



REGIONE PIEMONTE
Provincia di Alessandria



COMUNE DI STREVI

Programma "nuovi progetti d'interventi" - D.L. n. 133/14 convertito in L. 164/14

**INTERVENTO DI MESSA IN SICUREZZA DEL PROCESSO DI INSTABILIZZAZIONE
A CARICO DEL VERSANTE OVEST DEL CONCENTRICO**

TIPOLOGIA DI INTERVENTO:

a) qualificazione e manutenzione del territorio, mediante recupero e riqualificazione di volumetrie esistenti e di aree dismesse, nonché alla riduzione del rischio idrogeologico

LIVELLO DI PROGETTAZIONE

ESECUTIVO

Oggetto della tavola

data OTTOBRE 2015

CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

scala

Gruppo di lavoro

Progettisti

revisione

GEO sintesi

Ing. Luigi MARENCO

Ing. Stefano SANDIANO

Ing. Stefano SANDIANO

GEO sintesi - Associazione tra Professionisti

Via Aspromonte, 16

Geom. Roberto BOTTO

C.so Unione Sovietica, 560

15121 - Alessandria

10135 - Torino

data

tavola n.

A03

Il Responsabile Unico del Procedimento:

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
2	CRITERI PROGETTUALI	2
2.1	Valori caratteristici e valori di calcolo	2
2.2	Azione sismica	4
3	CONDIZIONI DI STABILITA' LOCALE	5
3.1	Criteri di calcolo delle sollecitazioni	5
3.1.1	Il manufatto in progetto	5
3.1.2	Il profilo di progetto e le ipotesi di calcolo	6
3.1.3	Analisi sismiche di paratie mediante metodi pseudo statici	8
3.1.4	Le fasi di lavoro	10
3.1.5	Risultati ottenuti	11
3.2	Verifica dei micropali	12
3.3	Verifica dei tiranti	12
3.3.1	Metodo	12
3.3.2	Lunghezza del bulbo di ancoraggio	13
3.3.3	Verifica a sfilamento tirante - malta	14
4	VERIFICHE STRUTTURALI DEL CORDOLO	16
4.1	Metodi di analisi	16
4.2	Determinazione delle tensioni tangenziali	16
4.3	Analisi agli stati limite ultimi	17
4.4	Diagramma M-N allo stato limite ultimo	18
4.5	Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo	19
4.6	Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti	19
4.7	Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti	21
4.8	Impostazioni verifiche SLU	22
4.9	Dati	22
4.10	Risultati analisi	25
5	VERIFICHE GLOBALI DI STABILITÀ DEL VERSANTE	26
5.1	Criteri di verifica	26
5.2	Profilo di progetto	26
5.3	Elementi resistenti	28
5.3.1	Micropali di consolidamento	29
5.3.2	Ancoraggi passivi	29
5.4	Risultati delle verifiche	30
ALLEGATO I: ANALISI STATO DI SOLLECITAZIONE PARATIA DI CONSOLIDAMENTO		33
Condizione (A1 + M1)		35
Condizione (A1 + M1) – sisma		39
Condizione (A2 + M2)		43
Condizione (A2 + M2) - sisma		47
ALLEGATO II: VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE		51
Sezione 5: condizione A2+M2		53
Sezione 5: condizione pseudostatica A2+M2 – sisma k_v+		58
Sezione 5: condizione pseudostatica A2+M2 – sisma k_v-		63

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge n. 1086 del 05/11/1971

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

- Legge n. 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”

- D.M. 16 Gennaio 1996

“Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”

- 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”

- 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”

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008

“Norme tecniche per le costruzioni”

- Norma tecnica UNI ENV 1992-1-1: 1993

“Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo”

“Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica”

“Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”

2 CRITERI PROGETTUALI

2.1 Valori caratteristici e valori di calcolo

I calcoli sono stati effettuati con riferimento all'approccio agli stati limite in campo geotecnico trattato dagli Eurocodici, che viene introdotto a livello di normativa nazionale attraverso il "Testo unico – Norme Tecniche per le Costruzioni – Gennaio 2008.

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 = valore di progetto della resistenza del terreno

E_d = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni, nelle combinazioni di carico di cui ai punti successivi

La resistenza R_d è determinata:

- in modo analitico, con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza (angolo di attrito, coesione, etc.) divisi per un coefficiente parziale γ_m ;
- sulla base di misure dirette, tenendo conto di specifici coefficienti parziali.

L'azione E_d è determinata, a partire da un valore caratteristico, amplificandolo mediante i coefficienti parziali γ_i .

Per quanto riguarda le sollecitazioni provenienti dalla sovrastruttura la progettazione geotecnica farà riferimento ai valori forniti dalle verifiche strutturali per i diversi stati limite, nelle diverse combinazioni. Le sollecitazioni/azioni nelle strutture andranno fattorizzate amplificando le sollecitazioni/azioni in accordo ai coefficienti parziali nel seguito specificati.

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P + S(\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_K = carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- P_K = valore caratteristico dell'azione di precompressione;
- Ψ_{2i} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili;
- $\gamma_E \gamma_G \gamma_P \gamma_Q$ = coefficienti parziali;
- Q_{Ki} = valore caratteristico dell'azione variabile.

Per la verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE), relativamente alle azioni E, si adottano coefficienti unitari per tutte le azioni permanenti e variabili, mentre si adottano tutti i valori di γ_m uguali ad 1 relativamente alle resistenze. Gli spostamenti attesi e le distorsioni devono risultare inferiori a quelli compatibili con la funzionalità della struttura in elevato.

Nella verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU), per le paratie di sostegno, il T.U. Gennaio 2008 prevede l'utilizzo dell'approccio 1, individuando le seguenti combinazioni:

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

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno opera deve essere effettuata con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2).

La combinazione A1+M1 prevede:

Azioni (A1)

AZIONE	Simbologia coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Permanente sfavorevole	γ_G	1,3
Permanente favorevole		1,0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5
Variabile favorevole		1,0

Resistenze (M1)

AZIONE	Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	1,0
Coesione efficace	c'_k	1,0
Resistenza non drenata	c_{uk}	1,0

La combinazione A2+M2 prevede:

Azioni (A2)

AZIONE	Simbologia coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Permanente sfavorevole	γ_G	1,0
Permanente favorevole		1,0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,3
Variabile favorevole		1,0

Resistenze (M2)

AZIONE	Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	COEFFICIENTE PARZIALE
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	1,25
Coesione efficace	c_k	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	1,4

2.2 Azione sismica

Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.

L'intensità delle forze sismiche equivalenti così introdotte dipende, per assegnata zona sismica, dall'entità dello spostamento permanente ammissibile ed allo stesso tempo effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata.

Per il settore in esame, classificato secondo la nuova Normativa in zona IV, con riferimento a costruzioni pubbliche per uno stato limite di salvaguardia danno risulterà:

$$a_g/g = 0,062 \quad T_c = 0,280 \quad F_o = 2,532$$

3 CONDIZIONI DI STABILITA' LOCALE

3.1 Criteri di calcolo delle sollecitazioni

3.1.1 Il manufatto in progetto

La stabilizzazione profonda da realizzarsi in corrispondenza del coronamento di scarpata prevede in via generale in tale fase:

- realizzazione di presidio statico nei confronti dell'arretramento del ciglio di scarpata costituito una paratia discontinua di micropali di piccolo diametro disposti su tre file a trattare un congruo spessore di terreno, con approfondimento di 10,00 m
- ancoraggio della sommità della paratia con tiranti passivi costituiti anch'essi da micropali inclinati di 45° rispetto alla verticale. La sommità delle armature tubolari sarà collegata in sommità da un cordolo in c.a..

La tecnica adottata per il settore interessato dalla progettazione attuale, stanti le caratteristiche dei terreni presenti, l'accessibilità, la morfologia dei luoghi e le tipologie mediamente adottate per i settori analoghi, è quella del consolidamento mediante micropali, attraverso la realizzazione di una paratia discontinua tirantata. I micropali saranno collegati in sommità da un cordolo in c.a., che svolge la funzione di trave di ripartizione della tirantatura passiva. La paratia consentirà di evitare processi di instabilizzazione del settore a monte del ciglio di scarpata.

Nel dettaglio, l'intervento prevede la realizzazione di due paratie di consolidamento, la prima lungo il settore inferiore avente sviluppo di 35,00 m e la seconda lungo il settore superiore di sviluppo pari a 20,00 m, entrambe site in fregio al ciglio di scarpata esistente.

In considerazione della geometria del versante e delle ipotesi stratigrafiche, non sarà possibile affidarsi a strutture fondazionali ordinarie. È prevista in particolare la realizzazione, alla base dei cordoli di sostegno in c.a., di una serie di micropali approfonditi di circa 10,00 m disposti su tre file con passo di 1,20 m sulla fila stessa. Una ulteriore stabilizzazione sarà ottenuta applicando ad essa tiranti passivi costituiti da micropali inclinati a 45°, estesi per circa 15,00 m in lunghezza e disposti con passo di 3,00 m.

Lo schema di intervento risulta condizionato dalla accessibilità a tale settore e dalla morfologia: ciò comporta la necessità di impiegare macchinari poco ingombranti e poco

potenti; l'opera è finalizzata a garantire comunque la stabilità del ciglio, anche in caso di instabilizzazione parziale della parte superficiale del pendio sul lato di valle.

Prima della realizzazione di tali opere, in corrispondenza dei tratti interessati dal dissesto, sarà necessario procedere alla demolizione di alcuni elementi strutturali esistenti, per la cui descrizione si rimanda al paragrafo precedente, oltre che al decespugliamento dei settori di scarpata.

Successivamente si procederà alla formazione di uno scavo a sezione obbligata, alla base del quale si realizzeranno tre file di micropali con passo sulla fila di 1,20 m, con armatura tubolare avente diametro 114,3 e spessore 8 mm, approfonditi di 10,00 m rispetto al piano di lavoro. La stabilizzazione nei confronti delle azioni orizzontali sarà ottenuta mediante tiranti passivi costituiti da micropali inclinati a 45° con armatura tubolare avente diametro 88,9 mm e spessore 8 mm e lunghezza 15,00 m; tali elementi verranno realizzati con passo di 3,00 m.

Le sommità delle armature degli elementi resistenti per il settore inferiore e superiore sarà inglobata da due cordoli prismatici in c.a., aventi entrambi dimensioni pari a 1,50 m relativamente alla base e 0,60 m relativamente all'altezza.

Gli interventi di consolidamento si completeranno con il ripristino dei settori inferiore e superiore mediante ripristino delle pavimentazioni cortilive, montaggio di rete plastificata sul cordolo e ripristino delle porzioni di murature oggetto di demolizione nei due settori consolidati.

3.1.2 Il profilo di progetto e le ipotesi di calcolo

Il profilo geotecnico di progetto è caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici caratteristici di miglior stima:

da 0,0 a -2,50 m dalla sommità del cordolo

Copertura e riporti (Unità I)

- peso di volume	γ	= 18,0 kN/m ³
- angolo di resistenza al taglio	ϕ	= 34°
- coesione drenata	c	= 0 kPa

da -2,50 a -4,00 m dalla sommità del cordolo

Ghiaie (Unità II)

- peso di volume	γ	= 19,0 kN/m ³
------------------	----------	--------------------------

- angolo di resistenza al taglio	ϕ	= 34°
- coesione drenata	c	= 0 kPa

da -4,00 m dalla sommità del cordolo

Substrato (Unità III)

- peso di volume	γ	= 23,0 kN/m ³
- angolo di resistenza al taglio	ϕ	= 32°
- coesione drenata	c	= 60 kPa

I parametri geotecnici di calcolo utilizzati per le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) sono i seguenti:

combinazione A1 + M1

Copertura e riporti (Unità I)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1$	= 0,6745
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 34°
- coesione efficace di calcolo	$c_d = c'/1$	= 0 kPa
- peso di volume	$\gamma * 1$	= 18,0 kN/m ³

Ghiaie (Unità II)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1$	= 0,6745
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 34°
- coesione efficace di calcolo	$c_d = c'/1$	= 0 kPa
- peso di volume	$\gamma * 1$	= 19 kN/m ³

Substrato (Unità III)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1$	= 0,6249
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 32°
- coesione efficace di calcolo	$c_d = c'/1$	= 60 kPa
- peso di volume	$\gamma * 1$	= 23 kN/m ³

combinazione A2 + M2

Copertura e riporti (Unità I)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi / 1,25$	= 0,5396
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 28,35 °
- coesione efficace di calcolo	$c_d = c'/1,25$	= 0 kPa
- peso di volume	$\gamma * 1,0$	= 18,0 kN/m ³

Ghiaie (Unità II)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi/1,25$	= 0,5396
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 28,35°
- coesione efficace di calcolo	$c_d = c'/1,25$	= 0,00 kPa
- peso di volume	$\gamma^*1,0$	= 19,0 kN/m ³

Substrato (Unità III)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tg}\phi/1,25$	= 0,4999
- angolo di resistenza al taglio di calcolo	ϕ_d	= 26,56°
- coesione efficace di calcolo	$c_d = c'/1,25$	= 48,00 kPa
- peso di volume	$\gamma^*1,0$	= 23,0 kN/m ³

Il carico permanente verticale è assunto pari a $q = 30,0$ kPa.

Risulterà

combinazione A1 + M1

$$q^*1,0 = 30,00 \quad \text{kPa}$$

combinazione A1 + M1 (sisma)

$$q^*1,0 = 30,00 \quad \text{kPa}$$

combinazione A2 + M2

$$q^*1,0 = 30,00 \quad \text{kPa}$$

combinazione A2 + M2 (sisma)

$$q^*1,0 = 30,00 \quad \text{kPa}$$

Le verifiche sono state condotte secondo le combinazioni di carico esplicitate nel dettaglio al paragrafo precedente, con riferimento ai coefficienti individuati dalla normativa nelle differenti condizioni.

I coefficienti A1, in accordo a quanto previsto al par. 6.2.3.1 delle NTC, vengono applicati agli effetti delle azioni, anziché alle azioni: si calcola cioè la paratia con i carichi di esercizio e con le resistenze caratteristiche del terreno (i coefficienti parziali M1 risultano unitari) e si applicano ai risultati dell'analisi i coefficienti parziali maggiorativi A1.

3.1.3 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: $u_s \leq 0,005 * H$

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

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

È necessario verificare che il sito, per effetto del sisma di progetto non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché non si verifichi tale fenomeno.

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 risulta:

$$S_s = 1,6$$

$$S_T = 1,2$$

$$\alpha = 1,0$$

$$\beta = 0,9$$

Da cui:

$$k_h = \alpha * \beta * S_s * S_T * a_g/g = 1,0 * 0,9 * 1,6 * 1,2 * 0,062 = 0,1071$$

$$k_v = k_h * 0,5 = 0,0536$$

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo pseudo statico di Mononobe-Okabe.

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

$$\Delta S = P_s - S$$

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico, relativamente al tratto di paratia priva di rinfianco di terreno a valle.

Nel caso in esame si trascureranno le forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma.

3.1.4 Le fasi di lavoro

Le fasi di lavoro, adeguatamente simulate dal calcolo, saranno le seguenti:

Condizioni statiche

- realizzazione dei micropali e della trave di collegamento sommitale;
- scavo a -0,60 m per realizzazione tiranti;
- rinterro lato monte sino a quota 0,00 m e applicazione sovraccarico permanente distribuito pari a 30,00 kPa;
- realizzazione ordine di tiranti, a -0,30 m dalla sommità;
- simulazione di franamento a valle sino a quota -5,00 m dalla sommità;

Condizioni con sisma

- realizzazione dei micropali e della trave di collegamento sommitale;
- scavo a -0,60 m per realizzazione tiranti;
- rinterro lato monte sino a quota 0,00 m e applicazione sovraccarico permanente distribuito pari a 30,00 kPa;
- realizzazione ordine di tiranti, a quota -0,30 m dalla sommità;
- simulazione di franamento a valle sino a quota -5,00 m dalla sommità;

- applicazione condizioni sismiche (in condizioni definitive), mediante applicazione di: carico distribuito orizzontale, da 0,0 a -5,00 m da testa paratia, pari a :
 - 3,435 kPa, cui si aggiunge il contributo legato al sovraccarico, pari a 2,199 kPa, per un totale di 5,634 kPa per la condizione A1+M1;
 - 4,809 kPa, cui si aggiunge il contributo legato al sovraccarico, pari a 2,406 kPa, per un totale di 7,215 kPa per la condizione A2+M2.

