



# ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

## PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

### Bolognetta S.c.p.a.

Contraente Generale:  
Ing. Pierfrancesco Paglini

Il Responsabile Ambientale:  
Ing. Claudio Lamberti

## - PERIZIA DI VARIANTE N.1 -

BOLOGNETTA S.c.p.a.

Titolo elaborato:

### MODIFICA TECNICA N. 47 OPERE DI SOSTEGNO - ASSE SECONDARIO - Ramo 46 - Lotto 2b OS68 - Paratie di micropali dx dal km 0+558.96 al km 0+636.37 Relazione descrittiva e di calcolo

Codice Unico Progetto (CUP): F41B03000230001

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	PE	OS68	RC01	5	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
07	PEOS68RC01_50_4137.dwg	1=1	4137	varie
5				
4				
3				
2				
1				
0	PRIMA EMISSIONE		Novembre 2015	A.Cecchelli S. Fortino D. Tironi
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO VERIFICATO APPROVATO

A.T.I. Progettisti:

Capogruppo:

Mandante:

### POLITECNICA

INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Viale Amendola, 6 - 50121 Firenze  
tel 055/2001660 fax 055/2344856  
e-mail polifi@politecnica.it

### ACS ingegneri

Via Catani, 28/c - 59100 Prato  
tel 0574.527864 fax 0574.568066  
E-mail acs@acsingegneri.it

Il Progettista Responsabile  
Ing. Marcello Mancone

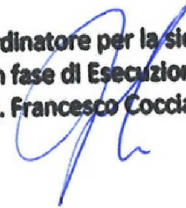


Il Geologo  
dott. Pietro Accolti Gil



Il Coordinatore per la Sicurezza  
in fase di esecuzione:  
Ing. Francesco Cocciante

Il Coordinatore per la sicurezza  
in fase di Esecuzione  
Ing. Francesco Cocciante



Il Direttore dei Lavori:  
Ing. Sandro Favero

Il Direttore dei Lavori  
Ing. Sandro Favero

ANAS S.p.A.

DATA: \_\_\_\_\_ PROTOCOLLO: \_\_\_\_\_

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

CODICE PROGETTO **LO410C E 1101**

Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais

## INDICE

0	Premessa .....	4
1	Introduzione .....	6
2	Normativa di riferimento .....	7
3	Elaborati di progetto di riferimento .....	8
4	Caratteristiche dei materiali.....	10
4.1	Acciaio .....	10
4.1.1	Acciaio per armatura strutture in c.a. ....	10
4.1.2	Acciaio per micropali .....	10
4.1.3	Acciaio per piastrame e travi di collegamento tiranti .....	10
4.1.4	Acciaio armonico per tiranti .....	10
4.2	Calcestruzzo .....	11
4.2.1	Calcestruzzo per trave di coronamento .....	11
4.3	Miscela cementizia per micropali .....	11
4.3.1	Miscela cementizia .....	11
5	Stratigrafia e caratterizzazione geotecnica di riferimento .....	12
5.1	Inquadramento geologico .....	12
5.2	Inquadramento idrogeologico.....	13
5.3	Profilo stratigrafico .....	13
5.4	Categoria di sottosuolo ai fini della caratterizzazione sismica .....	14
6	Caratterizzazione sismica dell'area .....	15
6.1	Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	15
6.2	Azione sismica di riferimento .....	15
7	Descrizione delle opere di sostegno .....	18
8	Criteri di verifica e combinazioni di carico .....	19
8.1	Verifiche geotecniche .....	19
8.1.1	Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera .....	19
8.1.2	Verifica allo sfilamento dei tiranti .....	19
8.1.3	Instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno.....	21
8.1.4	Interazione terreno-struttura .....	22
8.2	Verifiche di tipo idraulico (UPL ed HYD) .....	23

8.3	Verifiche strutturali (STR).....	23
8.3.1	Verifiche SLU.....	23
8.3.2	Verifiche SLE.....	23
8.4	Combinazioni di carico agli Stati limite ultimi - SLU.....	24
8.5	Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE.....	27
9	Analisi dei carichi.....	29
9.1	Azioni permanenti.....	29
9.1.1	Peso proprio.....	29
9.1.2	Spinta delle terre.....	29
9.1.3	Spinta dell'acqua.....	31
9.2	Azioni variabili.....	31
9.2.1	Sovraccarico uniforme indefinito.....	31
9.2.2	Azioni climatiche.....	31
9.3	Azione sismica.....	32
10	Risultati delle analisi.....	34
10.1	Sezioni di verifica.....	34
10.2	Parametri geotecnici di calcolo.....	35
10.3	Sezione di verifica 41 – Prog. 570.43.....	36
10.3.1	Sintesi dei risultati.....	36
10.3.2	Verifiche geotecniche.....	45
10.3.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	45
10.3.3	Verifiche strutturali.....	46
10.3.3.1	Verifiche SLU - Micropali.....	46
10.3.3.2	Verifiche SLU – Tiranti.....	48
10.3.3.3	Verifiche SLU – Travi di ripartizione.....	49
10.3.3.4	Verifiche SLU – Trave di coronamento.....	50
10.3.3.5	Verifiche SLE – Trave di coronamento.....	51
10.4	Sezione di verifica 43.D – Prog. 627.37.....	52
10.4.1	Sintesi dei risultati.....	52
10.4.2	Verifiche geotecniche.....	60
10.4.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	60
10.4.3	Verifiche strutturali.....	62
10.4.3.1	Verifiche SLU - Micropali.....	62
10.4.3.2	Verifiche SLU – Tiranti.....	64

10.4.3.3	Verifiche SLU – Trave di coronamento .....	64
10.4.3.4	Verifiche SLE – Trave di coronamento.....	65
10.5	Sezione di verifica 42 – Prog. 591.47.....	67
10.5.1	Sintesi dei risultati .....	67
10.5.2	Verifiche geotecniche .....	73
10.5.2.1	Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno.....	73
10.5.3	Verifiche strutturali .....	74
10.5.3.1	Verifiche SLU - Micropali .....	74
10.5.3.2	Verifiche SLU – Tiranti.....	76
10.5.3.3	Verifiche SLU – Trave di coronamento .....	77
10.5.3.4	Verifiche SLE – Trave di coronamento.....	78
10.5.3.5	Verifiche– Trave di coronamento con rialzo per contenimento scarpata .....	78
11	APPENDICE – Verifiche di stabilità' .....	80
11.1	Sezione 41 – Prog. 570.43 – Analisi statica .....	80
11.2	Sezione 41 – Prog. 570.43 – Analisi sismica .....	82
11.3	Sezione 43.D – Prog. 627.37 – Analisi statica .....	84
11.4	Sezione 43.D – Prog. 627.37 – Analisi sismica.....	86



## 0 PREMESSA

La presente relazione di calcolo dell'opera di sostegno OS68, viene emessa nella presente fase di Progetto Esecutivo di Dettaglio (PED), dal momento che rispetto alla fase di Progetto Esecutivo Approvato (PEA) è stato riscontrato un mutato profilo del versante, come evidenziato nel dettaglio da specifico rilievo celerimetrico di cantiere. Si è pertanto resa necessaria una complessiva rivisitazione dell'opera in esame, ricalibrando l'andamento altimetrico della trave di coronamento al profilo del terreno aggiornato.

Si è previsto poi per un tratto di circa 30m il rialzo del muro di coronamento con funzione di contenimento della scarpata, laddove il terreno presenta una pendenza tale da raccomandare un presidio nei confronti di eventuali smottamenti superficiali a protezione della viabilità di progetto.

In particolare le principali variazioni effettuate rispetto alla soluzione di PEA dell'opera in esame sono sinteticamente le seguenti:

- E' stata aggiunta una sezione di calcolo integrativa, necessaria per definire in maniera compiuta l'aggiornamento dell'opera. Sulla base della sezione di calcolo integrativa è stato inoltre possibile eliminare nel tratto centrale dell'opera, sul quale si è riscontrato il massimo abbassamento del terreno rispetto al celeri metrico di PEA:

- o n.4 tiranti del secondo ordine tipo A2

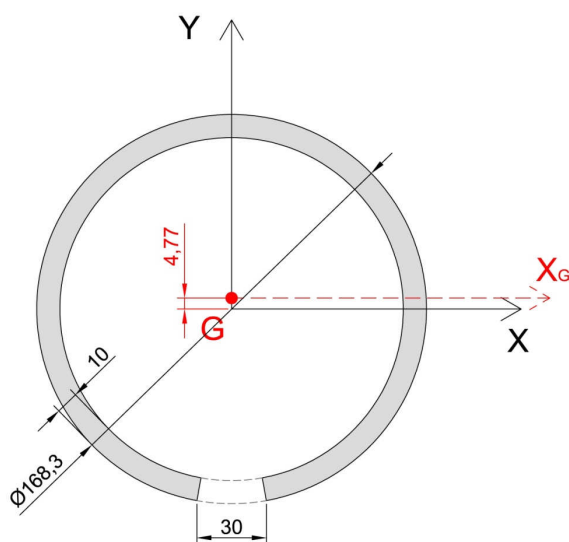
La sezione di calcolo integrativa di PED, denominata :

- o Sezione di verifica 42 – Progr. 591.47  
Paratia H = 12.60m (rialzo trave di coronamento H=1,14m+trave di coronamento 0.60 m+pali L=12.30 m), con fondo scavo a -3.00m da t.c.

è stata implementata adottando le stesse ipotesi progettuali e gli stessi criteri di dimensionamento utilizzate nella redazione della precedente emissione che prevedeva:

- o n.1 sezione di verifica 41 – Progr. 570.43 rappresentativa di pali con due ordine di tiranti;
- o n.1 sezione di verifica 43D – Progr. 627.37 rappresentativa di pali con un ordine di tiranti;

- E' stata rivista la lunghezza e la modularità delle travi di ripartizione dei tiranti intermedi del 2° e 3° ordine, in modo da ottimizzarne l'impiego e da ridurre gli sfridi mediante l'utilizzo di profilati UPN con lunghezza commerciale pari ad L=8,00m;
- Si è previsto di effettuare fori  $\Phi 30$  mm, a passo 2 metri e sfalsati di  $120^\circ$ , nelle armature tubolari dei micropali, per migliorare in fase di getto la saturazione della zona tra foro (  $D=240$  mm) e armatura tubolare (  $D=168.30$  mm) e per assicurare un ricoprimento in cls più uniforme al tubolare in acciaio, con l'obiettivo ultimo di garantire una maggiore durabilità complessiva dell'opera;



Per completezza è stato eseguito lo studio delle caratteristiche geometriche e di resistenza della sezione ridotta costituita dal tubolare forato (area, momenti di inerzia, moduli di resistenza) e si è provveduto a ripetere le verifiche a flessione ed a taglio allo stato limite ultimo.

Dai risultati di calcolo riportati all'interno della presente relazione si evince che il tubolare, ancorchè forato, non subisce significative riduzioni di resistenza strutturale e che i risultati delle verifiche allo S.L.U. compiuti sulla sezione ridotta rientrano ampiamente entro i fattori di sicurezza.

Per maggiori dettagli si riporta di seguito l'elenco degli elaborati riemessi come elaborati di PED, a seguito delle modifiche sopra illustrate:

Relazione descrittiva e di calcolo	Relazione		PEOS68RC01	_	40	_	4137
Planimetria, sviluppata e sezioni tipo	varie		PEOS68N001	_	40	_	4137
Sezioni trasversali	1:200		PEOS68N002	_	40	_	4137
Particolari costruttivi	varie		PEOS68N004	_	40	_	4137

## 1 INTRODUZIONE

In questa relazione si espongono i criteri di dimensionamento adottati ed i risultati delle verifiche effettuate per la progettazione dell'opera di sostegno OS68 costituita da una paratia di micropali e facente parte della viabilità principale nell'ambito dei lavori di ammodernamento del tratto Palermo-Lercara Friddi, nella tratta compresa fra le progressive 0+558.96 e 0+636.37.

L'opera di sostegno, di cui si riporta un'immagine in Figura 1.1 ha carattere definitivo.

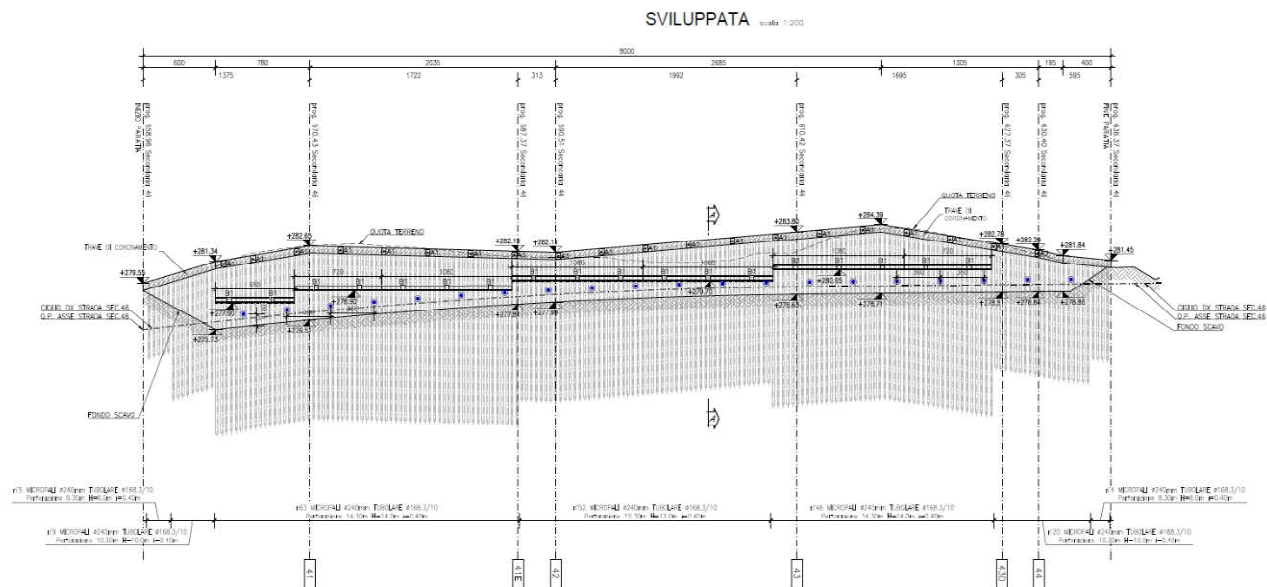


Figura 1.1 Sviluppata della paratia di micropali  $\Phi$  168.3 mm - Progr.0+558.96 – Progr 0+636.37

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] L. 5.11.1971, n° 1086 – “ *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*”.
- [2] D.M. 14.01.2008 – “ *Norme tecniche per le costruzioni*”.
- [3] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - “ *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*”
- [4] Eurocodice 8 “ *Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”, febbraio 1998.

### 3 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO

[5]	Relazione geologica geomorfologica idrogeologica	PE_GE_RT01
[6]	Relazione geotecnica	PE_GT_RT01
[7]	Relazione sismica	PE_SI_RT01
[8]	Relazione geotecnica corpo stradale	PE_GT_RT02
[9]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 1	PE_GT_L001
[10]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 2	PE_GT_L002
[11]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 3	PE_GT_L003
[12]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 4	PE_GT_L004
[13]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 5	PE_GT_L005
[14]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 6	PE_GT_L006
[15]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 7	PE_GT_L007
[16]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 8	PE_GT_L008
[17]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 9	PE_GT_L009
[18]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 10	PE_GT_L010
[19]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 11	PE_GT_L011
[20]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 12	PE_GT_L012
[21]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 13	PE_GT_L013
[22]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 14	PE_GT_L014
[23]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 15	PE_GT_L015
[24]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 16	PE_GT_L016
[25]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 17	PE_GT_L017
[26]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 18	PE_GT_L018
[27]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 19	PE_GT_L019
[28]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 20	PE_GT_L020
[29]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 21	PE_GT_L021
[30]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 22	PE_GT_L022
[31]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 23	PE_GT_L023
[32]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 24	PE_GT_L024
[33]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 25	PE_GT_L025
[34]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 26	PE_GT_L026
[35]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 27	PE_GT_L027

ATI Progettisti – Politecnica Soc. Coop. - A.C.S. Ingegneri

[36]	Profilo geotecnico "Lotto 2a" – Tav. 28	PE_GT_L028
[37]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 29	PE_GT_L029
[38]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 30	PE_GT_L030
[39]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 31	PE_GT_L031
[40]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 32	PE_GT_L032
[41]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 33	PE_GT_L033
[42]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 34	PE_GT_L034
[43]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 35	PE_GT_L035
[44]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 36	PE_GT_L036
[45]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 37	PE_GT_L037
[46]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 38	PE_GT_L038

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

### 4.1 Acciaio

#### 4.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
allungamento caratteristico	$\geq 7.5 \%$
rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

#### 4.1.2 Acciaio per micropali

E' previsto l'impiego di acciaio S355 H, con o senza saldatura, caratterizzato dai seguenti valori caratteristici di resistenza:

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

#### 4.1.3 Acciaio per piastrame e travi di collegamento tiranti

E' previsto l'impiego di acciaio S275, con o senza saldatura, caratterizzato dai seguenti valori caratteristici di resistenza:

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

#### 4.1.4 Acciaio armonico per tiranti

E' previsto l'impiego di trefoli  $\phi 0.6''$  caratterizzati dai seguenti valori caratteristici:

tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
tensione corrispondente all'1 % di deformazione totale	$f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$
allungamento sotto carico massimo	$A_{gt} \geq 3.5$

## 4.2 Calcestruzzo

### 4.2.1 Calcestruzzo per trave di coronamento

Classe di resistenza	C25/30
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
classe di esposizione	XC2
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40 \text{ mm}$

## 4.3 Miscela cementizia per micropali

### 4.3.1 Miscela cementizia

Classe di resistenza	C25/30
rapporto acqua/cemento	$a/c \leq 0.50$
contenuto minimo di cemento	$600 \text{ kg/m}^3$



## 5 STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito un richiamo all'inquadramento geologico e idrogeologico dell'intero tracciato di cui è parte anche l'opera in oggetto della presente relazione.

### 5.1 Inquadramento geologico

L'analisi fotogeologica, insieme allo studio dei dati stratigrafici e analitici derivati dalle campagne geognostiche condotte ed all'incrocio con le informazioni cartografiche e descrittive disponibili ha consentito di delineare con sufficiente approssimazione il quadro geologico-stratigrafico nella fascia di territorio in cui ricade il tracciato stradale. Nell'area in esame sono presenti formazioni geologiche di età compresa tra il Trias e l'attuale, rappresentate dalle seguenti unità:

- **Depositi continentali quaternari**
  - Depositi di versante
  - Accumuli di frana
  - Deposito alluvionale di alveo
  - Deposito alluvionale terrazzato
  - Prodotti eluviali e depositi colluviali
- **Depositi sinorogenici**
  - Formazione Terravecchia (Tortoniano(parte alta) – Messiniano inferiore)
  - Formazione di Castellana Sicula (Serravalliano (parte alta) – Tortoniano (parte bassa))
- **Unità derivanti dalla deformazione del Dominio Sicilide**
  - Formazione Polizzi (*Oligocene - Eocene superiore*)
- **Unità derivanti dalla deformazione del Bacino Numidico (s.l.)**
  - Formazione Tavernola (Burdigaliano superiore - Langhiano)
  - Formazione Portella Colla (Oligocene superiore – Miocene inferiore (Aquitano))
- **Unità derivanti dalla deformazione del Dominio Imerese**
  - Formazione Mufara (Carnico medio - superiore)
- **Unità derivanti dalla deformazione del Dominio Sicano**
  - Complesso di Lercara (Permiano inferiore – Trias medio (Ladinico))
- **Unità derivanti dalla deformazione della piattaforma carbonatica e carbonatica pelagica Trapanese**
  - Formazione Buccheri p.p. (Toarciano – Titonico inferiore)

Si rimanda al documento di riferimento [5], per l'analisi approfondita delle singole formazioni geologiche.

## **5.2 Inquadramento idrogeologico**

Complessivamente, i terreni presenti nella zona di studio, attribuibili alle unità derivanti dalla deformazione del Dominio Sicilide, del Bacino Numidico e alla facies arenacea-sabbiosa dei depositi terrigeni sinorogenici, svolgono la funzione di impermeabile relativo rispetto tutti gli altri complessi idrogeologici. Infatti il ruolo idrogeologico di questi termini è da ritenere inesistente non essendoci nelle aree del loro affioramento delle vere falde idriche a cui essi potrebbero fare da limite di permeabilità definito o da strato confinante.

In particolare le unità derivanti dalla deformazione del Bacino Numidico (Formazione di Tavernola e Formazione Portella Colla) per la facies pelitica e i livelli arenacei inglobati nelle peliti e talora intensamente tettonizzati, presentano caratteristiche di permeabilità relativa molto variabili da livello a livello e da zona a zona che può variare da bassa a bassissima. Modeste falde idriche sono localizzate nelle ridotte coltri d'alterazione di tali successioni terrigene a profondità generalmente comprese tra 3 e 6 m dal p.c..

In tale contesto idrogeologico si evidenzia che gli acquiferi più importanti sono presenti in corrispondenza del complesso alluvionale e sono caratterizzati dalla giustapposizione disordinata di termini litologici di varia granulometria. La circolazione idrica avviene pertanto per falde sovrapposte con deflusso preferenziale dell'acqua nei litotipi a più alto grado di permeabilità relativa. Il regime torrentizio dei corsi d'acqua fa supporre che vi sia una notevole escursione stagionale del livello della falda nelle pianure alluvionali, alimentata dalle acque di corrivazione provenienti dai versanti e legata alle portate dei corsi d'acqua stessi.

Falde di modeste dimensioni ed a carattere stagionale si impostano nelle coltri superficiali di alterazione del substrato, nelle coperture detritiche e negli accumuli di frana.

## **5.3 Profilo stratigrafico**

Lungo lo sviluppo dell'opera in esame OS68, l'insieme delle indagini in sito ed in laboratorio eseguite nelle campagne geognostiche ha consentito l'individuazione delle seguenti unità geotecniche

### **UNITA' LSA – Limi sabbiosi argillosi**

Si tratta di limi sabbiosi argillosi color avana da poco a moderatamente consistenti.

#### **UNITA' AG – Argille limose grigie**

Si tratta di argille limose grigie a struttura scagliettata con inclusi elementi lapidei, da consistenti a molto consistenti, talvolta con intercalati livelli sabbiosi e/o livelli, strati di argilliti a consistenza pseudo-litoide. Questa unità costituisce il substrato di base lungo tutto il tracciato in esame.

Per una ricostruzione dettagliata della litologia lungo il tracciato stradale si rimanda al Profilo geotecnico (documenti di riferimento da [9] a [46]). Per una descrizione dettagliata delle indagini geotecniche eseguite e delle interpretazioni condotte si rimanda alla Relazione geotecnica generale (documenti di riferimento [6]).

Nel capitolo 10 si riportano, per ogni opera di sostegno analizzata, le stratigrafie di calcolo con i relativi parametri geotecnici di progetto adottati e la quota della falda assunta nelle analisi.

#### **5.4 Categoria di sottosuolo ai fini della caratterizzazione sismica**

Sulla base di quanto evidenziato dalle prove sismiche effettuate nel tratto di interesse, il terreno di fondazione può essere classificato nelle seguenti categorie di sottosuolo:

- *Categoria B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina)"*

Si rimanda al Profilo geotecnico (documenti di riferimento da [9] a [46]) per l'ubicazione delle prove sismiche effettuate e per i relativi valori delle velocità di propagazione delle onde di taglio misurati.

## 6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

### 6.1 *Periodo di riferimento per l'azione sismica*

Come stabilito nel C.S.A. la progettazione delle strutture farà riferimento a:

- vita nominale  $V_N = 50$  anni
- classe d'uso IV

in base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N \times C_U = 100$  anni

### 6.2 *Azione sismica di riferimento*

Ai fini della caratterizzazione sismica per la progettazione delle opere minori distribuite lungo il tracciato questo è stato suddiviso in tratti di 5 km caratterizzati da superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ . Ciascun tratto di 5 km è stato contraddistinto in base alle coordinate del punto baricentrico del tratto stesso.

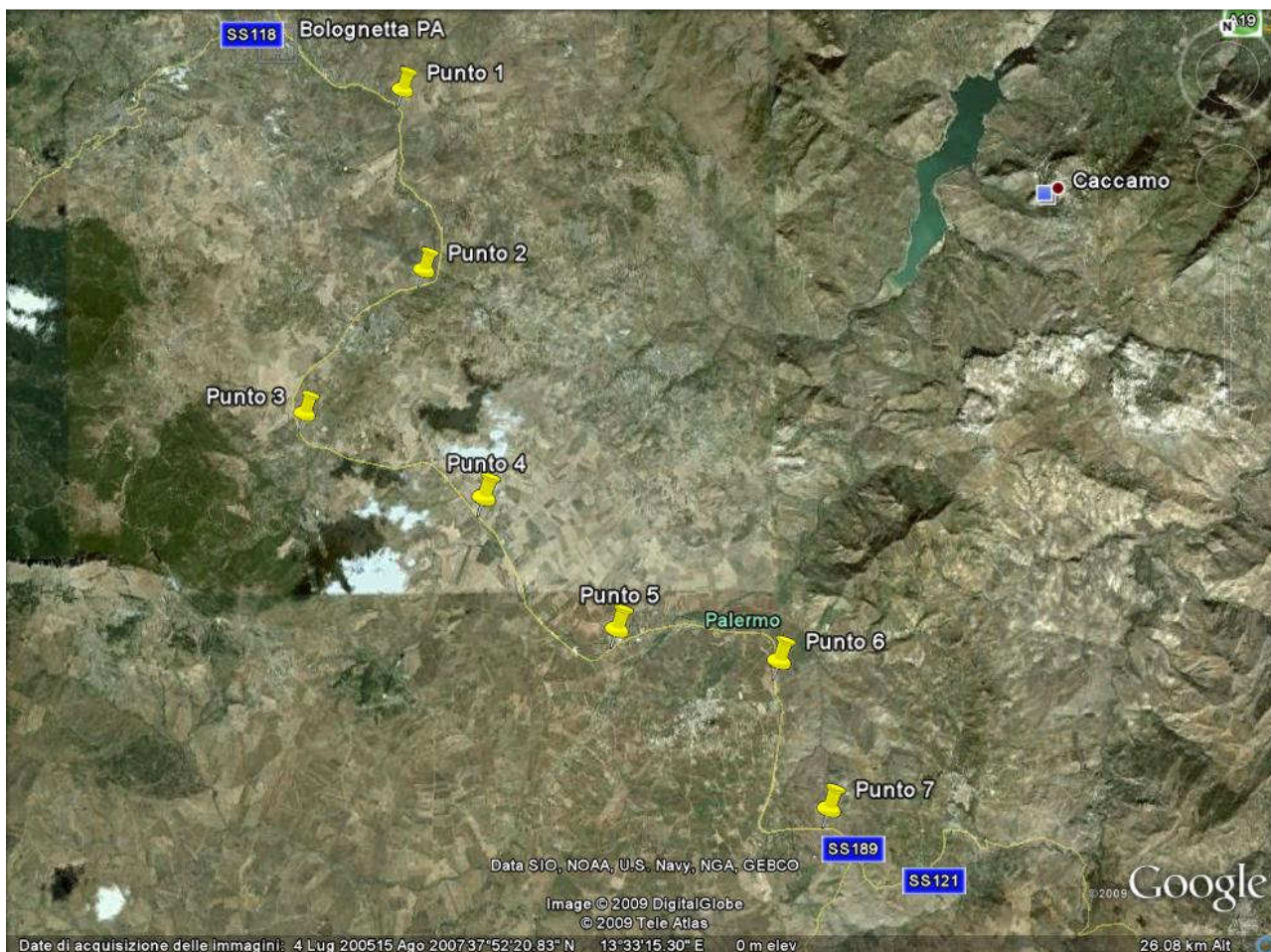


Figura 6.2 Localizzazione tracciato

Le seguenti tabelle indicano l'identificazione della zona in cui ricade l'opera in esame in relazione alle coordinate geografiche corrispondenti alle medesime progressive.

