

NUOVO COLLEGAMENTO INTERNAZIONALE TORINO – LIONE

CUNICOLO ESPLORATIVO DE LA MADDALENA

PROGETTO ESECUTIVO

CUP C11J05000030001

<p>SITO DI DEPOSITO MADDALENA <u>Variante in opera per aumento deponia</u></p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DEL SITO DI DEPONIA</p>	<p>Responsabile della Progettazione Dott.Ing. Valter Peisino</p> <p>IG INGEGNERIA GEOTECNICA srl</p>
---	--

Indice	Data	Modifiche	Concepito da	Controllato da	Validato da
0	27/05/2013	Emissione	M. C. Pepe - IG	M. Ferrero - IG	V. Peisino - IG
A	20/06/2013	Recepimento osservazioni PCM	M. C. Pepe - IG	M. Ferrero - IG	V. Peisino - IG
B	18/11/2013	Variante in opera (B3)	M. C. Pepe - IG	M. Ferrero - IG	V. Peisino - IG
C	10/02/2014	Variante in opera – Rec. prescrizioni DL/LTF (B4)	M. C. Pepe - IG	M. Ferrero - IG	V. Peisino - IG

N° DOC	M	A	D	D	E	P	B	O	R	0	0	2	6	C	A	P	N	O	T
	Fase			Sigla Studio			Emittente			Numero			Indice	Stato		Tipo			

INDIRIZZO GED	DEP	//	//	00	00	00	50	02
---------------	-----	----	----	----	----	----	----	----

SCALA
-

PCM

Raggruppamento tra:

GEODATA
ENGINEERING

(Mandataria)

SYSTRA
ITALIA

APPALTATORE

A.T.I.
BOROGIOMO s.r.l.
(Mandataria)

EUROSOL PALIMODENA s.r.l.

IG INGEGNERIA GEOTECNICA
Ditta FRANCO ALDO & Figli s.n.c.

EUROVERDE di Greco Sergio e C. s.a.s.

LTF

Lyon Turin Ferroviaire

CUNICOLO "LA MADDALENA"

**Progetto Esecutivo – Variante in opera per aumento
deponia**

Relazione di Calcolo

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	DOCUMENTI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.2	NORMATIVE	5
3.	CONDIZIONI GEOTECNICHE DEL SITO	6
3.1	ASSETTO DEL SITO.....	6
3.2	UNITÀ GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
3.2.1	<i>Terreni di riporto.....</i>	8
3.2.2	<i>Depositi granulari grossolani – (unità 1 nei Profili geotecnici)</i>	9
3.2.3	<i>Depositi granulari medio-fini (unità 2 nei Profili geotecnici).....</i>	10
3.2.4	<i>Substrato roccioso alterato - (S' nei Profili geotecnici)</i>	11
3.2.5	<i>Substrato roccioso - (S nei Profili geotecnici).....</i>	11
4.	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	13
5.	DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO	15
5.1	CONFRONTO CON LA CONFIGURAZIONE DI PROGETTO DEFINITIVO	15
5.1.1	<i>Assetto stratigrafico del sito.....</i>	15
5.1.2	<i>Assetto del cumulo.....</i>	16
5.2	VERIFICHE.....	18
5.3	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	18
5.3.1	<i>Metodologie di calcolo</i>	19
5.3.2	<i>Modalità esecutive delle terre rinforzate e caratteristiche delle geogriglie</i>	21
5.3.3	<i>Risultati delle verifiche di stabilità interna</i>	22
5.3.4	<i>Risultati delle verifiche di stabilità globale</i>	26
5.4	CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEL DEPOSITO ..	28
5.5	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI COSTRUZIONE DEL SITO DI STOCCAGGIO SULLE STRUTTURE CIRCOSTANTI	28
5.5.1	<i>Generalità.....</i>	28
5.5.2	<i>Il modello a elementi finiti.....</i>	29
5.5.3	<i>Analisi di sensibilità.....</i>	30
5.5.4	<i>Effetti dovuti alla variabilità della profondità del terreno interessato dal trattamento colonnare</i>	34
5.5.5	<i>Sezione 25L</i>	46
5.5.6	<i>Sezione 8</i>	57
5.6	VERIFICA DELLE COLONNE DI JET-GROUTING	68
5.6.1	<i>Generalità.....</i>	68
5.6.2	<i>Verifica di stabilità della singola colonna</i>	68
5.6.2.1	<i>Valutazione del carico agente sulla singola colonna - metodo di Broms & Boman (1978).....</i>	69
5.6.2.2	<i>Valutazione del carico agente sulla singola colonna - Metodo di Clancy & Randolph (1993) e Horikoshi & Randolph (1999).....</i>	70
5.6.2.3	<i>Carico limite strutturale della colonna</i>	71
5.6.2.4	<i>Carico limite caratteristico della singola colonna per rottura del terreno</i>	72
5.6.3	<i>Verifiche di capacità portante della palificata di colonne</i>	75
6.	CONCLUSIONI	78

Appendice 1: Verifiche di stabilità interna della struttura in terra rinforzata

Appendice 2: Verifiche di stabilità globale della struttura in terra rinforzata

1. INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce parte integrante del progetto esecutivo variante in opera del “*Nuovo collegamento ferroviario internazionale Torino Lione – Cunicolo esplorativo La Maddalena*”.

Come dettagliatamente esposto nella Relazione Generale, la redazione di una variante discende dalla necessità di incrementare, per criticità sopraggiunte in corso d’opera, la capacità del deposito costituito dal marino derivante dallo scavo del cunicolo esplorativo, il cui imbocco si localizza a breve distanza nel fondovalle del T. Clarea. Nello specifico, la trattazione è quindi rivolta alla progettazione del rilevato da 330.000 metri cubi.

Come è noto, il progetto definitivo a base gara prevede la realizzazione di un rilevato alto circa 30 m sagomato a banche. Le scarpate hanno pendenza 1/1 e sono costituite in terra rinforzata con geogriglie con paramento esterno rivegetato. Al fine di limitare gli effetti indotti dalla sua costruzione sulle pile del viadotto autostradale Clarea è previsto un intervento di miglioramento dei terreni di fondazione del rilevato mediante esecuzione di colonne di jet-grouting. L’intervento di consolidamento si rende necessario per la presenza, ad una distanza di poche decine di metri dall’area in oggetto, del ponte Clarea dell’autostrada A32 Torino-Bardonecchia.

Dall’analisi della documentazione prodotta dall’Appaltatore del cunicolo esplorativo e dal confronto con la Direzione Lavori e con LTF è emerso che, sarà necessario sistemare a deponia definitiva una quantità di materiale proveniente dal cunicolo superiore ai 250.000 m³ stimati nel progetto definitivo. Lo studio condotto nella presente fase progettuale è stato quindi finalizzato alla determinazione della migliore configurazione geometrica del corpo di terra in modo da consentire un aumento del volume di terreno da stoccare.

Lo studio della stabilità del rilevato e del versante su cui esso insiste è stato eseguito mediante analisi di stabilità in accordo al metodo dell’equilibrio limite.

Lo studio degli effetti della realizzazione del rilevato sulle pile del viadotto autostradale (pile 8 e 9) è stato effettuato predisponendo un modello agli elementi finiti con il codice di calcolo Plaxis. Le analisi sono state condotte sia in condizioni 2D sia in condizioni 3D. Nel rispetto di quanto definito nel progetto definitivo, è stato assunto che i valori di spostamento massimo delle pile, in termini di cedimento verticale e/o orizzontale indotto dalla costruzione del rilevato, ancora compatibili con la corretta funzionalità dell’opera, siano dell’ordine di circa 2 centimetri. Tale indicazione, cogente per gli scriventi come ricordato in fase di progettazione esecutiva dalla DL, è chiaramente indicata nei seguenti documenti del progetto definitivo:

- *PP2_MA2_ITF_0277_A_PA_NOT – Relazione tecnica generale*, al punto 5.1
- *PP2_MA2_ITF_0317_A_PA_NOT – Rilevato di deposito-Relazione geotecnica*, al punto 1

Come meglio dettagliato in relazione, accertato che sussistono le condizioni indicate dalla Normativa vigente (punto 6.2.4 delle NTC-2008), ovvero sia particolare complessità della situazione geotecnica, importanza dell'opera, permanenza di documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione è stata basata sul metodo osservazionale.