3.1.5 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 ed espone negli allegati. I diagrammi delle sollecitazioni e degli spostamenti sono riportati in Allegato.

Nel seguente prospetto si riassumono i principali risultati ottenuti:

Condizione di carico	Spostamento massimo (cm)	Spostamento massimo in testa (cm)	Momento massimo [quota] (kN-m/m)	Taglio associato [quota] (kN/m)	Taglio massimo [quota] (kN/m)	Sforzo assiale nei tiranti [quota] (kN)
SLU (A1+M1)		-0,18	[-0,60] 4,33 * 1,5	[-0,60] 14,95 * 1,5	[-0,40] 15,35 * 1,5	[-0,30] 71,34 * 1,5
SLU (A1+M1) sisma		-0,31	[-0,60] 7,35 * 1,5	[-0,60] 25,50 * 1,5	[-0,40] 27,08*1,5	[-0,30] 130,95 * 1,5
SLU (A2+M2)		-0,30	[-0,60] 5,57	[-0,60] 18,96	[-0,40] 19,47	[-0,30] 88,77
SLU (A2+M2) sisma		-0,39	[-0,60] 9,47	[-0,60] 32,40	[-0,40] 34,41	[-0,30] 163,65

Tabella 1: Risultati sollecitazioni e spostamenti - Cordolo

Condizione di carico	Spostamento massimo [quota] (cm)	Spostamento massimo in testa (cm)	Momento massimo [quota] (kN-m/m)	Taglio associato [quota] (kN/m)	Taglio massimo [quota] (kN/m)	Sforzo assiale nei tiranti [quota] (kN)
SLU (A1+M1)	[-2,70] 1,17		[-2,60] 22,22 * 1,5	[-2,60] 0,84 * 1,5	[-5,00] 22,06 * 1,5	
SLU (A1+M1) sisma	[-2,70] 1,86		[-2,50] 34,55 * 1,5	[-2,50] 1,45 * 1,5	[-5,00] 36,30 * 1,5	
SLU (A2+M2)	[-2,70] 1,47		[-2,60] 28,21	[-2,60] 1,15	[-5,00] 28,17	
SLU (A2+M2) sisma	[-2,70] 2,34		[-2,50] 43,90	[-2,50] 1,70	[-5,00] 46,47	

Tabella 2: Risultati sollecitazioni e spostamenti - Pali

3.2 Verifica dei micropali

Ai fini della verifica si è considerata reagente la sola sezione armata del micropalo caratterizzata da un armatura tubolare $\phi = 114,3/8$ mm in acciaio S 355 H ($A = 26,72$ cm²; $W = 66,40$ cm³; $W_{pl} = 90,6$ cm³, $J = 379,49$ cm⁴), passo equivalente $i = 0,40$ m.

Con riferimento ai profilati adottati risulterà:

$V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo a taglio dell'armatura in acciaio = $(A_v * f_{yk} / 3^{1/2} * \gamma_{mo})$

A_v = area resistente a taglio = $2A/\pi$, con $A = 2672$ mm² per il profilato tubolare adottato

f_{yk} = resistenza caratteristica dell'acciaio, pari a 355 N/mm²

γ_{mo} = coefficiente di sicurezza adottato per le membrature, pari a 1,05

Il valore del taglio di calcolo V_{Ed} risulta sempre inferiore alla metà della resistenza al taglio di calcolo $V_{c,Rd}$ (332 kN)

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$$

In tale condizione il momento flettente di calcolo a flessione retta della sezione M_{Ed} deve risultare inferiore alla resistenza di calcolo a flessione $M_{c,Rd}$.

Per sezioni cave di classe 1 si ha

$$M_{c,Rd} = (W_{pl} * f_{yk} / \gamma_{mo}) / i = (90.600 * 355 / 1,05) * 1/0,4 = 76,58 \text{ kN*m}$$

Nella tabella seguente sono riassunte le azioni massime per le sezioni esaminate, calcolate secondo quanto dichiarato nel seguito, per le sollecitazioni riportate ai punti precedenti.

Combinazione	M_{Ed} [kN*m]	$M_{c,Rd}$ [kN*m]
(A1+M1)	33,33	76,58
(A1+M1) sisma	51,83	76,58
(A2+M2)	28,21	76,58
(A2+M2) sisma	43,90	76,58

Tabella 3: Momento agente e momento resistente sulla sezione circolare

3.3 Verifica dei tiranti

3.3.1 Metodo

L'azione assiale di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$$

essendo:

$N_{t,Rd}$: resistenza di calcolo a trazione pari a: $A_s \cdot f_{yk} / \gamma_{mo}$ con;

A_s = area della sezione di armatura, pari a 2480 mm² ;

f_{yk} = tensione di snervamento dell'acciaio di armatura pari a 355 N/mm²;

γ_{mo} = coefficiente di sicurezza per la resistenza pari a 1,05.

Ai fini della verifica si è considerata reagente la sola sezione armata del micropalo caratterizzata da un armatura tubolare $\phi = 88,9/10$ mm in acciaio S 355 H (A = 24,79 cm²; W = 44,09 cm³; J = 195,98 cm⁴; peso 19,46 kg/m).

Nella tabella seguente si riportano i valori per i tipi di tiranti passivi impiegati, ed i valori di carico di esercizio N_{dn} .

Combinazioni	Φ armatura	A_s	f_{ykk}	N_{trd}	N_{dn}
	mm	cm ²	MPa	kN	kN
(A1+M1)	88,9/10	24,79	355	838	107,01
(A1+M1) sisma	88,9/10	24,79	355	838	196,43
(A2+M2)	88,9/10	24,79	355	838	88,77
(A2+M2) sisma	88,9/10	24,79	355	838	163,65

Tabella 4: Azione sollecitante massima e carico di esercizio dei tiranti

3.3.2 Lunghezza del bulbo di ancoraggio

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. In particolare, risulta più gravosa la seconda condizione, per cui la lunghezza di ancoraggio minima si ricava dall'espressione della portata limite per aderenza laterale:

$$N_{dh} = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L_c \cdot q_s$$

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)

Il dimensionamento della lunghezza minima di ancoraggio è effettuato ponendo la portata limite di aderenza laterale uguale all'azione di progetto adottando i coefficienti parziali:

$$\gamma_{Ra,p} = 1,20$$

$$\xi_{a4} = 1,80$$

Nel caso di terreni ghiaiosi addensati l'aderenza limite è determinata secondo la teoria di Bustamante – Doix (1985). Si può assumere $D_p=160$ mm e $\alpha=1,1$. Per le lunghezze di ancoraggio di tabella si fa riferimento a tiranti iniettati con processo di messa in pressione unico ed al valore di q_s pari a 200 kPa.

Termini ghiaiosi addensati ^(*)			
Φ armatura	N_{dh}	q_s	$L_{c,min}$
mm	kN	kPa	m
88,9/10	196,43	200	3,84
(*) valore per il calcolo			

Tabella 5: Lunghezza minima richiesta del bulbo di ancoraggio

3.3.3 Verifica a sfilamento tirante - malta

Con le lunghezze minime riportate nel paragrafo precedente deve essere soddisfatta anche la verifica a taglio del tirante (sfilamento del tirante dal cilindro di malta che lo collega al terreno circostante) condotta assumendo un diametro di rottura 88,9 mm, in presenza di una malta cementizia classe R_{ck} 30 MPa.

In particolare la lunghezza di ancoraggio minima si ricava dall'espressione della portata limite per aderenza laterale:

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

con:

D_p = diametro equivalente assunto per il tirante;

f_{bd} = tensione tangenziale d'aderenza per malta $f_{ck} = 24,9$ MPa, pari a f_{bk} / γ_c

$$\text{con } f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} \text{ dove } \eta = (132 - \phi) / 100$$

L_t = lunghezza ancoraggio.

Φ armatura	N_{trd}	f_{bd}	$L_{t,min}$
mm	kN	kPa	m
88,9/10	219,92	1157	0,62

Tabella 6: Lunghezza minima richiesta per il bulbo di ancoraggio nei confronti dello sfilamento del tirante dalla malta

La verifica è soddisfatta in quanto il valore ottenuto risulta decisamente inferiore al valore minimo adottato.

4 VERIFICHE STRUTTURALI DEL CORDOLO

4.1 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, per $p = [N, M_x, M_y]$

mentre il vettore degli spostamenti è definito come $u = [\varepsilon, \phi_x, \phi_y]$ 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:

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

dove E è il modulo di elasticità normale del materiale.

4.2 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 delle 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).

4.3 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_{ck} 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 $1 / \gamma_s$.

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:

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

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

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

4.4 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-pressoinflessa 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.

4.5 Calcolo del fattore di sicurezza della sezione allo Stato Limite Ultimo

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

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

1. per aumento proporzionale delle tre componenti di sollecitazione N, M_x, M_y ;
2. per aumento contemporaneo di N, M_x ($M_y = \text{cost}$);
3. per aumento contemporaneo di N, M_y ($M_x = \text{cost}$);
4. per aumento della sola componente N ($M_x = \text{cost}, M_y = \text{cost}$);
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 ($N = \text{cost}, M_x = \text{cost}$).

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

4.7 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 $\operatorname{ctg} \theta = (a_l/a_s)^2$.

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:

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

4.8 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	1,50

4.9 Dati

Definizione carichi agenti

Si considera il cordolo come una trave continua su n appoggi soggetto a un carico distribuito q con M_{max} sull'appoggio, corrispondente al tirante, pari a $q \cdot l^2/12$ con $L = 3$ m e q pari alla massima componente orizzontale sul tirante $65,48 \cdot \cos(45^\circ) = 46,30$ kN/m. Si ottiene $M_{max} = 34,73$ kN*m

Il taglio sull'appoggio sarà pari alla metà della componente orizzontale del tiro massimo $\frac{1}{2} \cdot 196,43 \cdot \cos 45^\circ = 69,45$ kN

Nome sezione:	cordolo
Tipo sezione	Rettangolare

Base	60,0	[cm]
Altezza	150,0	[cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	9000,00	[cmq]
Inerzia in direzione X	2700000,0	[cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	16875000,0	[cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0,0	[cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 30,00$	[cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 75,00$	[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	5,70	5,70	14	1,54
2	17,85	5,70	14	1,54
3	30,00	5,70	14	1,54
4	42,15	5,70	14	1,54
5	54,30	5,70	14	1,54
6	54,30	144,30	14	1,54
7	42,15	144,30	14	1,54
8	30,00	144,30	14	1,54
9	17,85	144,30	14	1,54
10	5,70	144,30	14	1,54

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche calcestruzzo

Resistenza caratteristica calcestruzzo	35000	[kPa]
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	450000	[kPa]
Tensione snervamento acciaio	450000	[kPa]
Modulo elastico E	205942924	[kPa]
Fattore di incrudimento acciaio	1,00	

Combinazioni*Simbologia adottata*

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo 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	34,7300	0,0000	0,0000	69,4500	0,0000	SI	NO

4.10 Risultati analisi

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	0,0000	424,2888	12,22

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	69,4500	266,4708	0,0000	0,0000	

5 VERIFICHE GLOBALI DI STABILITÀ DEL VERSANTE

Il presente paragrafo viene elaborato al fine di valutare il grado di stabilità globale del versante a seguito della realizzazione delle opere in progetto.

5.1 Criteri di verifica

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 la forze instabilizzanti.

I metodi adottati sono quelli proposti da Bishop (semplificato) e Janbu, fondati sulla teoria dell'equilibrio limite e sul criterio di resistenza di Coulomb. Nel caso specifico tale metodo verrà applicato mediante l'impiego del programma di calcolo SLIDE, 5.039 proposto dalla ROCSCIENCE Inc., Toronto, Ontario CANADA.

Per i terreni qui presenti le superfici di scorrimento adottate sono circolari, generate secondo un processo automatico e casuale dal programma di calcolo a seguito della definizione di settori del profilo topografico contenenti rispettivamente l'origine e la fine delle curve generate.

5.2 Profilo di progetto

Per verificare le condizioni di stabilità globale si è fatto riferimento alle sezione con condizioni, geometriche e stratigrafiche più gravose, coincidente con la sezione di progetto 5.

Circa le condizioni al contorno, la falda è stata considerata assente, e la presenza dell'edificio situato a monte dell'opera è stato schematizzato mediante un carico permanente verticale pari a $q = 30,0$ kPa.

Il profilo geotecnico di progetto fa riferimento alle condizioni stratigrafiche suddette ed è caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici caratteristici:

da 0,0 a -2,50 m dalla sommità del cordolo

Copertura e riporti (Unità I)

- peso di volume	γ	= 18,0 kN/m ³
- angolo di resistenza al taglio	ϕ	= 34°
- coesione drenata	c	= 0 kPa

da -2,50 a -4,00 m dalla sommità del cordolo

Ghiaie (Unità II)

- peso di volume γ = 19,0 kN/m³
- angolo di resistenza al taglio ϕ = 34°
- coesione drenata c = 0 kPa

da -4,00 m dalla sommità del cordolo

Substrato (Unità III)

- peso di volume γ = 23,0 kN/m³
- angolo di resistenza al taglio ϕ = 32°
- coesione drenata c = 60 kPa

I parametri geotecnici di calcolo, utilizzati per le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU), in ottemperanza al D.M. 14/01/2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni sono i seguenti:

combinazione A2 + M2

Copertura e riporti (Unità I)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\text{tg}\phi/1,25$ = 0,5396
- angolo di resistenza al taglio di calcolo ϕ_d = 28,35°
- coesione efficace di calcolo $c_d = c'/1,25$ = 0 kPa
- peso di volume $\gamma^*1,0$ = 18,0 kN/m³

Ghiaie (Unità II)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\text{tg}\phi/1,25$ = 0,5396
- angolo di resistenza al taglio di calcolo ϕ_d = 28,35°
- coesione efficace di calcolo $c_d = c'/1,25$ = 0,00 kPa
- peso di volume $\gamma^*1,0$ = 19,0 kN/m³

Substrato (Unità III)

- tangente dell'angolo di resistenza al taglio $\text{tg}\phi/1,25$ = 0,4999
- angolo di resistenza al taglio di calcolo ϕ_d = 26,56°
- coesione efficace di calcolo $c_d = c'/1,25$ = 48,00 kPa
- peso di volume $\gamma^*1,0$ = 23,0 kN/m³

Relativamente all'azione sismica, sempre in ottemperanza alle NTC-08, si considereranno le seguenti condizioni:

- accelerazione massima su suolo rigido di riferimento $a_g(g)$: 0,062
- categoria di suolo: E
- coefficiente di amplificazione stratigrafica SS : 1,6
- categoria topografica: T2
- coefficiente di amplificazione topografica ST : 1,2

da cui:

- accelerazione massima attesa al suolo $a_{max}(g)$: 0,119
- coefficiente di riduzione massima attesa per verifiche di stabilità β_S : 0,24
- coefficiente sismico orizzontale k_h : 0,029
- coefficiente sismico verticale k_v : $\pm 0,01$

5.3 Elementi resistenti

Il progetto di consolidamento prevede la realizzazione di una paratia di micropali disposti su tre file con passo sulla fila 1,20 e stabilizzazione in sommità mediante la realizzazione di tiranti passivi disposti con passo 3 m. L'armatura in acciaio degli elementi verticali è costituita da una sezione tubolare 114,3/8 posta entro un foro ϕ 160 mm con successiva iniezione di malta cementizia, mentre i tiranti passivi sono costituiti da un tubolare di acciaio 88,9/10.

La resistenza al taglio dei micropali di consolidamento può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$R_{fa} = n \cdot \tau_{fa}$$

in cui:

n = numero dei micropali a metro lineare

τ_{fa} = resistenza al taglio dei micropali

La resistenza attribuibile ai micropali deriva dalla seguente espressione:

$$\tau_{fa} = \beta_a \cdot V_{c,Rd}$$

con:

$$\beta_a = \left(\frac{E_s}{E_t} \right)^{1/4} \text{ fattore di riduzione per tenere conto degli effetti del momento flettente nel}$$

rinforzo (Mascardi, 1979)

E_s = modulo di Young valido per il terreno interessato dall'immorsamento dei micropali e da trattamento di consolidamento;

E_t = modulo di Young per il micropalo + iniezione cementizia

Il modulo di Young del terreno interessato dall'immorsamento dei micropali è stato assunto pari a 120.000 kPa per tenere conto del miglioramento portato a questi dall'iniezione di malta cementizia. Il valore del modulo elastico del micropalo iniettato di malta è stato invece calcolato come media pesata dei diversi materiali costituenti gli elementi verticali infissi nel terreno sull'area di sezione di micropalo adottato.