Progressive km 20+000 e km 25+000

Si riportano, nella tabella seguente, i valori di accelerazione di picco e gli altri parametri significativi degli spettri di progetto, relativamente al tratto in cui ricade l'opera in oggetto.

<b>Progressiva</b>	<b>a<sub>g</sub> [g]</b>	<b>F<sub>0</sub> [-]</b>	<b>T<sub>c</sub>* [s]</b>
20+000 - 25+000	0.140	2.580	0.338

Per quanto riguarda il profilo di terreno (Classe A, B, C, ...) si fa riferimento alla seguente tabella:

<b>Progressiva</b>	<b>Categoria</b>
15+300 – 35+000	B



## 7 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI SOSTEGNO

Nel tratto oggetto di studio verrà realizzata un'opera di sostegno costituita da micropali in acciaio S 355 H che avrà carattere definitivo.

La paratia è costituita da micropali  $\phi = 168.3$  mm posti ad interasse  $i = 0.4$  m e collegati in testa da una trave di coronamento in c.a. avente altezza di 0.6 m e larghezza  $B = 0.6$  cm.

L'opera di sostegno è contrastata da una successione di 2 ordini di tiranti a 4 trefoli in acciaio armonico, di tipo definitivo a doppia protezione, di cui il primo livello è immorsato nella trave di coronamento. L'azione di contrasto del successivo livello di tiranti è distribuita sui micropali dalle travi di collegamento e ripartizione previste lungo il secondo ordine e costituite da un doppio profilato in acciaio della serie UPN 240.

Lo scavo procederà per intervalli successivi dalla sommità fino a non oltre 0,50 m al di sotto della quota prevista per l'installazione dei livelli di tiranti nei tratti di paratia ove previsto; completati e giunti a maturazione i tiranti e la relativa trave di contrasto lo scavo procederà fino al raggiungimento della massima profondità di scavo prevista.

Per dissipare le pressioni idrauliche agenti sulla paratia si prevede la messa in opera di un sistema di drenaggio costituito da tubi verticali microfessurati in PVC di diametro esterno  $\phi = 90$  mm e spessore 5.0 mm.

Dato il carattere definitivo della paratia prevista, l'opera sarà rivestita con lastre prefabbricate aventi la facciata esterna rivestita e caratterizzata da una finitura superficiale tipo pietra ottenuta con casseri a matrice in modo da migliorare l'aspetto estetico e facilitare l'inserimento delle opere nel contesto paesaggistico-ambientale della zona.

A tergo della lastra si procederà al riempimento con calcestruzzo magro.

## 8 CRITERI DI VERIFICA E COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica della paratia richiede la verifica dei seguenti stati limite:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):
  - a. collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
  - b. sfilamento di uno o più ancoraggi;
  - c. instabilità del fondo scavo per sollevamento;
  - d. instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno;
2. SLU di tipo strutturale (STR):
  - e. raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi;
  - f. raggiungimento della resistenza di uno o più puntoni o del sistema di contrasto;
  - g. raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

### 8.1 Verifiche geotecniche

#### 8.1.1 Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera

La verifica all'equilibrio globale alla rotazione viene implicitamente soddisfatta mediante l'analisi di interazione terreno struttura, condotta mediante il programma di calcolo PARATIE ver. 7.0 della CEAS Srl di cui si dirà più avanti, che nell'analizzare il sistema di sollecitazioni e deformazioni verifica tutte le condizioni di equilibrio del sistema.

#### 8.1.2 Verifica allo sfilamento dei tiranti

Per la verifica allo sfilamento si è fatto riferimento ai risultati di metodi di calcolo analitici corretti in funzione del numero delle verticali di indagine esaminate.

Come metodo di calcolo si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985)<sup>1</sup> da cui deriva:

$$(R_{ac})_{\min} = \pi \alpha D L_{\text{fondazione}} \times q_s$$

in cui:

$\alpha$  = coefficiente di incremento del diametro di perforazione D dei tiranti che tiene conto della metodologia di iniezione e della natura dei terreni interessati

---

<sup>1</sup> Bustamante M., Doix B.: "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" : Bull. Liaison labo P. et Ch. n. 140, nov. dic. 1985 - Réf. 3047  
ATI Progettisti – Politecnica Soc. Coop. - A.C.S. Ingegneri



- D = diametro di perforazione dei tiranti  
L<sub>fondazione</sub> = lunghezza del tratto di fondazione del tirante  
q<sub>s</sub> = aderenza limite terreno-fondazione funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche meccaniche e delle modalità di iniezione

La resistenza caratteristica è data dal valore minimo fra:

$$R_{ak} = (R_{ac})_{medio} / \xi_{a3}$$

$$R_{ak} = (R_{ac})_{min} / \xi_{a4}$$

essendo  $\xi_{a3}$  ed  $\xi_{a4}$  coefficienti funzione del numero di verticali indagate.

La resistenza allo sfilamento di progetto è data per tiranti di tipo permanenti dalla seguente espressione:

$$R_{a,d} = R_{ak} / \gamma_{Ra,p}$$

con  $\gamma_{Ra,p} = 1.2$ .

La lunghezza libera dei tiranti tiene conto della maggiore estensione del cuneo di spinta in condizioni sismiche secondo la relazione:

$$L_e = L_s (1 + 1.5 a_{max} / g)$$

in cui  $L_e$  è la lunghezza libera necessaria in condizioni sismiche ed  $L_s$  è la corrispondente misura necessaria in condizioni statiche.

Quest'ultima, ovvero  $L_s$ , è stata valutata secondo il criterio illustrato dalla figura seguente mirante ad assicurare che il tratto di ancoraggio si mantenga al di fuori del cuneo di terreno che esercita la spinta sulla paratia stessa.

La lunghezza libera dei vari ordini di tiranti è stata maggiorata di 1 metro rispetto al valore derivante dai calcoli per tenere conto del fatto che nella schematizzazione di calcolo si considera che l'inizio del tirante sia in asse alla paratia e che la distanza da testa tirante ad asse micropalo è pari a circa 1 m.

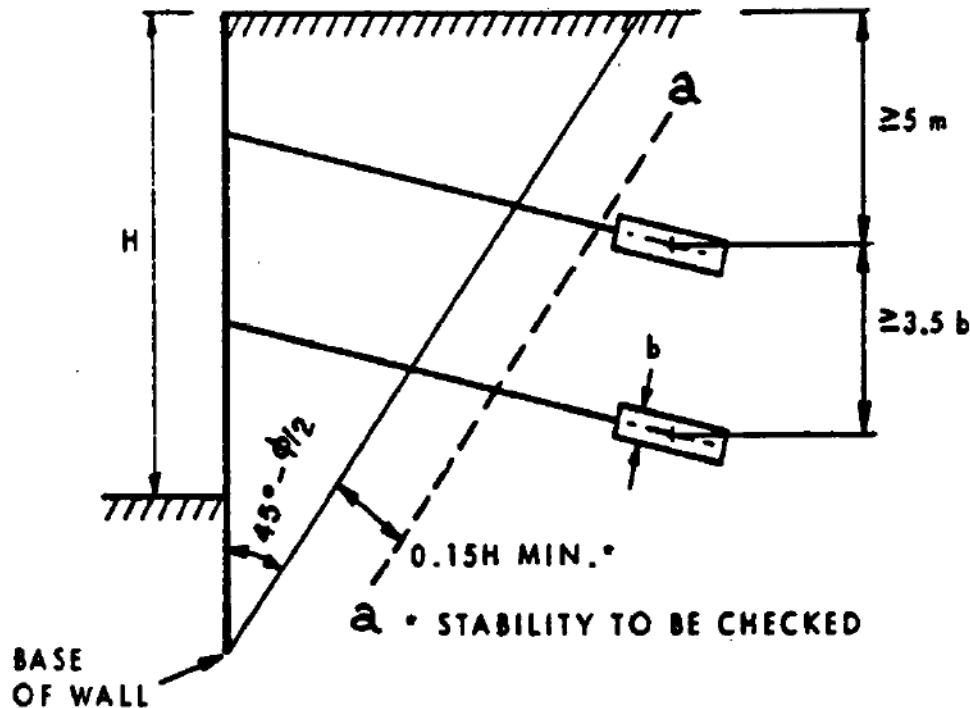


Figura 8.3 Criterio per la definizione della lunghezza libera dei tiranti (Canadian Foundation Engineering Manual 1985)

### 8.1.3 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno

Si fa ricorso ad un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Come prescritto dalla normativa la verifica viene effettuata secondo la "Combinazione 2" (A2+M2+R2).

L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta con ricorso al codice di calcolo SLIDE vers. 5.042 (Rocsience s.r.l.).

Le forze di inerzia, orizzontali e verticali, applicati alle masse in condizioni sismiche sono valutate mediante i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  che valgono rispettivamente:

$$k_h = \beta_s a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

$a_{max}$  = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_s$  = coefficiente riduttivo che tiene conto dei possibili spostamenti dell'opera

L'accelerazione massima è stata valutata come:

$$a_{max} = a_g \times S_S \times S_T$$

in cui:

$a_g$  = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

$S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica

Il coefficiente riduttivo  $\beta_s$  viene desunto, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione di riferimento  $a_g$  dalla tabella 7.11.I della normativa vigente qui di seguito riprodotta:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.20

Con riferimento alla componente verticale, è stata applicata in entrambe le direzioni valutando la più sfavorevole.

#### 8.1.4 Interazione terreno-struttura

Come già anticipato l'analisi della struttura nelle successive fasi di realizzazione è stata sviluppata mediante il programma PARATIE ver. 7.0 della CEAS Srl, che utilizza per il terreno un modello elasto-plastico e consente di seguire l'evoluzione di sforzi e deformazioni durante le successive fasi di scavo, posa e messa in tiro degli ancoraggi, applicazione delle azioni sismiche.

In questa analisi, ovviamente riferita a condizioni piane, il terreno è schematizzato come una successione di "molle" indipendenti, caratterizzate da una rigidità, differenziabile per condizioni di "carico" e di "scarico", e da una resistenza limite di plasticizzazione definita tramite i coefficienti di spinta attiva e passiva in funzione del movimento relativo terreno-paratia.

La rigidità delle molle caratterizzanti il terreno è definita dal programma di calcolo stesso come rapporto fra il modulo elastico del terreno e l'altezza massima di scavo.

Per le condizioni di "scarico" si è assunto un valore 2.5 volte quello del modulo di "carico".

Il programma ipotizza una situazione iniziale, coincidente con il termine della costruzione della paratia prima dell'inizio degli scavi, definita mediante il coefficiente di spinta a riposo del terreno  $K_0$  ( $= 1 - \tan \phi$ ).

La paratia è schematizzata mediante la propria rigidezza flessionale, valutata con riferimento allo spessore equivalente di una sezione rettangolare a partire dal diametro ed interasse dei micropali, mentre gli ancoraggi sono schematizzati mediante vincoli elastici caratterizzati dalla quota di applicazione, inclinazione rispetto all'orizzontale, rigidezza assiale ed eventuale pretiro iniziale.

L'analisi in questione, fornendo per ogni fase di carico non solo le sollecitazioni ma anche le deformazioni dell'opera, consente di verificare che le deformazioni massime siano contenute nei limiti di utilizzo della struttura.

## **8.2 Verifiche di tipo idraulico (UPL ed HYD)**

Le verifiche di "tipo idraulico", instabilità del fondo scavo per sollevamento e sifonamento del fondo scavo vengono implicitamente soddisfatte mediante l'analisi di interazione mediante il programma PATARIE che tiene conto dei moti di filtrazione ed della conseguente diminuzione della pressione efficace.

## **8.3 Verifiche strutturali (STR)**

Per le verifiche strutturali alle azioni ed ai parametri geotecnici del terreno si applicano i coefficienti parziali propri delle verifiche STR (A1+M1+R1) per le analisi allo SLU e coefficienti parziali unitari per le analisi allo SLE.

### **8.3.1 Verifiche SLU**

E' stata condotta la verifica in assenza ed in presenza di sisma per le sezioni maggiormente sollecitate della paratia.

### **8.3.2 Verifiche SLE**

In corrispondenza delle medesime sezioni sono state effettuate le verifiche sulla massima ampiezza delle fessure (*verifica allo stato limite di fessurazione*) e sulle massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature (*verifica delle tensioni in esercizio*).

Per la trave di coronamento il valore limite di ampiezza delle fessure è pari a  $w_{lim} = 0.20$  mm.

La massima tensione nel calcestruzzo dovrà rispettare la seguente condizione per la trave di coronamento:

$$\text{Classe di resistenza C25/30} \quad \sigma_c < 0.45f_{ck} = 11.25MPa$$

La massima tensione nell'acciaio dovrà rispettare la seguente condizione:

$$\text{Acciaio B450C} \quad \sigma_f < 0.8f_{yk} = 360.00MPa$$

#### 8.4 Combinazioni di carico agli Stati limite ultimi - SLU

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto dell'azione:

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

e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnica:

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

Effetto delle azioni e della resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto. Nella formulazione della resistenza compare esplicitamente il coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza.

Le verifiche della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 ed R3).

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

Nel caso delle paratie si adotta l'Approccio 1 per cui sono previste due diverse combinazioni di cui la prima, definita STR, generalmente più gravosa per le verifiche strutturali, mentre la seconda, definita GEO, generalmente più gravosa per le verifiche di tipo geotecnico.

Tutte le verifiche precedentemente elencate dovranno essere condotto unicamente facendo riferimento all'Approccio 1 secondo quanto specificato nel seguito.

#### **SLU di tipo strutturale (STR):**

- **Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;**

ATI Progettisti – Politecnica Soc. Coop. - A.C.S. Ingegneri



- **Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.**

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento strutturale (STR) l'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso i coefficienti parziali amplificativi delle azioni saranno applicati direttamente sulle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In linea generale, per la Combinazione 1, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) diversi, si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a  $\gamma_Q/\gamma_{G1}=1.5/1.3=1.15$  e moltiplicando successivamente gli effetti delle azioni  $E_d=E_k \cdot \gamma_E$  per  $\gamma_E=\gamma_{G1}=1.3$ .

La verifica a sfilamento della fondazione dei tiranti si esegue confrontando la massima resistenza di progetto  $R_{ad}$ , determinata applicando alla resistenza caratteristica  $R_{ak}$  i fattori parziali  $\gamma_R$  precedentemente riportati secondo la combinazione A1+M1+R3. Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio sarà determinato con metodi di calcolo analitici partendo dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati delle prove in sito. Il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  rispettivamente al valore medio e al valore minimo delle resistenze  $R_{a,c}$  ottenute dal calcolo. Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno, si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali M1.

**SLU di tipo geotecnico (GEO):**

- **Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido);**
- **Instabilità del fondo scavo per sollevamento.**

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico (GEO) si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificatamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti  $\gamma_R$  sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate

con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto delle spinte attiva e passiva risultano rispettivamente maggiore e minore, se riferiti a quelli calcolati con i parametri caratteristici. In linea generale, per la Combinazione 2, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti pari ad 1.0 e dei variabili pari ad 1.3 (gruppo A2), si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a  $\gamma_Q=1.3$ .

### **SLU di tipo geotecnico (GEO):**

- **Instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno.**

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per la verifica dell'instabilità globale dell'insieme terreno-opera l'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti sulla resistenza globale (R2) sono riportati nella tabella successiva e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici. In linea generale, per la Combinazione in oggetto, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti pari ad 1.0 e dei variabili pari ad 1.3 (gruppo A2), si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a  $\gamma_Q=1.3$ .

Nella seguente tabella si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni ( $\gamma_F$ )				Proprietà del terreno ( $\gamma_M$ )		
	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>				
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	$\tan \varphi'$	$c'$	$c_u$
STR (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

I coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Coefficienti parziali per le verifiche di paratie			
Verifica	Coefficiente	Coefficiente	Coefficiente

	parziale (R1)	parziale (R2)	parziale (R3)
Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi	$\gamma_R=1.0$	-	-
Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia	$\gamma_R=1.0$	-	-
Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera	$\gamma_R=1.0$	-	-
Instabilità del fondo scavo per sollevamento	$\gamma_R=1.0$	-	-
Instabilità globale dell'insieme terreno-opera	-	$\gamma_R=1.1$	-
Sfilamento di uno o più ancoraggi	Temporanei	-	$\gamma_R=1.1$
	Permanenti	-	$\gamma_R=1.2$

Essendo le paratie in oggetto opere definitive, esse vengono verificate anche nei confronti degli effetti provocati dal sisma. L'analisi sismica viene effettuata secondo le seguenti combinazioni:

- **Combinazione 1 con coefficienti parziali M1 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni;**
- **Combinazione 2 con coefficienti parziali M2 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni.**

In condizioni sismiche valgono gli stessi coefficienti parziali  $\gamma_R$  del caso statico riportati nella precedente tabella.

### **8.5 Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE**

Le opere ed i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio.

Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Nello specifico le analisi dovranno valutare gli spostamenti dell'opera per consentire di verificarne la compatibilità con la funzionalità attesa per l'opera stessa, oltre alle verifiche strutturali relative agli SLE riportate al paragrafo 8.3.2.



Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa.

Combinazioni per analisi statiche SLE						
Azioni ( $\gamma_F$ )				Proprietà del terreno ( $\gamma_M$ )		
<u>Permanenti</u>		<u>Variabili</u>				
Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	$\tan \varphi'$	$c'$	$c_u$
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

## 9 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

### 9.1 Azioni permanenti

#### 9.1.1 Peso proprio

Il peso proprio per questo tipo di struttura può essere trascurato sia agli effetti delle azioni statiche che, come precisato dalla normativa vigente, ai fini della valutazione delle forze di inerzia sismiche.

#### 9.1.2 Spinta delle terre

La spinta delle terre viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \times K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$  = tensione verticale efficace alla generica quota  $z$ ;

$K_a$  = coefficiente di spinta attiva;

$q$  = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Per il calcolo di  $K_a$  si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito (si veda Eurocodice 8 – rif. [4]):

per  $\beta \leq \Phi - \theta$ :

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi + \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\phi + \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per  $\beta \geq \Phi - \theta$ :

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi + \theta - \delta)}$$

in cui:

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno

$\beta$  = inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

$\psi$  = inclinazione della paratia rispetto all'orizzontale ( $>90^\circ$  per parete inclinata verso valle)

$\delta$  = angolo di attrito muro terreno

$\theta$  = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \text{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. 9.3).

La spinta attiva risultante  $P_a$  risulta inclinata dell'angolo  $\delta$  sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale  $P_{AH}$  è pari a:

$$P_{AH} = P_a \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale  $P_{AV}$  risulta:

$$P_{AV} = P_a \cdot \sin \delta$$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastriforme, ...).

Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

La spinta passiva viene valutata, ipotizzando la eventuale presenza della coesione, come:

$$p_p = \sigma'_v K_p + 2\sqrt{K_p c'}$$

Il coefficiente di spinta passiva  $K_p$  è stato valutato utilizzando le tabelle di Caquot e Kerisel, che fanno riferimento a superfici di rottura non piane.

Anche in questo caso la spinta agisce secondo una direzione inclinata di  $\delta$  rispetto alla perpendicolare al paramento.

La spinta delle terre, sia quella dovuta al peso proprio che ai sovraccarichi accidentali, viene valutata con riferimento alla stratigrafia ed ai valori di progetto dei parametri geotecnici, peso di volume, angolo di attrito, coesione, attrito paratia-terreno, e dei sovraccarichi accidentali ottenuti

abbattendo/amplificando i valori caratteristici mediante i coefficienti riduttivi o amplificativi specifici del tipo di verifica condotta, secondo i criteri riportati nel capitolo 8.

Per tener conto nella valutazione della spinta la presenza del pendio a monte dell'opera, nel software "Paratie" è stato inserito l'andamento del pendio stesso ed il software ha provveduto al calcolo della spinta ricercando iterativamente il cuneo di spinta attiva che massimizza la spinta tramite il Metodo dei cunei.

### 9.1.3 Spinta dell'acqua

La presenza della falda è stata così considerata nel codice di calcolo:

- in fase provvisoria di scavo, essendo la paratia opera di sostegno permeabile e tenendo anche in considerazione la presenza del sistema di drenaggio, si abbatte la quota della falda al fondo scavo sia a monte che valle dell'opera;
- viene poi prevista una fase di calcolo finale con falda posta ad una quota intermedia fra fondo scavo ed il livello indisturbato a monte. In questo modo si simula la possibilità che nel lungo termine i dreni si possano intasare data la prevalente natura fine dei terreni interagenti con l'opera di sostegno.

## 9.2 **Azioni variabili**

### 9.2.1 Sovraccarico uniforme indefinito

Per le opere interferenti con la viabilità si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa, che dà luogo ad un incremento di spinta attiva dovuta al solo peso proprio del terreno secondo quanto indicato nel paragrafo 9.1.2.

### 9.2.2 Azioni climatiche

Nel caso specifico non si hanno azioni climatiche.

### 9.3 Azione sismica

L'azione sismica è stata calcolata come differenza fra la spinta calcolata sulla parte fuori terra della paratia con riferimento ai coefficienti di spinta attiva in presenza di sisma ed i corrispondenti coefficienti di spinta attiva in condizioni statiche.

L'incremento di spinta dovuto al sisma (inteso come differenza fra la spinta totale in condizioni sismiche e la spinta pre-agente in condizioni statiche) viene applicato a metà dell'altezza fuori terra della paratia, come previsto dall'Eurocodice 8.

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche viene effettuato come già indicato nel precedente paragrafo 9.1.2

Il coefficiente di accelerazione sismica  $k_h$  viene valutato come:

$$k_h = \alpha \beta a_{max}/g$$

dove:

$a_{max}$  = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

$g$  = accelerazione di gravità

$\alpha$  = coefficiente di deformabilità funzione dell'altezza complessiva  $H$  della paratia e della categoria di sottosuolo, si desume dal grafico della Figura 9.4 (figura 7.11.2 della normativa vigente qui di seguito riprodotto)

$\beta$  = coefficiente funzione dello spostamento massimo  $u_s$  tollerabile dall'opera e viene desunto dal grafico della Figura 9.5 (figura 7.11.3 della normativa vigente riprodotto qui di seguito)

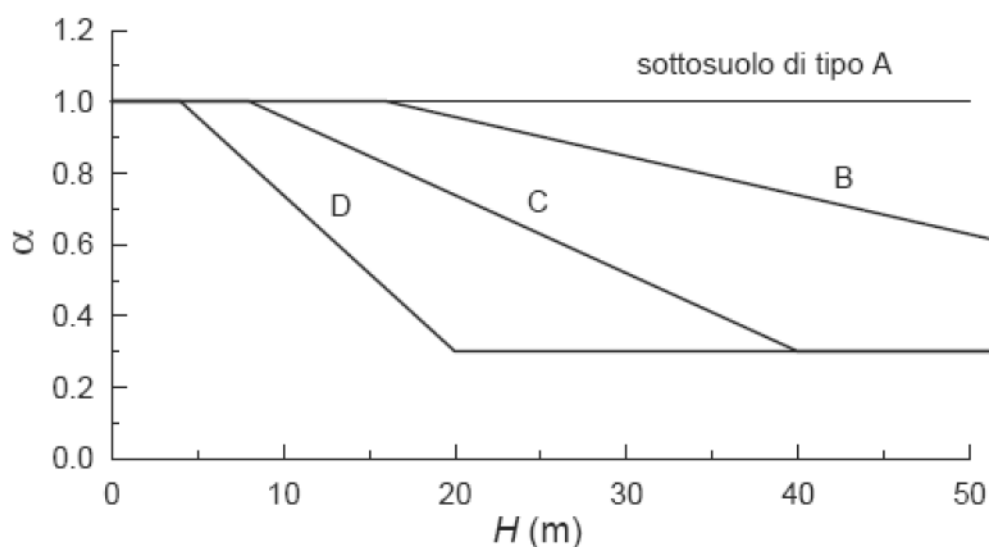
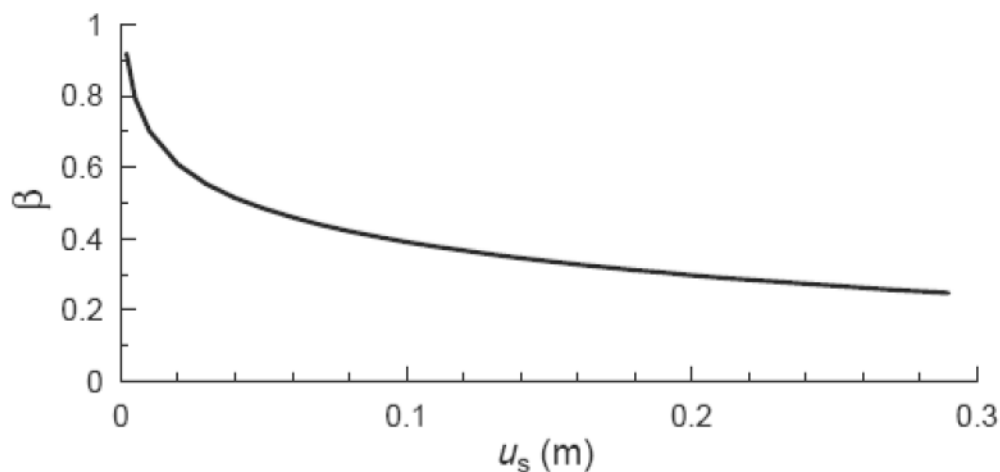


Figura 9.4 Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$



**Figura 9.5 Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$**

Ai fini della valutazione di  $\beta$  lo spostamento deve comunque assumersi  $u_s \leq 0.005 H$ . Inoltre deve sempre risultare il prodotto  $\alpha \beta \geq 0.2$ . Nel caso delle paratie in esame per il coefficiente  $\beta$ , assumendo uno spostamento massimo tollerabile dall'opera senza riduzioni di resistenza di 5 cm, si ottiene un valore di  $\beta=0.5$ .

L'accelerazione massima è stata valutata come:

$$a_{\max} = a_g S_S S_T$$

in cui:

$a_g$  = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

$S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica

Come previsto dalla normativa si è posto:

$$k_v = 0$$

e si sono trascurate le forze inerziali agenti sulla struttura della paratia.

## 10 RISULTATI DELLE ANALISI

### 10.1 Sezioni di verifica

Nella Tabelle successive, per le sezioni esaminate, sono fornite le principali caratteristiche geometriche e stratigrafiche utilizzate nelle verifiche. Per ogni paratia è stata esaminata la sezione caratterizzata dalla massima altezza.