2. DOCUMENTI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 Documenti di riferimento

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento ai seguenti documenti di progetto esecutivo:

- DEP_BOR_0011 “Planimetria ubicazione indagini geognostiche”
- DEP_BOR_0012 “Planimetria ubicazione indagini integrative”
- DEP_BOR_0049 “Rapporto indagini integrative”
- DEP_BOR_0014 “Risultati indagini geognostiche”
- DEP_BOR_0015 “Rapporto prove di laboratorio”
- DEP_BOR_0016 “Relazione geotecnica generale”
- DEP_BOR_0017 “Profilo geotecnico P8”
- DEP_BOR_0058 “Profilo geotecnico sezione 25L”
- DEP_BOR_0059 “Profilo geotecnico sezione 33L”
- DEP_BOR_0009 “Relazione geologica e idrogeologica”
- DEP_BOR_0046 “Relazione di Monitoraggio”

I tabulati di calcolo sono riportati per esteso nel documento:

- DEP_BOR_0074 “Relazione di calcolo del sito di deponia. Tabulati di calcolo”.

2.2 Normative

L'impostazione e lo svolgimento degli studi e delle indagini, come pure la stesura dei relativi documenti progetto sono stati condotti con riferimento alle seguenti Normative:

- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “D.M. 14 Gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni” pubblicata nella G.U. n°29 del 04/02/2008 Suppl. Ord. n° 30.
- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI – “Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008” pubblicata nella G.U. n°47 del 26/02/2009 Suppl. Ord. n°27.

3. CONDIZIONI GEOTECNICHE DEL SITO

3.1 Assetto del sito

Il sito di accumulo del marino è ubicato nel tratto terminale della vallecchia del T. Clarea, sul versante idrografico destro, a ridosso della dorsale secondaria che delimita morfologicamente il corso della Dora Riparia. Considerando l'assetto complessivo del versante vallivo principale, relativo alla sinistra idrografica della Dora, l'area si localizza nell'ambito di un'ampia depressione morfologica di origine naturale derivante dal modellamento operato dai processi tipici dell'ambiente alpino nel corso del Quaternario (ultimi 2 milioni di anni).

Nel corso dei periodi a clima freddo lo sviluppo, a più riprese, del grande apparato glaciale occupante l'intera Val di Susa sino allo sbocco nella pianura torinese con spessori dell'ammasso superiore al migliaio di metri, ha comportato il rilevante approfondimento del solco vallivo principale e dei rami tributari. Ai fenomeni erosivi si è associato, in particolare nelle fasi di ritiro del ghiacciaio, l'accumulo di rilevanti spessori di depositi glaciali con obliterazione più o meno completa delle morfologie precedenti.

Al modellamento glaciale si è alternata, nei periodi a clima temperato, l'azione erosiva e deposizionale relativa ai processi di versante e di scorrimento idrico superficiale, riferibili nello specifico prevalentemente alla gravità e ai fenomeni di tipo fluviale-torrentizio. Questi ultimi, con la definitiva scomparsa dei ghiacciai nella bassa e media valle di Susa avvenuta circa 15.000 anni fa, costituiscono gli agenti morfogenetici responsabili dell'evoluzione attuale del settore. In relazione allo sviluppo del modellamento, avvenuto con modalità polifasiche e poligeniche, il sito presenta un assetto articolato e non sempre direttamente riferibile all'ambiente morfogenetico attuale.

Il sito si localizza nell'ambito della vallecchia del T. Clarea, tuttavia l'impostazione dell'ampia depressione scavata non solo nei terreni delle coperture, ma dello stesso substrato è riferibile fondamentalmente alle fasi di escavazione glaciale. La topografia attuale non può essere correlata direttamente con l'andamento della superficie limite del tetto del substrato. I rapporti geometrici tra i depositi delle coperture e il substrato sono articolati e verificabili direttamente, in corrispondenza dell'impronta dell'accumulo, solo attraverso indagini geognostiche dirette spinte ad elevata profondità.

L'accumulo si localizza nella zona di maggiore ampiezza della vallecchia, subito a sud del Viadotto dell'A32, a margine della frangia esterna del conoide del T. Clarea. L'assetto del fondovalle, in parte regolarizzato a seguito della realizzazione dei lavori per la costruzione dell'Autostrada, è subpianeggiante, degradante con modesta pendenza verso ONO (alveo del T. Clarea) e, più limitatamente verso N. Le quote del piano campagna attuale sono comprese tra i 675 e i 660 m s.l.m.

La dorsale secondaria delimitante la valle principale, diramantesi dal versante principale in località La Maddalena, si sviluppa dapprima con direzione E – O, quindi SO – NE sino in corrispondenza della

confluenza del T. Clarea con la Dora Riparia. La sommità della dorsale, subpianeggiante, si sviluppa a quote comprese tra 715 e 741 m slm. Il pendio settentrionale della dorsale, su cui si appoggia il fianco dell'accumulo, degrada nella zona di deposito sul fondovalle del Clarea con inclinazioni nell'ordine dei 30°. Il versante meridionale prospiciente l'alveo della Dora presenta localmente valori sensibilmente maggiori.

La vallecola è attraversata dall'A32 che si sviluppa in viadotto con un tracciato all'incirca parallelo allo sviluppo del deposito. Le pile relative alla carreggiata più prossima, quella con direzione Torino, risultano poste ad una distanza variabile da 35 a 40 m al margine dell'impronta dell'accumulo secondo l'ipotesi di progetto a base di gara. La carreggiata opposta, posta più a N, si colloca invece a distanza di 55 ÷ 60 m (sempre riferita al ciglio delle pile) rispetto al limite di progetto del deposito. L'altezza complessiva del viadotto raggiunge i 35 ÷ 40 m, con il piano viario della carreggiata Torino che degrada da 712 m slm (al margine O del deposito) ai 704,5 m slm in corrispondenza del superamento dell'alveo del T. Clarea.

3.2 Unità geotecniche e caratterizzazione geotecnica

In relazione all'evoluzione geologico-geomorfologica del settore, i terreni presenti in superficie o sub-affioranti sotto limitate coltri nel tratto terminale del T. Clarea, sul fondo della vallecola e lungo la dorsale secondaria, sono riferibili quasi esclusivamente ai depositi delle coperture di origine torrentizio-alluvionale e glaciale. Le unità del substrato litoide sono rilevabili, oltre al tratto di versante sovrastante La Maddalena, solo in limitati affioramenti ben al di fuori dell'area di progetto (lungo l'alveo del T. Clarea a monte del tracciato autostradale, nella zona di confluenza con la Dora e sul versante prospiciente l'alveo di quest'ultima).

I terreni presenti in affioramento, riconosciuti attraverso i rilievi di superficie, attraversati con le indagini relative al tracciato autostradale o verificati con la recente campagna geognostica integrativa per il sito di deposito sono riferibili direttamente ai processi responsabili dell'assetto attuale dell'area, di natura glaciale, fluvio-glaciale e torrentizio-alluvionale. Sul fondo della vallecola, anche in corrispondenza dell'impronta dell'accumulo, sono presenti spessori rilevanti di terreni di riporto messi in posto a seguito della realizzazione del tracciato autostradale, riconosciuti direttamente con le recenti indagini.

La definizione delle unità litologico-stratigrafiche condotta per i depositi affioranti attraverso l'esame della composizione, della tessitura e struttura dei sedimenti, è stata integrata, per il sottosuolo con i dati derivanti dalle stratigrafie delle perforazioni, le sezioni di scavo, i rilievi geofisici e l'analisi critica delle prove in sito e di laboratorio condotte nel corso delle diverse campagne geognostiche.

L'analisi degli elementi geologici, delle indagini, dei dati geotecnici e geofisici, svolta ai fini della caratterizzazione del sito di deposito ha portato alla definizione della seguente stratigrafia geotecnica di riferimento:

Coperture, comprendenti i termini:

- Rc, R terreni di riporto,
- 1 depositi granulari grossolani,
- 2 depositi granulari medio-fini.

Substrato

- S' orizzonte superiore di alterazione del substrato lapideo;
- S relativo ai termini a comportamento lapideo del substrato locale;

3.2.1 Terreni di riporto

Comprendono le due unità Rc e R distinte sulla base della composizione, della distribuzione areale, del periodo e delle modalità di messa in posto.