5.3.1 Micropali di consolidamento

L'armatura in acciaio degli elementi verticali è costituita da una sezione tubolare 114,3/8 posta entro un foro ϕ 160 mm con successiva iniezione di malta cementizia (armatura di 26,72 cm² e riempimento di malta cementizia di 75,83 cm²).

Per tali elementi si avrà:

$$V_{c,Rd} = \text{resistenza al taglio acciaio d'armatura pari a } \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 332,21 \text{ KN}$$

$$A_v = \text{area resistente a taglio dell'armatura pari a } \frac{2A}{\pi} \text{ con } A = 26,72 \text{ cm}^2$$

$$E_t = \frac{E_{\text{malta_cementizia}} \cdot A_{\text{interna_tubolare}} + E_{\text{acciaio}} \cdot A_s}{\sum A_i} = 7,87 \cdot 10^7 \text{ KPa}$$

Il calcolo fornisce i seguenti valori:

$$\beta_a = 0,1976$$

$$\tau_{fa} = 65,64 \text{ KN}$$

5.3.2 Ancoraggi passivi

L'armatura in acciaio degli elementi verticali è costituita da una sezione tubolare 88,9/10 posta entro un foro ϕ 160 mm con successiva iniezione di malta cementizia (armatura di 24,79 cm² e riempimento di malta cementizia di 37,25 cm²).

Per tali elementi si avrà:

$$V_{c,Rd} = \text{resistenza al taglio acciaio d'armatura pari a } \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 308,22 \text{ KN}$$

A_v = area resistente a taglio dell'armatura pari a $\frac{2A}{\pi}$ con $A = 24,79 \text{ cm}^2$

$$E_t = \frac{E_{\text{malta_cementizia}} \cdot A_{\text{interna_tubolare}} + E_{\text{acciaio}} \cdot A_s}{\sum A_i} = 10,34 \cdot 10^7 \text{ KPa}$$

Il calcolo fornisce i seguenti valori:

$$\beta_a = 0,18467$$

$$\tau_{fa} = 56,90 \text{ KN}$$

5.4 Risultati delle verifiche

Nel seguito si riportano in forma grafica i risultati della verifica eseguita sulla porzione di versante 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 al valore di 1,1 prescritto dalle norme tecniche. I tabulati di verifica sono riportati in allegato.

Metodo	A2+M2 FS	A2+M2 sisma k_v+ FS	A2+M2 sisma k_v- FS
bishop simplified	1,305	1,200	1,273
janbu simplified	1,251	1,145	1,214
janbu corrected	1,261	1,154	1,224

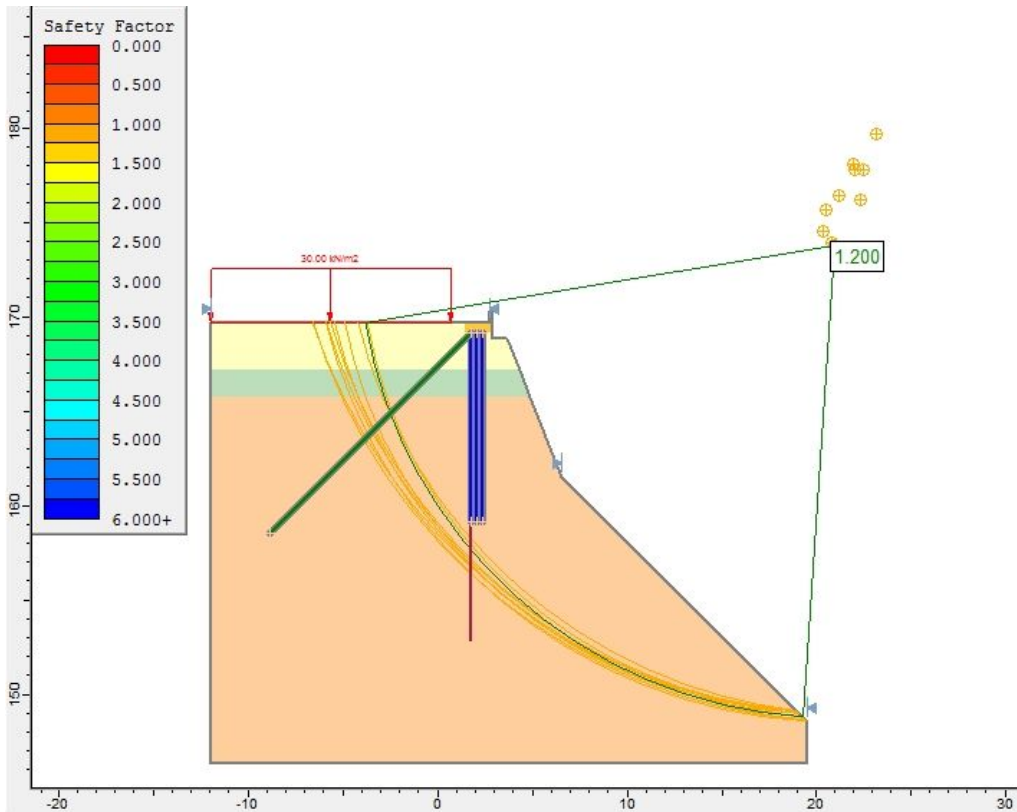


Figura 1: Verifica di stabilità globale – condizioni statiche – Metodo di Janbu semplificato

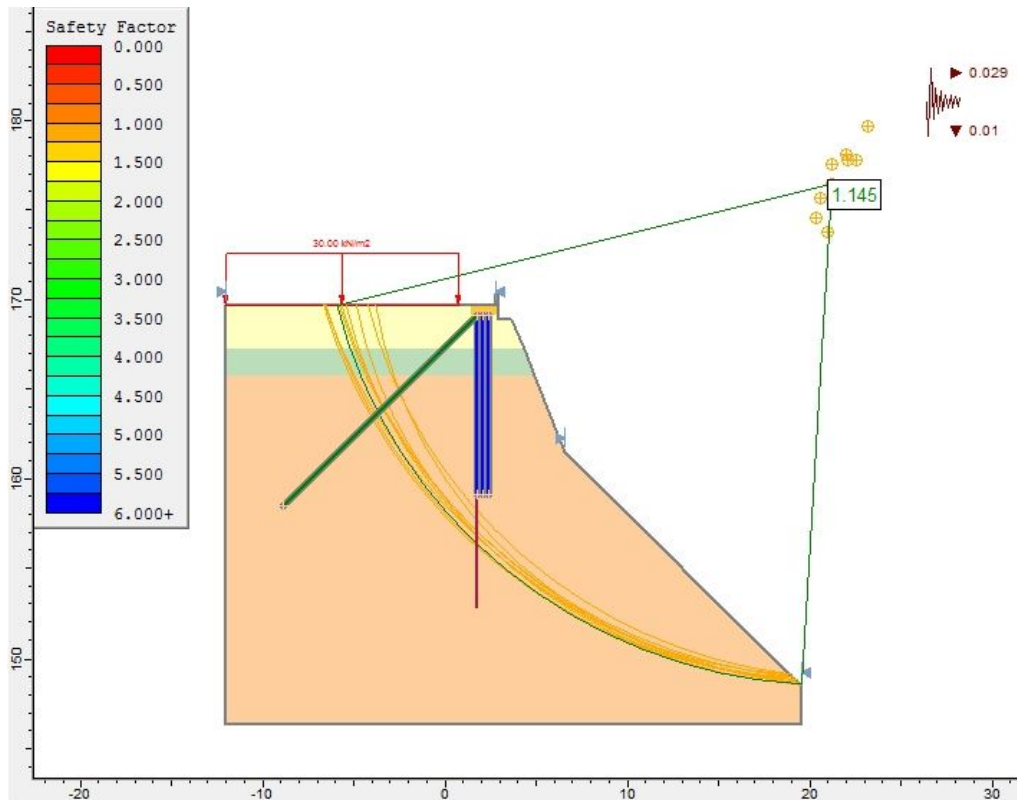


Figura 2: Verifica di stabilità globale – condizioni sismiche k_v+ – Metodo di Janbu semplificato

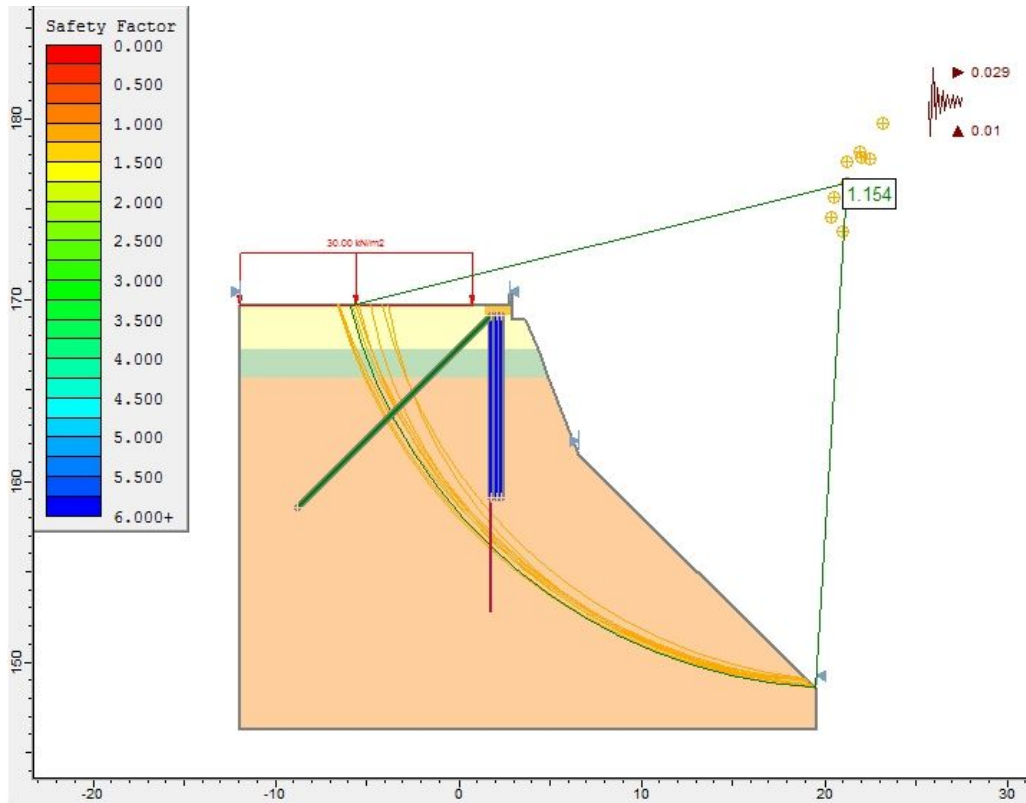
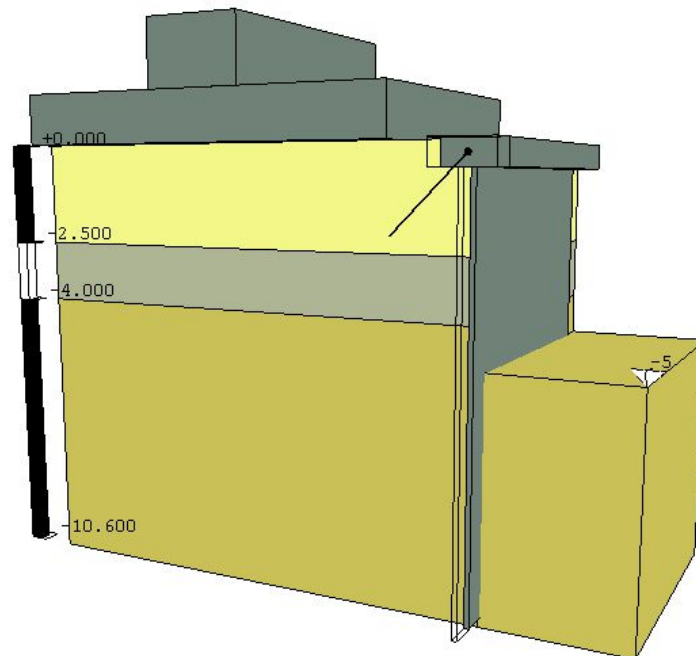
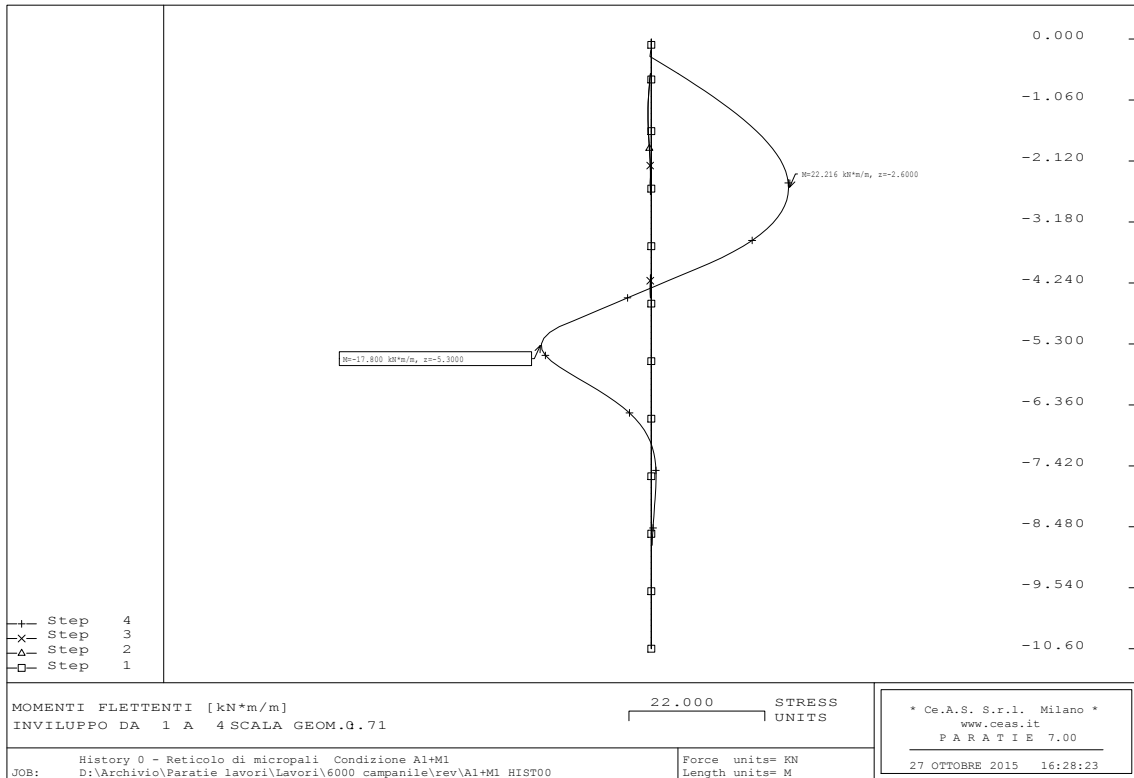
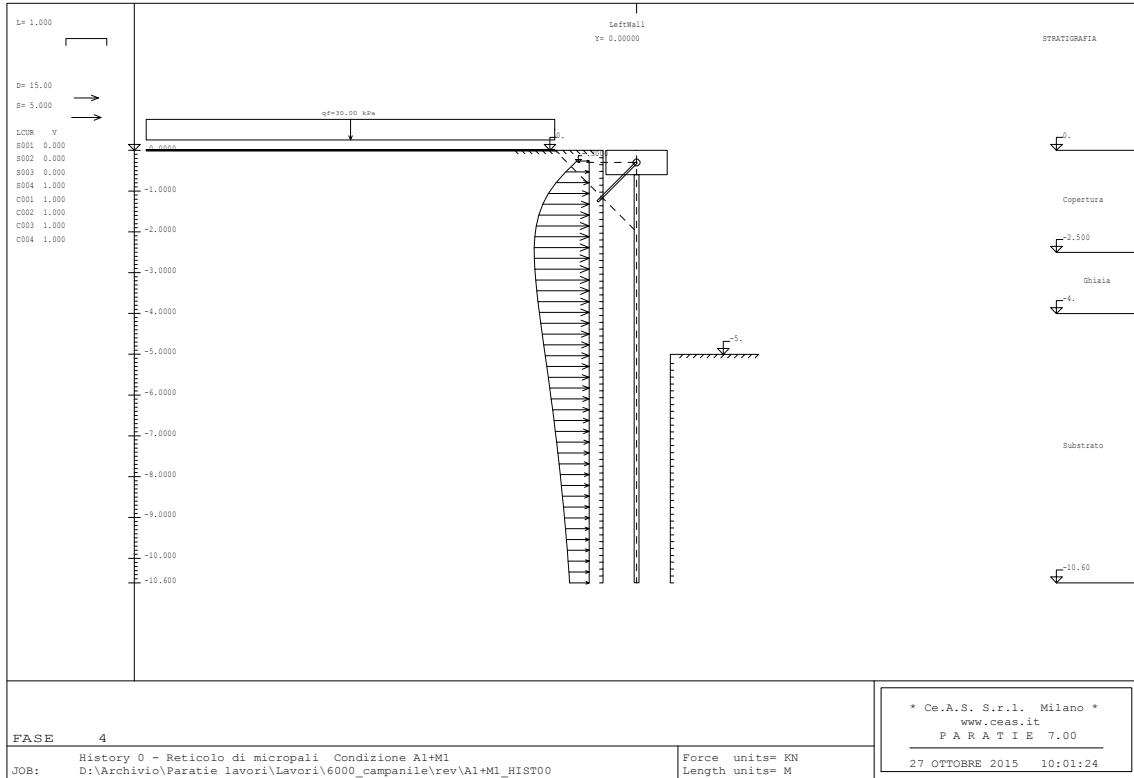