#### 1. OS68 - Paratia di micropali dx

<b>Sezione di calcolo</b>	n°41 - Progr. m 570.43
<b>Opera di sostegno</b>	Paratia di micropali Ø=240 mm armati con profilati in acciaio S 355 H Ø 168.3 mm sp=10.0 mm – interasse 0.4 m
<b>Altezza totale paratia</b>	H = 14.30 m
<b>Stratigrafia di calcolo</b>	LSA(a) da 0.00 m t.c. fino a -5.00 m t.c.
	LSA da -5.00 m t.c. fino a -9.00 m t.c.
	AG da -9.00 m t.c. fino al limite del modello
<b>Fondo scavo</b>	-6.15 m da t.c.
<b>N°Ordini di tiranti</b>	2
<b>Passo orizzontale tiranti</b>	3.6 m
<b>Falda</b>	- 4.20 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave di coronamento	

#### 2. OS68 - Paratia di micropali dx

<b>Sezione di calcolo</b>	n°43.D - Progr. m 627.37
<b>Opera di sostegno</b>	Paratia di micropali Ø=240 mm armati con profilati in acciaio S 355 H Ø 168.3 mm sp=10.0 mm – interasse 0.4 m
<b>Altezza totale paratia</b>	H = 10.30 m
<b>Stratigrafia di calcolo</b>	LSA(a) da 0.00 m t.c. fino a -5.00 m t.c.
	LSA da -5.00 m t.c. fino a -9.00 m t.c..
	AG da -9.00 m t.c. fino al limite del modello
<b>Fondo scavo</b>	-4.00m da t.c.
<b>N°Ordini di tiranti</b>	1
<b>Passo orizzontale tiranti</b>	3.6 m
<b>Falda</b>	- 4.2 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave coronamento	



### 3. OS68 - Paratia di micropali dx

<b>Sezione di calcolo</b>	n°42 - Progr. m 591.47
<b>Opera di sostegno</b>	Paratia di micropali Ø=240 mm armati con profilati in acciaio S 355 H Ø 168.3 mm sp=10.0 mm – interasse 0.4 m
<b>Altezza totale paratia</b>	H = 12.30 m
<b>Stratigrafia di calcolo</b>	LSA(a) da 0.00 m t.c. fino a -5.00 m t.c.
	LSA da -5.00 m t.c. fino a -9.00 m t.c..
	AG da -9.00 m t.c. fino al limite del modello
<b>Fondo scavo</b>	-3.00m da t.c.+1.20 prolunga cordolo di contenimento
<b>N°Ordini di tiranti</b>	1
<b>Passo orizzontale tiranti</b>	3.6 m
<b>Falda</b>	- 4.2 m da t.c.
t.c. = quota di testa trave coronamento	

### 10.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici di calcolo utilizzati nelle verifiche sono riportati nella tabella seguente.

OS68 - Paratia di micropali dx m 558.96 – m 636.37					
Terreno	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$E'_{vc}$ [MPa]	$E'_{ur}$ [MPa]
LSA	20	10	26	30	75
LSA	15	15	26	40	100
AG	20.5	20	26	70	175
$\gamma$ = peso di volume naturale del terreno $c'$ = coesione $\phi'$ = angolo di resistenza al taglio $E'_{vc}$ = modulo elastico in compressione vergine $E'_{ur}$ = modulo elastico in condizioni di scarico-ricarico					



### 10.3 Sezione di verifica 41 – Prog. 570.43

#### 10.3.1 Sintesi dei risultati

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico precedentemente definite.

Si noti che il metodo di calcolo per l'analisi delle paratie, come già detto, segue il processo dalla costruzione, dalla realizzazione della paratia stessa agli scavi parziali, la messa in tensione dei tiranti fino allo scavo finale. Nelle verifiche in condizioni sismiche l'azione sismica viene applicata solo nella fase finale, cioè in condizioni di esercizio, anche se l'analisi, per le modalità con cui viene svolta, percorre anche in questo tipo di verifica tutte le fasi provvisoriale precedenti.

I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

I valori e i relativi grafici delle azioni (momento flettente, sforzo di taglio, tiro sui tiranti) sono già amplificati da Paratie per i coefficienti previsti dalla normativa vigente.

Nel calcolo è stata immessa l'altezza di scavo realmente afferente alla sezione oggetto di studio, ma a monte, a favore di sicurezza, è stato considerato un pendio più acclive di quello realmente esistente: ciò per tener conto dell'influenza della sezione immediatamente successiva (41.A), meno penalizzante in termini di altezza di scavo ma con una pendenza del terreno a monte decisamente più marcata.

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	2.04	2.99	0.51	1.29	0.51
Momento massimo (kNm/m)	-	-	43.9	40.6	33.8
Taglio massimo (kN/m)	-	-	72.3	49.3	55.7
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	68.5	68.5	-	-	56.5