Unità Rc

Il termine Rc è relativo ai materiali messi in posto nel corso del 2012 a seguito della preparazione degli areali di cantiere per lo scavo del cunicolo esplorativo e della relativa viabilità di accesso. I terreni movimentati sono per lo più di tipo granulare e di pezzatura medio-grossolana.

Sulla base di quanto presentato e discusso nella Relazione Geotecnica Generale sono qui riassunti i parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi.

γ_n (kN/m ³)	18
ϕ'	35
c'	0
E'_{op} (MPa)	10
ν (-)	0,30

Simbologia:

γ_n = peso di volume naturale;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

E'_{op} = modulo di Young secante;

ν = rapporto di Poisson.

Unità R

Depositi costituiti dallo smarino delle gallerie e dai terreni provenienti dalla costruzione del tracciato dell'A32. Comprendono ghiaie e ciottoli in matrice sabbioso-limosa e ghiaie medio fini in matrice limoso sabbiosa, con colore d'insieme dal marrone nocciola al grigio, disposti in orizzonti e livelli di spessore metrico. Presenza di blocchi con dimensioni sino a $0,4 \div 0,6$ m.

Sulla base di quanto presentato e discusso nella Relazione Geotecnica Generale sono qui riassunti i parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi.

γ_n (kN/m ³)	18
ϕ'	30
c'	$0 \div 10$
E'_{op} (MPa)	$10 \div 20$
ν (-)	0,30

Simbologia:

γ_n = peso di volume naturale;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

E'_{op} = modulo di Young secante;

ν = rapporto di Poisson.

3.2.2 Depositi granulari grossolani – (unità 1 nei Profili geotecnici)

Corrispondono nell'insieme ai depositi detritici, torrentizi, alluvionali e di conoide occupanti con spessori rilevanti il tratto terminale della vallecola del T. Clarea.

L'unità comprende alternanze di ghiaie eterometriche e sabbie da limose a con limo, ciottoli e blocchi anche di dimensione pluri-metrica privi o con scarsa matrice sabbiosa grossolana, ghiaie eterometriche e sabbie con ciottoli. I clasti sono di natura poligenica, con forma da spigolosa a subarrotondata. La frazione argillosa è assente o trascurabile (frazione < 2 micron = $0 \div 5$ %).

Sulla base di quanto presentato e discusso nella Relazione Geotecnica Generale sono qui riassunti i parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi.

γ_n (kN/m ³)	20
ϕ'	35
c'	0 ÷ 20
E'_{op} (MPa)	40 ÷ 100
ν (-)	0,20

Simbologia:

γ_n = peso di volume naturale;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

E'_{op} = modulo di Young secante;

ν = rapporto di Poisson.

3.2.3 Depositi granulari medio-fini (unità 2 nei Profili geotecnici)

Corrispondono nell'area del deposito di smarino ai terreni relativi al complesso glaciale indifferenziato e ai depositi fluvio-lacustri presenti al disotto dei sedimenti detritici, torrentizi ed alluvionali.

L'unità comprende sabbie limose, inglobanti ghiaia e ciottoli di colore variabile dal grigio al nocciola chiaro. Locali intercalazioni di ghiaia, ciottoli e blocchi, in matrice sabbioso-limosa costituenti lenti e livelli con spessore da alcuni decimetri ad alcuni metri.

In genere la componente limosa risulta inferiore al 20%, e l'argilla non supera il 5%. Solo in corrispondenza delle intercalazioni più fini, riferibili ai terreni di origine fluvio-lacustre, la frazione limosa diviene prevalente (30 ÷ 45%), associata anche a un contenuto significativo della frazione minore di 2 micron (10 ÷ 20%).

Sulla base di quanto presentato e discusso nella Relazione Geotecnica Generale sono qui riassunti i parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi.

γ_n (kN/m ³)	20
ϕ'	32
c'	0 ÷ 20
E'_{op} (MPa)	150 ÷ 400
ν (-)	0,30

Simbologia:

γ_n = peso di volume naturale;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

E_{op} = modulo di Young secante;

ν = rapporto di Poisson.

3.2.4 Substrato roccioso alterato - (S' nei Profili geotecnici)

La porzione superiore del substrato roccioso individuata con le perforazioni, o visibili nei limitati affioramenti individuati, è sempre caratterizzata da un intenso sviluppo dei fenomeni di degradazione e alterazione della roccia favoriti dallo stato di intensa fratturazione.

Sulla base di quanto presentato e discusso nella Relazione Geotecnica Generale sono qui riassunti i parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi.

γ_n (kN/m ³)	27
ϕ'	40
c'	250
E'_{op} (MPa)	150 ÷ 1000
ν (-)	0,20

Simbologia:

γ_n = peso di volume naturale;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

E'_{op} = modulo di Young secante;

ν = rapporto di Poisson.

3.2.5 Substrato roccioso - (S nei Profili geotecnici)

Le diverse litologie costituenti il substrato roccioso locale sono state riunite in un unico termine, in relazione alla limitatezza delle verticali di controllo disponibili, allo stato di fratturazione sempre elevato che impronta il comportamento geomeccanico dell'ammasso, nonché alle rilevanti profondità in cui è stato individuato (profondità variabili tra 60,7 m, 64,5 m e oltre 75,0 m).

Sulla base di quanto presentato e discusso nella Relazione Geotecnica Generale sono qui riassunti i parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi.

γ_n (kN/m ³)	27
ϕ'	40
c'	500
E'_{op} (MPa)	150 ÷ 3000
ν (-)	0,15

Simbologia:

γ_n = peso di volume naturale;

ϕ' = angolo di resistenza al taglio operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

E'_{op} = modulo di Young secante;

ν = rapporto di Poisson.

4. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La soluzione di progetto prevede la realizzazione del deposito di abbancamento del marino proveniente dal cunicolo geognostico su parte della piccola piana presente sul fondovalle del T. Clarea, in destra idrografica del corso d'acqua. Il cumulo, configurato a gradoni, si addossa alla dorsale spartiacque separante l'incisione del T. Clarea dal corso della Dora.

La volumetria di stoccaggio richiesta (330.000 m³) e la limitata ampiezza del fondo della vallecchia, tuttavia, comportano il posizionamento del deposito in prossimità delle pile del Viadotto Clarea relativo all'Autostrada A32 Torino-Bardonecchia. In relazione all'entità dei carichi conseguenti alla messa in posto del cumulo e alla tipologia delle strutture fondazionali del Viadotto, risulta opportuno localizzare il deposito il più possibile a ridosso del versante, in modo da allontanare la zona di influenza per l'applicazione dei carichi dalla posizione delle pile del viadotto.

La predisposizione del sito di deposito comporta, una volta effettuate le operazioni propedeutiche (rimozione vegetazione, svolgimento bonifica ordigni bellici, livellamento preliminare), la sistemazione plano-altimetrica dell'area per consentire un adeguato immorsamento del piano di posa lungo il versante e l'esecuzione di trattamenti di miglioramento delle caratteristiche meccaniche e deformative dei terreni con il metodo del jet-grouting. Quest'ultima operazione, già prevista nel Progetto Definitivo, riveste particolare importanza in relazione all'entità dei carichi previsti e all'estensione dell'impronta del deposito, ai fini di evitare l'insorgere di eventuali interferenze con le opere presenti nell'intorno del deposito e, nello specifico, con le strutture di fondazione del Viadotto Clarea. Le colonne jet hanno diametro nominale di 1200 mm e sono disposte ad interasse di 1,90 m secondo una maglia quadrata sfalsata.

La preparazione del piano di posa del sito di deponia comprende anche la realizzazione di uno strato di ripartizione dei carichi in terreno stabilizzato in posto con cemento, dello spessore di circa 1 m e la messa in opera un materasso drenante dello spessore di 1 m, avvolto completamente da un geotessile ad alta capacità filtrante agugliato in polipropilene con funzioni di anticontaminante e filtrante.