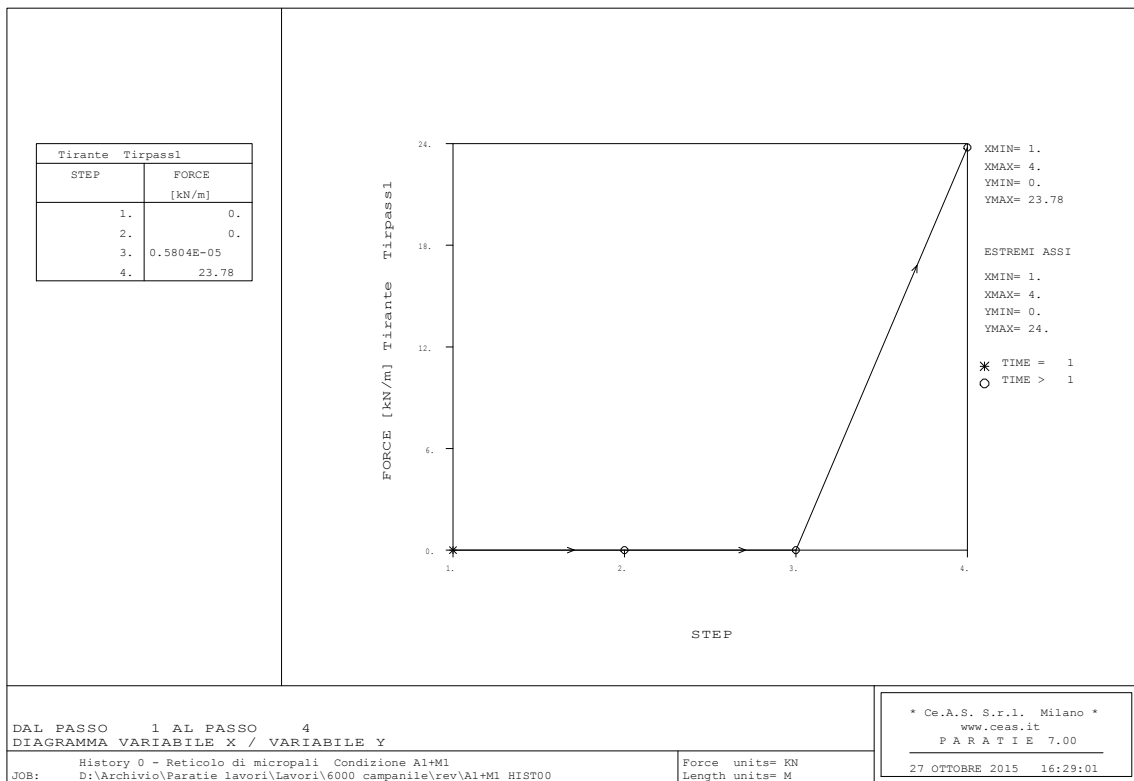
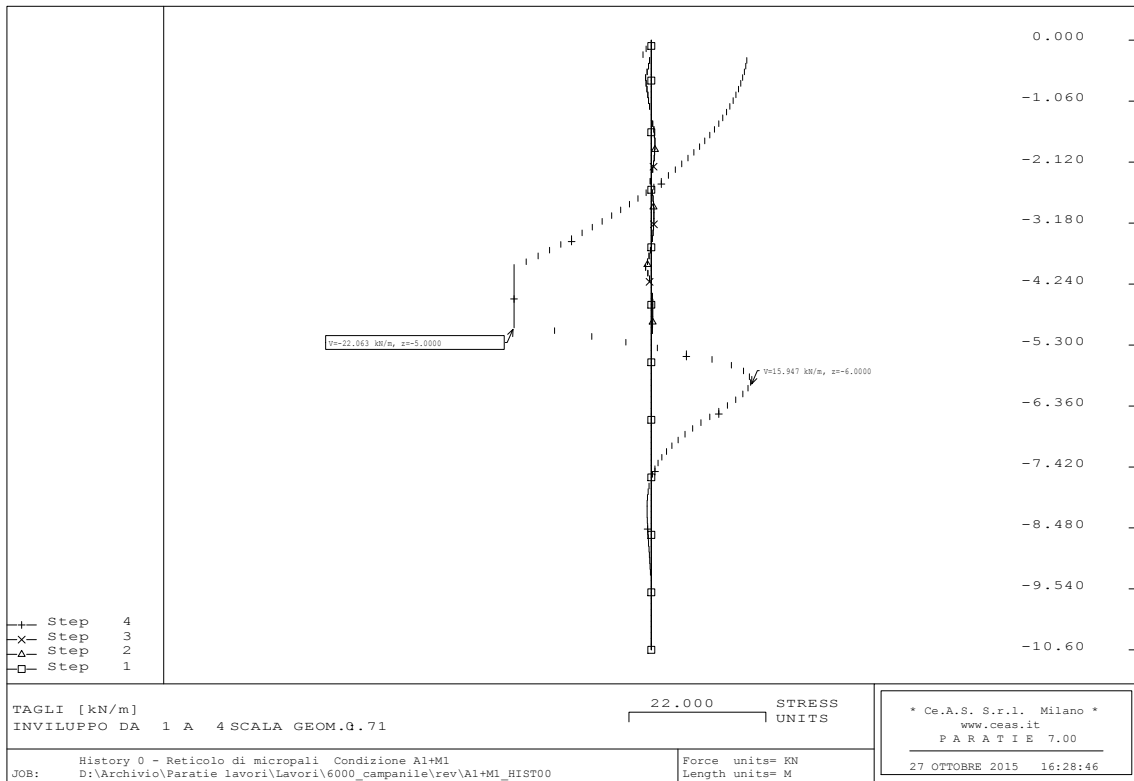
Figura 3: Verifica di stabilità globale – condizioni sismiche k_v – Metodo di Janbu semplificato

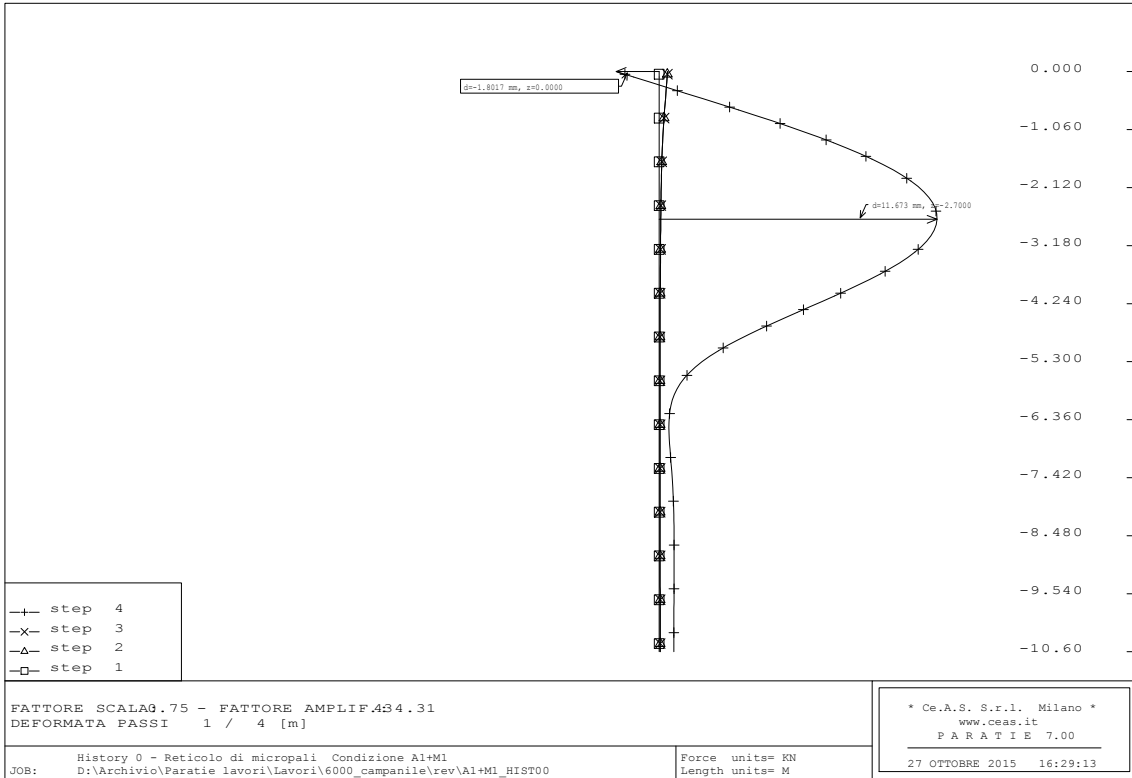
**ALLEGATO I: ANALISI STATO DI SOLLECITAZIONE PARATIA DI
CONSOLIDAMENTO**

Condizione (A1 + M1)

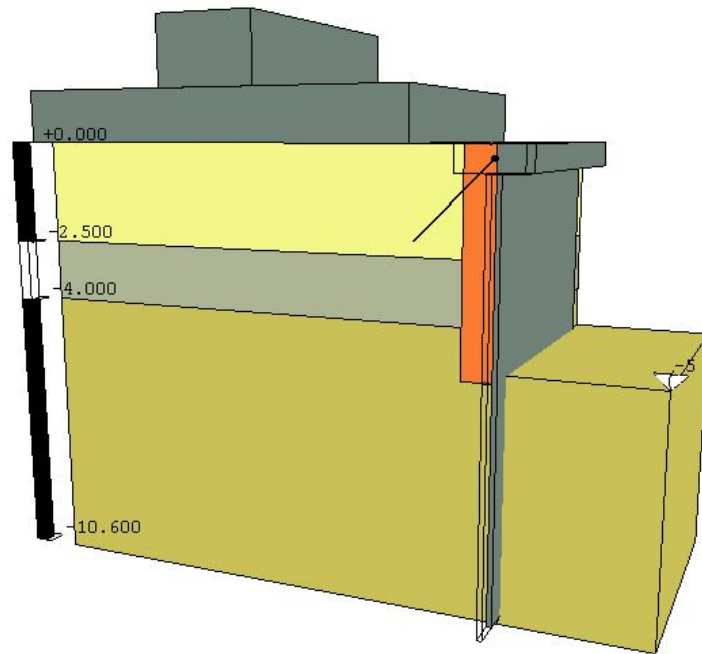


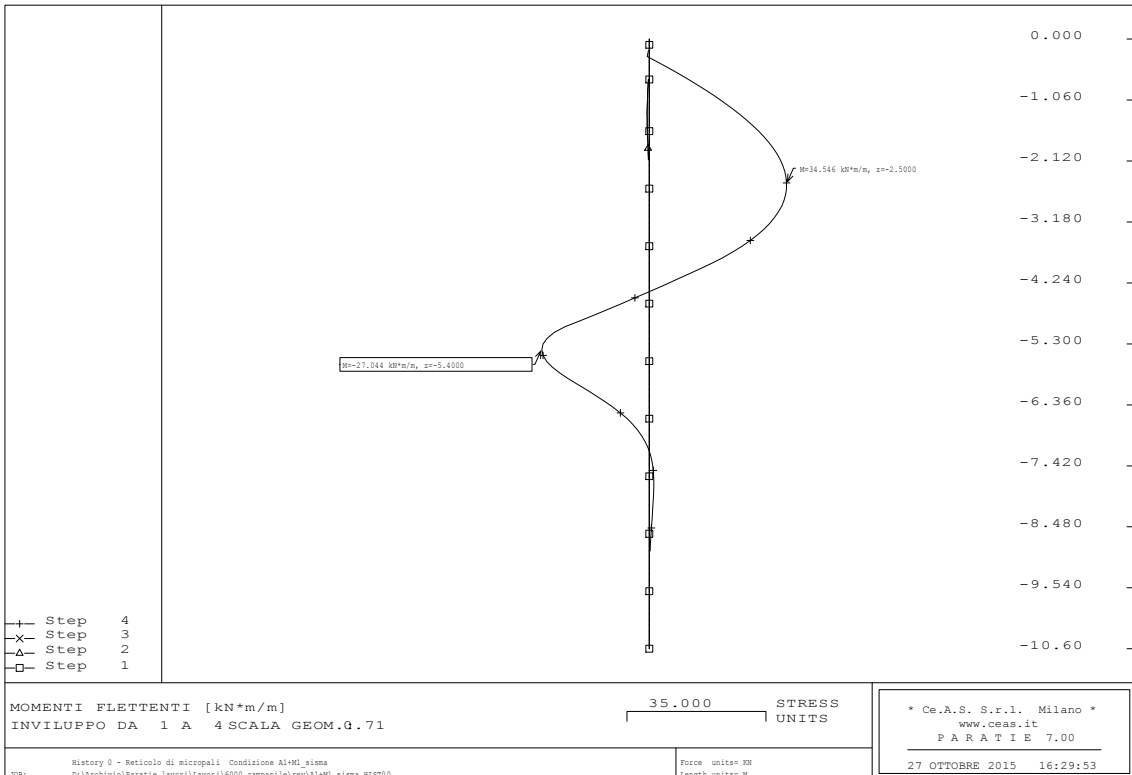
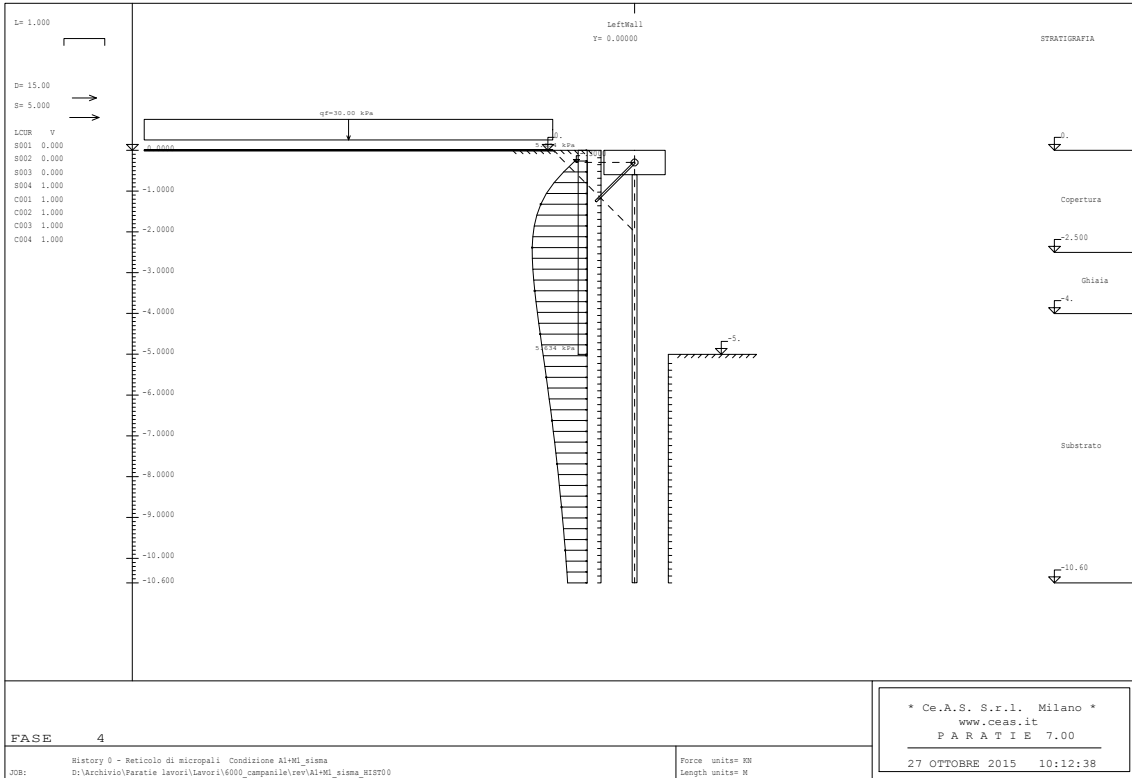