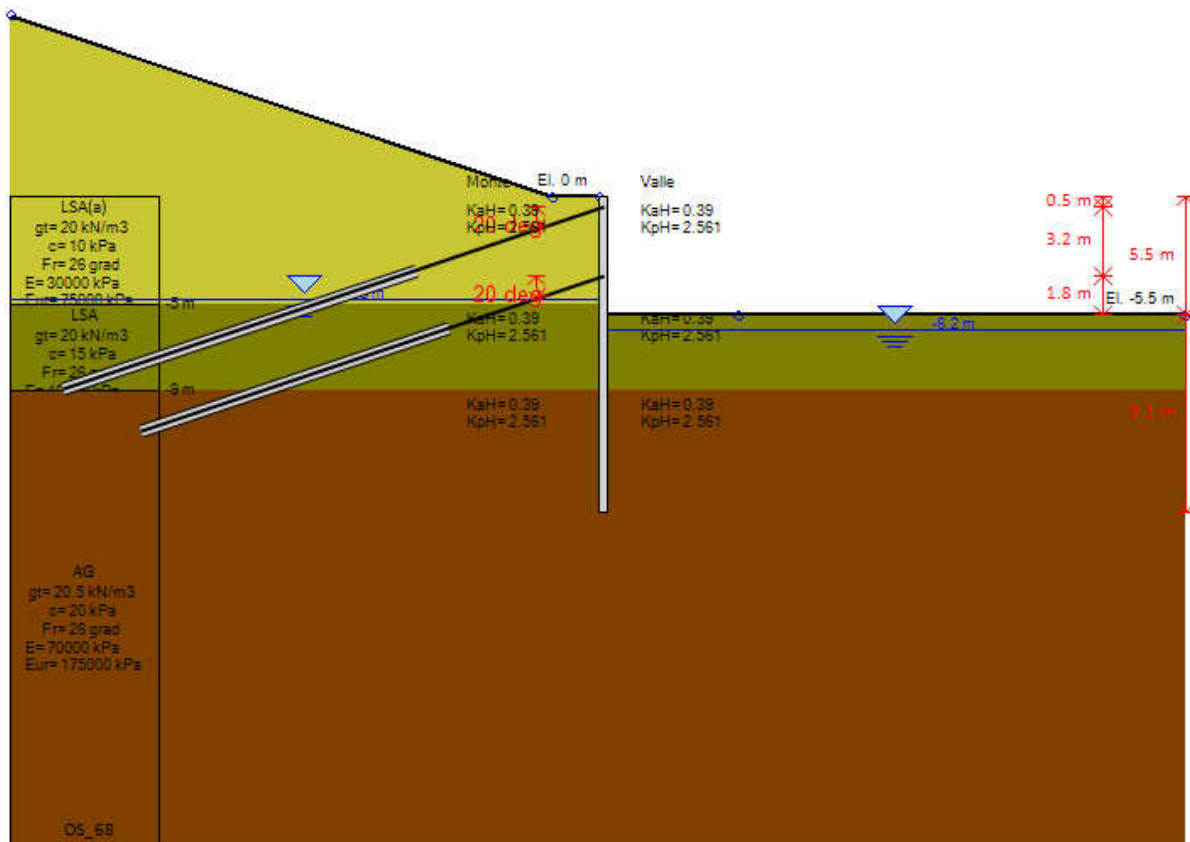


Figura 10.6 Modello di calcolo – step finale di calcolo

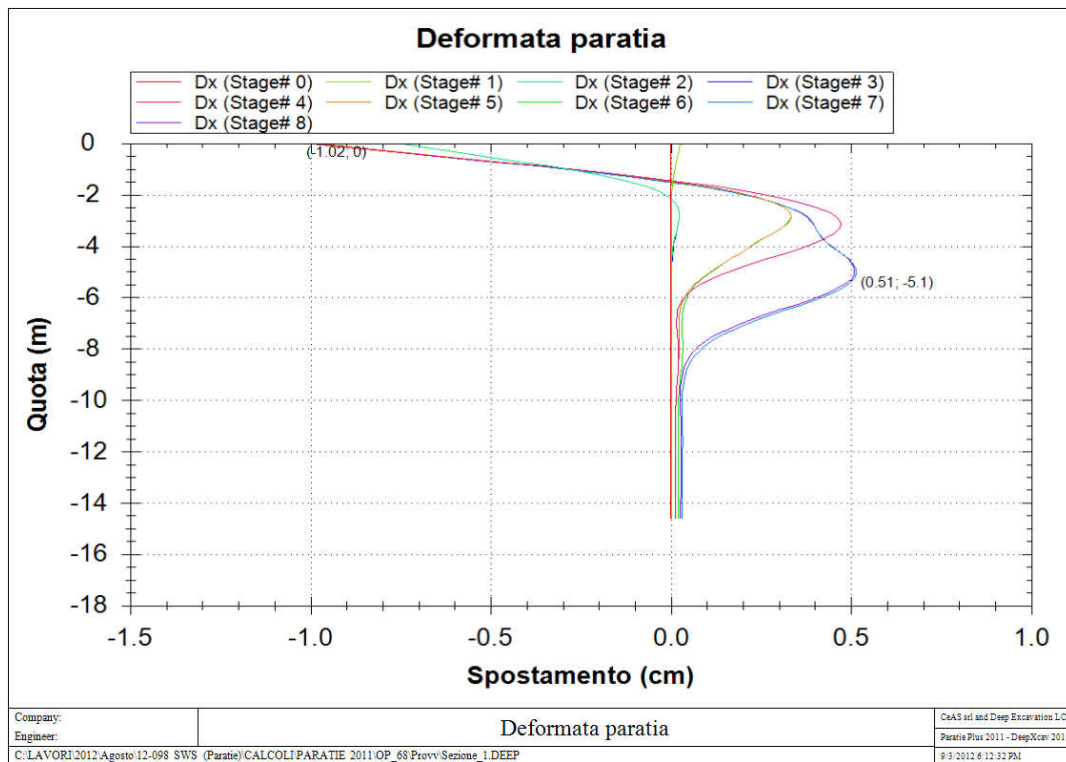


Figura 10.7 Spostamenti-profondità SLE

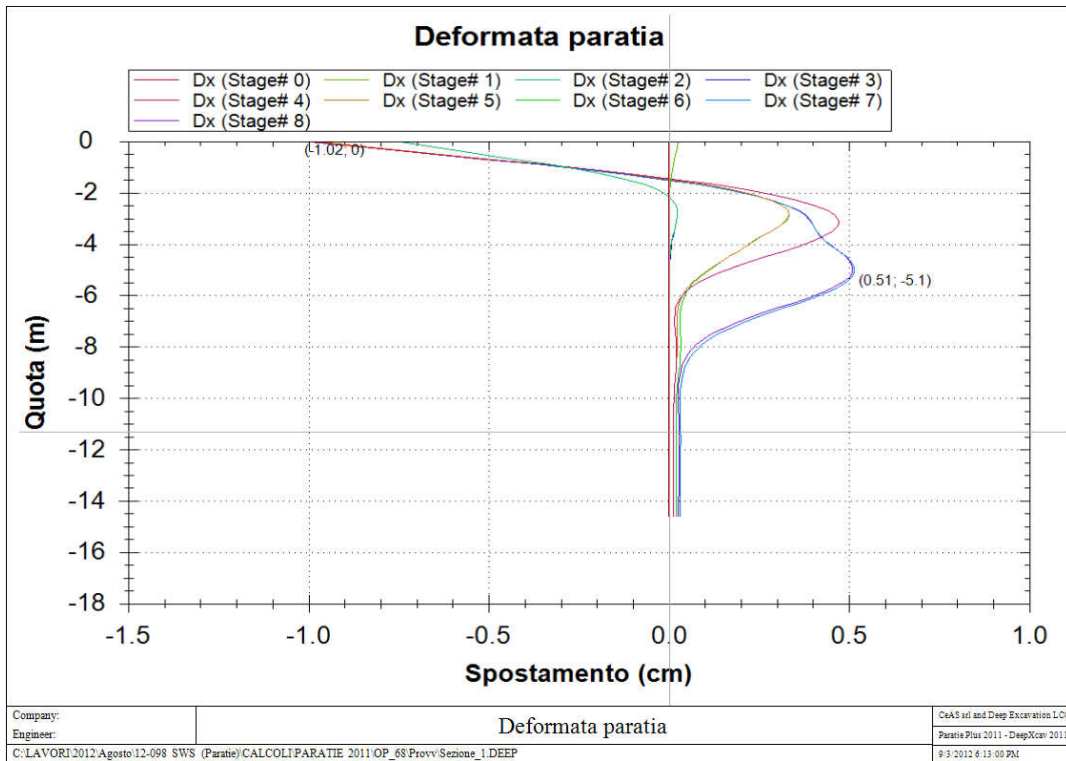


Figura 10.8 Spostamenti-profondità SLU STR

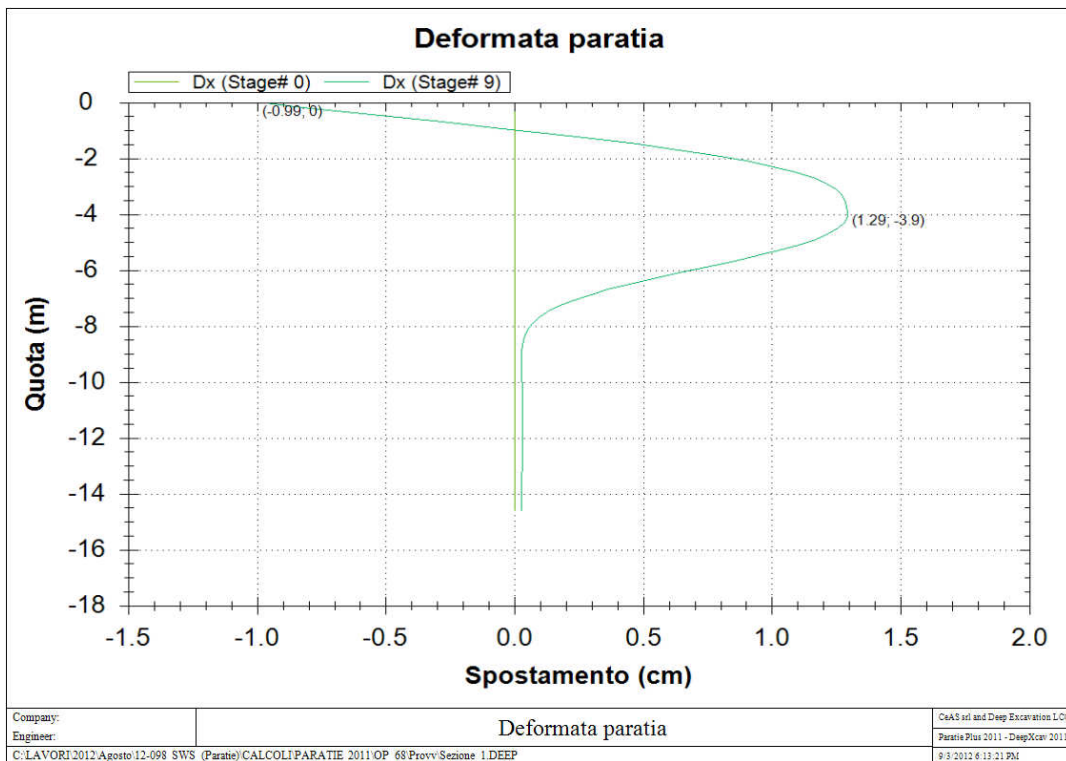


Figura 10.9 Spostamenti-profondità SISMA STR

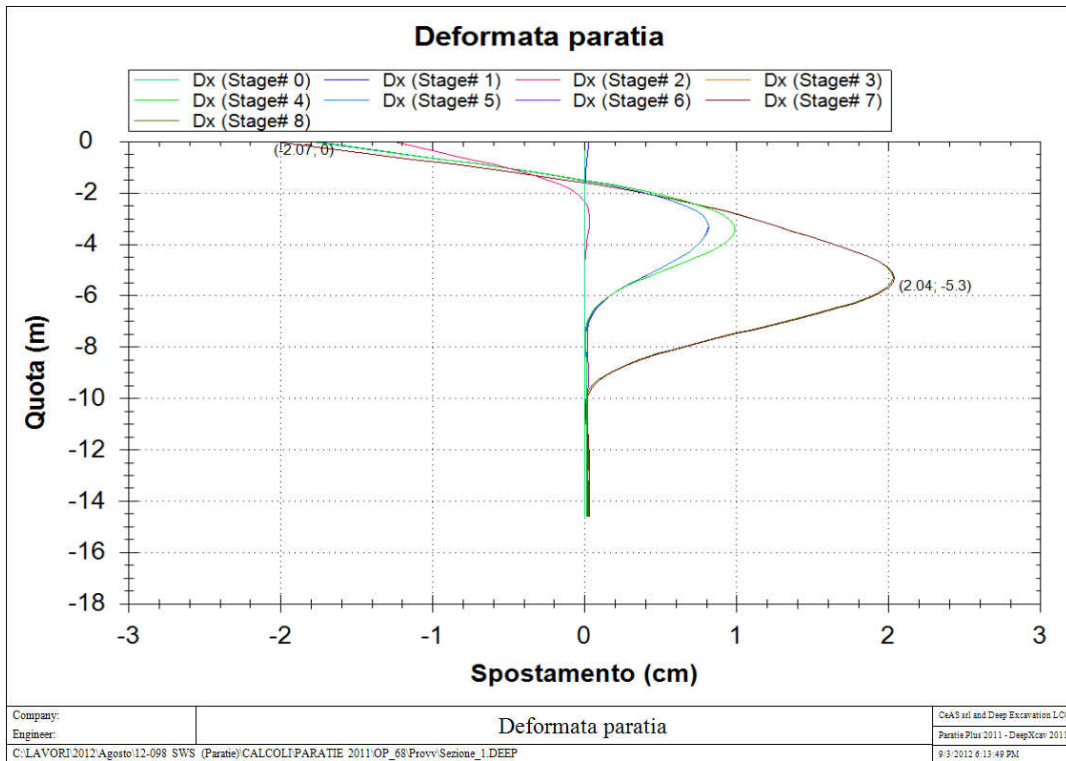


Figura 10.10 Spostamenti-profondità SLU GEO

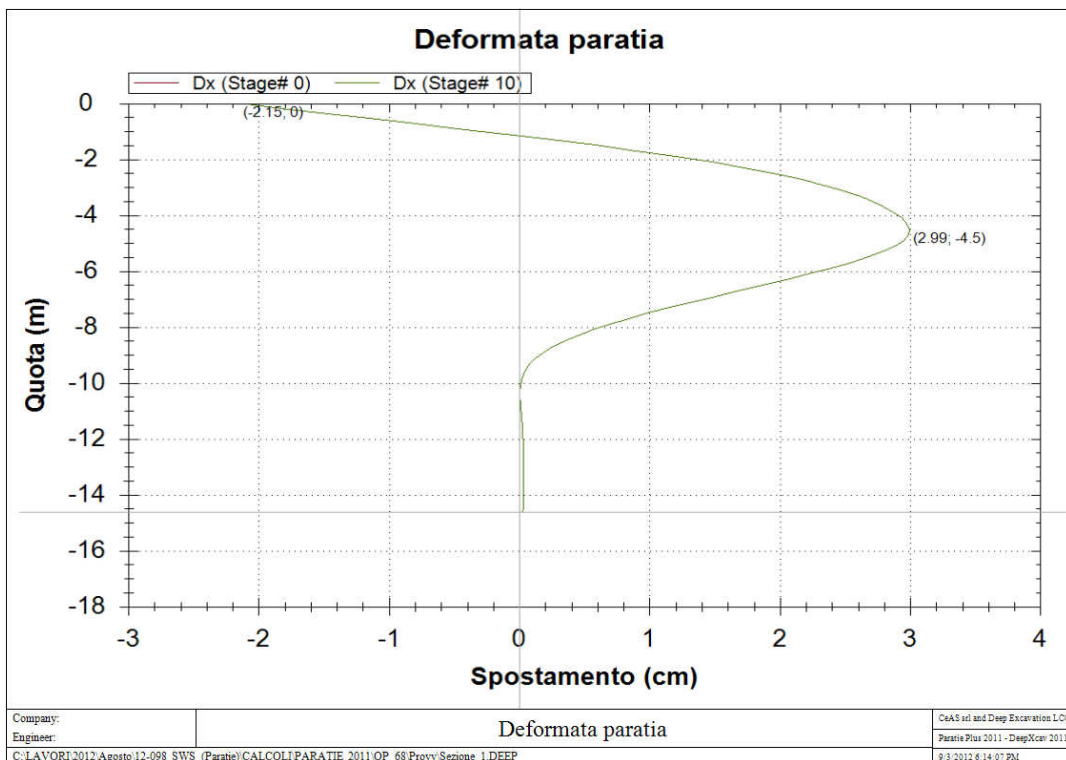


Figura 10.11 Spostamenti-profondità SISMA-GEO

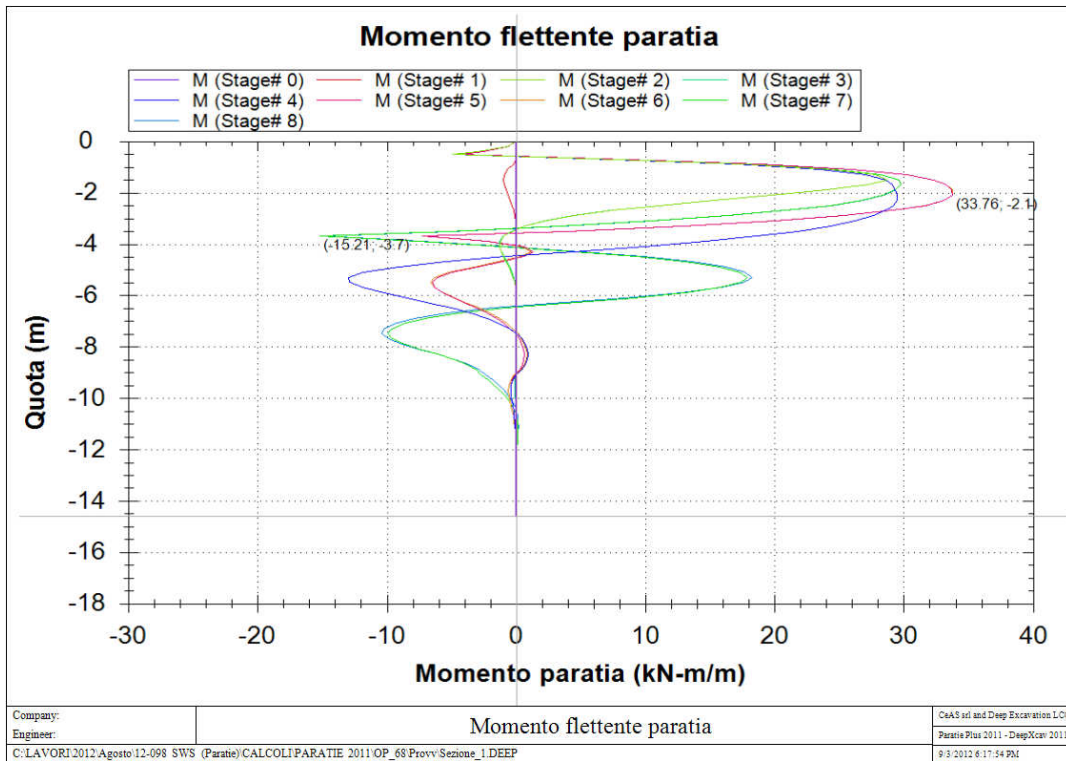


Figura 10.12 Momento-profondità SLE

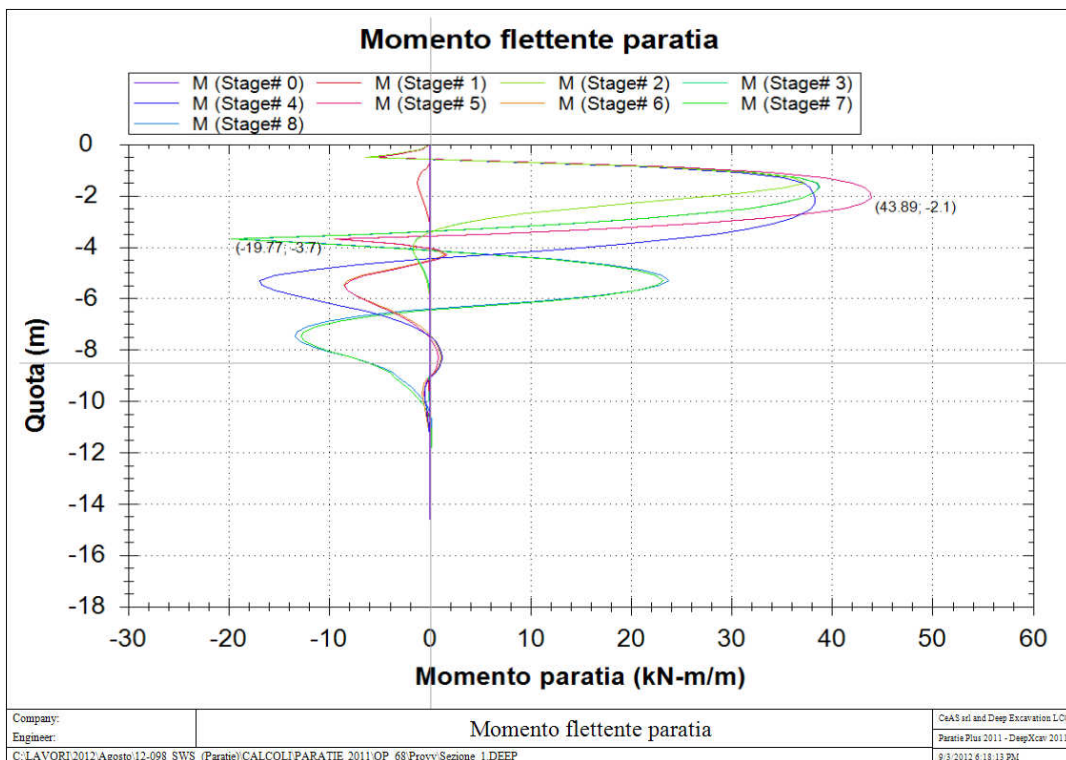


Figura 10.13 Momento-profondità SLU STR



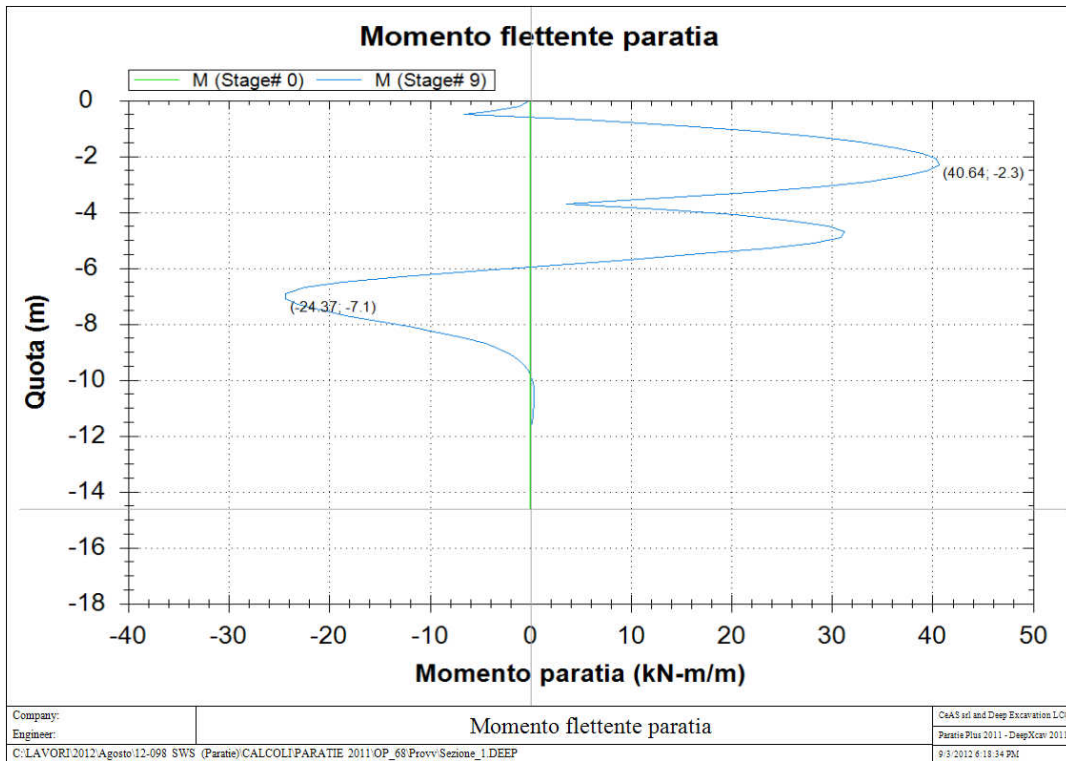


Figura 10.14 Momento-profondità SISMA STR

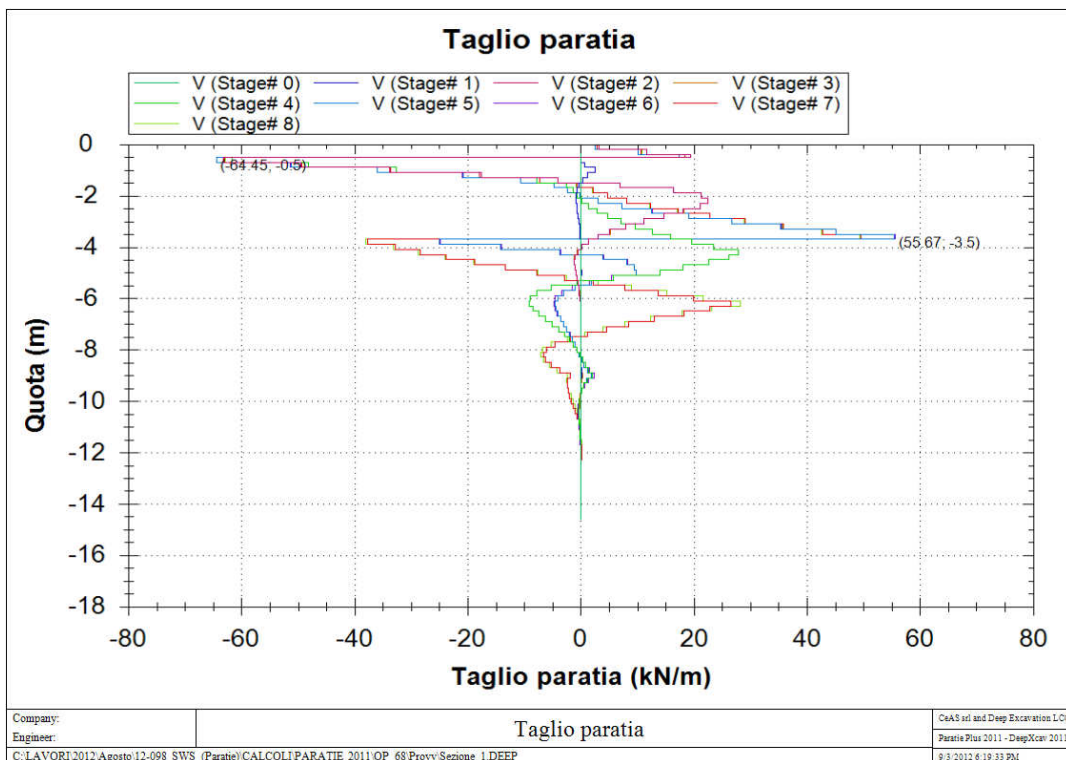


Figura 10.15 Taglio-profondità SLE



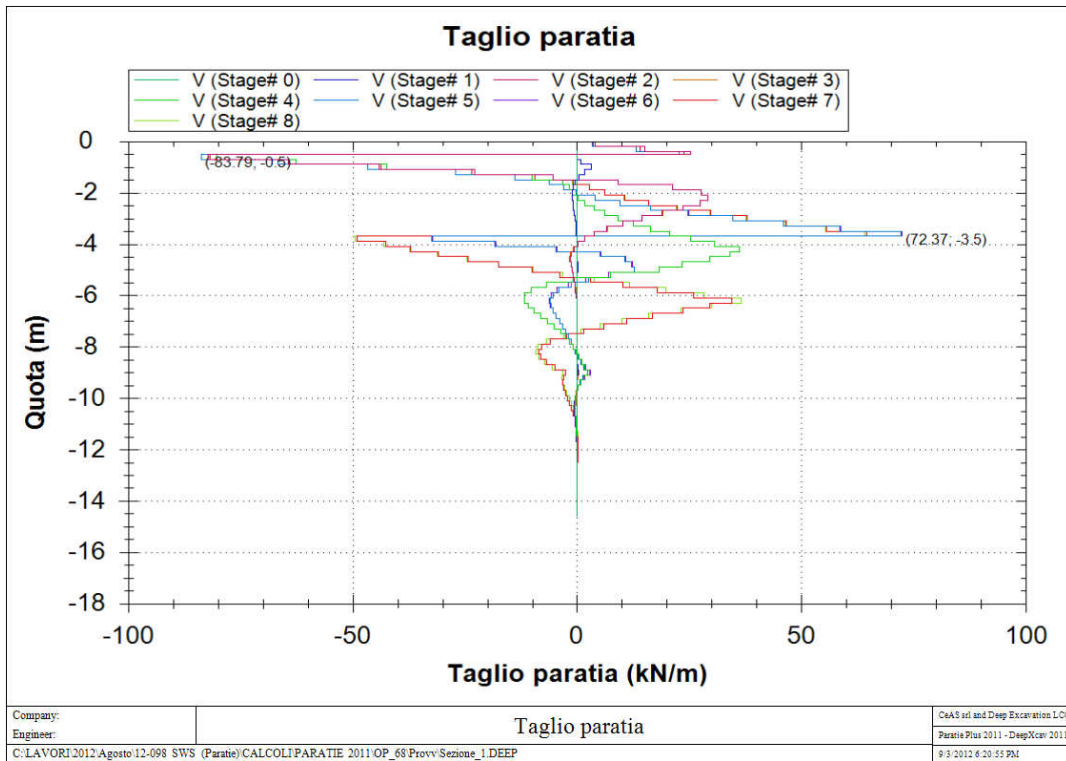


Figura 10.16 Taglio-profondità SLU STR

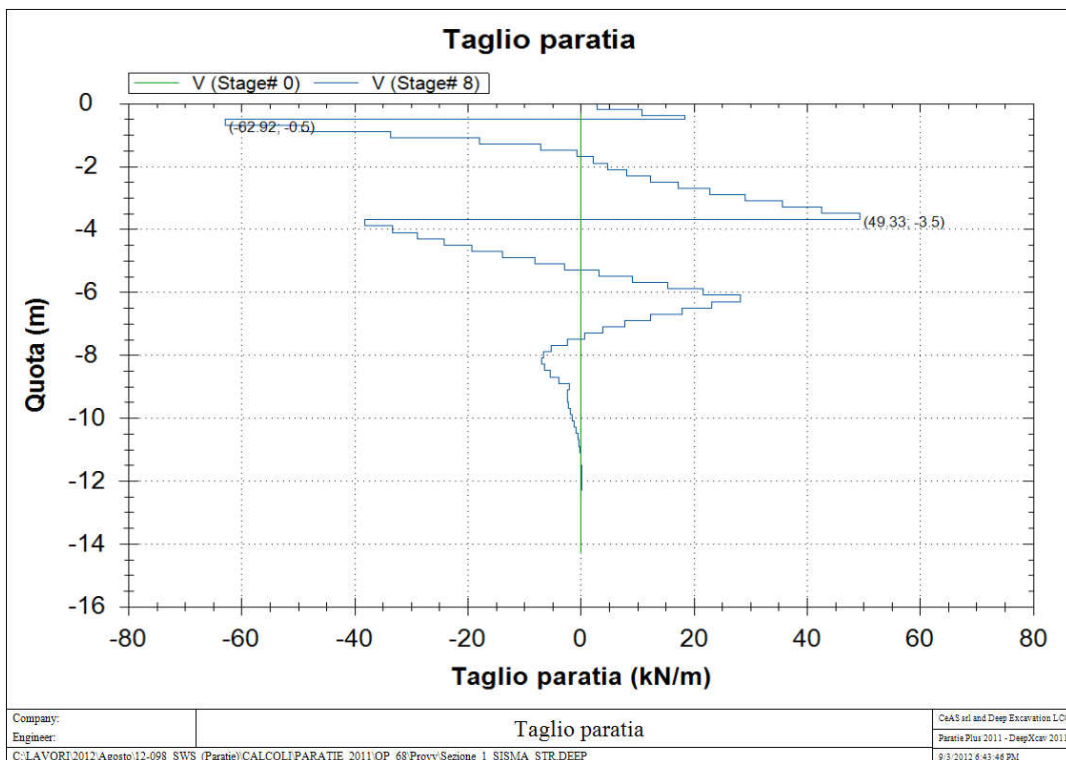


Figura 10.17 Taglio-profondità SISMA STR

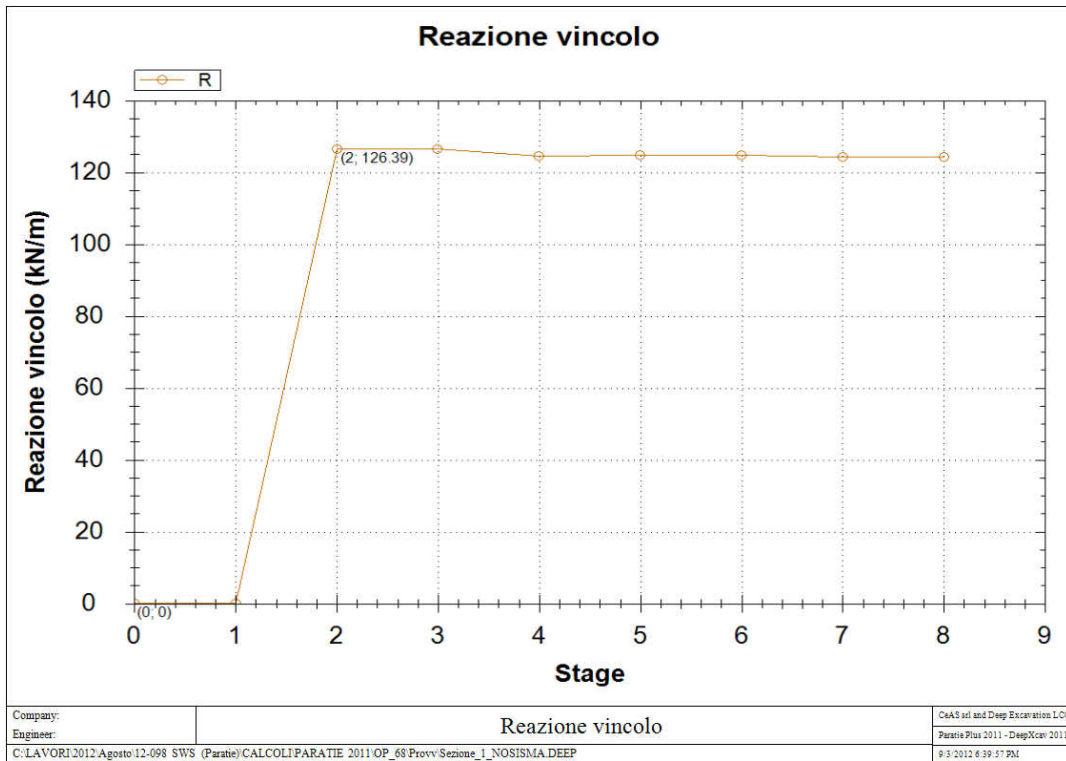


Figura 10.18 Tiri I ordine tiranti – SLU STR

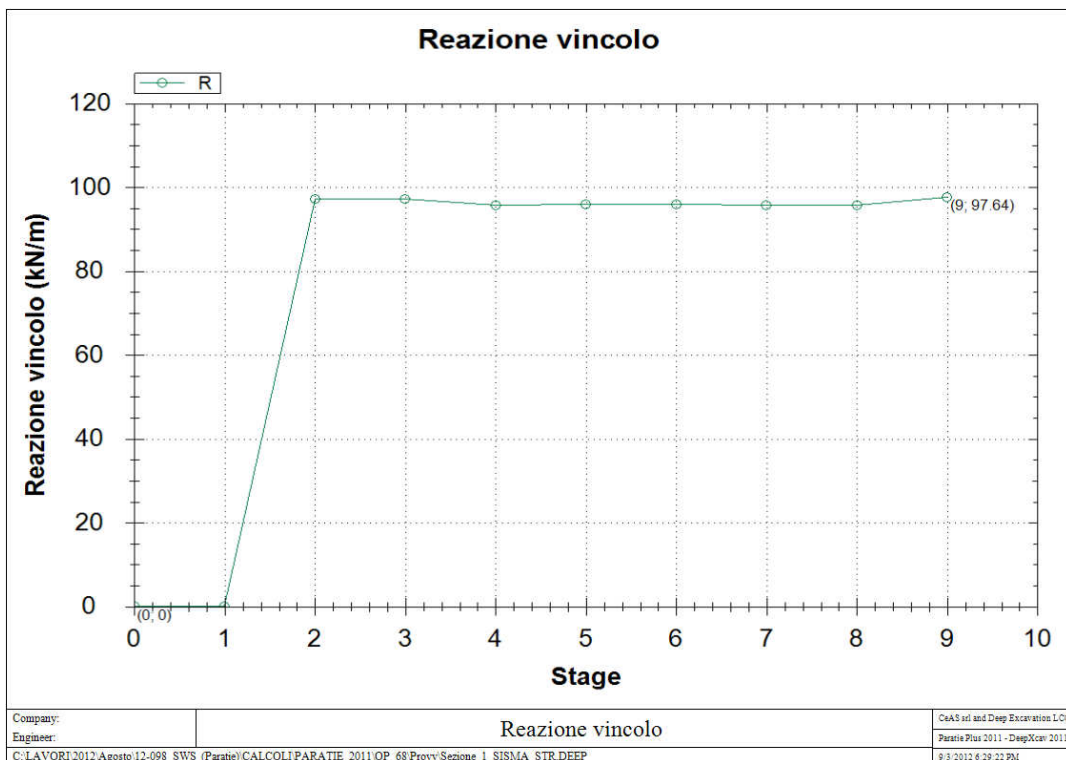


Figura 10.19 Tiri I ordine tiranti – SISMA STR

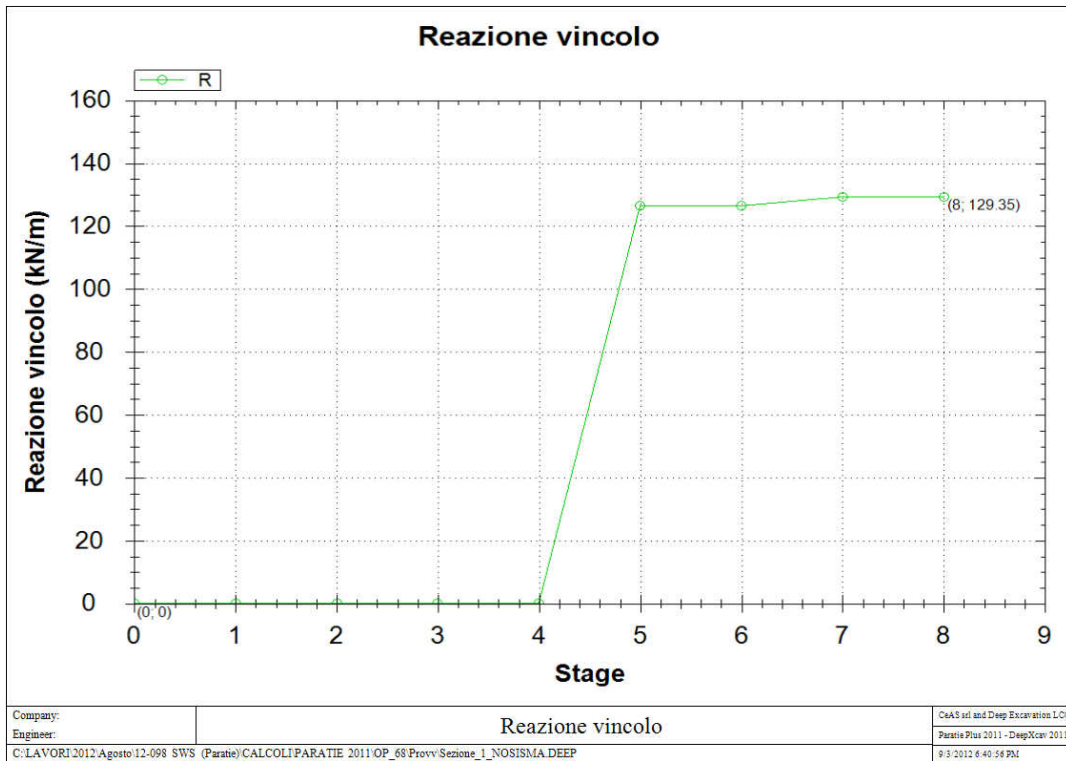


Figura 10.20 Tiri II ordine tiranti – SLU STR

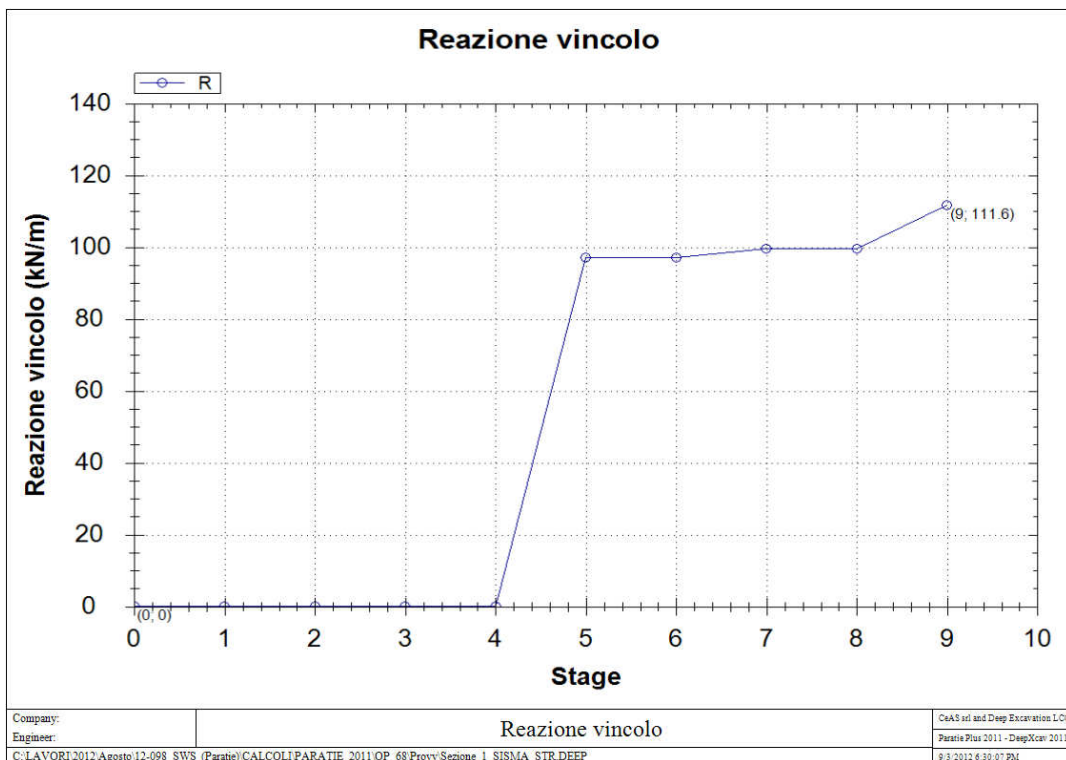


Figura 10.21 Tiri II ordine tiranti – SISMA STR

### 10.3.2 Verifiche geotecniche

#### 10.3.2.1 Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente.

Come anticipato per le verifiche si è utilizzato il programma Slide Ver. 5.042 della Rocscience. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	1.63 > 1.10
Sismica	1.40 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica. Il dettaglio dei dati di ingresso è riportato nel tabulato di calcolo in Appendice.

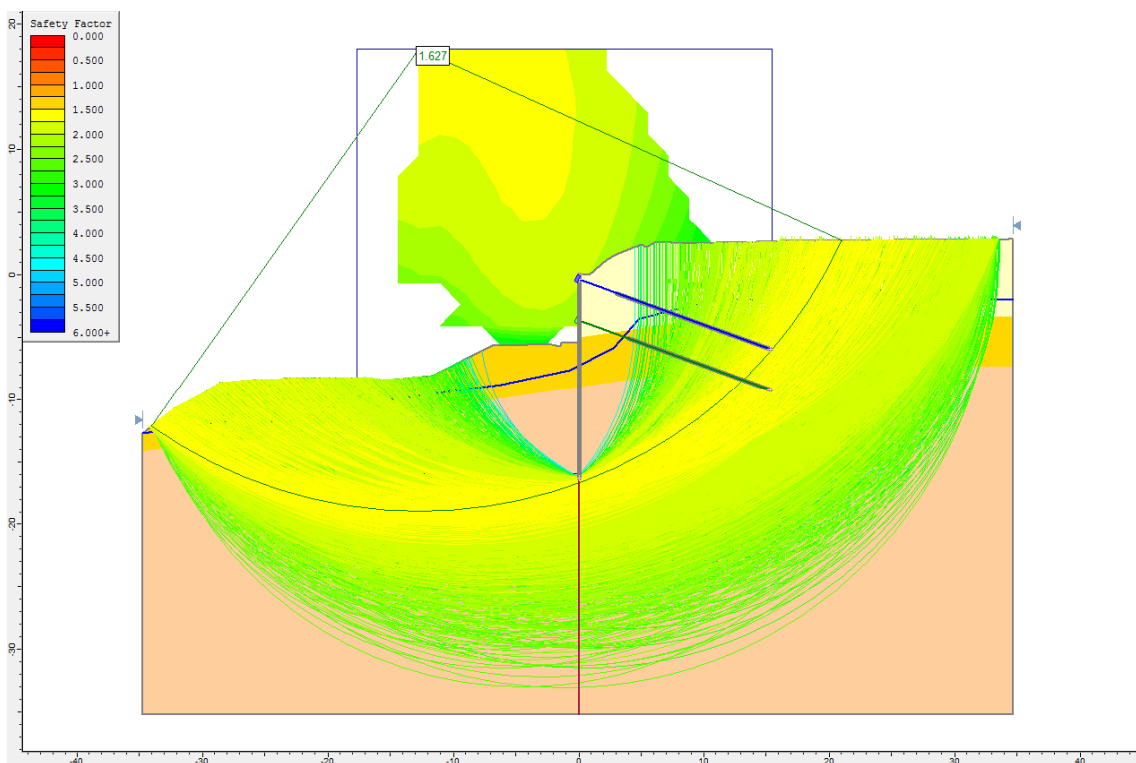


Figura 10.22 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

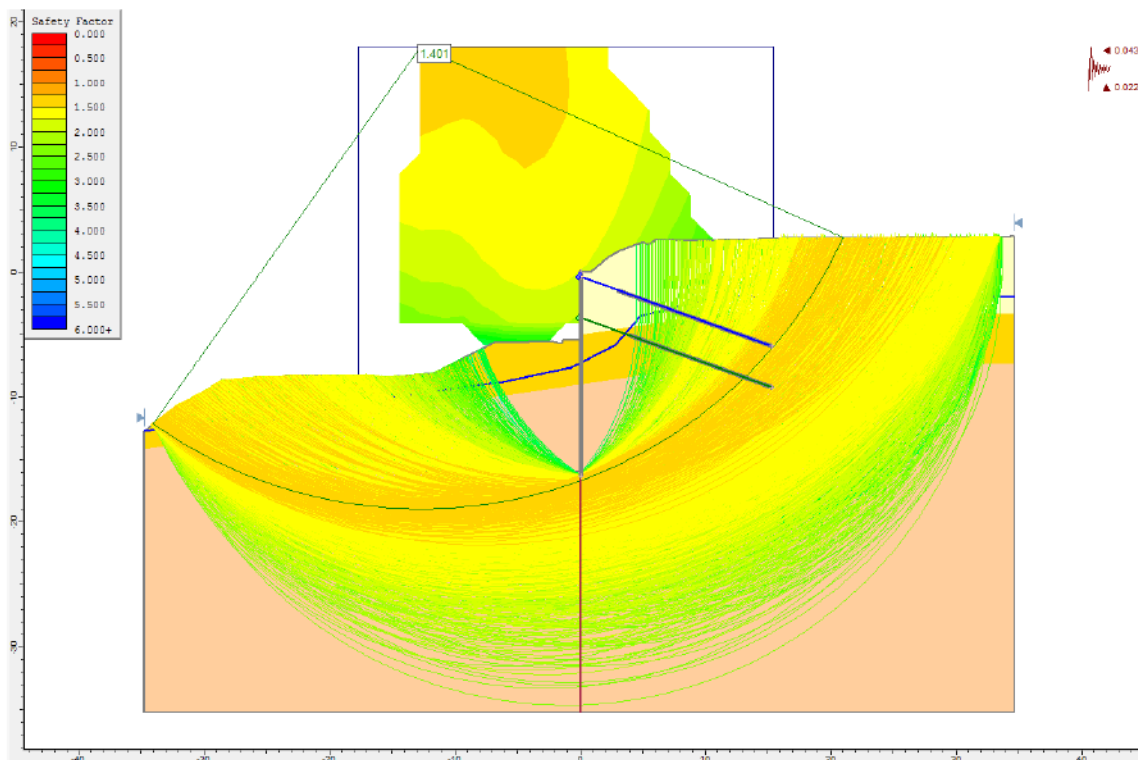


Figura 10.23 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

### 10.3.3 Verifiche strutturali

#### 10.3.3.1 Verifiche SLU - Micropali

Le sollecitazioni sono state valutate per la sezione di riferimento della struttura in condizioni sismiche ed in condizioni statiche effettuando le rispettive verifiche a flessione e a taglio. Si riportano i risultati statici o sismici in funzione del peggiore risultato ottenuto.

La verifica a flessione viene eseguita verificando che il momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  rispetti la seguente condizione:

$$M_{Ed} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} > f_{yd}$$

La tensione di progetto  $f_{yd}$  è pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{355.0}{1.05} = 338.1MPa$$



Se il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  associato al momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  (ovvero  $V_{Ed} \leq 0.5V_{c,Rd}$ ) si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La verifica a taglio viene eseguita verificando che il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  rispetti la seguente condizione:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times f_{yd}$$

$$A_v = \frac{2A}{\pi}$$

essendo A l'area del profilato.

Le caratteristiche geometriche e di resistenza dei profilati tubolari di armatura in acciaio sono riportate nella tabella che segue.

Nella presente fase di PED si è previsto di effettuare fori  $\Phi 30$  mm, a passo 2 metri e sfalsati di  $120^\circ$ , nelle armature tubolari dei micropali, per migliorare in fase di getto la saturazione della zona tra foro ( $D=240$  mm) e armatura tubolare ( $D=168.30$  mm) e per assicurare un ricoprimento in cls più uniforme al tubolare in acciaio, con l'obiettivo ultimo di garantire una maggiore durabilità complessiva dell'opera. Le verifiche a flessione ed a taglio sotto riportate forniscono il dettaglio sia della sezione intera che della sezione ridotta a seguito dei fori eseguiti.



