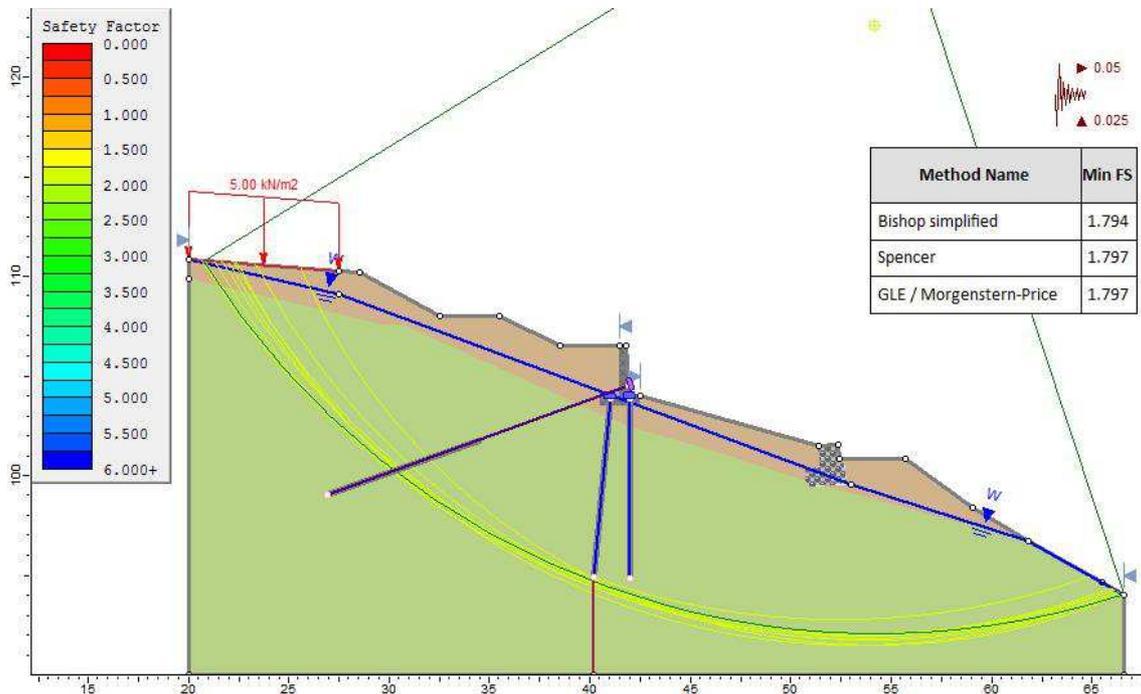
X	Y
51.6894	99.4828
61.86	96.73

Material Boundary

X	Y
51.37	101.46

51.4608	100.467
50.7137	100.401
50.7727	99.7273
50.8009	99.4051
51.6894	99.4828
52.7933	99.5794
52.7061	100.576
52.4571	100.554
52.4327	100.833

Condizione Sismica k_v



Slide Analysis Information
SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

Units of Measurement: Metric Units
 Time Units: days
 Permeability Units: meters/second
 Failure Direction: Left to Right
 Data Output: Standard
 Maximum Material Properties: 20
 Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Slices Type: Vertical

Analysis Methods Used

Bishop simplified
 GLE/Morgenstern-Price with interslice force function (Half Sine)
 Spencer
 Number of slices: 50
 Tolerance: 0.005
 Maximum number of iterations: 75
 Check $m\alpha < 0.2$: Yes
 Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos: Yes
 Initial trial value of FS: 1
 Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces
 Pore Fluid Unit Weight [kN/m³]: 9.81
 Use negative pore pressure cutoff: Yes
 Maximum negative pore pressure [kPa]: 0
 Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular
 Search Method: Slope Search
 Number of Surfaces: 5000
 Upper Angle: Not Defined
 Lower Angle: Not Defined
 Composite Surfaces: Disabled
 Reverse Curvature: Invalid Surfaces
 Minimum Elevation: Not Defined
 Minimum Depth [m]: 2
 Minimum Area: Not Defined
 Minimum Weight: Not Defined

Seismic

Advanced seismic analysis: No
 Staged pseudostatic analysis: No

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.05
 Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.025

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

Distribution: Constant
 Magnitude [kPa]: 5
 Orientation: Vertical

Material Properties

Property	UL I	UL II	CLS	Gabbione
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Infinite strength	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	19	22	25	17
Cohesion [kPa]	0	5		24
Friction Angle [deg]	28	30		32
Water Surface	Water Table	None	None	None
Hu Value	1			
Ru Value		0	0	0

Global Minimums

Method: bishop simplified

FS	1.794390
Center:	54.325, 131.632
Radius:	39.526
Left Slip Surface Endpoint:	20.771, 110.741
Right Slip Surface Endpoint:	66.572, 94.051
Resisting Moment:	178292 kN-m
Driving Moment:	99360.6 kN-m
Total Slice Area:	355.811 m ²
Surface Horizontal Width:	45.8011 m
Surface Average Height:	7.76861 m

Method: spencer

FS	1.796830
Center:	54.325, 131.632
Radius:	39.526
Left Slip Surface Endpoint:	20.771, 110.741
Right Slip Surface Endpoint:	66.572, 94.051
Resisting Moment:	178534 kN-m
Driving Moment:	99360.6 kN-m
Resisting Horizontal Force:	4142.91 kN
Driving Horizontal Force:	2305.68 kN
Total Slice Area:	355.811 m ²
Surface Horizontal Width:	45.8011 m
Surface Average Height:	7.76861 m

Method: gle/morgenstern-price

FS	1.797180
Center:	54.325, 131.632
Radius:	39.526
Left Slip Surface Endpoint:	20.771, 110.741
Right Slip Surface Endpoint:	66.572, 94.051
Resisting Moment:	178569 kN-m
Driving Moment:	99360.6 kN-m
Resisting Horizontal Force:	4142.31 kN
Driving Horizontal Force:	2304.9 kN
Total Slice Area:	355.811 m ²
Surface Horizontal Width:	45.8011 m
Surface Average Height:	7.76861 m

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
20	110.8
27.5	109.1
53	99.55
61.86	96.73
66.61	94.03

Distributed Load

X	Y
20	110.8

27.5	110.226
------	---------

Focus Search Line

X	Y
40.2156	90
40.2156	94.8842

External Boundary

X	Y
20	110.8
20	109.866
20	90
66.6	90
66.61	94.03
65.52	94.63
61.86	96.73
59.0927	98.383
55.7027	100.833
52.4327	100.833
52.37	101.55
51.37	101.46
42.5	104
42	104
41.8	106.5
41.5	106.5
38.5	106.5
35.5	108
32.5	108
28.5	110.15
27.5	110.226

Material Boundary

X	Y
20	109.866
27.5	108.1
29.5	107.6
30.7	107.56
41.8	102.5
46	101.3
50.7727	99.7273

Material Boundary

X	Y
41.5	106.5
41.5	104
40.5	104
40.5	103.5
42.5	103.5
42.5	104

Material Boundary

X	Y
51.6894	99.4828

61.86	96.73
-------	-------

Material Boundary

X	Y
51.37	101.46
51.4608	100.467
50.7137	100.401
50.7727	99.7273
50.8009	99.4051
51.6894	99.4828
52.7933	99.5794
52.7061	100.576
52.4571	100.554
52.4327	100.833

Alessandria, li Ottobre 2021

R.T.I.
Ing. Sandiano S. – Geo engineering s.r.l.