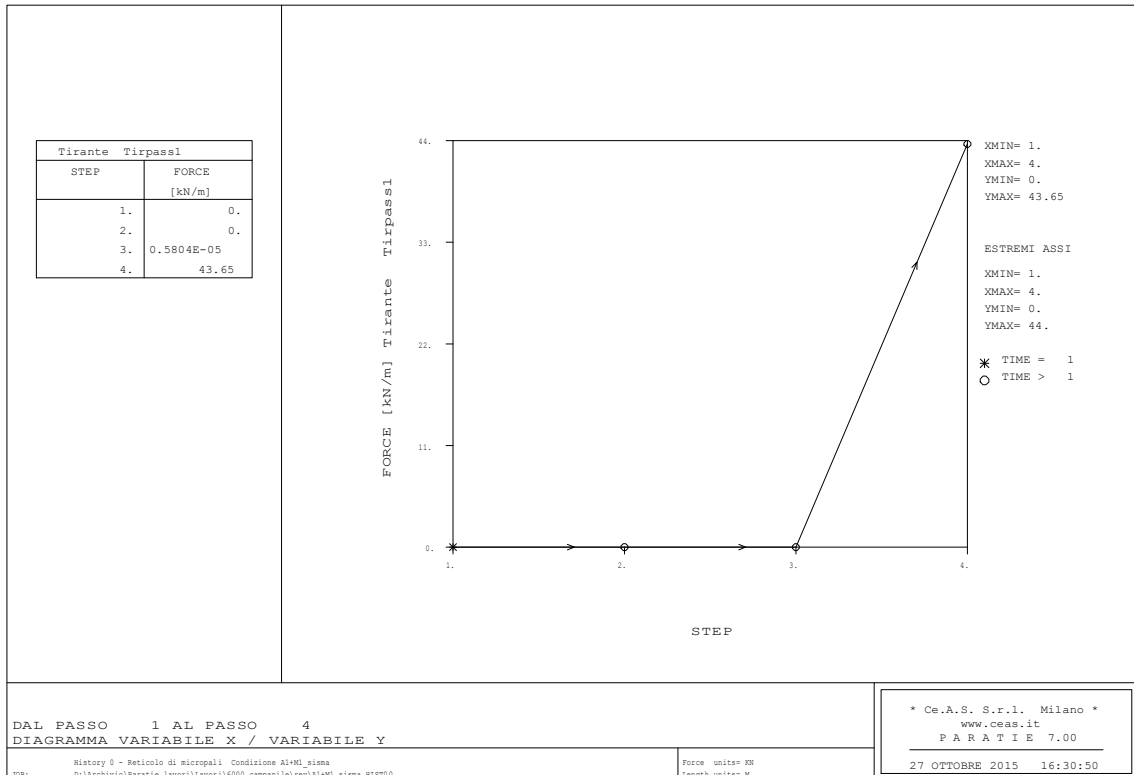
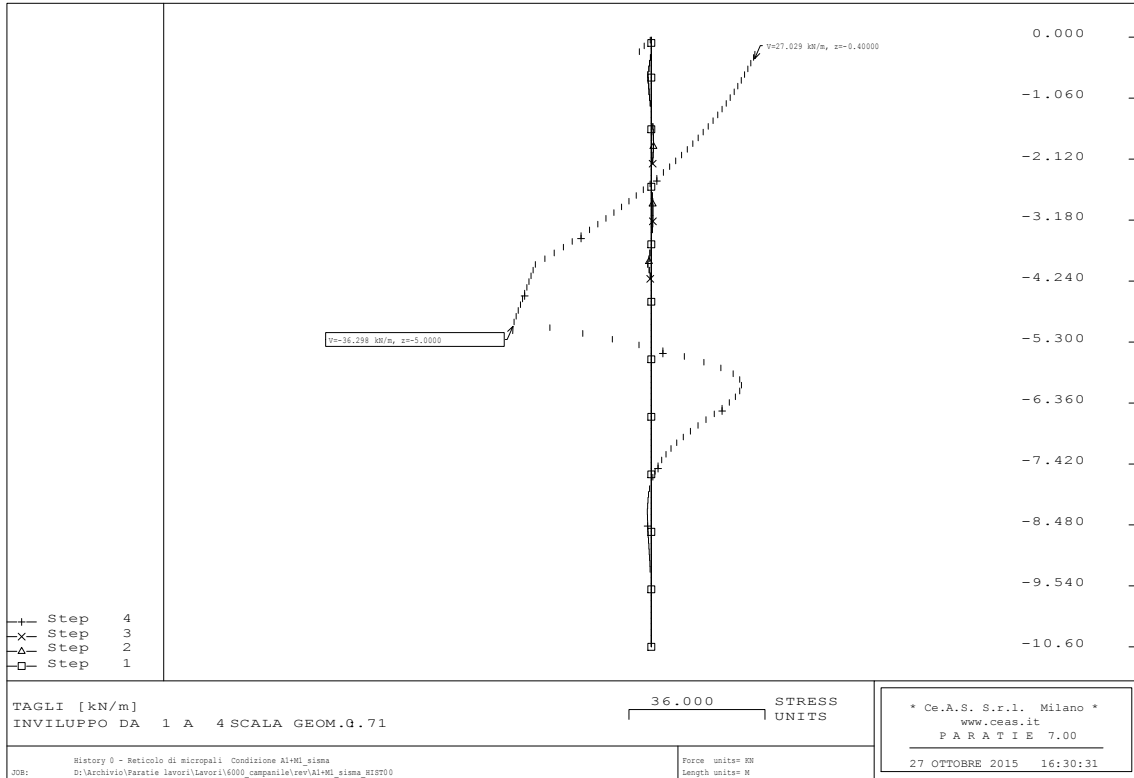


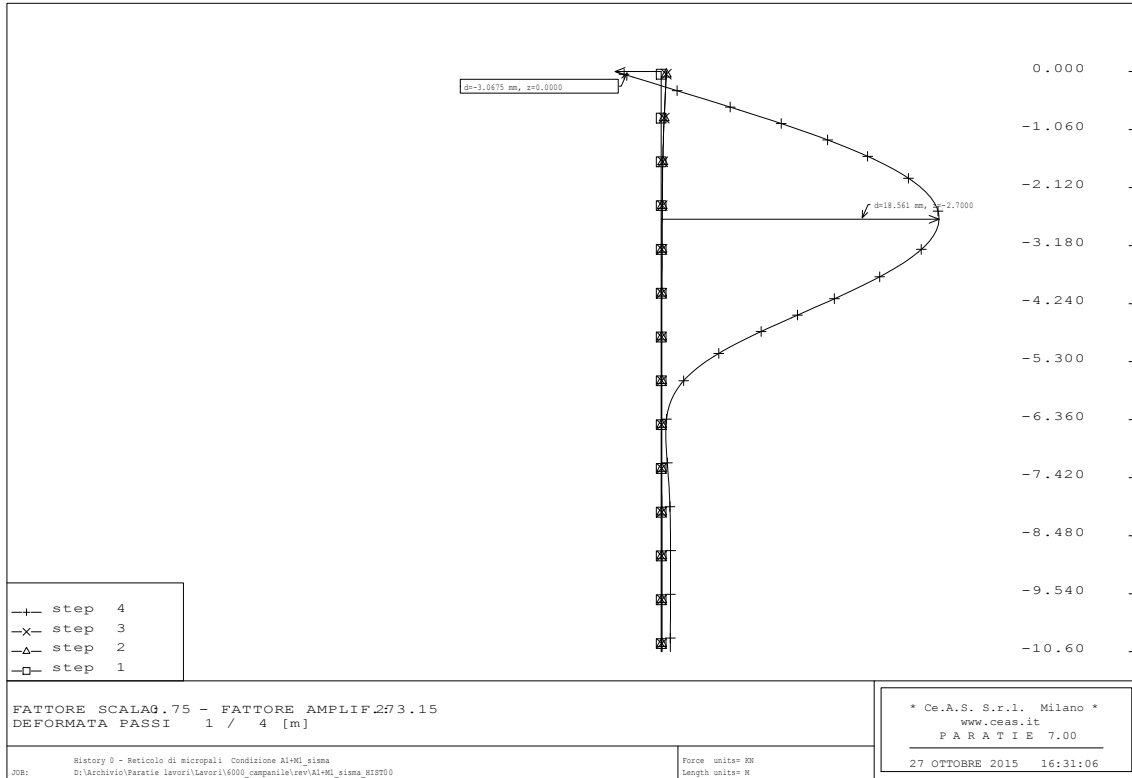


Condizione (A1 + M1) – sisma

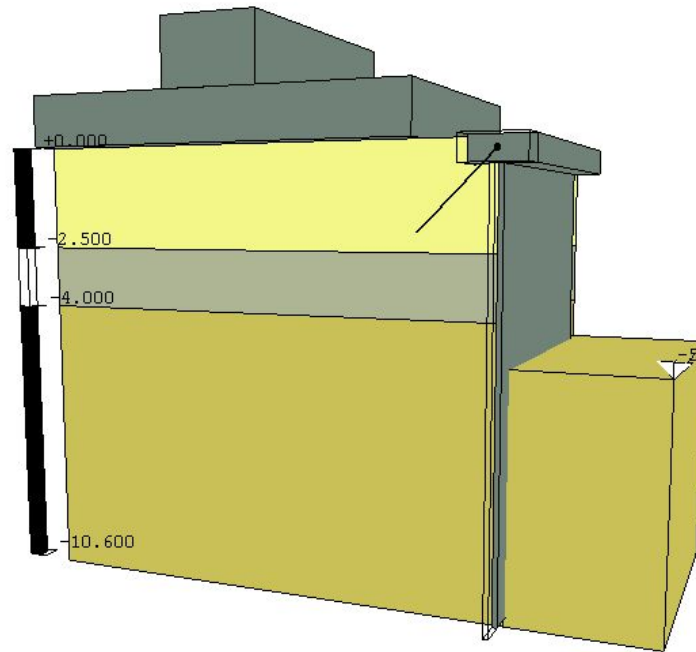


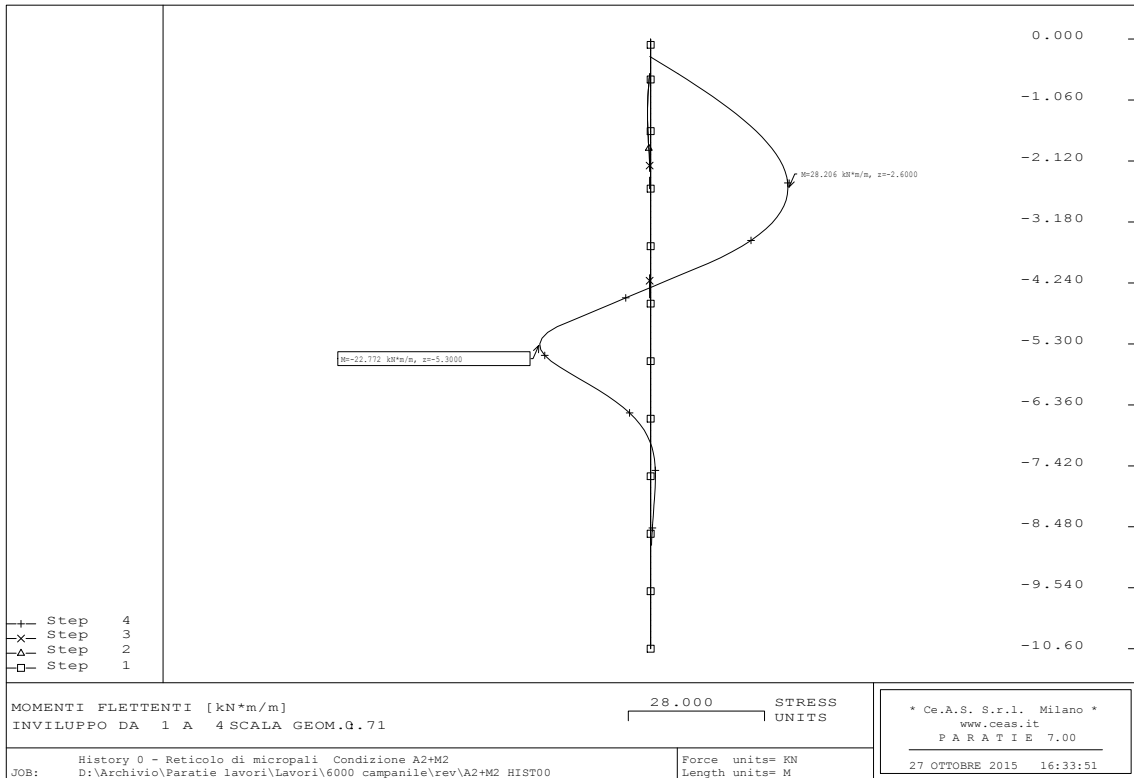
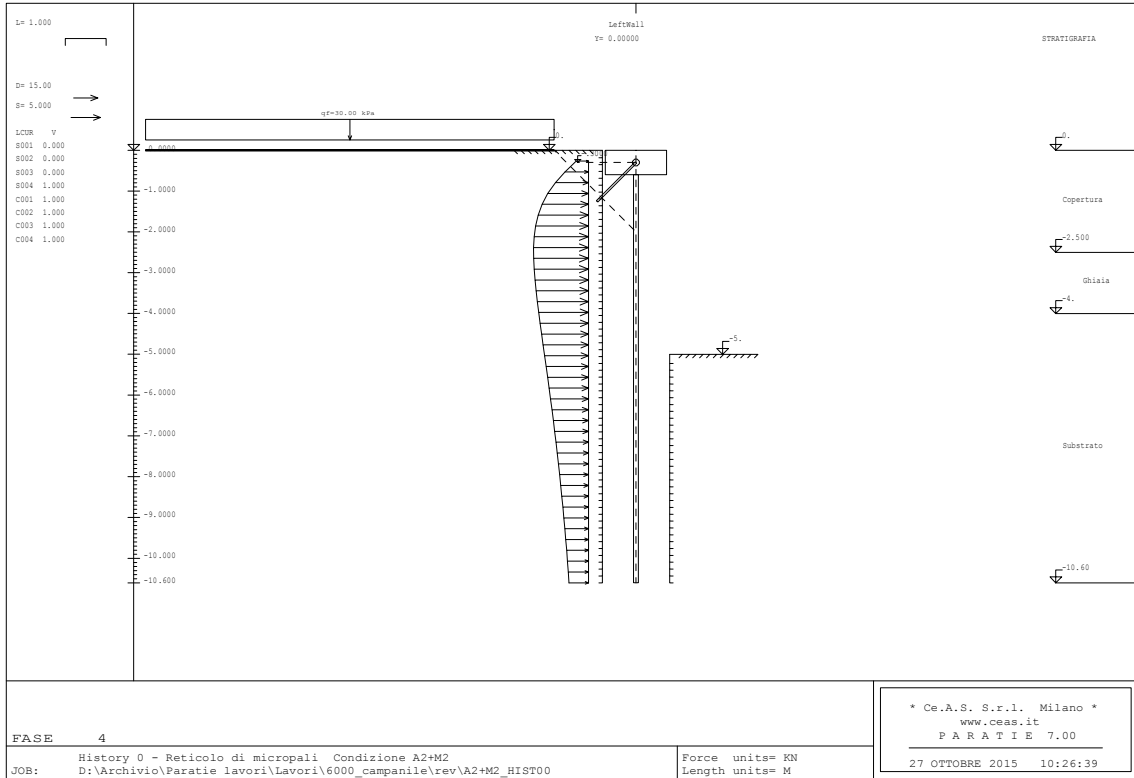