## Sezione di verifica 41 – Prog. 570.43

### 2 ORDINI DI TIRANTI

#### Caratteristiche geometriche e di resistenza

	f [mm]	s <sub>p</sub> [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]	W <sub>el</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl</sub> [cm <sup>3</sup> ]	J [cm <sup>4</sup> ]	E [MPa]
Sezione tubolare non forata	168.3	10	49.7	186	251	1563	210000
Sezione tubolare con foro Ø30mm-ASSE X-X	168.3	10	46.9	157	228	1376.8	210000
Sezione tubolare con foro Ø30mm-ASSE FORO Y-Y	168.3	10	46.9	186	249	1562.1	210000

f = diametro esterno del tubo  
s<sub>p</sub> = spessore del tubo  
A = area del tubo  
W<sub>el</sub> = modulo di resistenza elastica della sezione  
W<sub>pl</sub> = modulo di resistenza plastica della sezione  
J = momento di inerzia della sezione  
E = modulo di elasticità dell'acciaio

#### Verifica a flessione

	Combinazione	M <sub>Ed</sub> [kNm]	M <sub>c,Rd</sub> [kNm]	F.S. [-]
Sezione tubolare non forata	<b>STR Statico</b>	17.6	84.84	4.82
Sezione tubolare con foro Ø30mm-ASSE X-X	<b>STR Statico</b>	17.6	76.94	4.37

#### Verifica a taglio

	Combinazione	V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>c,Rd</sub> [kN]	F.S. [-]
Sezione tubolare non forata	<b>STR Statico</b>	72.3	618	8.55
Sezione tubolare con foro Ø30mm-ASSE X-X	<b>STR Statico</b>	72.3	583	8.06

### 10.3.3.2 Verifiche SLU – Tiranti

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza e del bulbo di ancoraggio.

Le verifiche sono soddisfatte essendo  $P_d < R_{ad}$ .

Combinazione	Ordine tiranti	Passo [m]	e <sub>k</sub> [kN/m]	P <sub>d</sub> [kN]	R <sub>ad</sub> [kN]	Pretiro [kN]
<b>STR Statico</b>	I	3.6	126.4	455.0	807.4	350

	II	3.6	129.4	465.8	807.4	350
<b>STR Sismico</b>	I	3.6	97.6	351.4	807.4	350
	II	3.6	111.6	401.8	807.4	350

Combinazione	Ordine tiranti	Passo [m]	$e_k$ [kN/m]	$P_d$ [kN]	$\tau_{lim}$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$l_b$ [m]	$\xi_{\alpha 3}$ [-]	$\gamma_R$ [-]	$R_{ad}$ [kN]
<b>STR Statico</b>	I	3.6	126.4	455.0	160	1.0	13.0	1.8	1.2	484.0
	II	3.6	129.4	465.8	178	1.0	12.0	1.8	1.2	497.0
<b>STR Sismico</b>	I	3.6	97.6	351.4	160	1.0	13.0	1.8	1.2	484.0
	II	3.6	111.6	401.8	178	1.0	12.0	1.8	1.2	497.0

In questo caso  $\tau_{lim}$  è stato calcolato considerando

Ordine I	LSA $\tau_{lim1} = 160$ $L_1 = 13.0$ m $\alpha = 1$
Ordine II	LSA $\tau_{lim1} = 160$ $L_1 = 6.5$ m $\alpha = 1$
	AG $\tau_{lim2} = 200$ $L_2 = 5.5$ m $\alpha = 1$

Dove:

$e_k$  = Tiro per metro di profondità derivante da Paratie (valore già amplificato per il coefficiente definito da normativa (1.3 statico; 1.0 sismico)

$P_d$  =  $e_k$  moltiplicato per l'interasse orizzontale tra i tiranti

$\tau_{lim}$  = tensione di aderenza laterale limite fondazione-terreno, valutata tenendo conto dei vari tratti di bulbo di ancoraggio di lunghezza  $l_b$  in relazione alle formazioni attraversate caratterizzate dalla corrispondente tensione di aderenza limite  $\tau_{limi}$ .

### 10.3.3.3 Verifiche SLU – Travi di ripartizione

Combinazione	A [cm <sup>2</sup> ]	$W_{pl}$ [cm <sup>3</sup> ]	$P_d$ [kN]	i [m]	p [kN/m]	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{c,Rd}$ [kNm]
<b>STR Statico</b>	84.6	716	465.8	3.6	123.5	160.1	187.5
<b>STR Sismico</b>	84.6	716	401.8	3.6	102.9	133.4	187.5

A = area della sezione (2xUPN240) = 84.6 cm<sup>2</sup>  
 $W_{pl}$  = modulo di plasticità della sezione (2xUPN240) = 716 cm<sup>3</sup>  
 $P_d$  = tiro massimo di calcolo  
i = interasse dei tiranti

$$p = (P_d \cdot \cos\alpha) / i \quad \alpha = 20^\circ$$
$$M_{Ed} = (p \cdot l^2) / 10 = \text{momento flettente di calcolo}$$
$$M_{c,Rd} = \text{momento resistente} = W_{pl} \cdot f_{yd} \quad \text{con } f_{yd} = f_{yk} / 1.05$$

La verifica è soddisfatta essendo  $M_{Ed} < M_{c,Rd}$ .

#### **10.3.3.4 Verifiche SLU – Trave di coronamento**

La verifica della trave di coronamento è effettuata schematizzando la geometria del problema come una trave su più appoggi corrispondenti ai tiranti; le sollecitazioni flettenti e taglianti che agiscono sulla sezione rettangolare generate dai tiranti sono calcolate con le seguenti :

$$M = \frac{pl^2}{10} \quad (\text{kNm})$$

$$T = \frac{pl}{2} \quad (\text{kN})$$

#### **Verifica a flessione:**

*Combinazione STR Statico:*

$$M_{SLUd} = 163.8 \text{ kNm}$$

$$C.S. = 6.1$$

#### **Verifica a taglio:**

*Combinazione STR Statico:*

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121". PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

VIABILITA' SECONDARIA RAMO 46-PARATIE DI MICROPALI DAL KM 0+558.96 AL KM 0+636.37 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

<b>- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio</b>					
<b>- taglio trazione (lato acciaio)</b>					
<b>staffe</b>	diámetro		$\phi_w$	12	[mm]
	passo		$s_w$	15	[cm]
	numero bracci		$n_b$	2	
	area di una barra		$A_{sw,i}$	1.13	[cm <sup>2</sup> ]
	area totale		$A_{sw}$	2.26	[cm <sup>2</sup> ]
	inclinazione tirante di acciaio		$\alpha$	90 °	=>
	inclinazione puntone di calcestruzzo		$\theta$	45 °	=>
	$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$				
	taglio resistente con staffe		$V_{Rsd}$	286.0	[kN]
<b>- taglio compressione (lato calcestruzzo)</b>					
	$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$				
	coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	1.00	
	resist a comp ridotta del cls d'anima		$f_{cd}$	7.08	[N/mm <sup>2</sup> ]
	taglio resistente lato calcestruzzo		$V_{Rcd}$	1030.8	[kN]
	taglio agente		$V_{Sd}$	227.5	[kN]
	taglio resistente		$V_{Rd}$	286.0	[kN]
			<b>ok: <math>V_{rd} &gt; V_{sd}</math></b>		

### 10.3.3.5 Verifiche SLE – Trave di coronamento

Md(KNm)	Nd(KN)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	Fessurazione
126.0	-	4.32	168.7	0.1822

## 10.4 Sezione di verifica 43.D – Prog. 627.37

### 10.4.1 Sintesi dei risultati

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico precedentemente definite.

Si noti che il metodo di calcolo per l'analisi delle paratie, come già detto, segue il processo dalla costruzione, dalla realizzazione della paratia stessa agli scavi parziali, la messa in tensione dei tiranti fino allo scavo finale. Nelle verifiche in condizioni sismiche l'azione sismica viene applicata solo nella fase finale, cioè in condizioni di esercizio, anche se l'analisi, per le modalità con cui viene svolta, percorre anche in questo tipo di verifica tutte le fasi provvisoriale precedenti.

I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

I valori e i relativi grafici delle azioni (momento flettente, sforzo di taglio, tiro sui tiranti) sono già amplificati da Paratie per i coefficienti previsti dalla normativa vigente.

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	0.81	0.87	0.41	0.50	0.41
Momento massimo (kNm/m)	-	-	37.1	33.9	28.5
Taglio massimo (kN/m)	-	-	35.3	31.0	27.1
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	73.5	73.5	-	-	59.6

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121". PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

VIABILITA' SECONDARIA RAMO 46-PARATIE DI MICROPALI DAL KM 0+558.96 AL KM 0+636.37 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