Il materiale di risulta dello scavo del cunicolo esplorativo è messo a dimora in un unico accumulo. Rispetto alla soluzione di Progetto Definitivo, esso è stato risagomato, tenendo conto della ricostruzione puntuale della morfologia del versante, resa possibile dal rilievo topografico di dettaglio, in modo da ottimizzare l'occupazione dei volumi disponibili e limitare l'impatto paesaggistico, mantenendosi a quote inferiori alla sommità della dorsale. Il cumulo ha impronta nel complesso rettangolare, con lunghezza di circa 250 e larghezza massima di 100 m, e altezza massima dell'ordine di 44 m. Il cumulo è configurato secondo una serie di banche aventi le scarpate con pendenza pari a circa 60°, protette mediante terre rinforzate.

La sistemazione definitiva del cumulo prevede la realizzazione di opere di regimazione e convogliamento delle acque superficiali negli opportuni ricettori e di opere di mitigazione ambientale.

5. DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO

5.1 Confronto con la configurazione di Progetto Definitivo

La situazione studiata nella presente fase progettuale differisce da quella oggetto del progetto definitivo per i seguenti aspetti:

- Assetto stratigrafico del sito
- Assetto del cumulo.

5.1.1 Assetto stratigrafico del sito

Nelle precedenti fasi progettuali per l'area interessata dal deposito del marino, si disponeva degli elementi geologici di superficie rilevati nell'ambito delle prospezioni per il cunicolo esplorativo, mentre i dati di sottosuolo erano limitati alle indagini svolte negli anni Ottanta per la costruzione del Viadotto dell'A32 posto nelle immediate vicinanze. Sulla base di questi elementi, necessariamente incompleti, era stata sviluppata l'ipotesi progettuale posta a base di gara.

Lo svolgimento delle indagini geognostiche, geotecniche e geofisiche integrative, fornendo dati integrativi sull'assetto puntuale del sottosuolo e sulle caratteristiche geotecniche dei terreni, ha consentito l'elaborazione di un Modello geotecnico di riferimento completamente nuovo, illustrato per mezzo di una serie di sezioni geotecniche di dettaglio eseguite in corrispondenza dei settori più significativi del sito di stoccaggio.

L'area ove si localizza il sito di deposito, pur sviluppandosi a quote non elevate (tra 650 e 750 m slm), presenta una morfologia articolata e complessa, direttamente riferibile alla successione di fasi di modellamento, erosione e deposito operate nel corso del Quaternario ad opera di diversi processi morfogenetici (ghiacciai, corsi, d'acqua di tipo torrentizio, gravità). I processi di modellamento, considerati nel loro insieme, si sono esplicitati su un substrato roccioso locale caratterizzato da una notevole complessità geologico-strutturale in relazione all'ubicazione dell'area in corrispondenza della zona di contatto tra le unità tettono-metamorfiche della Zona Piemontese e del Massiccio d'Ambin con le relative coperture (Zona Brianzonese). In relazione all'intensità ed estensione dei processi erosivi e deposizionali, le unità litologiche del substrato non sono presenti in superficie in corrispondenza dell'area del deposito, ma si rilevano in limitati affioramenti solo, più a E, nella zona di confluenza tra il T. Clarea e la Dora Riparia, o più estesamente sul versante montuoso principale degradante da O, dove si localizza il cunicolo geognostico. Le stesse indagini condotte per l'A32 avevano riscontrato spessori di terreni coerenti superiori ad almeno 35 m.

I nuovi sondaggi profondi eseguiti specificatamente in corrispondenza dell'impronta del deposito (S90 – S92, con prof. = 75 ÷ 80 m da pc), concordemente alle prospezioni geofisiche forniscono un quadro molto diverso rispetto all'ipotesi progettuale. In corrispondenza del fondo piano della vallecchia, nella zona di imposta del cumulo di marino, il tetto del substrato locale si localizza a profondità comprese

tra 60 e 85 m dal p.c. attuale, molto superiori a quelle ipotizzate in precedenza. Nell'ambito della prima decina di metri almeno, l'ammasso, costituito da rocce metamorfiche (scisti filladici, gneiss aplitici), si presenta sempre fortemente degradato e intensamente fratturato. L'assetto del sottosuolo individuato risulta, pertanto significativamente diverso rispetto al modello precedente posto a base di gara.

5.1.2 Assetto del cumulo

A progetto definitivo è stata prevista la realizzazione di un rilevato in terra, avente paramenti esterni realizzati in terre rinforzate inclinate di 45° e anche stabilizzanti ogni 8 m di altezza circa, della capienza totale di circa 250.000 m³ poggiante su terreno consolidato con colonne jet grouting.

Al momento della consegna dei lavori gli scriventi hanno preso atto dello stato di fatto dei luoghi, sostanzialmente rispondenti a quanto presentato in fase di gara. I principali vincoli per la fase di progettazione esecutiva sono dati dai punti riportati nel seguito (figure 5.1.1 e 5.1.2):

- l'avanzamento del cantiere del cunicolo esplorativo ha portato alla realizzazione di alcune piste di cantiere, già utilizzabili fin dal momento della consegna dei lavori;
- in alcune aree sono stati abbancati massi e terreno proveniente dalle operazioni di cantierizzazione del cantiere del cunicolo esplorativo;
- presenza di sottoservizi tecnici al di sotto della pista di cantiere posta tra il sito di deponia e l'area al di sotto del ponte Clarea; tali linee non consentono la realizzazione degli interventi jet grouting a valle del piede del rilevato, interventi previsti in progetto definitivo;
- la presenza della strada Chiomonte-Giaglione, in corso di realizzazione, interferisce in parte con l'area di deponia in progetto (figura 5.1.2). Al fine di eliminare l'interferenza gli scriventi sono stati istruiti dalla DL e dalla Committenza di limitare l'impronta del sito di deponia in modo da consentire il completamento della strada in questione;
- è stata riscontrata una modesta presenza di terreno vegetale, sia per estensione sia per potenza;
- nella campagna di indagini integrative sono state approfondite le conoscenze della stratigrafia del sito riscontrando la posizione del tetto del substrato ad una profondità maggiore rispetto a quanto previsto in precedenza.

La progettazione esecutiva è stata portata avanti tenendo in conto quanto sopra illustrato con l'obiettivo di garantire le stesse condizioni di sicurezza per il sito di deponia e le opere interferite, inserimento ambientale nel contesto locale, capacità volumetrica e spesa previste nelle precedenti fasi progettuali.



Figura 5.1.1: sovrapposizione area deponia progetto definitivo con aree già interessate da interventi al gennaio 2013



Figura 5.1.2: sovrapposizione area deponia e strada Chiomonte-Giaglione

Successivamente è emersa, da parte della Stazione Appaltante, l'esigenza di incrementare la capacità del sito di deponia fino ad un volume complessivo di 330.000m³. Pertanto l'assetto del deposito è stato ristudiato in modo da poter ospitare un volume maggiore di marino.

L'assetto del deposito è stato risagomato rispetto alla soluzione di Progetto Esecutivo, tenendo conto anche della ricostruzione puntuale della morfologia del versante, resa possibile dal rilievo topografico di dettaglio, in modo da ottimizzare l'occupazione dei volumi disponibili e limitare l'impatto paesaggistico.

Il cumulo definito nella presente fase progettuale ha impronta nel complesso rettangolare, con lunghezza di circa 250 e larghezza massima di 100 m, e altezza massima dell'ordine di 44 m; è configurato secondo una serie di banche aventi le scarpate con pendenza pari a circa 60° (invece di 45° di progetto definitivo).

5.2 Verifiche

Il dimensionamento delle opere è condotto in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

Per le condizioni statiche si analizzeranno gli stati limite di esercizio e gli stati limite ultimi.

Per le condizioni sismiche si analizzeranno gli stati limiti ultimi (SLV stato limite di salvaguardia della vita).

Le verifiche a stato limite ultimo sono state svolte con lo scopo di individuare le massime sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali.

Le verifiche a stato limite di esercizio sono state condotte per valutare gli effetti della costruzione del deposito sulla sicurezza e funzionalità delle pile del viadotto autostradale che si trova in prossimità del deposito e per individuare gli eventuali interventi per limitarne gli effetti sfavorevoli. Poiché le tre pile interferite (P8, P9 e P10) presentano altezze notevoli particolare attenzione è stata rivolta alla stima degli spostamenti orizzontali in testa pila.