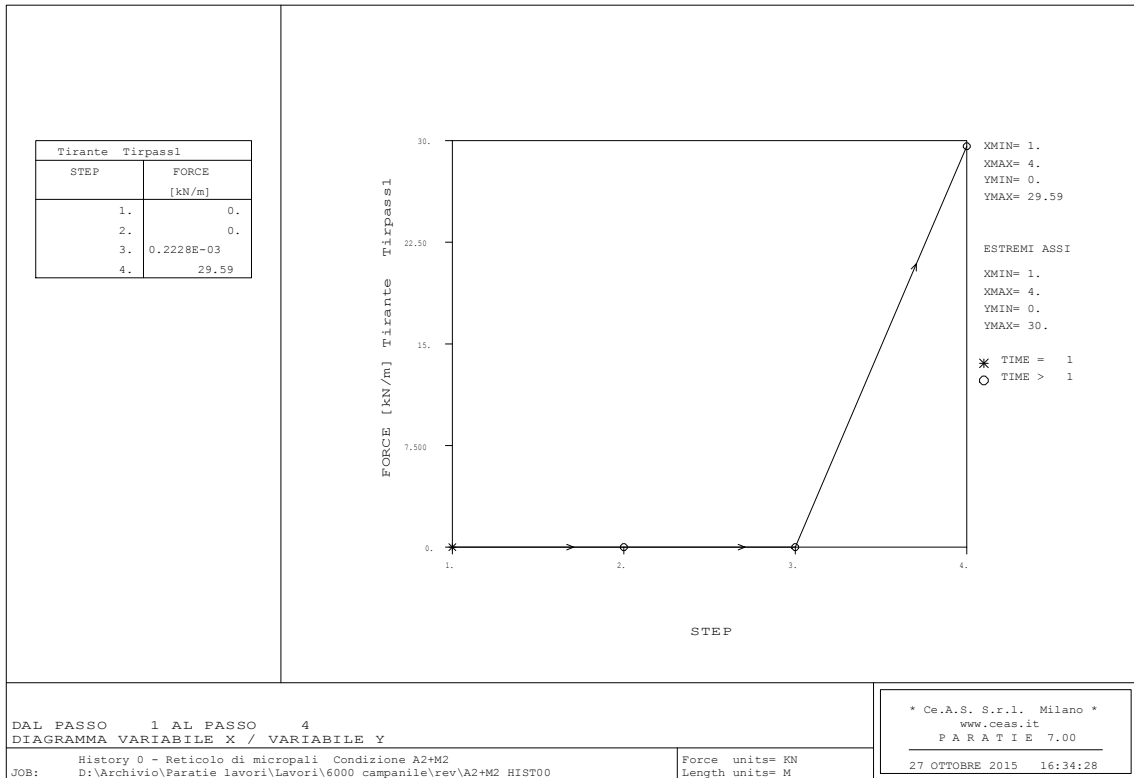
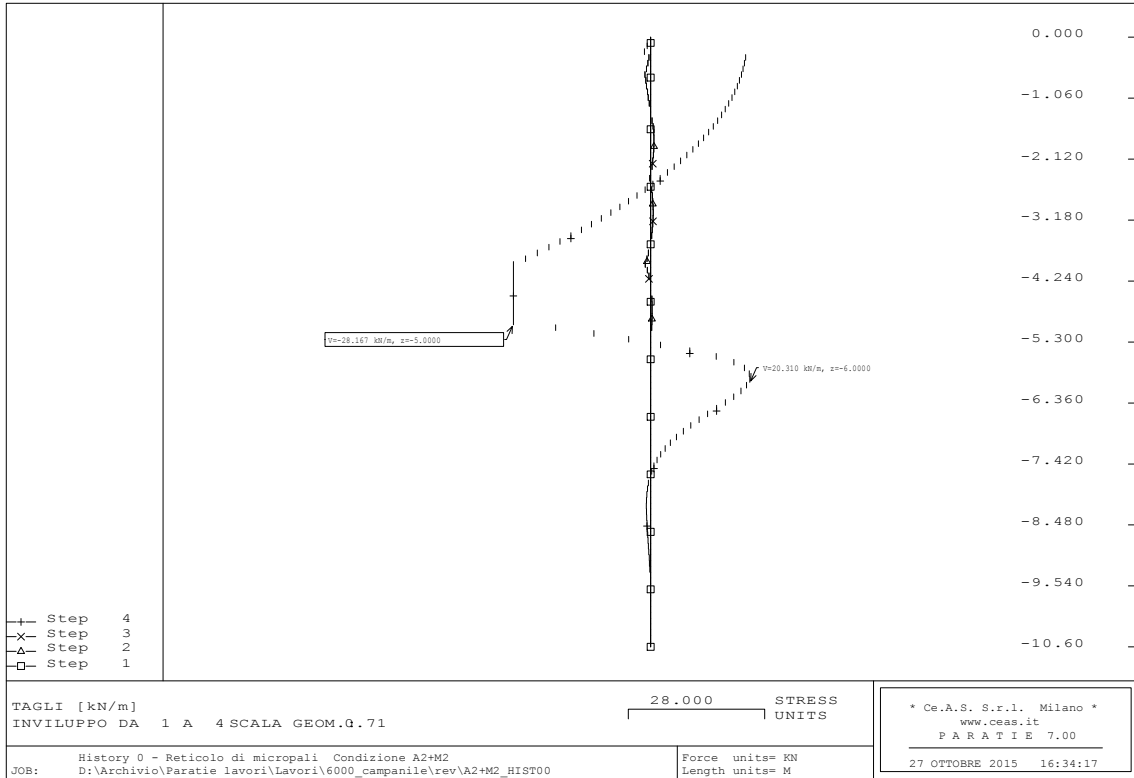


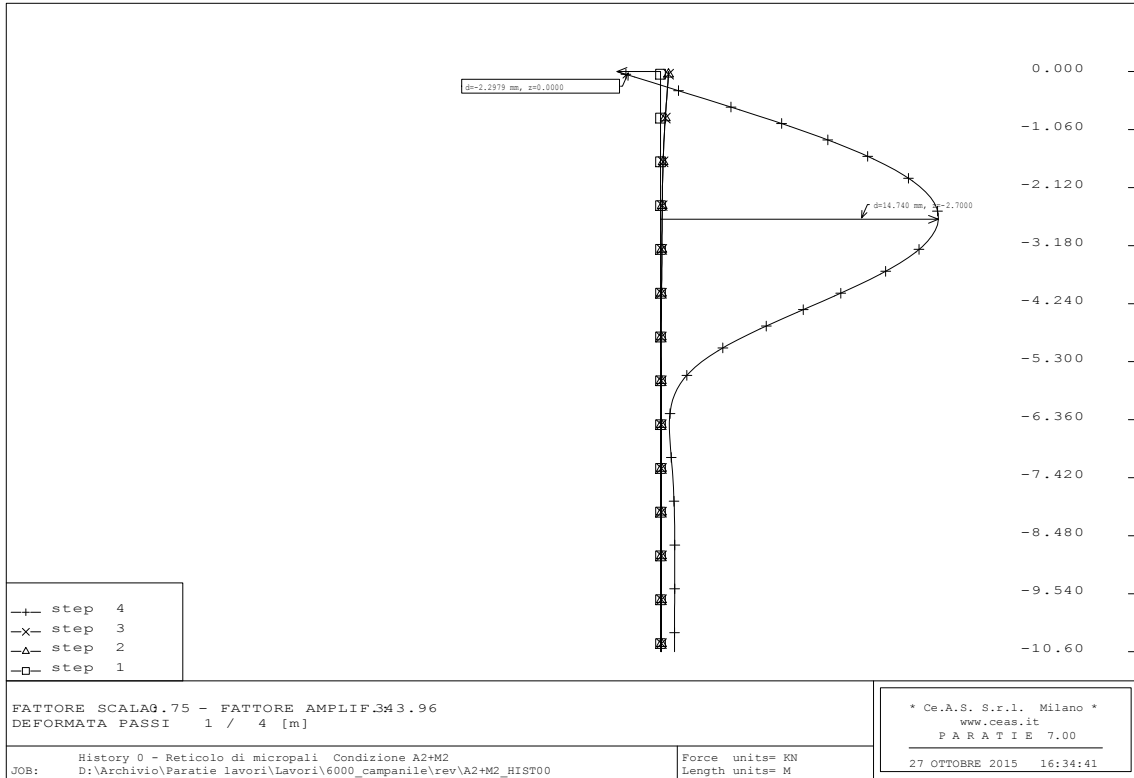


Condizione (A2 + M2)

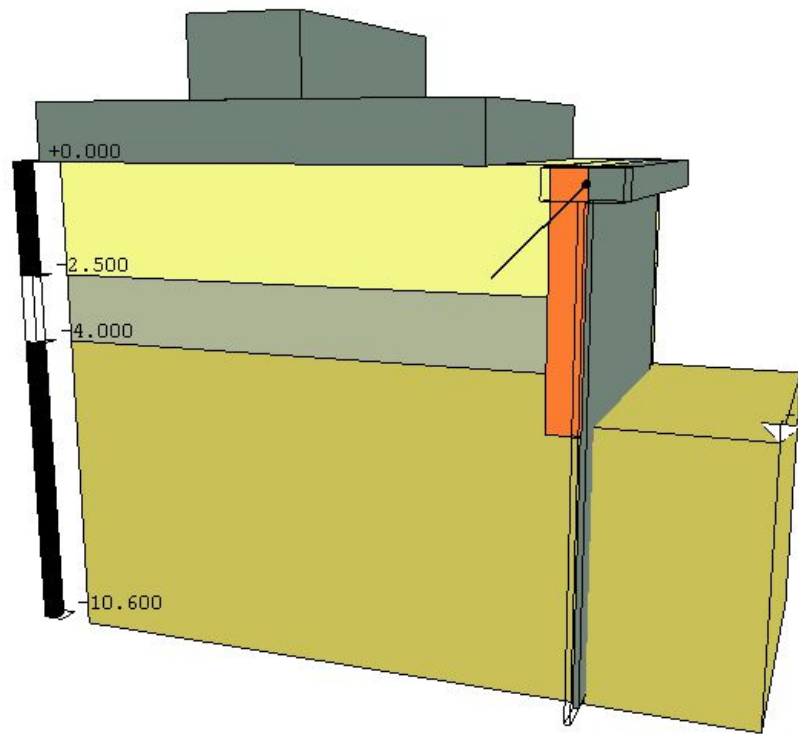


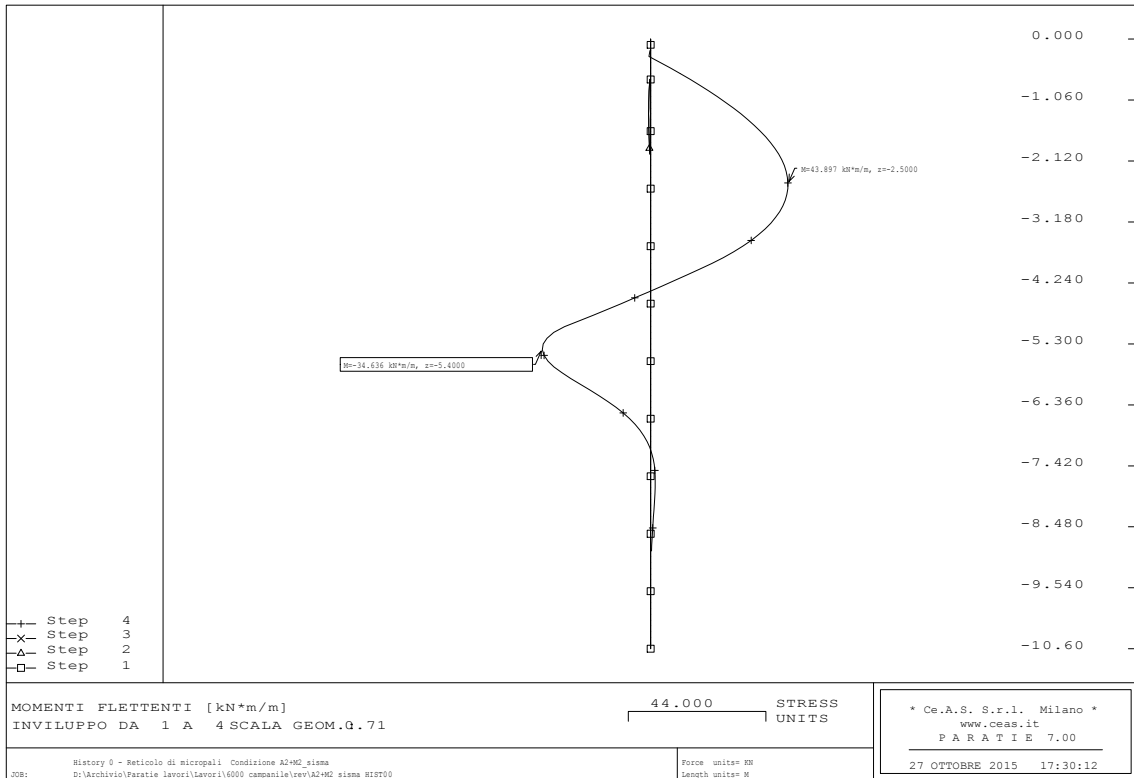
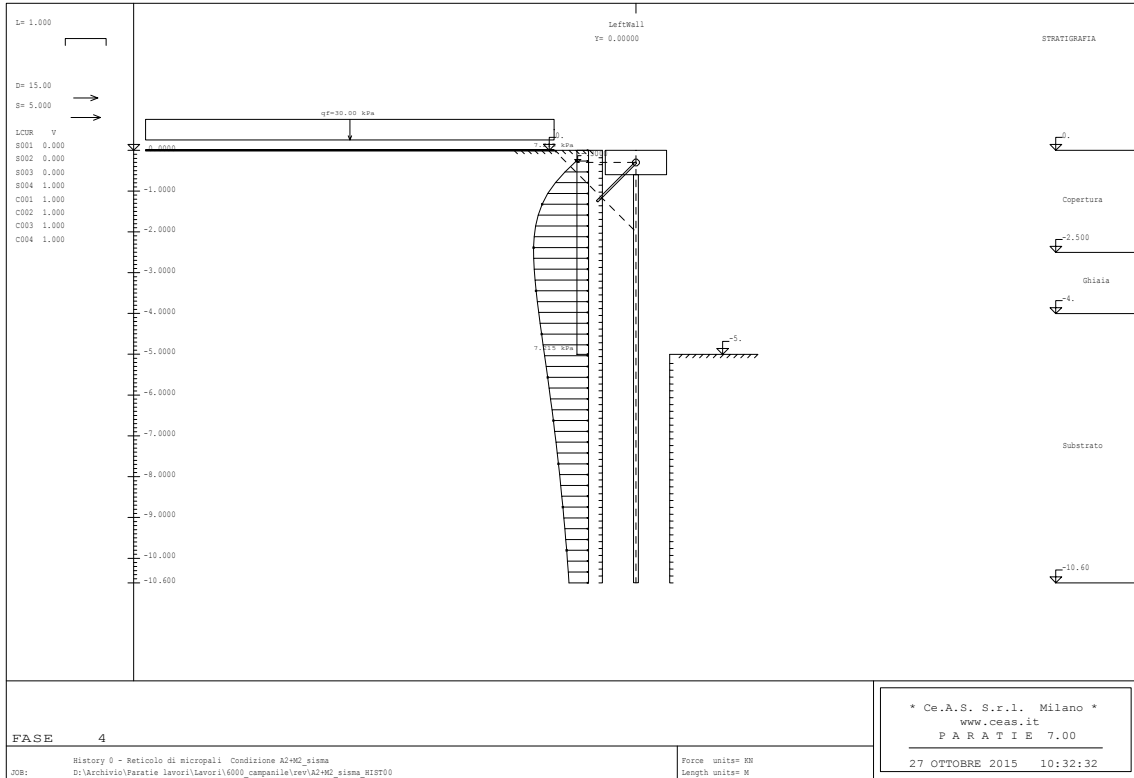