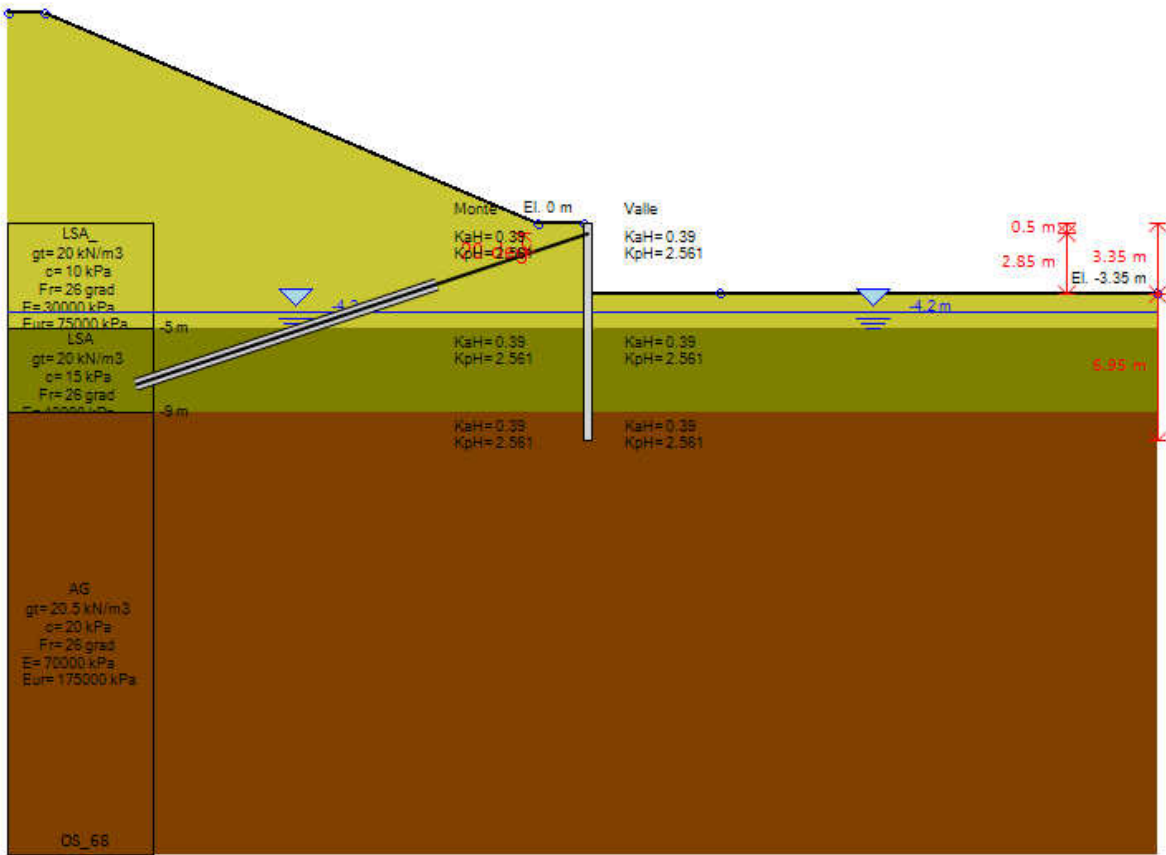


Figura 10.24 Modello di calcolo – step finale di calcolo



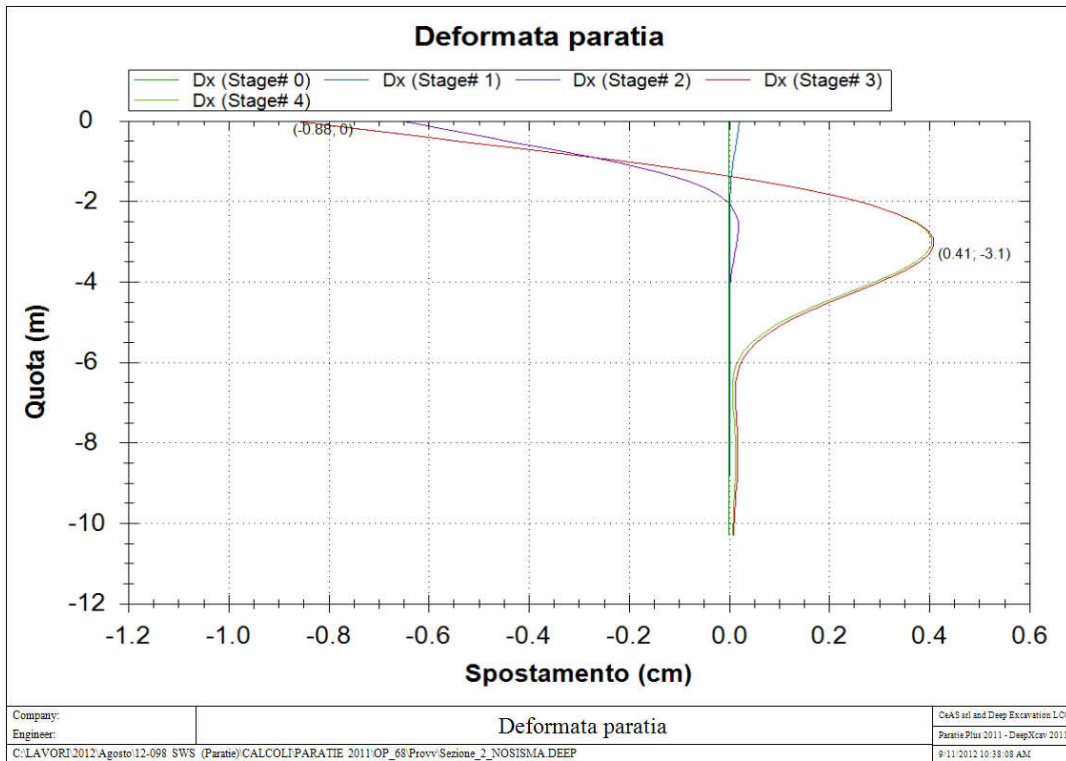


Figura 10.25 Spostamenti-profondità SLE

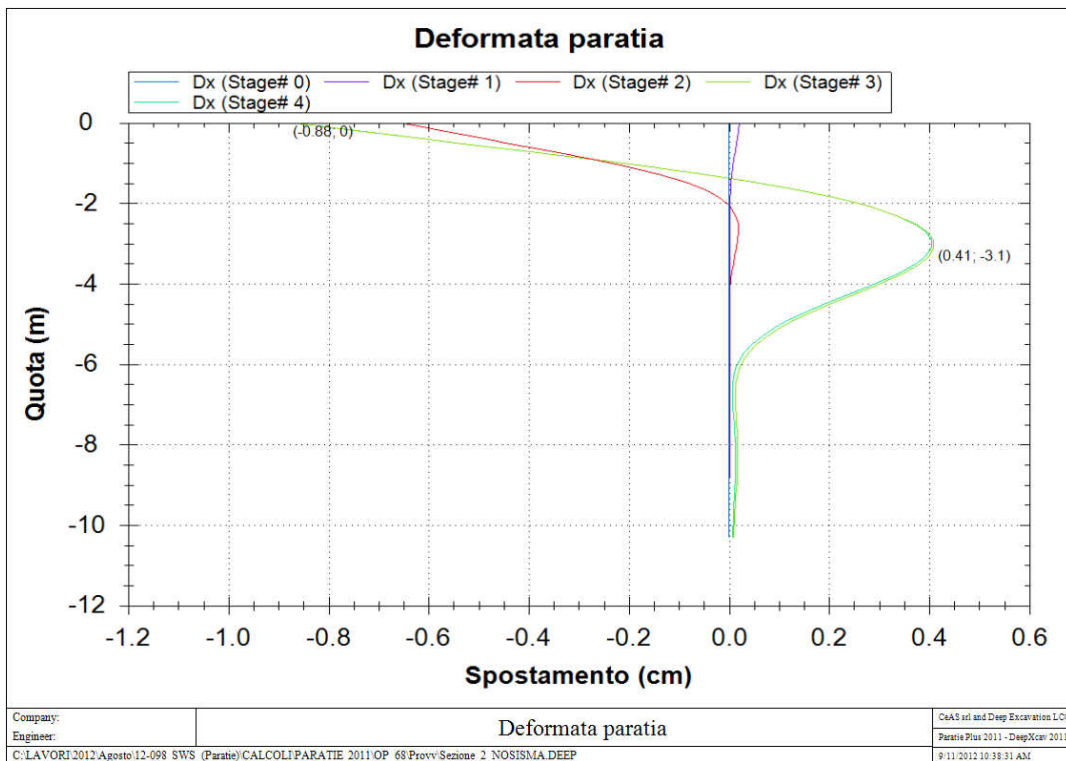


Figura 10.26 Spostamenti-profondità SLU STR

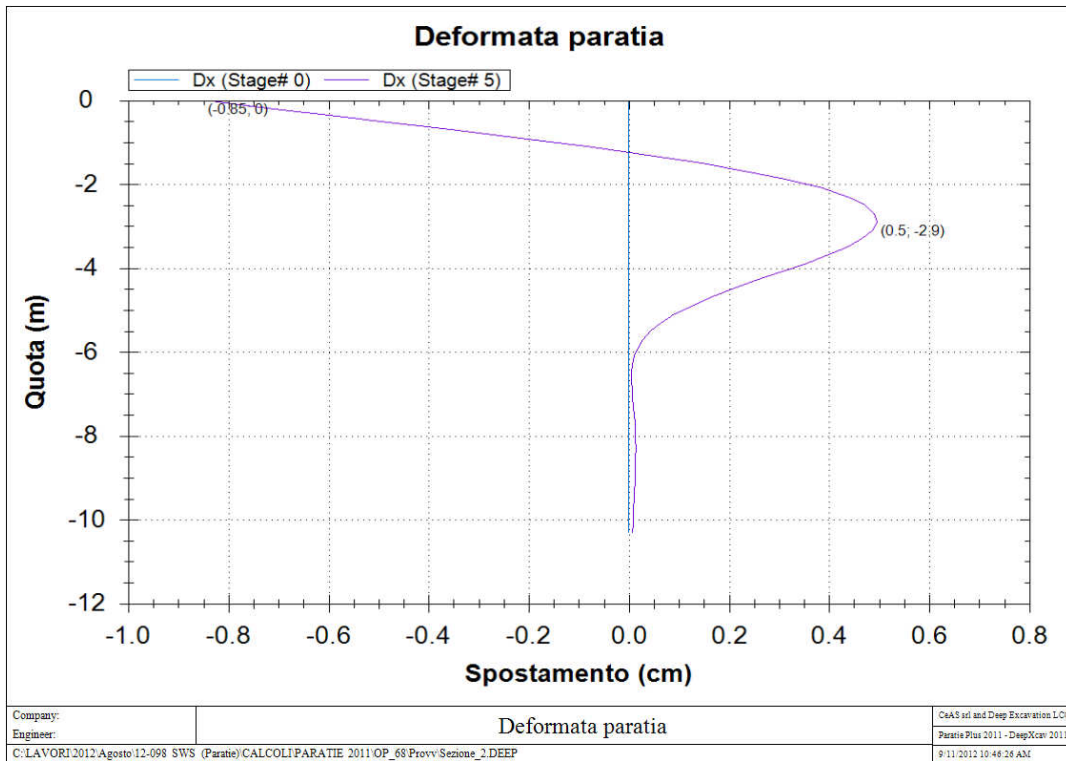


Figura 10.27 Spostamenti-profondità SISMA STR

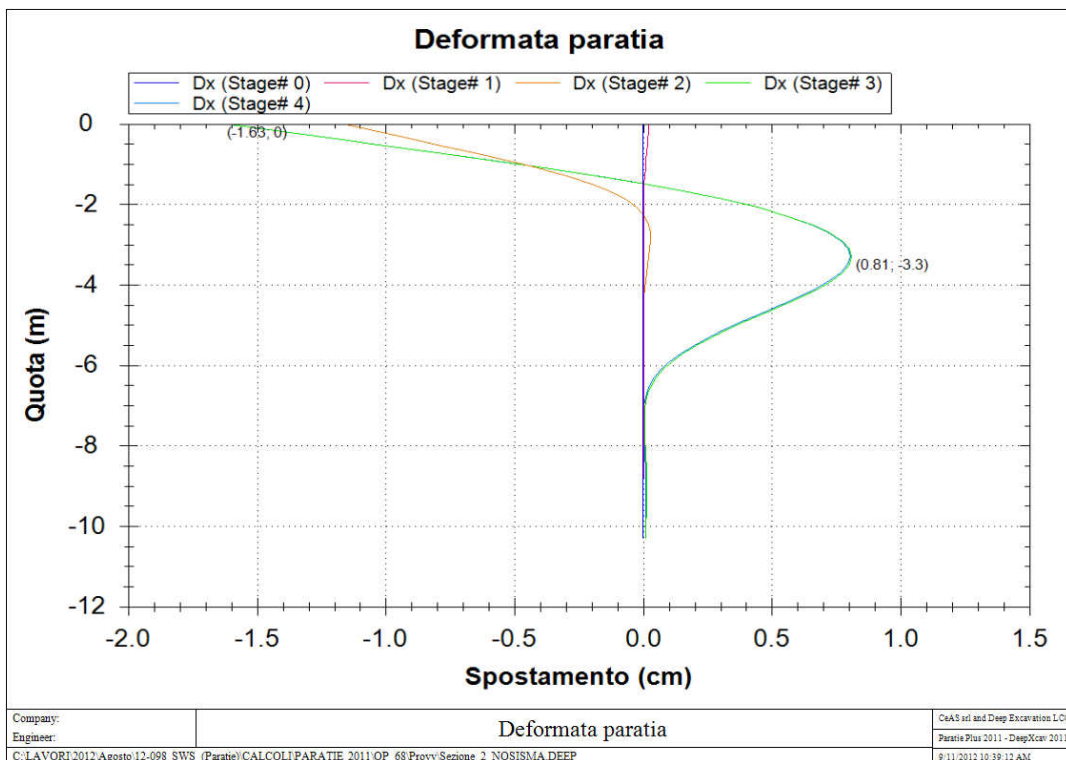


Figura 10.28 Spostamenti-profondità SLU GEO

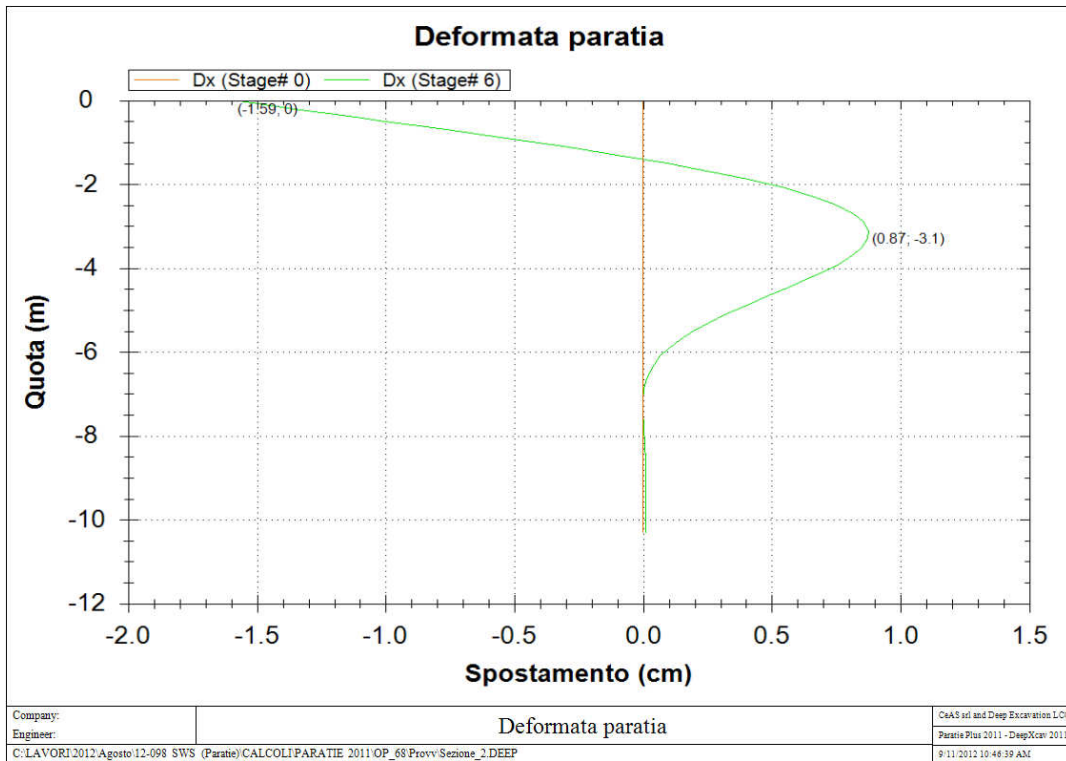


Figura 10.29 Spostamenti-profondità SISMA GEO

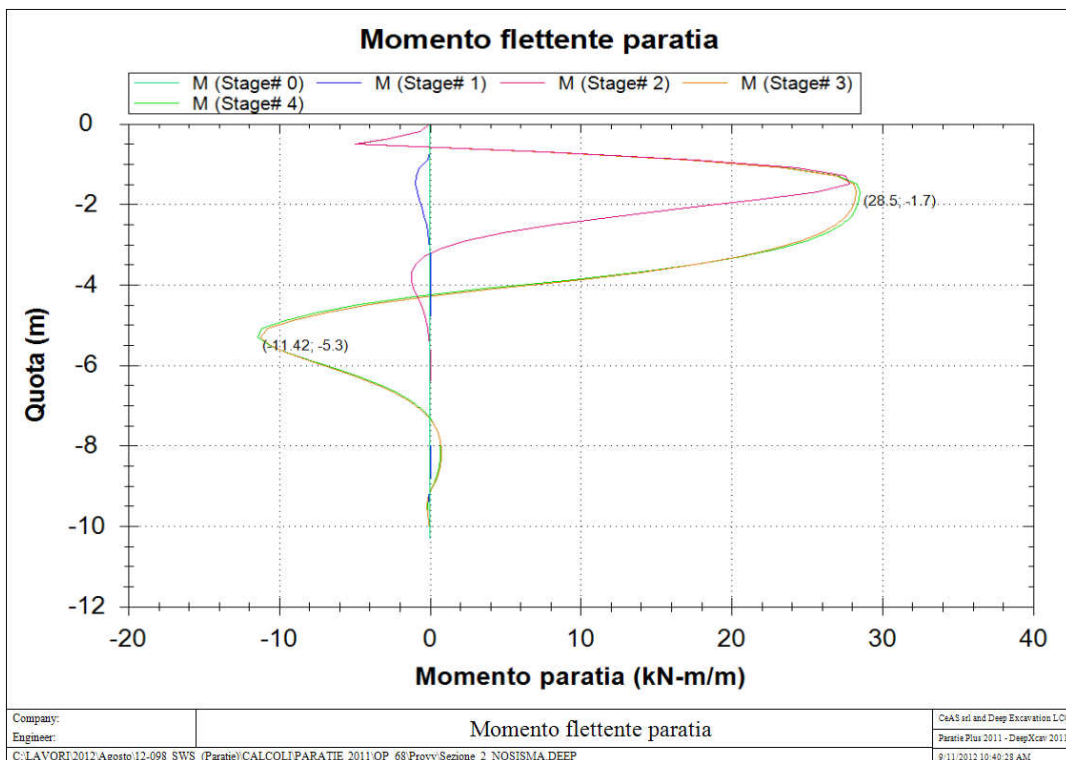


Figura 10.30 Momento-profondità SLE

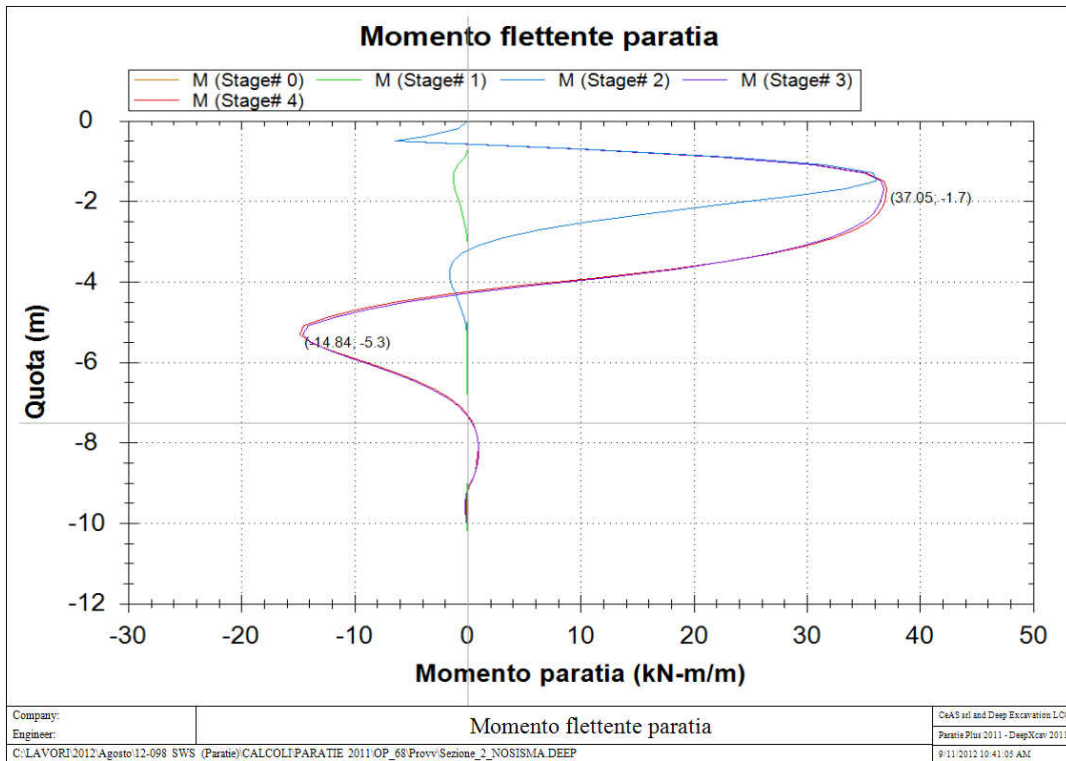


Figura 10.31 Momento-profondità SLU STR

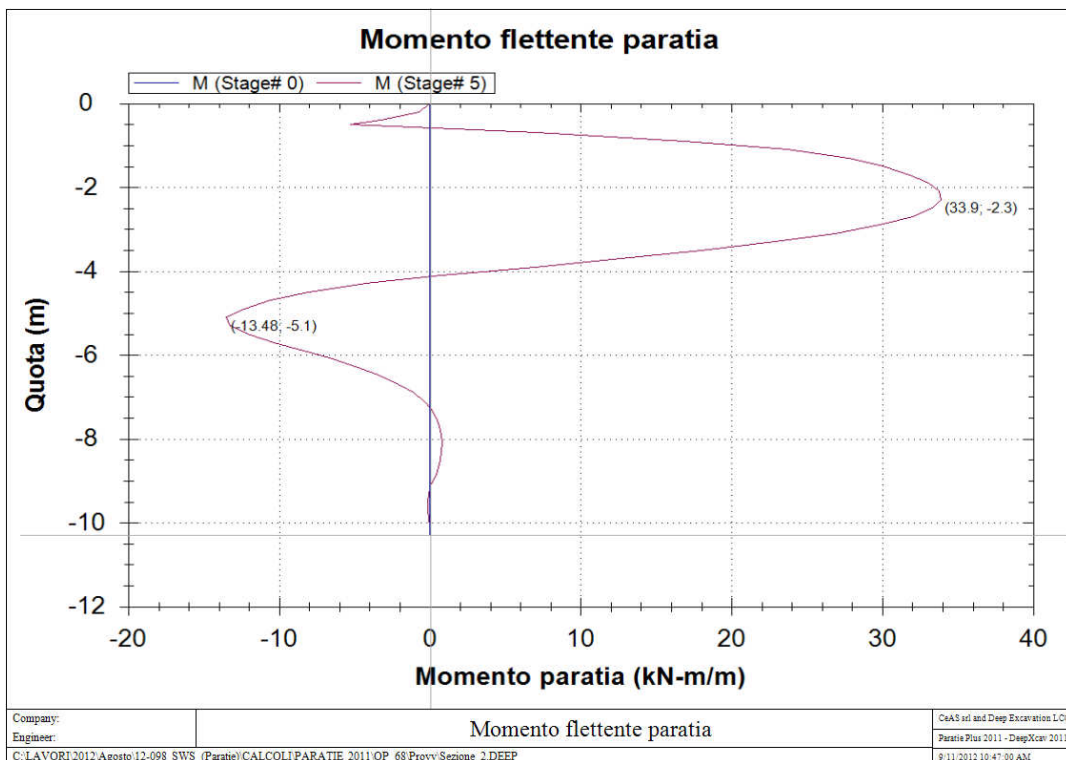


Figura 10.32 Momento-profondità SISMA STR

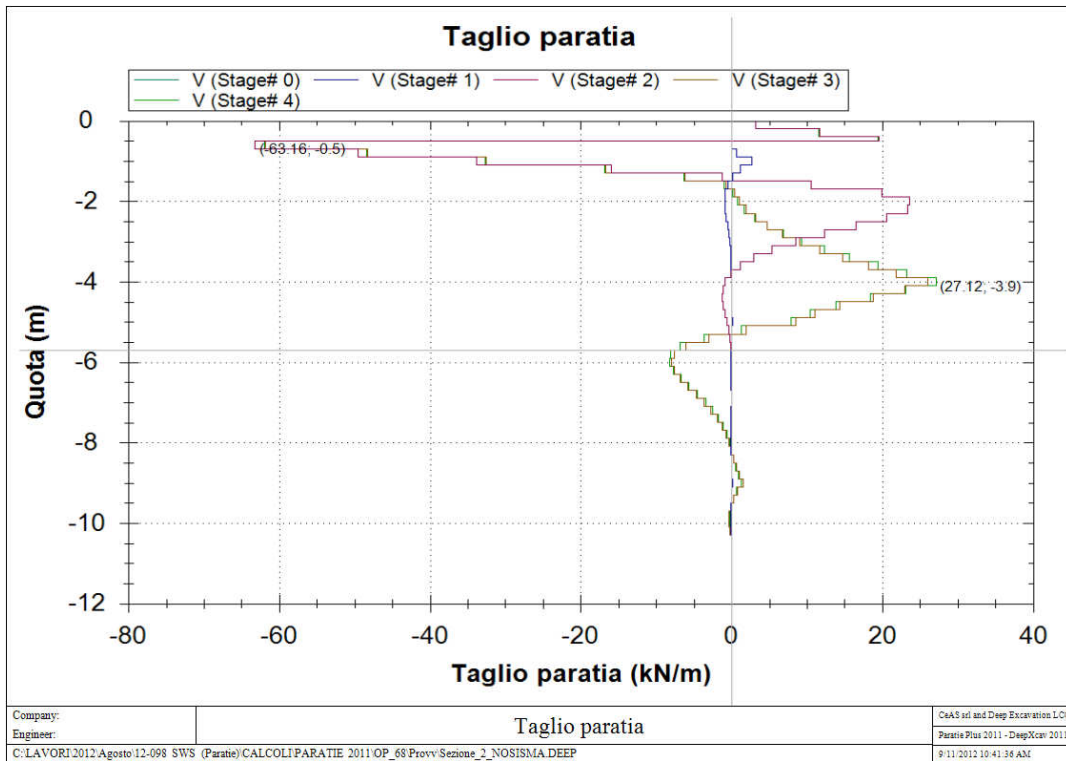


Figura 10.33 Taglio-profondità SLE

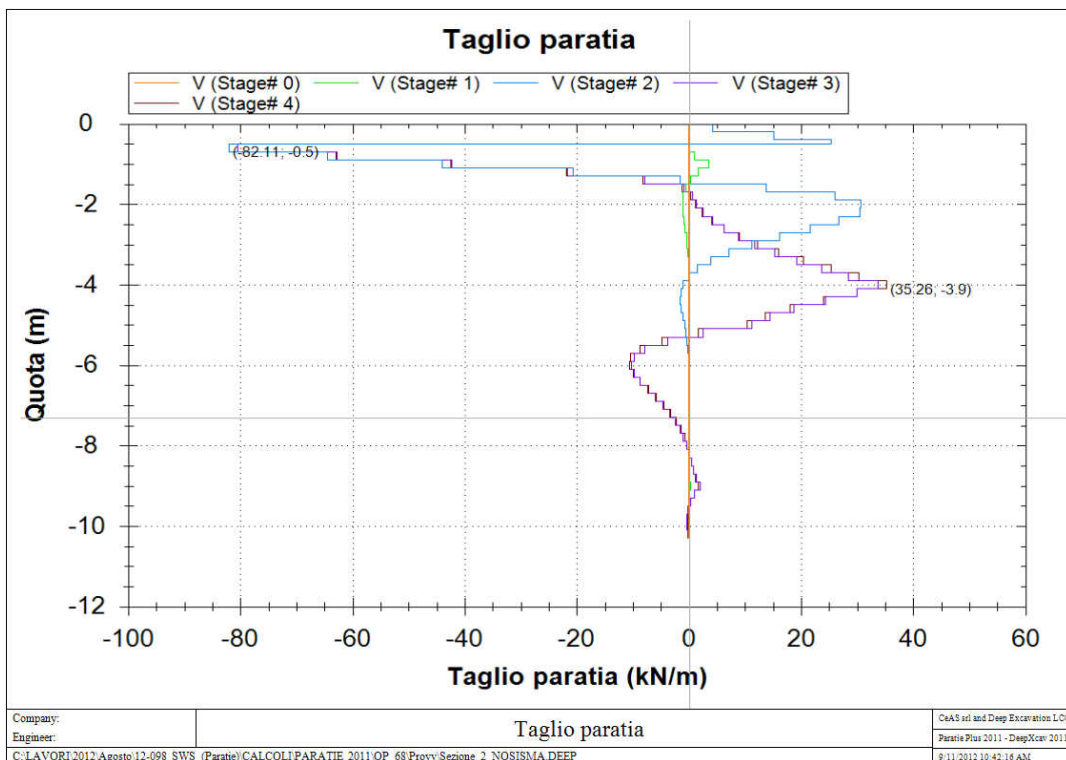


Figura 10.34 Taglio-profondità SLU STR



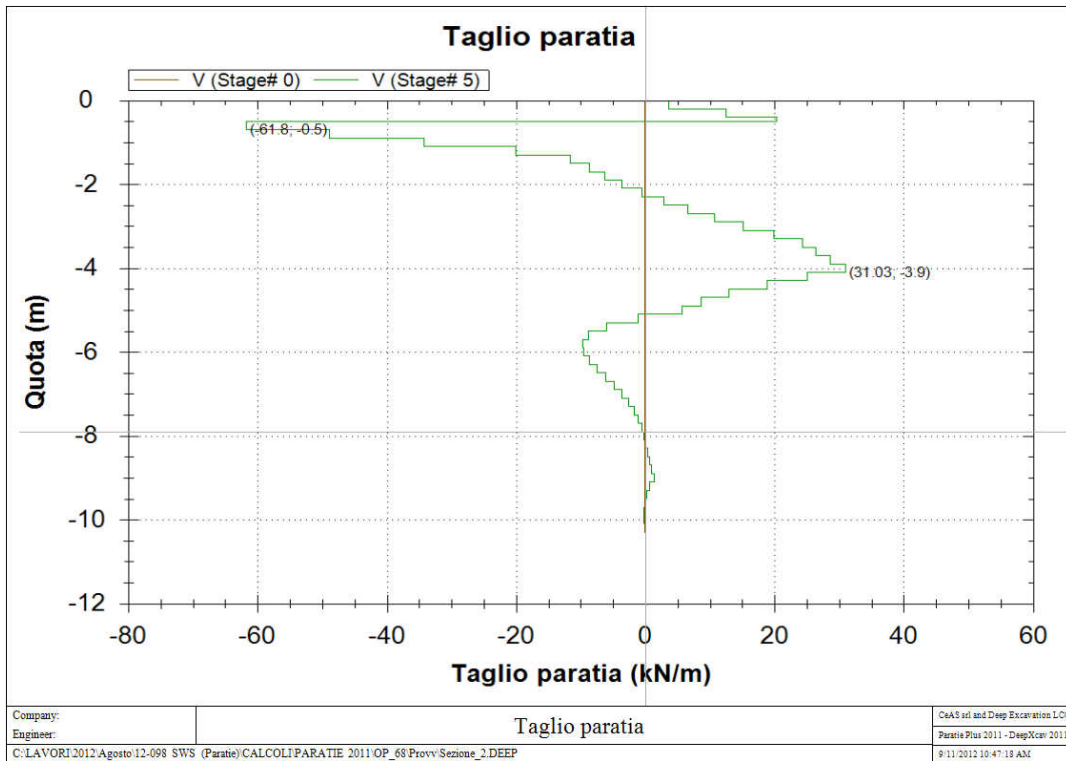


Figura 10.35 Taglio-profondità SISMA STR

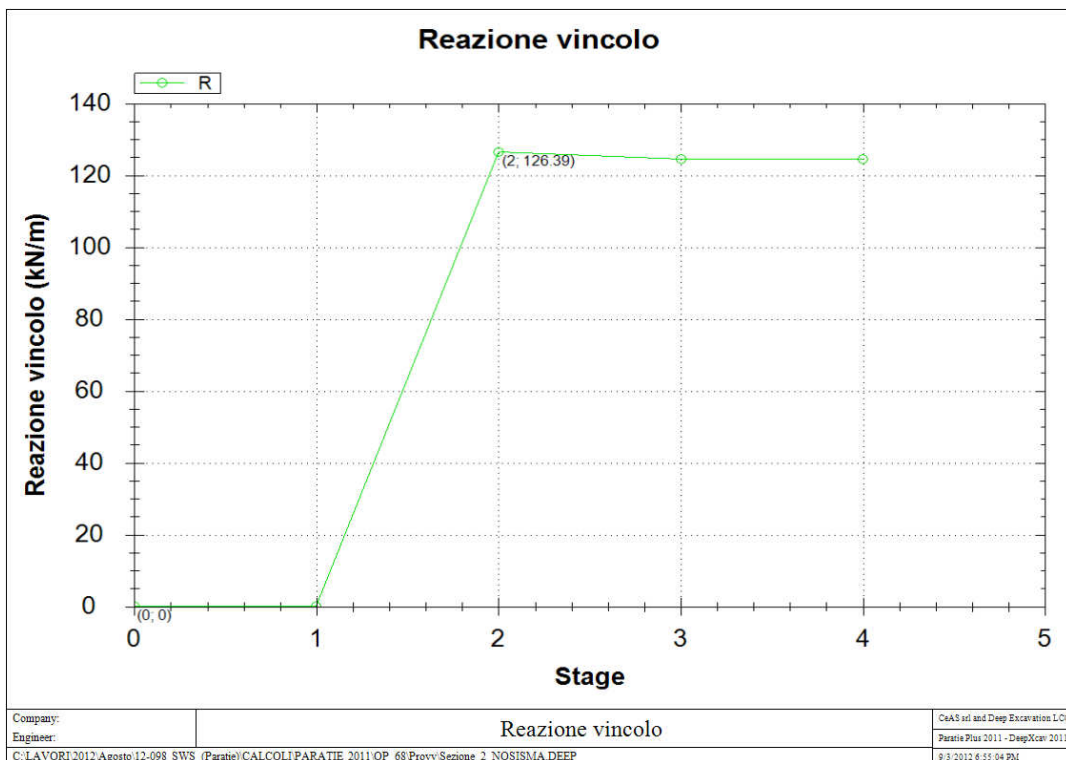


Figura 10.36 Tiri- SLU STR



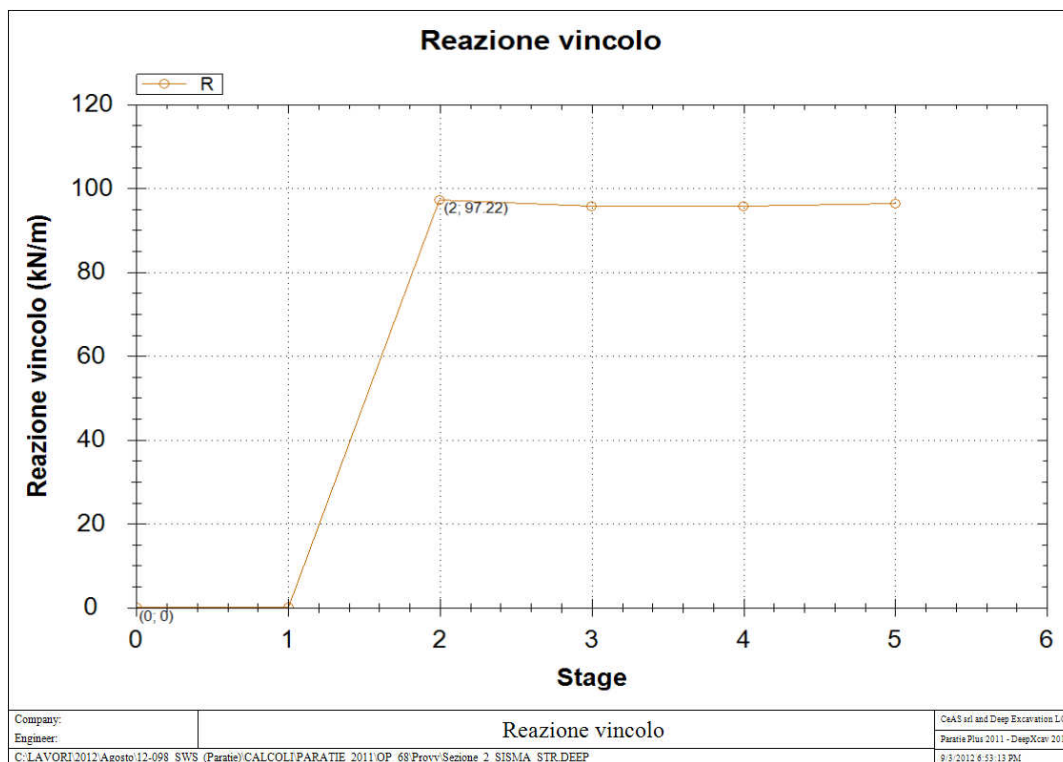


Figura 10.37 Tiri- SISMA STR

### 10.4.2 Verifiche geotecniche

#### 10.4.2.1 Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente.

Come anticipato per le verifiche si è utilizzato il programma Slide Ver. 5.042 della Rocscience. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	1.41 > 1.10
Sismica	1.25 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica. Il dettaglio dei dati di ingresso è riportato nel tabulato di calcolo in Appendice.

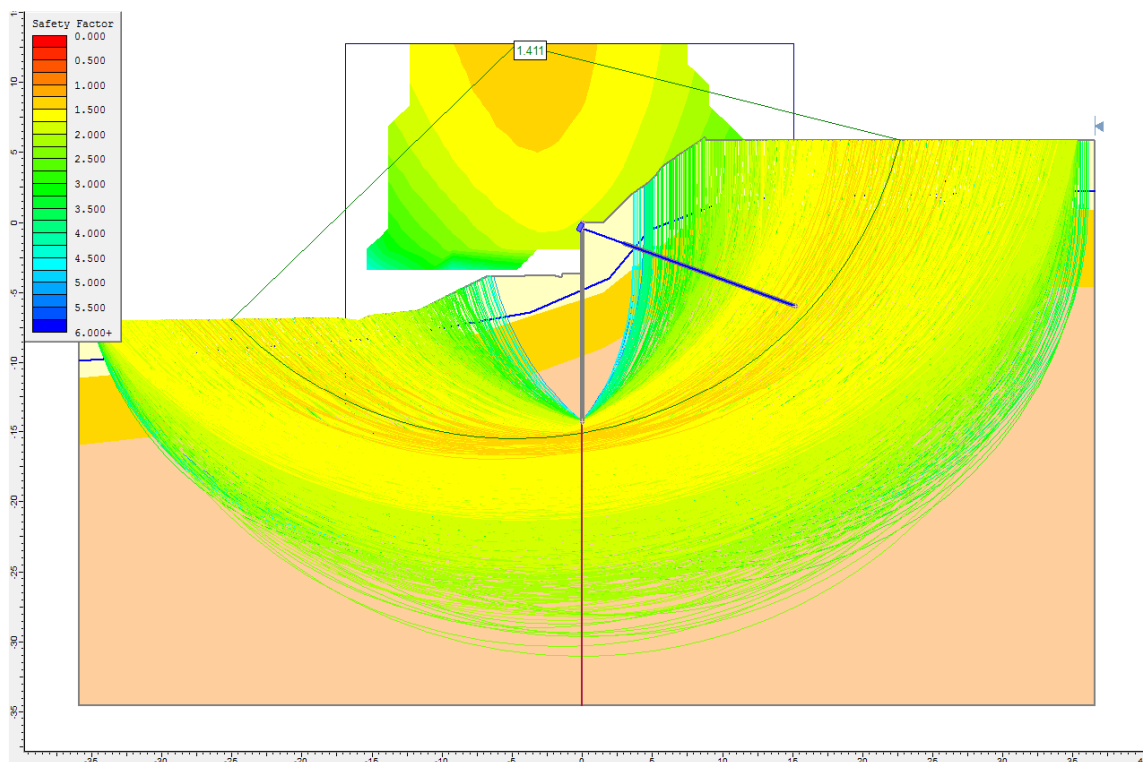


Figura 10.38 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

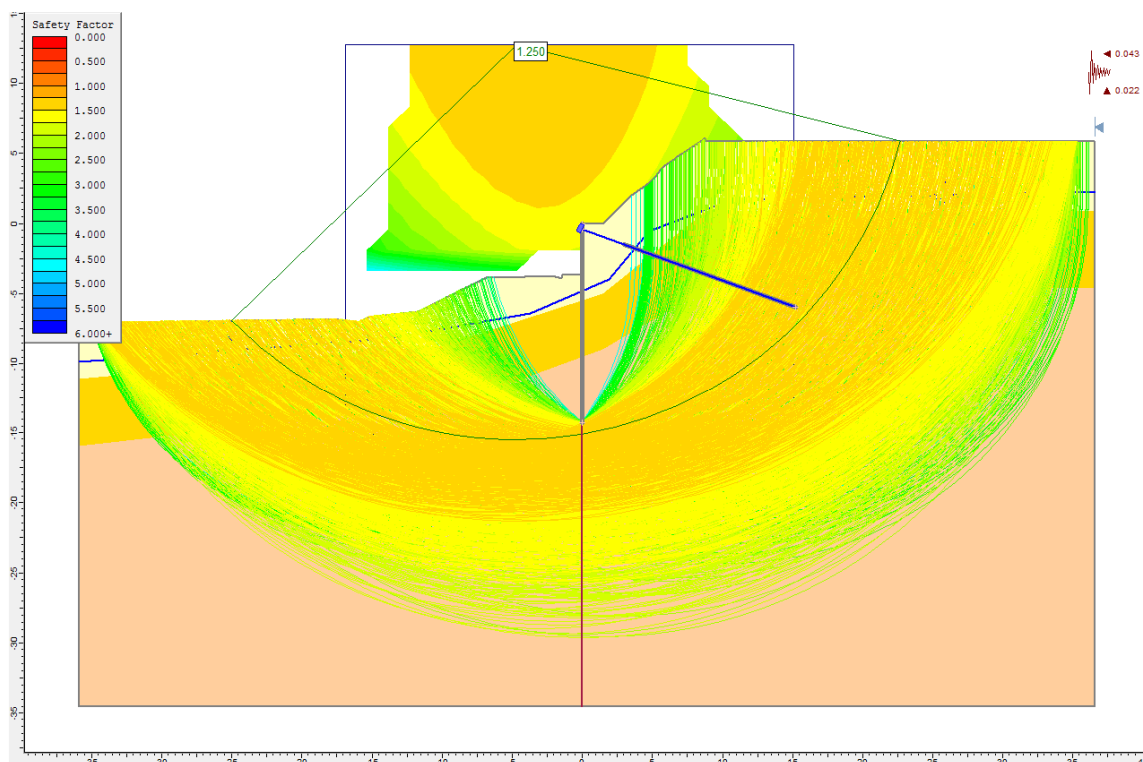


Figura 10.39 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

### 10.4.3 Verifiche strutturali

#### 10.4.3.1 Verifiche SLU - Micropali

Le sollecitazioni sono state valutate per la sezione di riferimento della struttura in condizioni sismiche ed in condizioni statiche effettuando le rispettive verifiche a flessione e a taglio. Si riportano i risultati statici o sismici in funzione del peggiore risultato ottenuto.

La verifica a flessione viene eseguita verificando che il momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  rispetti la seguente condizione:

$$M_{Ed} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd}$$

La tensione di progetto  $f_{yd}$  è pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{355.0}{1.05} = 338.1MPa$$

Se il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  associato al momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  (ovvero  $V_{Ed} \leq 0.5V_{c,Rd}$ ) si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La verifica a taglio viene eseguita verificando che il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  rispetti la seguente condizione:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \cdot f_{yd}$$

$$A_v = \frac{2A}{\pi}$$

essendo A l'area del profilato.

Le caratteristiche geometriche e di resistenza dei profilati tubolari di armatura in acciaio sono riportate nella tabella che segue.

Nella presente fase di PED si è previsto di effettuare fori  $\Phi 30$  mm, a passo 2 metri e sfalsati di  $120^\circ$ , nelle armature tubolari dei micropali, per migliorare in fase di getto la saturazione della zona

tra foro (  $D=240$  mm) e armatura tubolare (  $D=168.30$  mm) e per assicurare un ricoprimento in cls più uniforme al tubolare in acciaio, con l'obiettivo ultimo di garantire una maggiore durabilità complessiva dell'opera. Le verifiche a flessione ed a taglio sotto riportate forniscono il dettaglio sia della sezione intera che della sezione ridotta a seguito dei fori eseguiti.

### **Sezione di verifica 43D – Prog. 627.53**

#### **1 ORDINE DI TIRANTI**

#### **Caratteristiche geometriche e di resistenza**

	f [mm]	s <sub>p</sub> [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]	W <sub>el</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl</sub> [cm <sup>3</sup> ]	J [cm <sup>4</sup> ]	E [MPa]
<b>Sezione tubolare non forata</b>	168.3	10	49.7	186	251	1563	210000
<b>Sezione tubolare con foro <math>\Phi 30</math>mm-ASSE X-X</b>	168.3	10	46.9	157	228	1376.8	210000
<b>Sezione tubolare con foro <math>\Phi 30</math>mm-ASSE FORO Y-Y</b>	168.3	10	46.9	186	249	1562.1	210000

f = diametro esterno del tubo

s<sub>p</sub> = spessore del tubo

A = area del tubo

W<sub>el</sub> = modulo di resistenza elastica della sezione

W<sub>pl</sub> = modulo di resistenza plastica della sezione

J = momento di inerzia della sezione

E = modulo di elasticità dell'acciaio

#### **Verifica a flessione**

	Combinazione	M <sub>Ed</sub> [kNm]	M <sub>c,Rd</sub> [kNm]	F.S. [-]
Sezione tubolare non forata	<b>STR Statico</b>	14.8	84.84	5.73
Sezione tubolare con foro $\Phi 30$ mm-ASSE X-X	<b>STR Statico</b>	14.8	76.94	5.20

#### **Verifica a taglio**

	Combinazione	V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>c,Rd</sub> [kN]	F.S. [-]
Sezione tubolare non forata	<b>STR Statico</b>	35.3	618	17.51
Sezione tubolare con foro $\Phi 30$ mm-ASSE X-X	<b>STR Statico</b>	35.3	583	16.51

Tutte le verifiche risultano essere soddisfatte.