5.3 Verifiche allo stato limite ultimo

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche di progetto (SLU) del rilevato previsto per la messa a dimora del marino.

Con riferimento alle sezioni più significative sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità interna della struttura rinforzata. Esse sono finalizzate al dimensionamento delle opere in terra rinforzata per il progetto dei rinforzi (tipologia, spaziatura, lunghezza),
- Verifiche di stabilità globale. Esse sono finalizzate alla valutazione della stabilità della struttura rinforzata nei confronti di meccanismi di scivolamento profondi esterni ai rinforzi. Sono state

eseguite nelle due configurazioni con e senza intervento di consolidamento del piano di imposta del deposito mediante colonne di jet grouting.

Le verifiche sono state condotte sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche.

Le verifiche sono state effettuate considerando il corpo del rilevato relativo ad un volume di marino di 330000 mc.

5.3.1 Metodologie di calcolo

Le verifiche di stabilità interna e globale sono condotte con riferimento ai metodi di stabilità all'equilibrio limite. Essi assumono che si raggiunga, per il generico pendio in esame, la condizione di equilibrio limite, ovvero si generi una superficie critica di scivolamento, ed analizzano l'equilibrio dell'ipotetica massa di terreno scivolante lungo la suddetta superficie di rottura, considerandola come un corpo rigido soggetto all'azione del peso proprio, dei carichi esterni applicati e delle forze resistenti.

Il pendio è trattato come piano: la superficie di scivolamento è assimilata ad una linea e vengono trascurati, a vantaggio di sicurezza, gli effetti delle forze che sono scambiate in direzione parallela alla dimensione longitudinale del pendio. Tale schematizzazione è valida quando, come nei casi esaminati, le caratteristiche geometriche e geotecniche del pendio risultano sufficientemente regolari nella direzione perpendicolare a quella della sezione studiata ovvero il problema analizzato è di tipo piano.

Il coefficiente di sicurezza a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la potenziale superficie di scivolamento e quella effettivamente mobilitata.

Le verifiche di stabilità sono eseguite con il programma RESSA ver. 3.0 (Adama Engineering) sviluppato dal prof. D. Leshchinsky dell'Università del Delaware.

Le verifiche sono state condotte secondo quanto previsto dalla NTC 2008. Per quanto non espressamente specificato in detta normativa (criteri di verifica delle terre rinforzate) si è fatto riferimento alle norme francesi NF P94-270 che disciplinano il progetto delle opere in terra armata e rinforzata.

Vista la valenza della verifiche ai fini del calcolo degli elementi strutturali (rinforzi realizzati con geogriglie) si è seguito l'approccio di progetto tipo 1 e sono state quindi analizzate due combinazioni dei coefficienti parziali:

- Combinazione 1 (A1 + M1 + R1): gli effetti delle azioni agenti sfavorevoli vengono amplificati secondo il coefficiente parziale γ_g pari a 1.3 e/o 1.5 rispettivamente per le azioni permanenti e/o variabili;

- Combinazione 2 (A2 + M2 + R2): gli effetti delle azioni agenti sfavorevoli vengono amplificati secondo il coefficiente parziale γ_g pari a 1.0 e/o 1.3 rispettivamente per le azioni permanenti e/o variabili; i parametri meccanici del terreno vengono parzializzati. In particolare, si ricava un valore di calcolo dell'angolo di resistenza al taglio applicando il coefficiente parziale γ_ϕ alla tangente dell'angolo caratteristico. Questa combinazione, facendo riferimento a parametri di resistenza del terreno ridotti, consente la valutazione dei margini di sicurezza geotecnici dell'opera.

Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche sono state condotte utilizzando l'analisi pseudo statica. Per la valutazione dell'azione sismica sono stati utilizzati i seguenti parametri, già descritti nella Relazione Geotecnica Generale:

Località	Chiomonte
Longitudine	6.9864
Latitudine	45.1205
Vita utile	100
Classe d'uso	I
Cu	0.7
a_g (SLV)	0.148g
Sottosuolo	C
SS	1.480
ST	1.1

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico; in particolare con riferimento alla normativa vigente è stato assunto, rispettivamente per la componente orizzontale e verticale:

- $F_H = k_h * W = (\beta_s * a_{max} / g) * W$
- $F_V = k_v * W = 0.5 * k_h * W$

in cui i simboli non ancora menzionati valgono:

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima = 0.24
- a_{max} = accelerazione massima attesa sul sito = $S * a_g = S_s * S_T * a_g = 0.241g$
- a_g = accelerazione orizzontale attesa sul sito rigido di riferimento.
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T = fattore di amplificazione topografica

Nel caso in esame si ha:

- $k_h = 0.058$
- $k_v = \pm 0.029$

5.3.2 Modalità esecutive delle terre rinforzate e caratteristiche delle geogriglie

Le modalità di esecuzione delle strutture di rinforzo delle scarpate del rilevato sono (vedi tavole di dettaglio):

- 1) preparazione, livellamento e compattazione del piano di fondazione di ampiezza adeguata alla lunghezza delle geogriglie di rinforzo prevista,
- 2) posizionamento ed allineamento dei casseri costituiti da fogli di rete elettrosaldata piegati secondo l'inclinazione di progetto,
- 3) posa all'interno del cassero delle geogriglie di rinforzo in strati orizzontali e perpendicolari al fronte, per la lunghezza prevista dal progetto; la porzione terminale (circa 1.50 m) viene lasciata temporaneamente esterna al cassero metallico,
- 4) posa lungo la facciata dell'opera ed internamente alla geogriglia verrà posizionata una rete in fibre naturali (o sintetiche) di contenimento e antidilavamento. La parte della cassetta in facciata viene fissata alla parte orizzontale mediante tiranti in acciaio,
- 5) stesa e compattazione del terreno di riempimento in strati di spessore non superiore a 0,60m. La stesa e compattazione avverrà in successive tornate con spessore di 0,25-0,30 m, fino ad una costipazione non inferiore al 95% dello standard Proctor. In prossimità del paramento in terra rinforzata il riempimento dovrà essere effettuato con terreno vegetale al fine di creare le condizioni ideali per l'attecchimento ed il mantenimento del manto erboso. Il terreno vegetale proverrà dallo scotico del sito in oggetto, opportunamente accantonato e conservato; qualora lo scotico non fosse presente in quantità sufficiente da coprire le necessità di terreno vegetale, questo dovrà essere approvvigionato dall'esterno del cantiere,
- 6) raggiunto lo spessore previsto per lo strato, risvolto e fissaggio al terreno della porzione di geogriglia tenuta esternamente al cassero,
- 7) ripetizione delle fasi 2-6 fino al completamento del rilevato
- 8) idrosemina del paramento esterno.

Il manufatto in terra rinforzata è realizzato con la tecnica del "wrap-around" che consiste nel risvoltare il geosintetico di rinforzo attorno alla facciata dell'opera: si è adottata una lunghezza del risvolto pari a 1,50 m. Si prevede l'impiego di cassetture metalliche costituite da fogli di rete elettrosaldata maglia 15 cm x 15 cm, fi 8 mm, opportunamente sagomate e ancorate.

Per la realizzazione delle terre rinforzate è previsto l'utilizzo di geogriglie monorientate in poliestere, polietilene o polipropilene estruso e stirato, con alta resistenza meccanica e notevole inerzia chimica, fisica e biologica e stabilizzate all'azione dei raggi UV, aventi le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a trazione longitudinale ≥ 100 kN/m, al netto dei fattori di sicurezza contro i danneggiamenti meccanici, contro i danni di natura chimica e biologica e di un fattore di sicurezza globale pari a 1,25 (in accordo alla norma NF P94-270),

- Resistenza di lungo termine ≥ 40 kN/m, al netto dei già citati fattori di sicurezza e del fattore di sicurezza per perdita di resistenza dovuta al creep,
- Allungamento a snervamento non superiore a 14%,
- Resistenza delle giunzioni ≥ 80 kN/m.

Per il riempimento si utilizzeranno terre appartenenti ai gruppi A1-a, A1-b, A3, A2-4, A2-5 della classifica C.N.R.-U.N.I. 10006 con idonee caratteristiche geomeccaniche al fine di garantire un angolo di resistenza al taglio minimo di 36°.