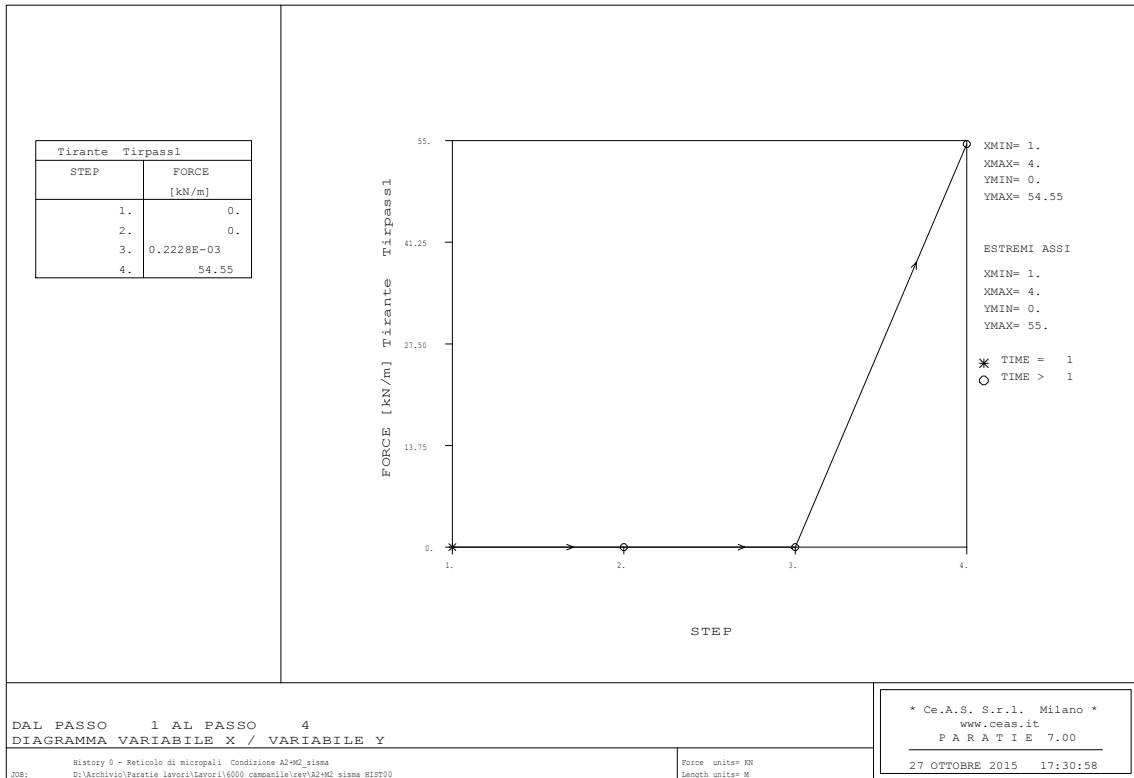
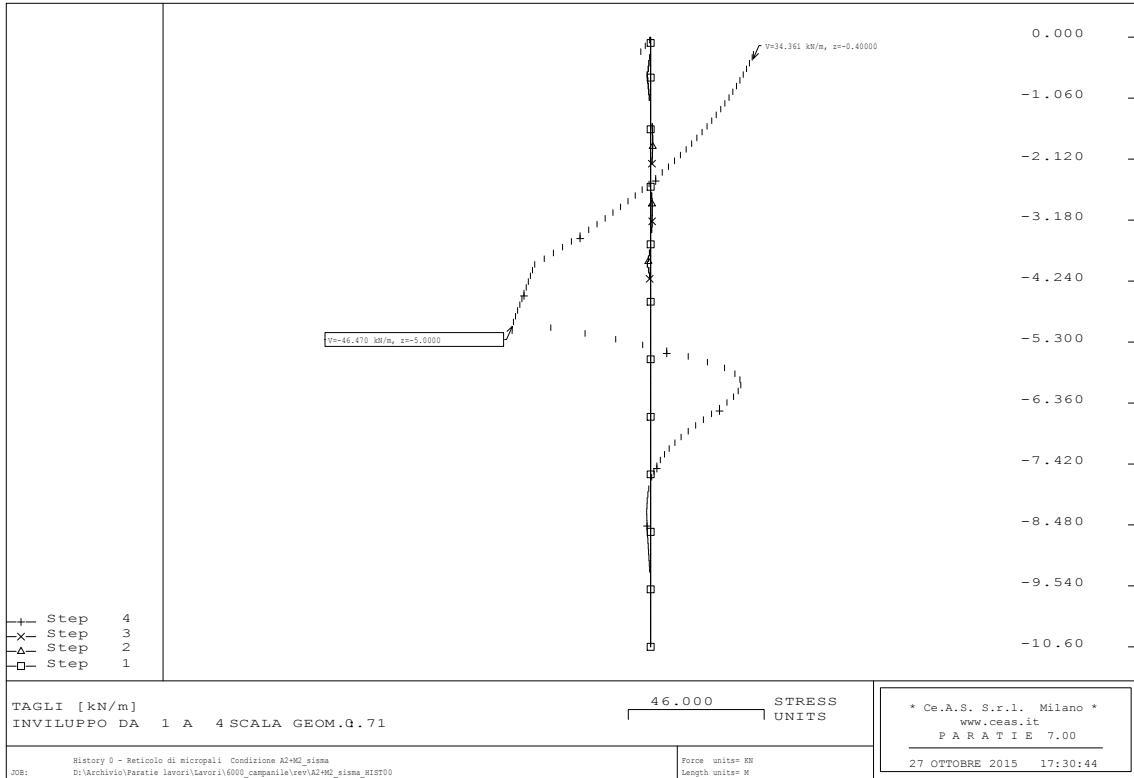


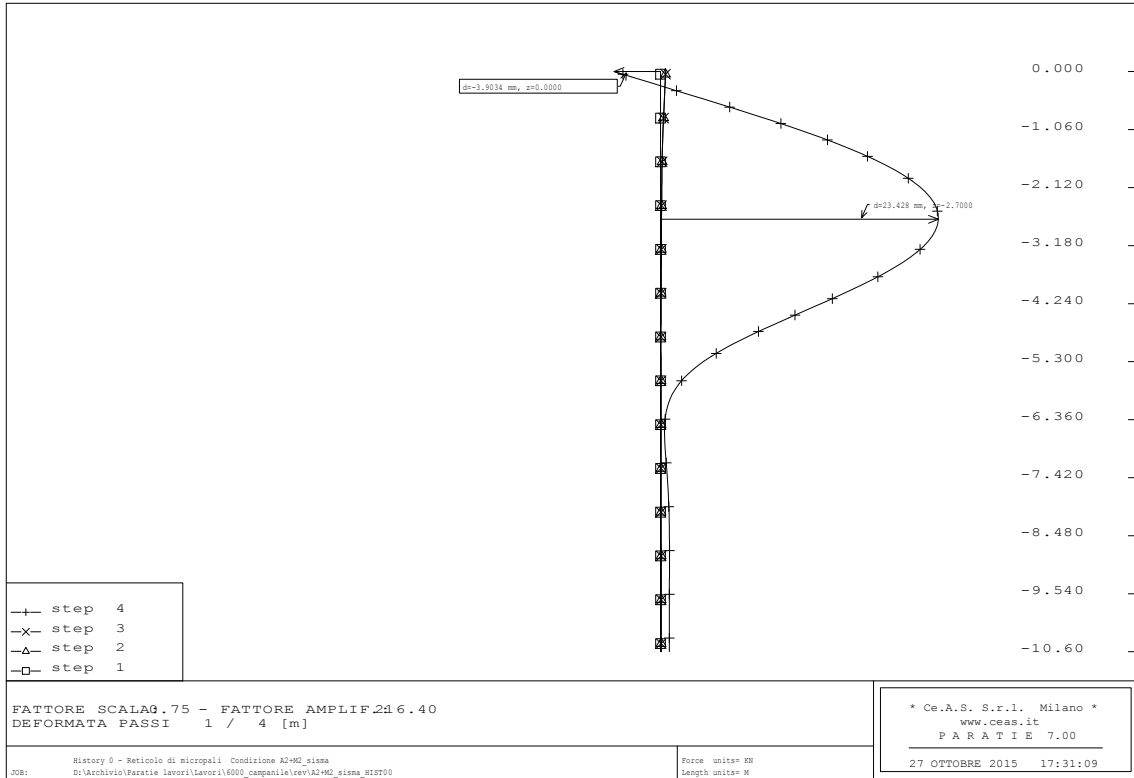


Condizione (A2 + M2) - sisma



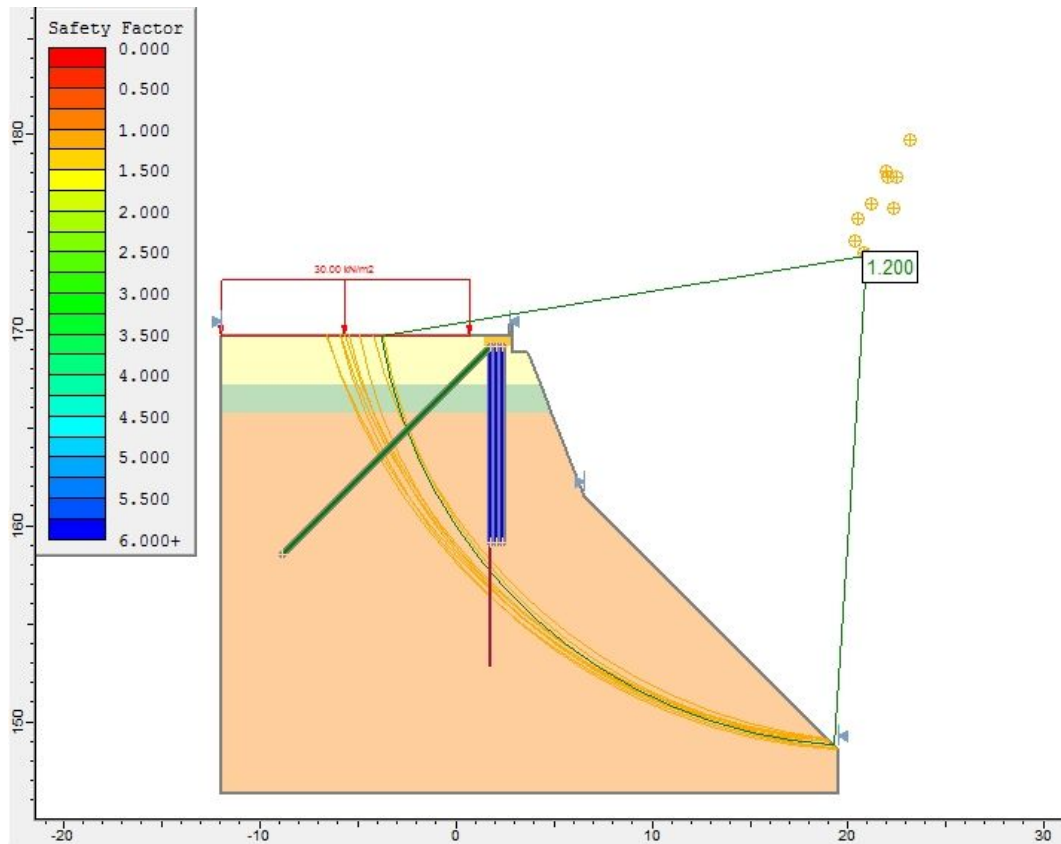






ALLEGATO II: VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Sezione 5: condizione A2+M2



Slide Analysis Information

Document Name

File Name: sez_5_A2+M2

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
 Failure Direction: Left to Right
 Units of Measurement: SI Units
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
 Groundwater Method: Water Surfaces
 Data Output: Standard
 Calculate Excess Pore Pressure: Off
 Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
 Random Numbers: Pseudo-random Seed
 Random Number Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
 Bishop simplified
 Janbu simplified
 Janbu corrected

Number of slices: 25
 Tolerance: 0.005
 Maximum number of iterations: 50

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: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 30 kN/m²

Material Properties

Material: Copertura
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 28.35 degrees
Water Surface: None

Material: Ghiaia
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 28.35 degrees
Water Surface: None

Material: Substrato
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23 kN/m³
Cohesion: 48 kPa
Friction Angle: 26.56 degrees
Water Surface: None

Material: Material 4
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 25 kN/m³
Cohesion: 3796 kPa
Friction Angle: 60.7 degrees
Water Surface: None

Support Properties

Support: Micropali
Micropali
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 1.2 m
Pile Shear Strength: 65.64 kN

Support: Ancoraggio
Ancoraggio
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 3 m
Pile Shear Strength: 56.9 kN

Global Minimums

Method: bishop simplified
FS: 1.305030
Center: 25.997, 184.523
Radius: 36.490
Left Slip Surface Endpoint: -7.364, 169.740
Right Slip Surface Endpoint: 19.419, 148.631
Resisting Moment=118595 kN-m
Driving Moment=90874.9 kN-m

Method: janbu simplified

FS: 1.200370
 Center: 20.951, 173.815
 Radius: 25.144
 Left Slip Surface Endpoint: -3.861, 169.740
 Right Slip Surface Endpoint: 19.327, 148.723
 Resisting Horizontal Force=2182.4 kN
 Driving Horizontal Force=1818.11 kN

Method: janbu corrected

FS: 1.272950
 Center: 22.489, 177.806
 Radius: 29.299
 Left Slip Surface Endpoint: -5.677, 169.740
 Right Slip Surface Endpoint: 19.377, 148.673
 Resisting Horizontal Force=2525.91 kN
 Driving Horizontal Force=1984.3 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 4436
 Number of Invalid Surfaces: 564
 Error Codes:
 Error Code -100 reported for 138 surfaces
 Error Code -103 reported for 90 surfaces
 Error Code -109 reported for 128 surfaces
 Error Code -112 reported for 208 surfaces

Method: janbu simplified

Number of Valid Surfaces: 4426
 Number of Invalid Surfaces: 574
 Error Codes:
 Error Code -100 reported for 138 surfaces
 Error Code -103 reported for 90 surfaces
 Error Code -108 reported for 32 surfaces
 Error Code -109 reported for 128 surfaces
 Error Code -111 reported for 40 surfaces
 Error Code -112 reported for 146 surfaces

Method: janbu corrected

Number of Valid Surfaces: 4426
 Number of Invalid Surfaces: 574
 Error Codes:
 Error Code -100 reported for 138 surfaces
 Error Code -103 reported for 90 surfaces
 Error Code -108 reported for 32 surfaces
 Error Code -109 reported for 128 surfaces
 Error Code -111 reported for 40 surfaces
 Error Code -112 reported for 146 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

-100 = Both surface / slope intersections are on the same horizontal surface. In general, this will give a very high or infinite factor of safety (zero driving force), if calculated.

-103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.

-108 = Total driving moment or total driving force < 0.1. This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).

-109 = Soiltype for slice base not located. This error should occur very rarely, if at all. It may occur if a very low number of slices is combined with certain soil geometries, such that the midpoint of a slice base is actually outside the soil region, even though the slip surface is wholly within the soil region.

-111 = safety factor equation did not converge

-112 = The coefficient $M\text{-Alpha} = \cos(\alpha)(1 + \tan(\alpha)\tan(\phi))/F$ < 0.2 for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.