### 10.4.3.2 Verifiche SLU – Tiranti

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza e del bulbo di ancoraggio.

Le verifiche sono soddisfatte essendo  $P_d < R_{ad}$ .

Combinazione	Ordine tiranti	Passo [m]	$e_k$ [kN/m]	$P_d$ [kN]	$R_{ad}$ [kN]	Pretiro [kN]
<b>STR Statico</b>	I	3.6	126.4	455.0	807.4	350
<b>STR Sismico</b>	I	3.6	97.2	349.9	807.4	350

Combinazioni	Ordine tiranti	Passo [m]	$e_k$ [kN/m]	$P_d$ [kN]	$\tau_{lim}$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$l_b$ [m]	$\xi_{\alpha 3}$ [-]	$\gamma_R$ [-]	$R_{ad}$ [kN]
<b>STR Statico</b>	I	3.6	126.4	455.0	160	1.0	13.0	1.8	1.2	484.0
<b>STR Sismico</b>	I	3.6	97.2	349.9	160	1.0	13.0	1.8	1.2	484.0

In questo caso  $\tau_{lim}$  è stato calcolato considerando il bulbo immerso completamente nell'unità LSA

Dove:

$e_k$  = Tiro per metro di profondità derivante da Paratie, già amplificato per i coefficienti amplificativo per le azioni definito da normativa (1.3 statico; 1.0 sismico)

$P_d$  =  $e_k$  moltiplicato per l'interasse orizzontale tra i tiranti

$\tau_{lim}$  = tensione di aderenza laterale limite fondazione-terreno, valutata tenendo conto dei vari tratti di bulbo di ancoraggio di lunghezza  $l_b$  in relazione alle formazioni attraversate caratterizzate dalla corrispondente tensione di aderenza limite  $\tau_{limi}$ .

### 10.4.3.3 Verifiche SLU – Trave di coronamento

La verifica della trave di coronamento è effettuata schematizzando la geometria del problema come una trave su più appoggi corrispondenti ai tiranti; le sollecitazioni flettenti e taglianti che agiscono sulla sezione rettangolare generate dai tiranti sono calcolate con le seguenti :

$$M = \frac{pl^2}{10} \quad (\text{kNm})$$

$$T = \frac{pl}{2} \text{ (kN)}$$

### Verifica a flessione:

Combinazione STR Statico:

$M_{SLUd} = 163.8 \text{ kNm}$

C.S. = 6.1

### Verifica a taglio:

Combinazione STR Statico:

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio					
- taglio trazione (lato acciaio)					
staffe	diametro		$\phi_w$	12	[mm]
	passo		s <sub>w</sub>	15	[cm]
	numero bracci		n <sub>b</sub>	2	
	area di una barra		A <sub>sw,i</sub>	1.13	[cm <sup>2</sup> ]
	area totale		A <sub>sw</sub>	2.26	[cm <sup>2</sup> ]
	inclinazione tirante di acciaio		$\alpha$	90 °	=>
	inclinazione puntone di calcestruzzo		$\theta$	45 °	=>
	$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$				
	taglio resistente con staffe		$V_{Rsd}$	286.0	[kN]
- taglio compressione (lato calcestruzzo)					
	$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$				
	coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	1.00	
	resist a comp ridotta del cls d'anima		f <sub>cd</sub>	7.08	[N/mm <sup>2</sup> ]
	taglio resistente lato calcestruzzo		$V_{Rcd}$	1030.8	[kN]
	taglio agente		$V_{Sd}$	227.5	[kN]
	taglio resistente		$V_{Rd}$	286.0	[kN]
	<b>ok: <math>V_{rd} &gt; V_{sd}</math></b>				

#### 10.4.3.4 Verifiche SLE – Trave di coronamento

Md(KNm)	Nd(KN)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	Fessurazione
126.0	-	4.32	168.7	0.1822



Affidamento a Contraente Generale dei “Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121”. PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

---

VIABILITA' SECONDARIA RAMO 46-PARTIE DI MICROPALI DAL KM 0+558.96 AL KM 0+636.37 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

## 10.5 Sezione di verifica 42 – Prog. 591.47

### 10.5.1 Sintesi dei risultati

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico precedentemente definite.

Si noti che il metodo di calcolo per l'analisi delle paratie, come già detto, segue il processo dalla costruzione, dalla realizzazione della paratia stessa agli scavi parziali, la messa in tensione dei tiranti fino allo scavo finale. Nelle verifiche in condizioni sismiche l'azione sismica viene applicata solo nella fase finale, cioè in condizioni di esercizio, anche se l'analisi, per le modalità con cui viene svolta, percorre anche in questo tipo di verifica tutte le fasi provvisoriale precedenti.

I principali risultati ottenuti per le combinazioni di carichi sopra indicate.

I valori e i relativi grafici delle azioni (momento flettente, sforzo di taglio, tiro sui tiranti) sono già amplificati da Paratie per i coefficienti previsti dalla normativa vigente.

	SLU GEO		SLU STR		SLE
	Statico	Sismico	Statico	Sismico	
Spostamento massimo (cm)	-	-	-	-	0.78
Momento massimo (kNm/m)	-	-	79.04	57.61	60.80
Taglio massimo (kN/m)	-	-	108.04	80.67	83.11
Spinta passiva mobilitata a valle (%)	58.51	57.50	-	-	42.27