Nelle verifiche è stata assunta l'assenza di pressioni idrostatiche. In corso di esecuzione si dovrà verificare l'assenza di venute d'acqua dal terreno in posto o zone di terreno particolarmente umido e valutare l'opportunità di mettere in opera dreni sub-orizzontali o uno strato drenante.

5.3.3 Risultati delle verifiche di stabilità interna

Il presente paragrafo riporta i risultati delle verifiche di stabilità interna. Il codice di calcolo impiegato esegue le verifiche utilizzando sia il metodo di Bishop, che ipotizza superficie di rottura di forma circolare, sia il metodo di Spencer, applicato a superficie di rottura con forma di spezzata bilineare (doppio cuneo). Quest'ultimo approccio è utilizzato per verificare i margini di sicurezza nei confronti di meccanismi di rottura dovuti allo scivolamento diretto lungo ciascun rinforzo. Il codice consente pertanto di verificare l'adeguatezza dei rinforzi, sia come lunghezza e spaziatura sia come resistenza, per garantire i richiesti margini di sicurezza nei confronti di meccanismi di rottura rotazionali interni alla zona rinforzata e/o che interessano i rinforzi e il terrapieno non rinforzato (verifiche miste), e di meccanismi di rottura per scivolamento lungo i rinforzi e fuori dalla zona rinforzata.

Nelle verifiche condotte in accordo alla combinazione 1 si è accertato il rispetto di un coefficiente parziale $R1 > 1,0$. In accordo alla norma francese NF P94-270 un fattore di sicurezza globale pari a 1,35 è applicato alla resistenza allo sfilamento/scivolamento diretto delle geogriglie. Sempre in accordo alla norma francese NF P94-270 nelle verifiche sismiche non è stato applicato alla resistenza delle geogriglie il fattore di riduzione per creep.

Le analisi sono state condotte utilizzando i parametri geotecnici riportati nella seguente tabella 5.3.1a.

Nelle verifiche condotte in accordo alla combinazione 2 si è accertato il rispetto di un coefficiente parziale $R2 > 1,1$. In accordo alla norma francese NF P94-270 un fattore di sicurezza globale pari a 1,10 è applicato alla resistenza allo sfilamento/scivolamento diretto delle geogriglie. Sempre in accordo alla norma francese NF P94-270 nelle verifiche sismiche non è stato applicato alla resistenza delle geogriglie il fattore di riduzione per creep.

Le analisi sono state condotte utilizzando i parametri geotecnici riportati nella seguente tabella 5.3.1b.

Nelle verifiche si è assunto un sovraccarico accidentale in sommità al rilevato pari a 10 kPa.

	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)
Riporti costituiti dal marino	18	0	36
Riporti preesistenti	18	10	30
Riporti preesistenti con jet	18	50	40

Tabella 5.3.1a – Parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche di stabilità (combinazione 1 – M1)

	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)
Riporti costituiti dal marino	18	0	30,2
Riporti preesistenti	18	8	24,8
Riporti preesistenti con jet	18	40	33,9

Tabella 5.3.1b – Parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche di stabilità (combinazione 2 – M2)

Le verifiche sono state condotte con riferimento alle sezioni 15, 25 e 29 mostrate nelle seguenti figure 5.3.1, 5.3.2 e 5.3.3.