List of All Coordinates

Material Boundary

1.430	169.740
1.430	169.140
2.930	169.140

Material Boundary

-12.000	167.240
4.305	167.240

Material Boundary

-12.000	165.740
4.892	165.740

External Boundary

-12.000	146.360
19.550	146.360
19.550	148.500
6.550	161.500
4.892	165.740
4.305	167.240
3.660	168.890
2.930	168.890
2.930	169.140
2.930	170.340
2.770	170.340
2.770	169.740
1.430	169.740
0.700	169.740
0.000	169.740
-12.000	169.740
-12.000	167.240
-12.000	165.740

Distributed Load

0.700	169.740
0.000	169.740
-12.000	169.740

Focus/Block Search Line

1.730	152.845
1.730	159.140

Support

1.730	169.140
1.730	159.140

Support

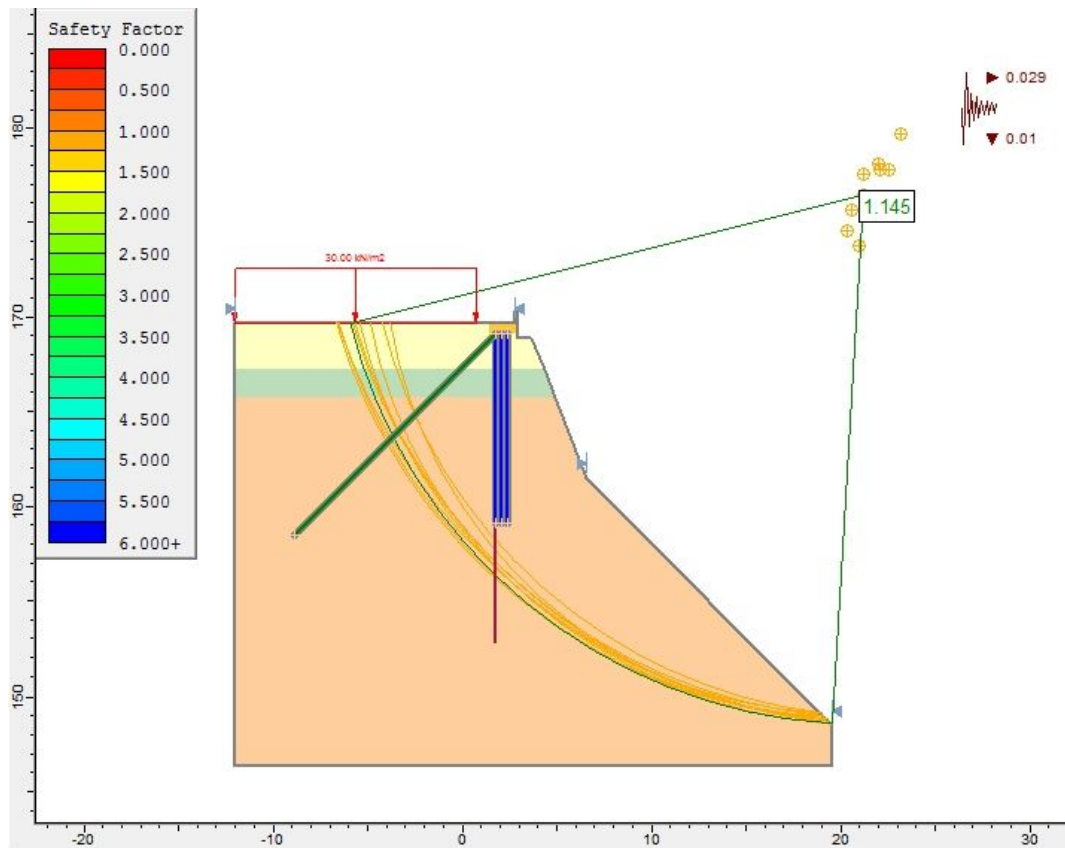
2.030	169.140
2.030	159.140

Support

2.330	169.140
2.330	159.140

<u>Support</u>	
1.730	169.140
-8.877	158.533

Sezione 5: condizione pseudostatica A2+M2 – sisma k_v+



Slide Analysis Information

Document Name

File Name: sez_5_A2+M2_sisma+

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
 Failure Direction: Left to Right
 Units of Measurement: SI Units
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
 Groundwater Method: Water Surfaces
 Data Output: Standard
 Calculate Excess Pore Pressure: Off
 Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
 Random Numbers: Pseudo-random Seed
 Random Number Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
 Bishop simplified
 Janbu simplified
 Janbu corrected

Number of slices: 25
 Tolerance: 0.005
 Maximum number of iterations: 50

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: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.029
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.01
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 30 kN/m²

Material Properties**Material: Copertura**

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 28.35 degrees
Water Surface: None

Material: Ghiaia

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 28.35 degrees
Water Surface: None

Material: Substrato

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23 kN/m³
Cohesion: 48 kPa
Friction Angle: 26.56 degrees
Water Surface: None

Material: Material 4

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 25 kN/m³
Cohesion: 3796 kPa
Friction Angle: 60.7 degrees
Water Surface: None

Support Properties**Support: Micropali**

Micropali
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 1.2 m
Pile Shear Strength: 65.64 kN

Support: Ancoraggio

Ancoraggio
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 3 m
Pile Shear Strength: 56.9 kN

Global Minimums**Method: bishop simplified**

FS: 1.250750
Center: 25.997, 184.523
Radius: 36.490
Left Slip Surface Endpoint: -7.364, 169.740

Right Slip Surface Endpoint: 19.419, 148.631
 Resisting Moment=118146 kN-m
 Driving Moment=94460.1 kN-m

Method: janbu simplified

FS: 1.144500
 Center: 21.197, 176.458
 Radius: 27.969
 Left Slip Surface Endpoint: -5.953, 169.740
 Right Slip Surface Endpoint: 19.510, 148.540
 Resisting Horizontal Force=2539.43 kN
 Driving Horizontal Force=2218.8 kN

Method: janbu corrected

FS: 1.213630
 Center: 22.489, 177.806
 Radius: 29.299
 Left Slip Surface Endpoint: -5.677, 169.740
 Right Slip Surface Endpoint: 19.377, 148.673
 Resisting Horizontal Force=2517.23 kN
 Driving Horizontal Force=2074.13 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 4446
 Number of Invalid Surfaces: 554
 Error Codes:
 Error Code -100 reported for 138 surfaces
 Error Code -103 reported for 90 surfaces
 Error Code -109 reported for 128 surfaces
 Error Code -112 reported for 198 surfaces

Method: janbu simplified

Number of Valid Surfaces: 4446
 Number of Invalid Surfaces: 554
 Error Codes:
 Error Code -100 reported for 138 surfaces
 Error Code -103 reported for 90 surfaces
 Error Code -108 reported for 23 surfaces
 Error Code -109 reported for 128 surfaces
 Error Code -111 reported for 40 surfaces
 Error Code -112 reported for 135 surfaces

Method: janbu corrected

Number of Valid Surfaces: 4446
 Number of Invalid Surfaces: 554
 Error Codes:
 Error Code -100 reported for 138 surfaces
 Error Code -103 reported for 90 surfaces
 Error Code -108 reported for 23 surfaces
 Error Code -109 reported for 128 surfaces
 Error Code -111 reported for 40 surfaces
 Error Code -112 reported for 135 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

-100 = Both surface / slope intersections are on the same horizontal surface. In general, this will give a very high or infinite factor of safety (zero driving force), if calculated.

-103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.

-108 = Total driving moment or total driving force < 0.1. This is to

limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).

-109 = Soiltype for slice base not located. This error should occur very rarely, if at all. It may occur if a very low number of slices is combined with certain soil geometries, such that the midpoint of a slice base is actually outside the soil region, even though the slip surface is wholly within the soil region.

-111 = safety factor equation did not converge

-112 = The coefficient $M\text{-Alpha} = \cos(\alpha)(1 + \tan(\alpha)\tan(\phi))/F$ < 0.2 for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.

List of All Coordinates

Material Boundary

1.430	169.740
1.430	169.140
2.930	169.140

Material Boundary

-12.000	167.240
4.305	167.240

Material Boundary

-12.000	165.740
4.892	165.740

External Boundary

-12.000	146.360
19.550	146.360
19.550	148.500
6.550	161.500
4.892	165.740
4.305	167.240
3.660	168.890
2.930	168.890
2.930	169.140
2.930	170.340
2.770	170.340
2.770	169.740
1.430	169.740
0.700	169.740
0.000	169.740
-12.000	169.740
-12.000	167.240
-12.000	165.740

Distributed Load

0.700	169.740
0.000	169.740
-12.000	169.740

Focus/Block Search Line

1.730	152.845
1.730	159.140

Support

1.730	169.140
1.730	159.140

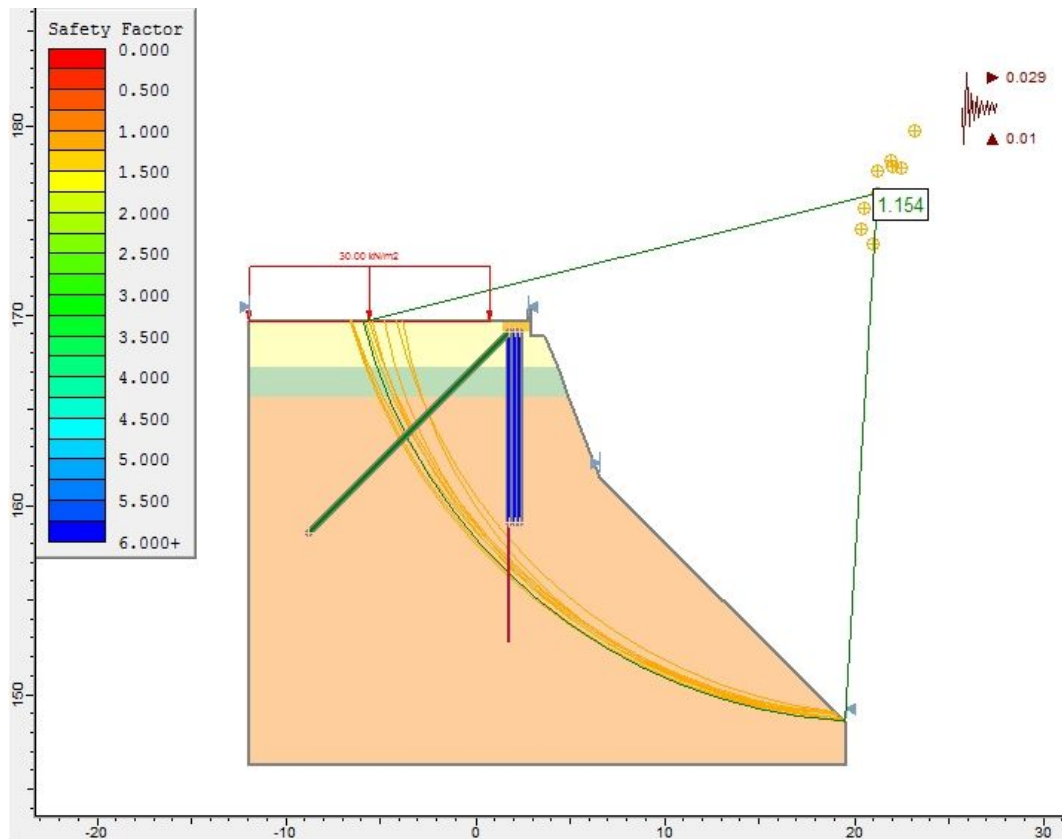
Support

2.030	169.140
2.030	159.140

<u>Support</u>	
2.330	169.140
2.330	159.140

<u>Support</u>	
1.730	169.140
-8.877	158.533

Sezione 5: condizione pseudostatica A2+M2 – sisma k_v -



Slide Analysis Information

Document Name

File Name: sez_5_A2+M2_sisma-

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
 Failure Direction: Left to Right
 Units of Measurement: SI Units
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
 Groundwater Method: Water Surfaces
 Data Output: Standard
 Calculate Excess Pore Pressure: Off
 Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
 Random Numbers: Pseudo-random Seed
 Random Number Seed: 10116
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
 Bishop simplified
 Janbu simplified
 Janbu corrected

Number of slices: 25
 Tolerance: 0.005
 Maximum number of iterations: 50

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: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: Not Defined

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.029
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.01
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 30 kN/m²

Material Properties**Material: Copertura**

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 28.35 degrees
Water Surface: None

Material: Ghiaia

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Friction Angle: 28.35 degrees
Water Surface: None

Material: Substrato

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 23 kN/m³
Cohesion: 48 kPa
Friction Angle: 26.56 degrees
Water Surface: None

Material: Material 4

Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 25 kN/m³
Cohesion: 3796 kPa
Friction Angle: 60.7 degrees
Water Surface: None

Support Properties**Support: Micropali**

Micropali
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 1.2 m
Pile Shear Strength: 65.64 kN

Support: Ancoraggio

Ancoraggio
Support Type: Micro-Pile
Force Application: Passive
Out-of-Plane Spacing: 3 m
Pile Shear Strength: 56.9 kN

Global Minimums**Method: bishop simplified**

FS: 1.260530
Center: 25.997, 184.523
Radius: 36.490
Left Slip Surface Endpoint: -7.364, 169.740

Right Slip Surface Endpoint: 19.419, 148.631
 Resisting Moment=116958 kN-m
 Driving Moment=92784.5 kN-m

Method: janbu simplified

FS: 1.154480
 Center: 21.197, 176.458
 Radius: 27.969
 Left Slip Surface Endpoint: -5.953, 169.740
 Right Slip Surface Endpoint: 19.510, 148.540
 Resisting Horizontal Force=2510.2 kN
 Driving Horizontal Force=2174.31 kN

Method: janbu corrected

FS: 1.224140
 Center: 23.132, 179.707
 Radius: 31.365
 Left Slip Surface Endpoint: -6.607, 169.740
 Right Slip Surface Endpoint: 19.496, 148.554
 Resisting Horizontal Force=2637.49 kN
 Driving Horizontal Force=2154.57 kN

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 4445
 Number of Invalid Surfaces: 555
 Error Codes:
 Error Code -100 reported for 138 surfaces
 Error Code -103 reported for 90 surfaces
 Error Code -109 reported for 128 surfaces
 Error Code -112 reported for 199 surfaces

Method: janbu simplified

Number of Valid Surfaces: 4444
 Number of Invalid Surfaces: 556
 Error Codes:
 Error Code -100 reported for 138 surfaces
 Error Code -103 reported for 90 surfaces
 Error Code -108 reported for 23 surfaces
 Error Code -109 reported for 128 surfaces
 Error Code -111 reported for 42 surfaces
 Error Code -112 reported for 135 surfaces

Method: janbu corrected

Number of Valid Surfaces: 4444
 Number of Invalid Surfaces: 556
 Error Codes:
 Error Code -100 reported for 138 surfaces
 Error Code -103 reported for 90 surfaces
 Error Code -108 reported for 23 surfaces
 Error Code -109 reported for 128 surfaces
 Error Code -111 reported for 42 surfaces
 Error Code -112 reported for 135 surfaces

Error Codes

The following errors were encountered during the computation:

-100 = Both surface / slope intersections are on the same horizontal surface. In general, this will give a very high or infinite factor of safety (zero driving force), if calculated.

-103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.

-108 = Total driving moment or total driving force < 0.1. This is to

limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).

-109 = Soiltype for slice base not located. This error should occur very rarely, if at all. It may occur if a very low number of slices is combined with certain soil geometries, such that the midpoint of a slice base is actually outside the soil region, even though the slip surface is wholly within the soil region.

-111 = safety factor equation did not converge

-112 = The coefficient $M\text{-Alpha} = \cos(\alpha)(1 + \tan(\alpha)\tan(\phi))/F$ < 0.2 for the final iteration of the safety factor calculation. This screens out some slip surfaces which may not be valid in the context of the analysis, in particular, deep seated slip surfaces with many high negative base angle slices in the passive zone.

List of All Coordinates

Material Boundary

1.430	169.740
1.430	169.140
2.930	169.140

Material Boundary

-12.000	167.240
4.305	167.240

Material Boundary

-12.000	165.740
4.892	165.740

External Boundary

-12.000	146.360
19.550	146.360
19.550	148.500
6.550	161.500
4.892	165.740
4.305	167.240
3.660	168.890
2.930	168.890
2.930	169.140
2.930	170.340
2.770	170.340
2.770	169.740
1.430	169.740
0.700	169.740
0.000	169.740
-12.000	169.740
-12.000	167.240
-12.000	165.740

Distributed Load

0.700	169.740
0.000	169.740
-12.000	169.740

Focus/Block Search Line

1.730	152.845
1.730	159.140

Support

1.730	169.140
1.730	159.140

Support

2.030	169.140
2.030	159.140

<u>Support</u>	
2.330	169.140
2.330	159.140

<u>Support</u>	
1.730	169.140
-8.877	158.533