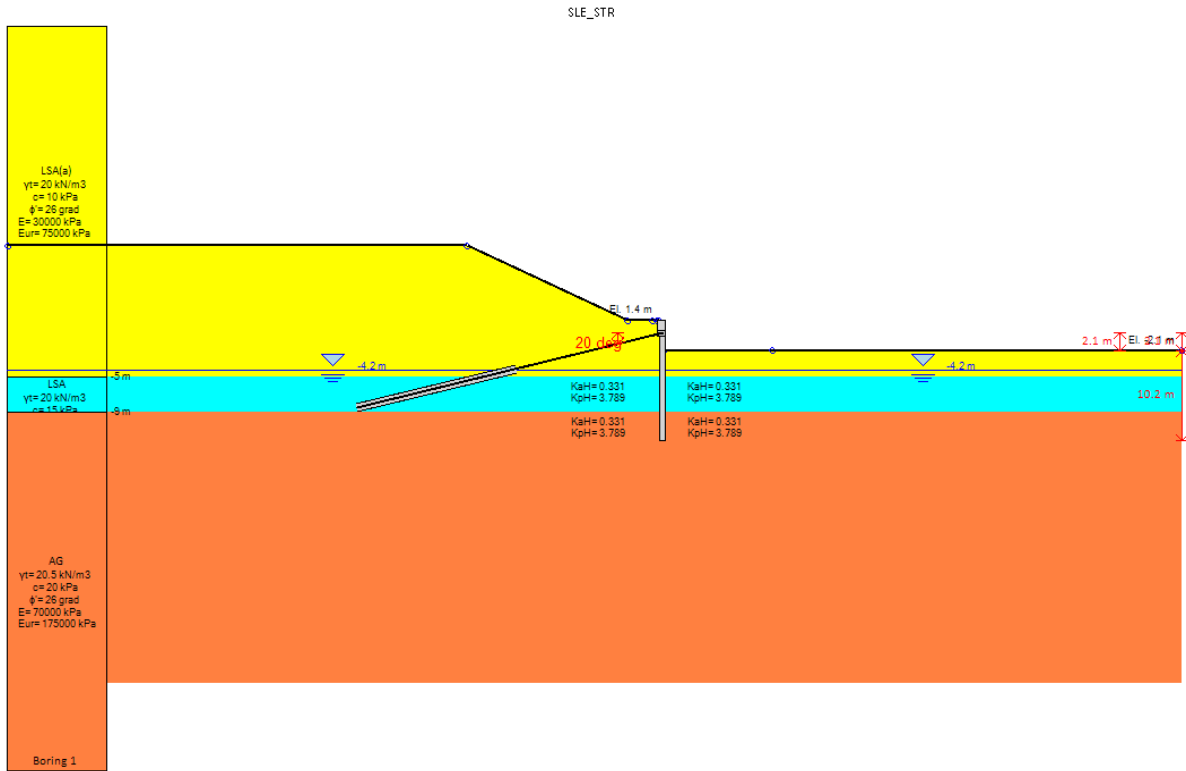


Figura 10.40 Modello di calcolo – step finale di calcolo

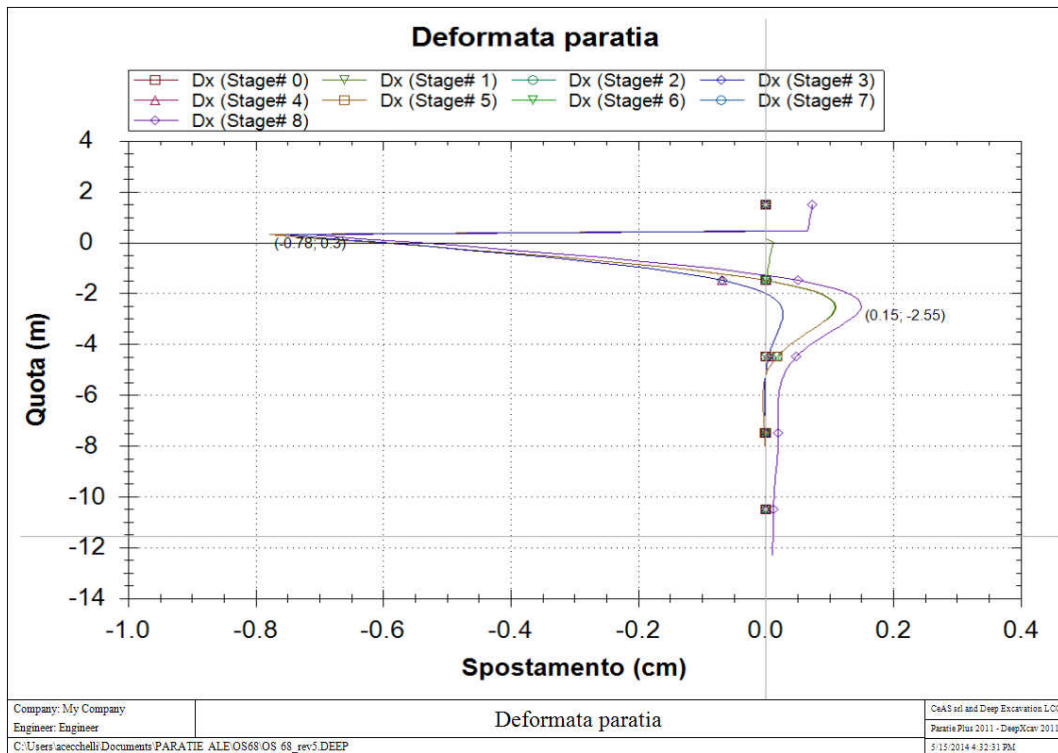


Figura 10.41 Spostamenti-profondità SLE

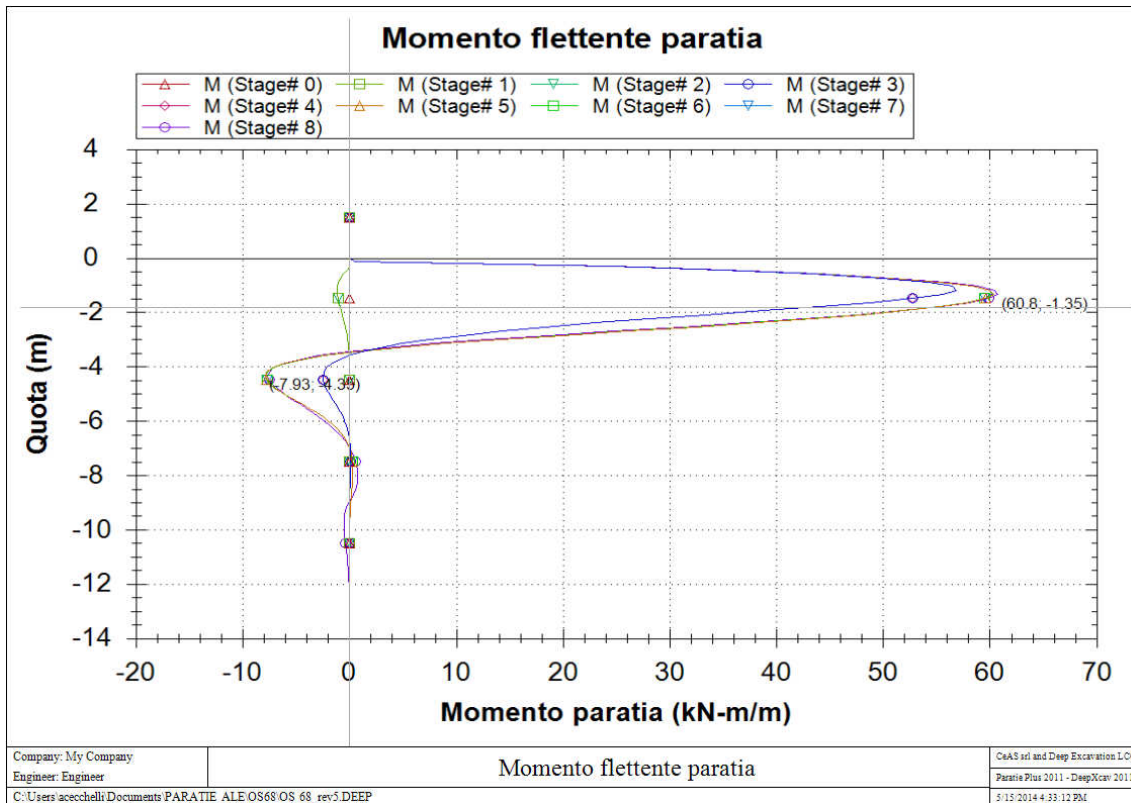


Figura 10.42 Momento-profondità SLE

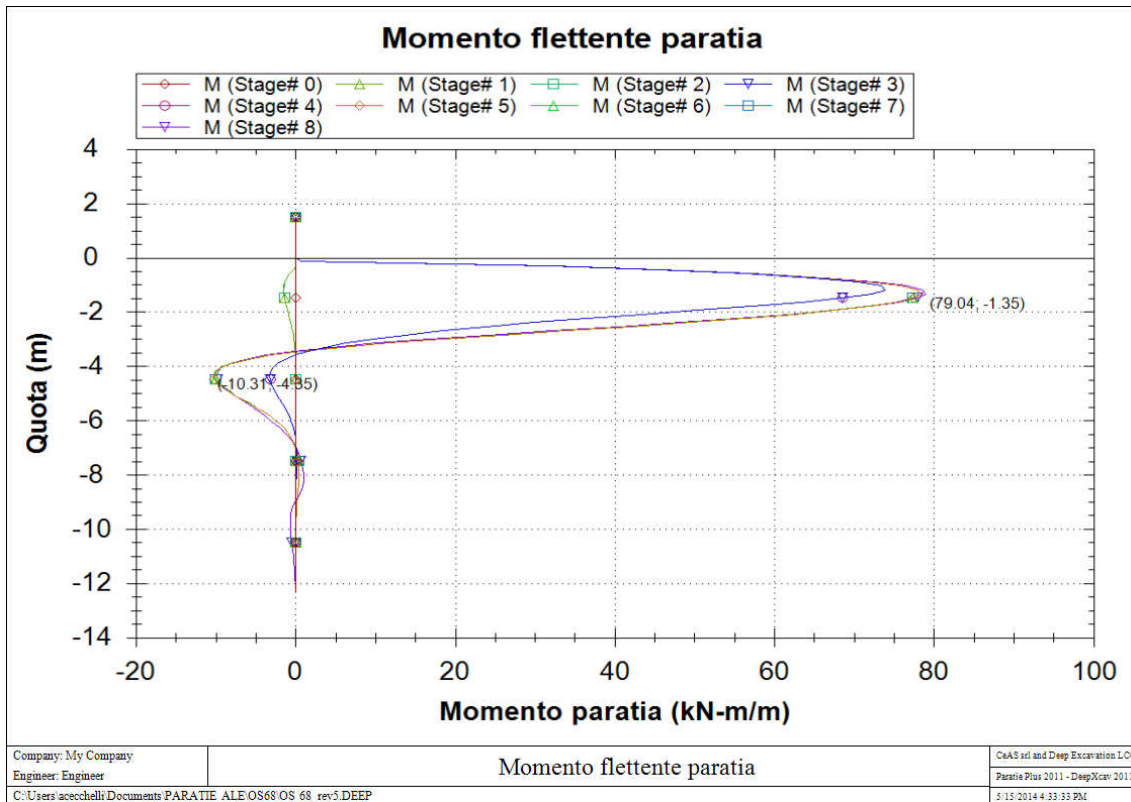


Figura 10.43 Momento-profondità SLU STR

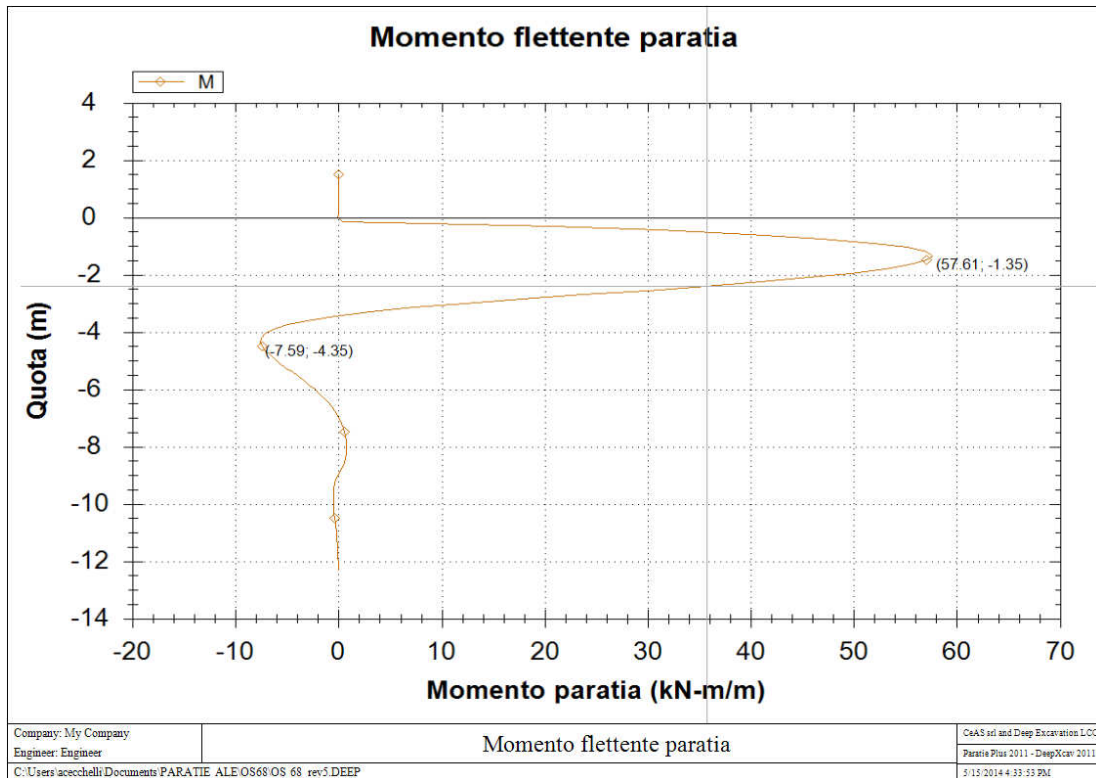


Figura 10.44 Momento-profondità SISMA STR

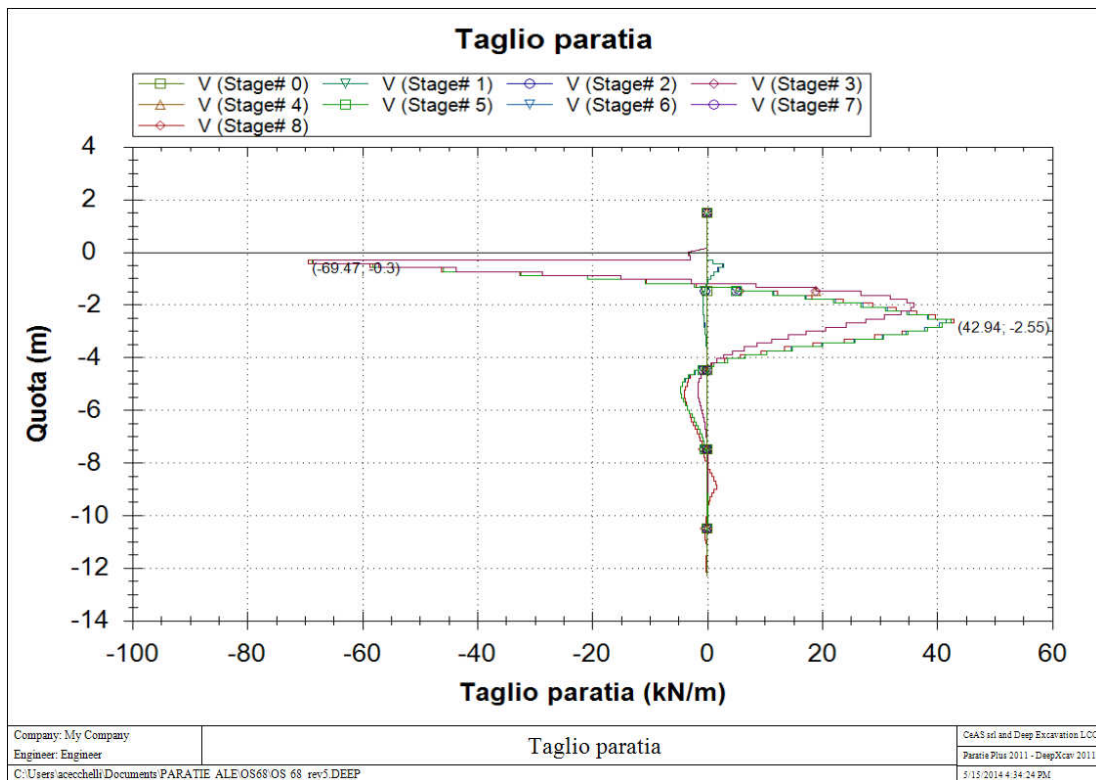


Figura 10.45 Taglio-profondità SLE

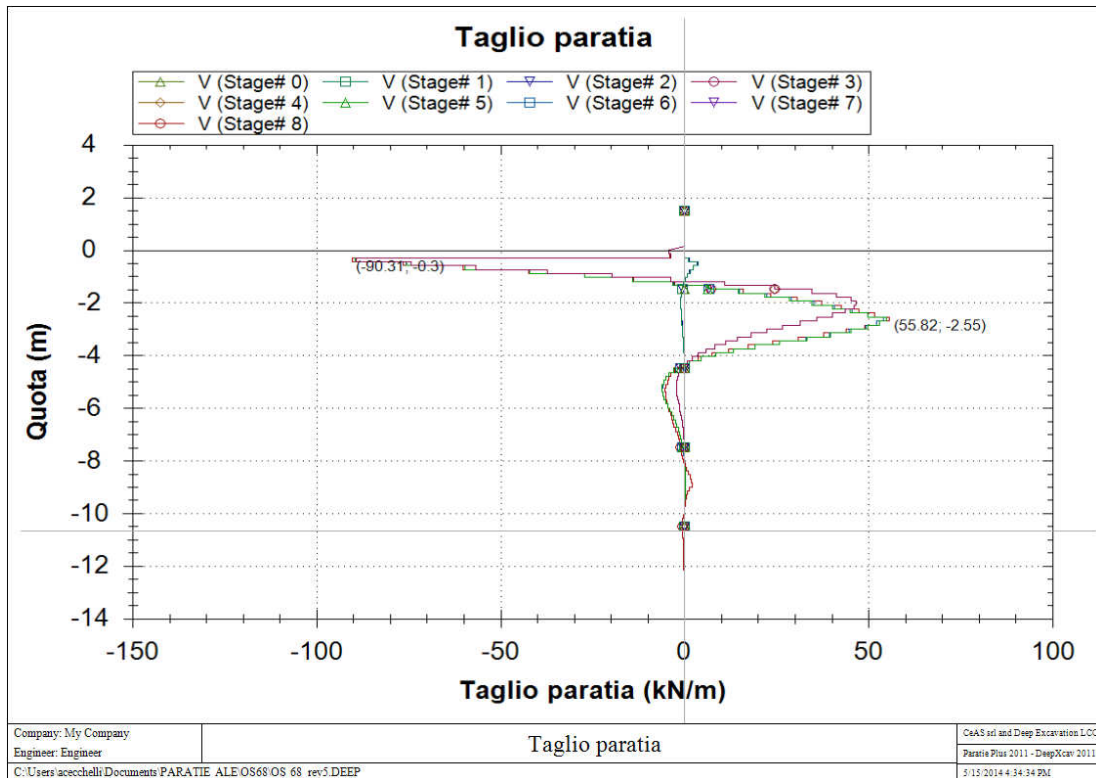


Figura 10.46 Taglio-profondità SLU STR

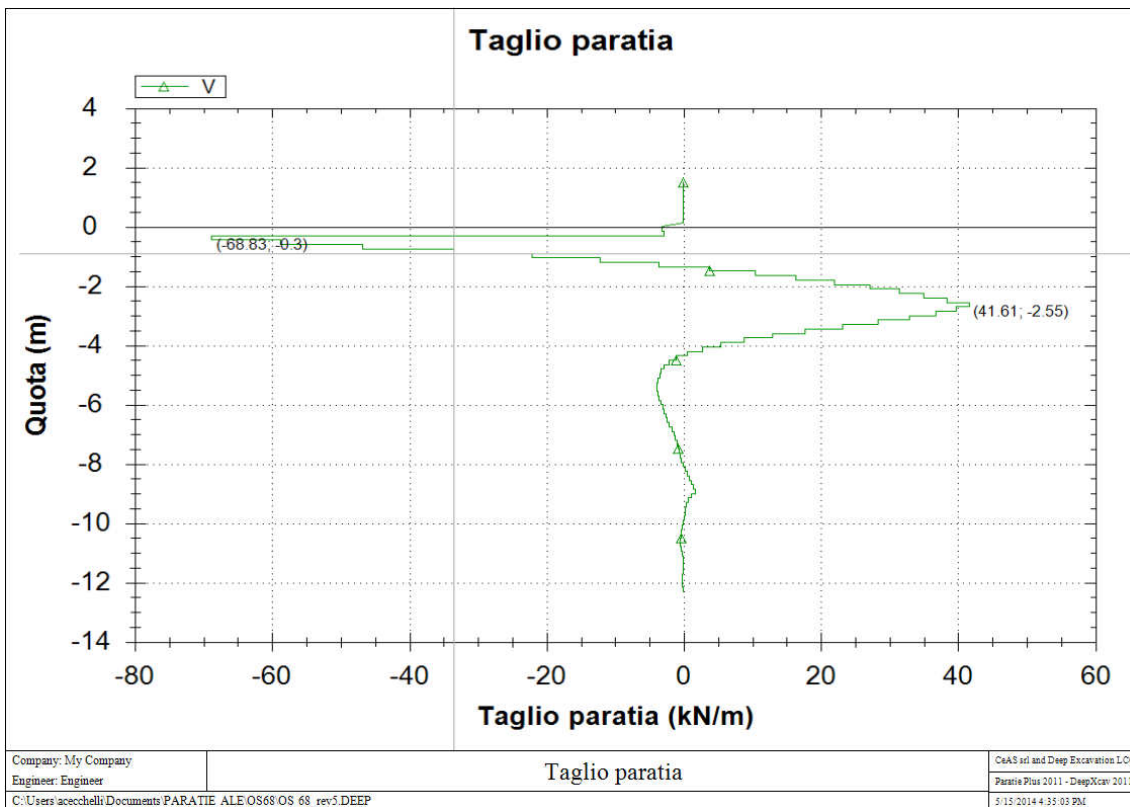


Figura 10.47 Taglio-profondità SISMA STR



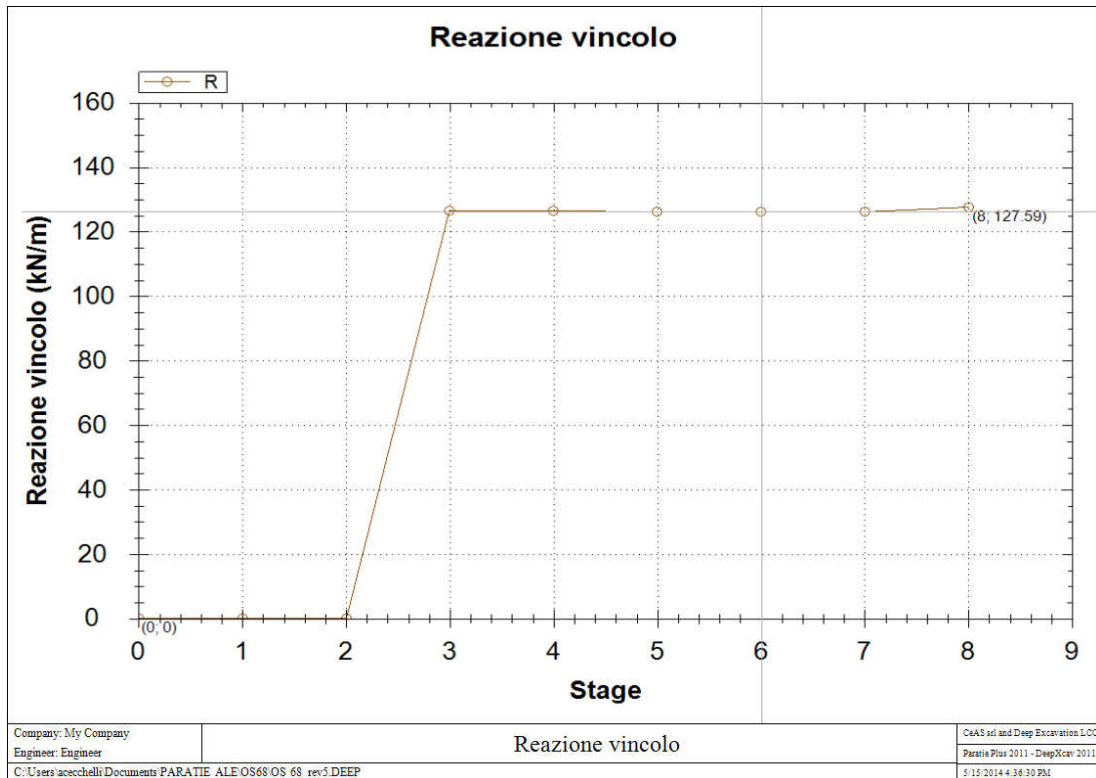


Figura 10.48 Tiri- SLU STR

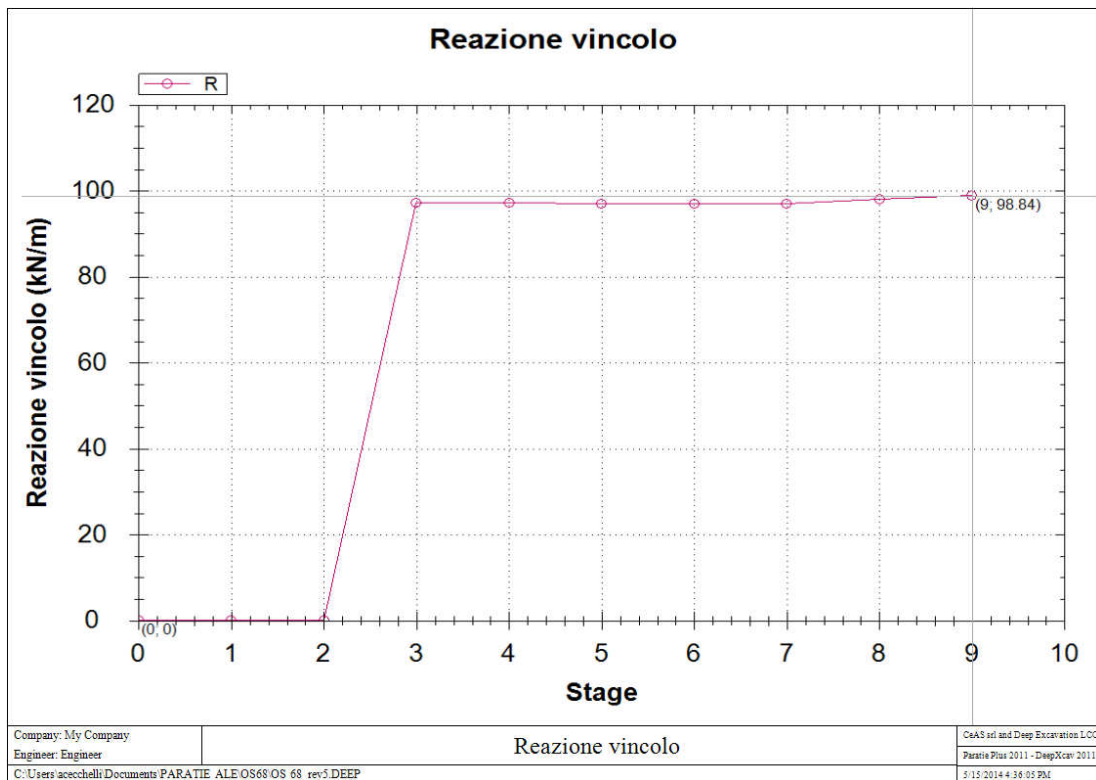


Figura 10.49 Tiri- SISMA STR

### 10.5.2 Verifiche geotecniche

#### 10.5.2.1 Verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente.

Per le verifiche si è utilizzato il modulo VSP Plus della Ceas. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	1.894 > 1.10
Sismica	1.409 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica.

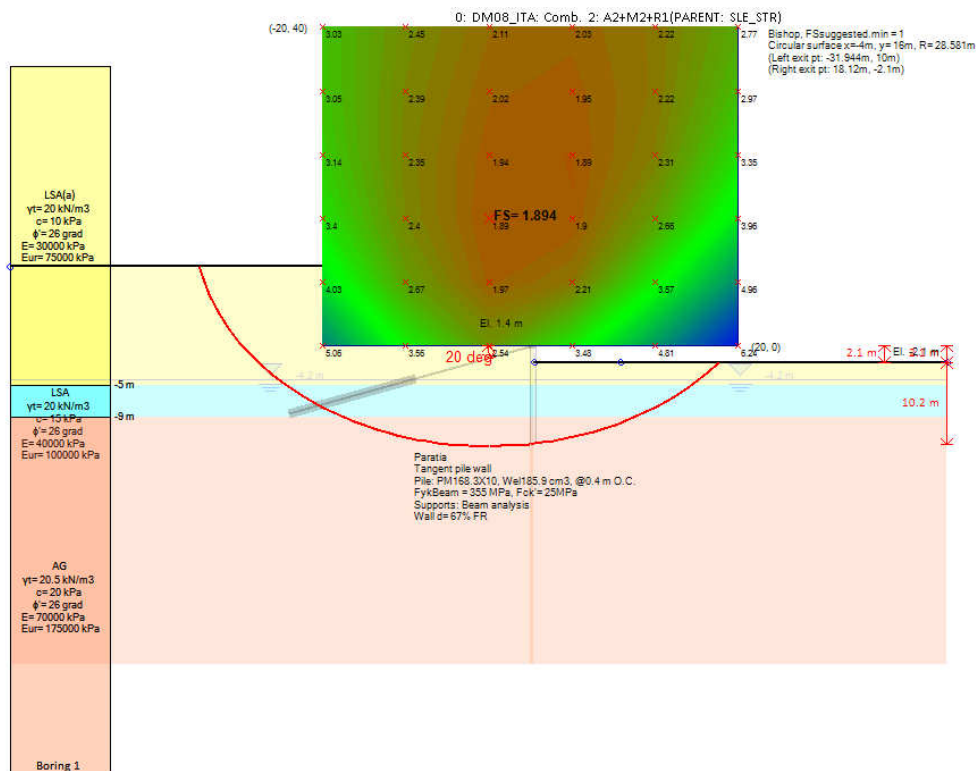


Figura 50 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

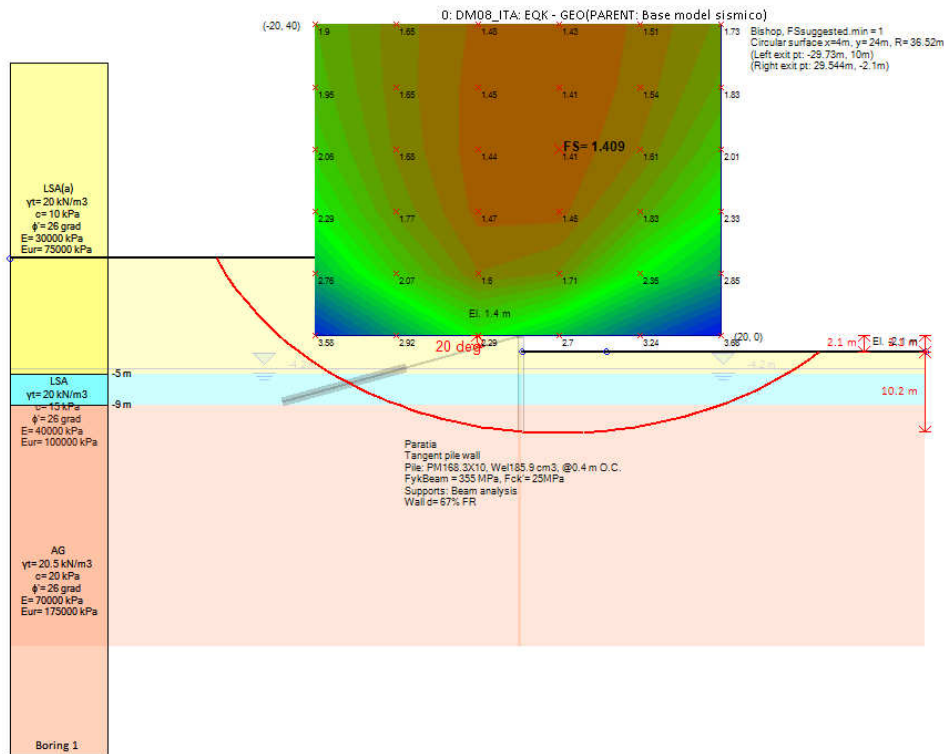


Figura 51 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica

10.5.3 Verifiche strutturali

10.5.3.1 Verifiche SLU - Micropali

Le sollecitazioni sono state valutate per la sezione di riferimento della struttura in condizioni sismiche ed in condizioni statiche effettuando le rispettive verifiche a flessione e a taglio. Si riportano i risultati statici o sismici in funzione del peggiore risultato ottenuto.

La verifica a flessione viene eseguita verificando che il momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  rispetti la seguente condizione:

$$M_{Ed} < M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} > f_{yd}$$

La tensione di progetto  $f_{yd}$  è pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{355.0}{1.05} = 338.1 \text{ MPa}$$

Se il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  associato al momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  (ovvero  $V_{Ed} \leq 0.5V_{c,Rd}$ ) si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La verifica a taglio viene eseguita verificando che il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  rispetti la seguente condizione:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} \times f_{yd}$$

$$A_v = \frac{2A}{\pi}$$

essendo A l'area del profilato.

Le caratteristiche geometriche e di resistenza dei profilati tubolari di armatura in acciaio sono riportate nella tabella che segue.

	$\Phi$ [mm]	$s_p$ [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]	$W_{el}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{pl}$ [cm <sup>3</sup> ]	J [cm <sup>4</sup> ]	E [MPa]
<b>Sezione tubolare non forata</b>	168.3	10	49.7	186	251	1563.2	210000
<b>Sezione tubolare con foro <math>\Phi 30\text{mm-ASSE X-X}</math></b>	168.3	10	46.9	157	228	1376.8	210000
<b>Sezione tubolare con foro <math>\Phi 30\text{mm-ASSE FORO Y-Y}</math></b>	168.3	10	46.9	186	249	1562.1	210000

f = diametro esterno del tubo  
 $s_p$  = spessore del tubo  
A = area del tubo  
 $W_{el}$  = modulo di resistenza elastica della sezione  
 $W_{pl}$  = modulo di resistenza plastica della sezione  
J = momento di inerzia della sezione  
E = modulo di elasticità dell'acciaio

Nelle tabelle che seguono sono riassunte le sollecitazioni massime di calcolo.

### Verifica a flessione

In questo caso il taglio di calcolo associato al momento flettente di calcolo è inferiore a metà della resistenza a taglio di calcolo quindi si può trascurare l'influenza di quest'ultimo sulla resistenza a flessione.

Combinazione	$M_{Ed}$ [kNm]	$M_{c,Rd}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{c,Rd}$ [kN]
<b>STR Statico</b>	31.61	84.84	10.99	618.0

**Verifica a taglio**

Combinazione	$V_{Ed}$ [kN]	$V_{c,Rd}$ [kN]
<b>STR Statico</b>	43.22	618.0

Tutte le verifiche risultano essere soddisfatte.

**10.5.3.2 Verifiche SLU – Tiranti**

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza e del bulbo di ancoraggio.

Le verifiche sono soddisfatte essendo  $P_d < R_{ad}$ .

Combinazioni	Ordine tiranti	Passo [m]	$e_k$ [kN/m]	$P_d$ [kN]	$\tau_{lim}$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$l_b$ [m]	$\xi_{\alpha 3}$ [-]	$\gamma_R$ [-]	$R_{ad}$ [kN]
<b>STR Statico</b>	I	3.6	127.59	459.32	160	1.0	13.0	1.8	1.2	484.0
<b>STR Sismico</b>	I	3.6	98.84	355.82	160	1.0	13.0	1.8	1.2	484.0

In questo caso  $\tau_{lim}$  è stato calcolato considerando il bulbo immerso completamente nell'unità LSA

Dove:

$e_k$  = Tiro per metro di profondità derivante da Paratie, già amplificato per i coefficienti amplificativo per le azioni definito da normativa (1.3 statico; 1.0 sismico)

$P_d$  =  $e_k$  moltiplicato per l'interasse orizzontale tra i tiranti

$\tau_{lim}$  = tensione di aderenza laterale limite fondazione-terreno, valutata tenendo conto dei vari tratti di bulbo di ancoraggio di lunghezza  $l_b$  in relazione alle formazioni attraversate caratterizzate dalla corrispondente tensione di aderenza limite  $\tau_{limi}$ .

### **10.5.3.3 Verifiche SLU – Trave di coronamento**

La verifica della trave di coronamento è effettuata schematizzando la geometria del problema come una trave su più appoggi corrispondenti ai tiranti; le sollecitazioni flettenti e taglianti che agiscono sulla sezione rettangolare generate dai tiranti sono calcolate con le seguenti :

$$M = \frac{pl^2}{10} \quad (\text{kNm})$$

$$T = \frac{pl}{2} \quad (\text{kN})$$

#### **Verifica a flessione:**

*Combinazione STR Statico:*

$M_{SLUd} = 165.36 \text{ kNm}$

C.S. = 6.04

#### **Verifica a taglio:**

*Combinazione STR Statico:*



<b>- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio</b>					
<b>- taglio trazione (lato acciaio)</b>					
<b>staffe</b>	diametro		$\phi_w$	12	[mm]
	passo		$s_w$	15	[cm]
	numero bracci		$n_b$	2	
	area di una barra		$A_{sw,i}$	1.13	[cm <sup>2</sup> ]
	area totale		$A_{sw}$	2.26	[cm <sup>2</sup> ]
	inclinazione tirante di acciaio		$\alpha$	90 °	=>
	inclinazione puntone di calcestruzzo		$\theta$	45 °	=>
	$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$				
	taglio resistente con staffe		$V_{Rsd}$	286.0	[kN]
<b>- taglio compressione (lato calcestruzzo)</b>					
	$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$				
	coefficiente maggiorativo		$\alpha_c$	1.00	
	resist a comp ridotta del cls d'anima		$f_{cd}$	7.08	[N/mm <sup>2</sup> ]
	taglio resistente lato calcestruzzo		$V_{Rcd}$	1030.8	[kN]

taglio agente  $V_{sd}$  229.66 [kN]

#### 10.5.3.4 Verifiche SLE – Trave di coronamento

Md(kNm)	Nd(kNm)	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	Fessurazione
127.20	-	4.36	170.3	0.1839

#### 10.5.3.5 Verifiche– Trave di coronamento con rialzo per contenimento scarpata

Si prevede per un tratto di circa 40m il rialzo del muro di coronamento con funzione di contenimento della scarpata che presenta una pendenza tale da raccomandare un presidio nei confronti di eventuali smottamenti superficiali a protezione della viabilità di progetto.

Le massime sollecitazioni registrate alla base del muro e dovute alla sola spinta del cuneo di terreno di monte, per un altezza massima di muro pari a 1,14m, sono le seguenti:

$$M_{SLUd} = 3.94 \text{ kNm}$$

$$V_{SLUd} = 7.29 \text{ kNm}$$

$$M_{SLEd} = 3.03 \text{ kNm}$$

$$V_{SLEd} = 5.61 \text{ kNm}$$

Si riporta a seguire il dettaglio delle verifiche effettuate agli SLU ed agli SLE

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	394	0	0	25615	0	65,013

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Passo staffe: 6,6 cm [Passo massimo di normativa = 33,0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [daN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	729	123046	75099	56,0	100,0	21,80°	1,000	0,1	15,2(0,0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm²]
Xf min, Yf min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
Af eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
Srm	Distanza media tra le fessure espressa in mm (§ B.6.6.3 Istruzioni DM96)
K3	Coeff.(§ B.6.6.3 Istruz. DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess.	Apertura fessure in mm. Calcolo secondo § 4.1.2.2.4.6 NTC.

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	Af eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	0,8	50,0	30,0	-48	-27,6	-26,0	1383	12,1	192	0,125	0,003

## 11 APPENDICE – VERIFICHE DI STABILITA'

### 11.1 Sezione 41 – Prog. 570.43 – Analisi statica

## ***Slide Analysis Information***

### **Document Name**

File Name: Sezione 1\_v02

### **Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Failure Direction: Right to Left  
Units of Measurement: SI Units  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
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  
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

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

### **Surface Options**

Surface Type: Circular  
Search Method: Grid Search  
Radius increment: 10  
Composite Surfaces: Disabled  
Reverse Curvature: Create Tension Crack  
Minimum Elevation: Not Defined  
Minimum Depth: Not Defined

### **Material Properties**

Material: LSA  
Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 8 kPa  
Friction Angle: 21.31 degrees

Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

Material: LSA

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 12 kPa  
Friction Angle: 21.31 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

Material: AG

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 16 kPa  
Friction Angle: 21.31 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

### **Support Properties**

Support: Tirante 1

Tirante 1  
Support Type: Grouted Tieback  
Force Application: Active  
Out-of-Plane Spacing: 3.6 m  
Tensile Capacity: 807.4 kN  
Plate Capacity: 807.4 kN  
Bond length: 13.000 m  
Bond Strength: 42 kN/m

Support: Tirante 2

Tirante 2  
Support Type: Grouted Tieback  
Force Application: Active  
Out-of-Plane Spacing: 3.6 m  
Tensile Capacity: 807.4 kN  
Plate Capacity: 807.4 kN  
Bond length: 12.000 m  
Bond Strength: 40 kN/m

Support: Tirante 3

Tirante 3  
Support Type: Micro-Pile  
Force Application: Passive  
Out-of-Plane Spacing: 0.4 m  
Pile Shear Strength: 500 kN

### **Global Minimums**

Method: bishop simplified

FS: 1.626500  
Center: -12.744, 18.033  
Radius: 37.084  
Left Slip Surface Endpoint: -34.187, -12.223

Right Slip Surface Endpoint: 21.032, 2.720  
Resisting Moment=154271 kN-m  
Driving Moment=94848.4 kN-m

Method: gle/morgenstern-price  
FS: 1.628700  
Center: -12.744, 18.033  
Radius: 37.084  
Left Slip Surface Endpoint: -34.187, -12.223  
Right Slip Surface Endpoint: 21.032, 2.720  
Resisting Moment=154479 kN-m  
Driving Moment=94848.4 kN-m  
Resisting Horizontal Force=3709.29 kN  
Driving Horizontal Force=2277.46 kN

## 11.2 Sezione 41 – Prog. 570.43 – Analisi sismica

# Slide Analysis Information

### Document Name

File Name: Sezione 1\_SIS\_v02

### Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Failure Direction: Right to Left  
Units of Measurement: SI Units  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
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  
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

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

### Surface Options

Surface Type: Circular  
Search Method: Grid Search  
Radius increment: 10

Composite Surfaces: Disabled  
Reverse Curvature: Create Tension Crack  
Minimum Elevation: Not Defined  
Minimum Depth: Not Defined

## **Loading**

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.043  
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.022

## **Material Properties**

### Material: LSA

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 8 kPa  
Friction Angle: 21.31 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

### Material: LSA

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 12 kPa  
Friction Angle: 21.31 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

### Material: AG

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 16 kPa  
Friction Angle: 21.31 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

## **Support Properties**

### Support: Tirante 1

Tirante 1  
Support Type: Grouted Tieback  
Force Application: Active  
Out-of-Plane Spacing: 3.6 m  
Tensile Capacity: 807.4 kN  
Plate Capacity: 807.4 kN  
Bond length: 13.000 m  
Bond Strength: 42 kN/m

### Support: Tirante 2

Tirante 2  
Support Type: Grouted Tieback  
Force Application: Active  
Out-of-Plane Spacing: 3.6 m  
Tensile Capacity: 807.4 kN  
Plate Capacity: 807.4 kN



Bond length: 12.000 m  
Bond Strength: 40 kN/m

Support: Tirante 3

Tirante 3  
Support Type: Micro-Pile  
Force Application: Passive  
Out-of-Plane Spacing: 0.4 m  
Pile Shear Strength: 500 kN

**Global Minimums**

Method: bishop simplified

FS: 1.401220  
Center: -12.744, 18.033  
Radius: 37.084  
Left Slip Surface Endpoint: -34.187, -12.223  
Right Slip Surface Endpoint: 21.032, 2.720  
Resisting Moment=149123 kN-m  
Driving Moment=106423 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.411030  
Center: -12.744, 18.033  
Radius: 37.084  
Left Slip Surface Endpoint: -34.187, -12.223  
Right Slip Surface Endpoint: 21.032, 2.720  
Resisting Moment=150166 kN-m  
Driving Moment=106423 kN-m  
Resisting Horizontal Force=3606.44 kN  
Driving Horizontal Force=2555.89 kN

**11.3 Sezione 43.D – Prog. 627.37 – Analisi statica**

***Slide Analysis Information***

**Document Name**

File Name: Sezione 2

**Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Failure Direction: Right to Left  
Units of Measurement: SI Units  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
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

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

## **Surface Options**

Surface Type: Circular

Search Method: Grid Search

Radius increment: 10

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

## **Material Properties**

Material: LSA(a)

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 8 kPa

Friction Angle: 21.31 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: LSA

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 12 kPa

Friction Angle: 21.31 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

Material: AG

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 20.5 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 16 kPa

Friction Angle: 21.31 degrees

Water Surface: Water Table

Custom Hu value: 1

## **Support Properties**

Support: Tirante 1

Tirante 1

Support Type: Grouted Tieback

Force Application: Active

Out-of-Plane Spacing: 3.6 m

*ATI Progettisti – Politecnica Soc. Coop. - A.C.S. Ingegneri*

---

Tensile Capacity: 807.4 kN  
Plate Capacity: 807.4 kN  
Bond length: 13.000 m  
Bond Strength: 42 kN/m

Support: Tirante 3

Tirante 3

Support Type: Micro-Pile  
Force Application: Passive  
Out-of-Plane Spacing: 0.4 m  
Pile Shear Strength: 500 kN

**Global Minimums**

Method: bishop simplified

FS: 1.410970  
Center: -4.697, 12.773  
Radius: 28.309  
Left Slip Surface Endpoint: -25.006, -6.949  
Right Slip Surface Endpoint: 22.755, 5.857  
Resisting Moment=100005 kN-m  
Driving Moment=70876.6 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.422850  
Center: -4.697, 11.305  
Radius: 26.929  
Left Slip Surface Endpoint: -24.502, -6.942  
Right Slip Surface Endpoint: 21.676, 5.857  
Resisting Moment=93665.6 kN-m  
Driving Moment=65829.4 kN-m  
Resisting Horizontal Force=2987.6 kN  
Driving Horizontal Force=2099.73 kN

**11.4 Sezione 43.D – Prog. 627.37 – Analisi sismica**

## ***Slide Analysis Information***

**Document Name**

File Name: Sezione 2\_SIS

**Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Failure Direction: Right to Left  
Units of Measurement: SI Units  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
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

ATI Progettisti – Politecnica Soc. Coop. - A.C.S. Ingegneri

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

## **Analysis Methods**

Analysis Methods used:  
Bishop simplified  
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

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

## **Surface Options**

Surface Type: Circular  
Search Method: Grid Search  
Radius increment: 10  
Composite Surfaces: Disabled  
Reverse Curvature: Create Tension Crack  
Minimum Elevation: Not Defined  
Minimum Depth: Not Defined

## **Loading**

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.043  
Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.022

## **Material Properties**

Material: LSA(a)  
Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 8 kPa  
Friction Angle: 21.31 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

Material: LSA  
Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 12 kPa  
Friction Angle: 21.31 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

Material: AG  
Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20.5 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 16 kPa  
Friction Angle: 21.31 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

## **Support Properties**

### Support: Tirante 1

Tirante 1

Support Type: Grouted Tieback

Force Application: Active

Out-of-Plane Spacing: 3.6 m

Tensile Capacity: 807.4 kN

Plate Capacity: 807.4 kN

Bond length: 13.000 m

Bond Strength: 42 kN/m

### Support: Tirante 3

Tirante 3

Support Type: Micro-Pile

Force Application: Passive

Out-of-Plane Spacing: 0.4 m

Pile Shear Strength: 500 kN

## **Global Minimums**

### Method: bishop simplified

FS: 1.250130

Center: -4.697, 12.773

Radius: 28.309

Left Slip Surface Endpoint: -25.006, -6.949

Right Slip Surface Endpoint: 22.755, 5.857

Resisting Moment=96652.4 kN-m

Driving Moment=77313.9 kN-m

### Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.259310

Center: -4.697, 12.773

Radius: 28.309

Left Slip Surface Endpoint: -25.006, -6.949

Right Slip Surface Endpoint: 22.755, 5.857

Resisting Moment=97361.9 kN-m

Driving Moment=77313.9 kN-m

Resisting Horizontal Force=2992.47 kN

Driving Horizontal Force=2376.28 kN