SEZIONE 15

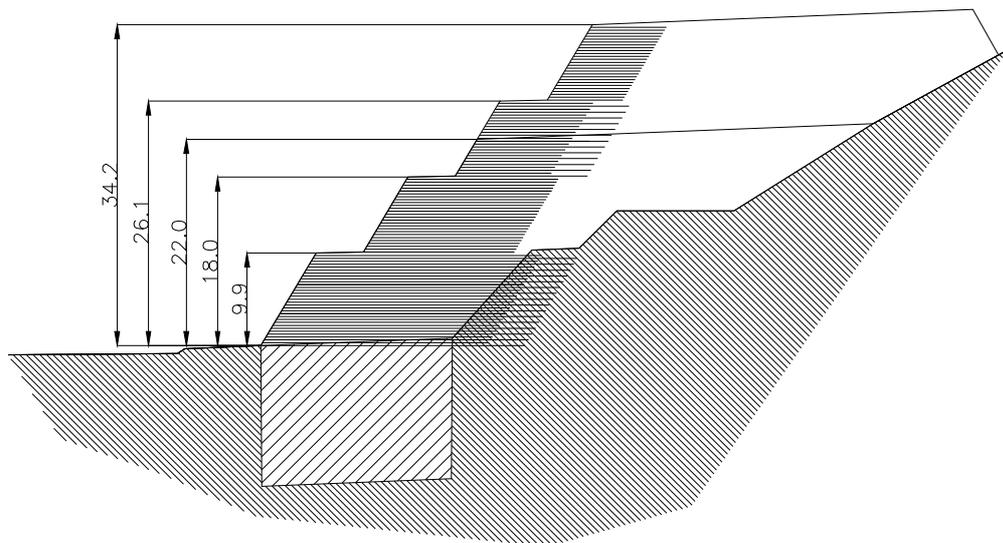


Figura 5.3.1

SEZIONE 25

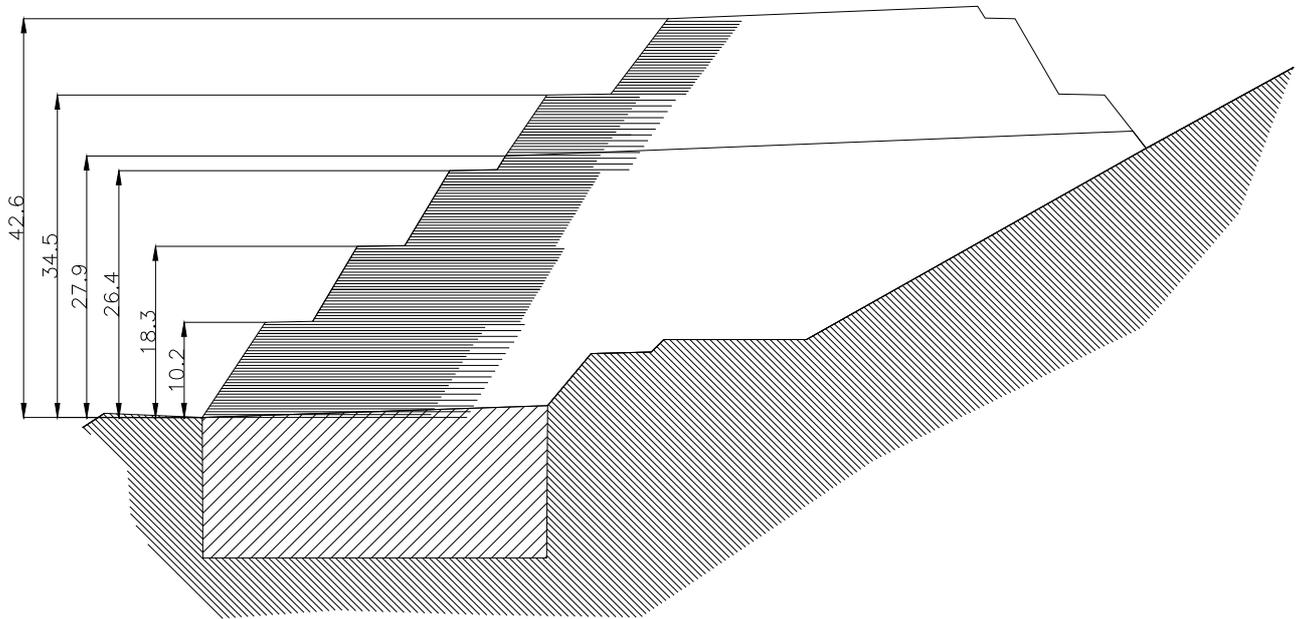


Figura 5.3.2

SEZIONE 29

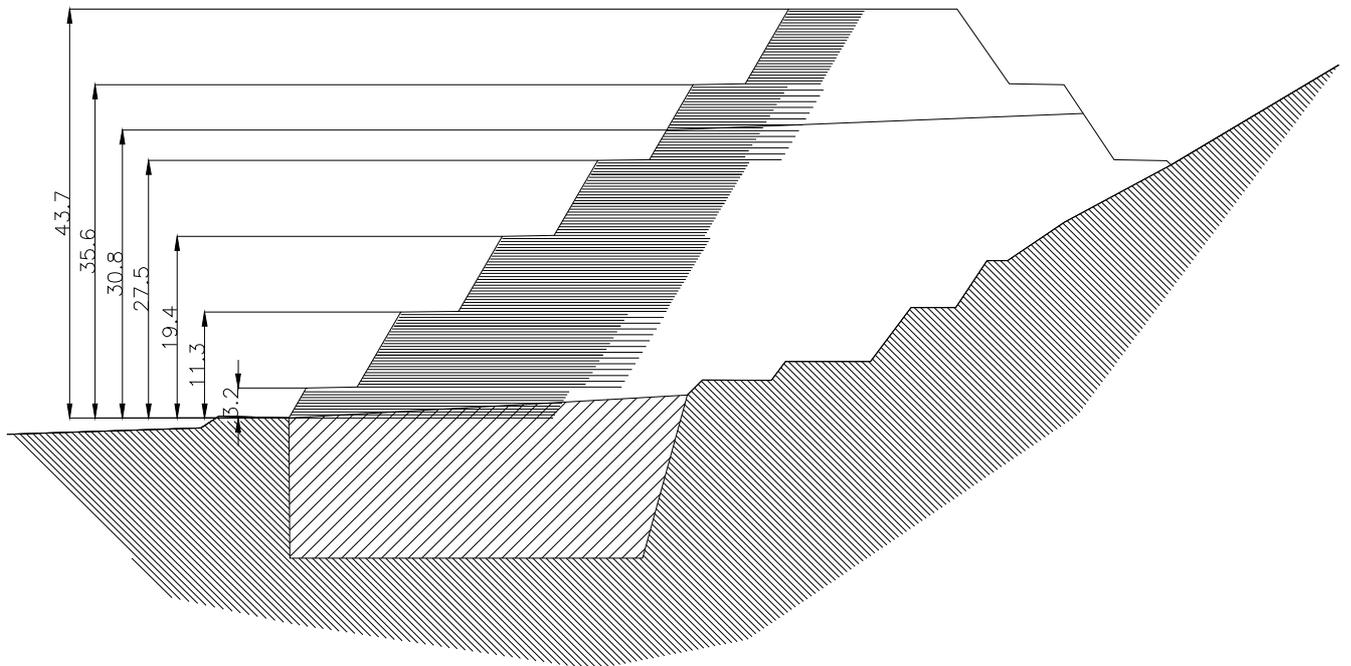


Figura 5.3.3

Nella seguente tabella 5.3.2 sono riassunti i risultati delle verifiche. I tabulati di calcolo sono riportati nel doc. DEP_BOR_0074 "Relazione di calcolo del sito di deponia. Tabulati di calcolo". Copia delle figure con l'indicazione della posizione delle superfici di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo è riportata nell'Appendice 1 della presente relazione.

			Lunghezza rinforzi (banche numerate dal basso verso l'alto)						A2+M2+R2 - Global Stability - Bishop analysis		A2+M2+R2 - Direct Sliding - 2- Part Wedge (Spencer) analysis	
Volume marino	Sez	N° Banche	banca 1	banca 2	banca 3	banca 4	banca 5	banca 6	Fs statico	Fs sisma	Fs statico	Fs sisma
330000 mc	29	6	28/24	28/24	22	16	10/14	8	1,13	1,12	1,20	1,10
	25	5	X	28/24	22	16	10/14	8	1,13	1,13	1,18	1,11
	15	4	X	X	22	16	10/14	8	1,13	1,17	1,18	1,10

			Lunghezza rinforzi (banche numerate dal basso verso l'alto)						A1+M1+R1 - Global Stability - Bishop analysis		A1+M1+R1 - Direct Sliding - 2- Part Wedge (Spencer) analysis	
Volume marino	Sez	N° Banche	banca 1	banca 2	banca 3	banca 4	banca 5	banca 6	Fs statico	Fs sisma	Fs statico	Fs sisma
330000 mc	29	6	28/24	28/24	22	16	10/14	8	1,41	1,39	1,47	1,37
	25	5	X	28/24	22	16	10/14	8	1,41	1,42	1,43	1,37
	15	4	X	X	22	16	10/14	8	1,40	1,47	1,45	1,38

Tabella 5.3.2 – Volume di marino 330'000 m³: risultati delle verifiche di stabilità interna

5.3.4 Risultati delle verifiche di stabilità globale

Il presente paragrafo riporta i risultati delle verifiche di stabilità globale. Esse sono state condotte ipotizzando che la superficie di rottura abbia forma circolare (metodo di Bishop).

Le verifiche sono state condotte in accordo alla combinazione 2 e si è accertato il rispetto di un coefficiente parziale $R2 > 1,1$.

Le analisi sono state condotte utilizzando i parametri geotecnici riportati nella seguente tabella 5.3.3.

Nelle verifiche si è assunto un sovraccarico accidentale pari a 10 kPa in sommità al rilevato e a 20 kPa sulla strada che passa a monte dello stesso.

	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)
Riporti costituiti dal marino	18	0	30,2
Riporti preesistenti	18	8	24,8
Riporti preesistenti con jet	18	40	33,9
Unità 1	20	16	29,3
Unità 1 con jet	20	120	33,9
Unità 2	20	16	26,6
Unità 2 con jet	20	80	33,9
Bed rock alterato	27	200	33,9
Bed rock	27	400	33,9

Tabella 5.3.3 – Parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche di stabilità globale (combinazione 2 – M2)

Le verifiche sono state condotte con riferimento alle sezioni 25 e 29. Sono state anche indagate le condizioni di sicurezza in assenza di intervento di consolidamento del terreno di fondazione del rilevato.

Nella seguente tabella 5.3.4 sono riassunti i risultati delle verifiche: in assenza di intervento di consolidamento del terreno di fondazione i coefficienti di sicurezza richiesti dalla normativa non sono soddisfatti. I tabulati di calcolo sono riportati nel doc. DEP_BOR_0074 “Relazione di calcolo del sito di deponia. Tabulati di calcolo”. Copia delle figure con l'indicazione della posizione delle superfici di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo è riportata nell'Appendice 2 della presente relazione.

			A2+M2+R2 - Global Stability -Bishop analysis - no jet grouting		A2+M2+R2 - Global Stability -Bishop analysis - con jet grouting	
Volume marino	Sez	Banche	Fs statico	Fs sisma	Fs statico	Fs sisma
	29	6	1,09	0,98	1,49	1,35
330000 mc	25	5	1,08	0,98	1,52	1,36

Tabella 5.3.4 – Volume di marino 330'000 m³: risultati delle verifiche di stabilità globale

Il presente paragrafo riporta inoltre i risultati delle verifiche di stabilità della parte di monte del deposito, ove si sono adottate scarpate meno acclivi, con pendenze 2/3 (verticale/orizzontale), stabili anche in assenza di rinforzi, e banche nelle zone di rilevato aventi altezza superiore a 8 m. Esse sono state condotte ipotizzando che la superficie di rottura abbia forma circolare (metodo di Bishop) e utilizzando il programma PCSTABL5M.

Le verifiche sono state condotte in accordo alla combinazione 2 e si è accertato il rispetto di un coefficiente parziale $R2 > 1,1$.

Le analisi sono state condotte utilizzando i parametri geotecnici riportati nella tabella 5.3.3.

Nelle verifiche si è assunto un sovraccarico accidentale pari a 10 kPa in sommità al rilevato.

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla sezione 25. Dal presente studio è esclusa l'analisi delle potenziali superfici di scivolamento interessanti lo strato più corticale di rinfiacco del corpo rilevato. La stabilità di tale strato è infatti esclusivamente legata ad aspetti esecutivi e manutentivi e non può essere indagata con i convenzionali metodi di analisi.

Nella seguente tabella 5.3.5 sono riassunti i risultati delle verifiche: i coefficienti di sicurezza richiesti dalla normativa sono soddisfatti. I tabulati di calcolo sono riportati nel doc. DEP_BOR_0074 "Relazione di calcolo del sito di deponia. Tabulati di calcolo". Copia delle figure con l'indicazione della posizione delle superfici di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo è riportata nell'Appendice 2 della presente relazione.

		A2+M2+R2 - Global Stability -Bishop analysis	
Volume marino	Sez	Fs statico	Fs sisma
330000 mc	25	1,33	1,15

Tabella 5.3.5 – Volume di marino 330'000 m³: risultati delle verifiche di stabilità zona di monte del deposito

5.4 Caratteristiche dell'intervento di miglioramento del terreno di fondazione del deposito

Come previsto dal progetto a base di gara, il consolidamento del piano di posa del sito di deponia sarà realizzato mediante colonne jet-grouting. Le colonne avranno diametro nominale di 1200 mm e saranno poste a interasse di 1,90 m. Nella zona di valle il terreno di fondazione sarà consolidato fino alla profondità di 30 m, mentre nelle retrostanti la profondità del trattamento è variabile fino ad un minimo di 15 m.

In relazione al ruolo rivestito nei confronti della stabilità, e quindi delle condizioni di sicurezza, del cumulo finale e dell'adiacente viadotto autostradale, nonché delle problematiche tecniche e della relativa incidenza economica, particolare attenzione è stata posta nella ottimizzazione delle modalità esecutive e del dimensionamento dei trattamenti migliorativi da eseguire nei terreni di fondazione.

Le tavole di progetto visualizzano l'intervento in una vista planimetrica e con riferimento alle sezioni più rappresentative.

5.5 Verifiche allo stato limite di esercizio - Valutazione degli effetti di costruzione del sito di stoccaggio sulle strutture circostanti

5.5.1 Generalità

L'assetto del sottosuolo ricostruito in corrispondenza delle sezioni maggiormente rappresentative (25L e P8) è stato posto alla base di una serie di analisi agli elementi finiti condotte con il codice di calcolo PLAXIS, per valutare il comportamento tensio-deformativo della sequenza stratigrafica nell'assetto attuale e gli effetti indotti sulle pile dell'adiacente viadotto autostradale.

La modellazione agli elementi finiti è stata estesa significativamente sia verso valle (circa 200 m oltre alla pila) sia verso monte (fino alla sommità del versante), allo scopo, non solo di poter esaminare le possibili interazioni con le opere esistenti nell'intorno di interesse, senza effetti di bordo, ma anche di consentire una ricostruzione più efficace dell'assetto del sottosuolo del sito e dei rapporti con le zone significative circostanti in grado di improntarne il comportamento.

Le analisi sono state condotte modellando le seguenti fasi principali:

- Fase geostatica: riproduzione dello stato tensionale iniziale,
- Costruzione della pila, attivazione plinto e sottofondazione con micropali,
- Costruzione impalcato – attivazione carico,
- Realizzazione dei trattamenti jet-grouting,
- Costruzione progressiva del rilevato.

5.5.2 Il modello a elementi finiti

Le analisi sono state condotte modellando il comportamento del terreno con un modello elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb Model). Per valutare gli effetti della non linearità di comportamento è stato anche utilizzato un modello costitutivo incrudente (Hardening Soil Model) basato sulla teoria della plasticità con legge sforzi deformazioni di tipo iperbolico e variazione dei moduli di deformabilità in funzione delle effettive deformazioni indotte e/o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

Il modello elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb richiede la definizione di cinque parametri, di cui due sono parametri deformativi di natura elastica (modulo di Young E' e coefficiente di Poisson ν) e tre sono parametri di resistenza (coesione efficace c' ; angolo di resistenza al taglio ϕ' e angolo di dilatanza ψ) per la verifica del criterio di rottura.

Il modello incrudente Hardening Soil richiede la definizione dei seguenti parametri: il modulo E_{50}^{ref} che rappresenta il modulo secante al 50% della resistenza a rottura, nel caso la pressione di confinamento sia pari a 100 kPa, il modulo E_{ur}^{ref} che controlla la deformabilità in situazioni di scarico-ricarico, il modulo E_{oed}^{ref} che rappresenta la rigidezza tangente in una condizione di carico edometrico, l'esponente della legge di potenza m che descrive la variazione della rigidezza del terreno con la profondità, il coefficiente di Poisson ν_{ur} , in condizioni di scarico-ricarico, i parametri di resistenza, quali l'angolo di resistenza al taglio ϕ' , la coesione c' e l'angolo di dilatanza ψ .

Il terreno è stato schematizzato mediante una mesh di elementi finiti triangolari a 15 nodi.

La zona di terreno sottoposta a trattamento colonnare è stata simulata come un materiale a comportamento elasto-plastico o incrudente con caratteristiche di resistenza e deformabilità modificate. Nella fattispecie, secondo quanto descritto in letteratura (Evangelista 1995) il modulo di deformabilità equivalente del terreno trattato è dato dall'espressione:

$$E_{eq} = E_s \cdot \left[\frac{A_c}{S^2 F} \cdot \frac{E_c - E_s}{E_s} + 1 \right]$$

con:

E_s = modulo di elasticità normale del terreno,

E_c = modulo di elasticità normale delle colonne ($E_c=750$ Mpa);

A_c = area della sezione della singola colonna ($\phi=1200$ mm);

S = interasse fra le colonne ($S=1,9$ m);

F = coefficiente di esposizione ($F=1$).

La fondazione a pozzo della pila e la relativa sottofondazione con micropali sono state modellate con un modello elastico lineare definito dai due parametri deformativi di natura elastica (modulo di Young E' e coefficiente di Poisson ν) qui specificati:

	γ (kN/m ³)	E' (MPa)	ν (-)
Pozzo di fondazione	25	30.200	0,15
Micropali	25	15.000	0,10

La pila è stata modellata con un elemento beam, dal momento che la sua riproduzione è esclusivamente finalizzata a ricavare le componenti di spostamento in testa.

5.5.3 Analisi di sensibilità

Come dettagliatamente discusso nella Relazione Geotecnica Generale di Progetto Esecutivo, data la natura dei terreni presenti nell'area, la caratterizzazione geotecnica è stata condotta rivedendo e integrando quella delle precedenti fasi progettuali, facendo principalmente riferimento ai risultati delle prove geofisiche eseguite nell'area e alle informazioni di carattere geologico e geotecnico disponibili in letteratura per terreni analoghi e/o presenti nel data-base professionale degli scriventi.

Con riferimento all'andamento stratigrafico, sussistono margini di indeterminazione sull'andamento del substrato sul pendio di appoggio del lato Sud del cumulo, per la mancanza, sia di verifiche dirette di sottosuolo, sia di elementi significativi derivanti dai rilievi di superficie. La ricostruzione proposta nelle Sezioni si basa sui dati delle indagini geognostiche, delle limitate indicazioni fornite dai rilievi di superficie e dell'assetto generale del substrato desumibile dalla sequenza di eventi di modellamento glaciale e fluvio-torrentizio che hanno interessato il settore a scala più ampia.

E' stato pertanto deciso di valutare l'influenza delle suddette incertezze, espresse in termini di range di variabilità dei parametri deformativi, sui risultati delle analisi con particolare riferimento agli effetti sul comportamento della pila. Con riferimento ad una situazione di parametri medi è stata inoltre indagata l'influenza dell'incertezza di modello in relazione alla descrizione del comportamento del terreno.

Le analisi 2D sono state ripetute utilizzando i parametri geotecnici riportati nella seguente tabella 5.5.1. Con riferimento alla configurazione geometrica della sez. 25, la costruzione del rilevato è avvenuta per step fino alla situazione finale corrispondente al volume di circa 350'000 m³.

	γ	c'	ϕ	Ψ	Mohr - Coulomb Model						Hardening Soil Model			
					PD		PE				E50 ref / Eoed ref	Eur ref	m	vur
					E'	ν	E'min	E'max	E'med	ν				
(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(°)	(MPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	
Riporti costituiti dal marino	18	0	35	0	10	0,30	10	10	10	0,30				
Riporti preesistenti	18	10	30	0	20	0,30	10	20	20	0,30	59	176	0,50	0,30
Riporti preesistenti con jet	18	50	40	0	249	0,30	242	249	249	0,20	119	356	0,50	0,20
Ghiaie e sabbie (Unità 1)	20	20	35	0	50	0,30	40	100	50	0,30	105	314	0,50	0,30
Unità 1 trattata con jet grouting	20	150	40	0	269	0,30	262	304	269	0,20	150	451	0,50	0,20
Limi e sabbie (Unità 2)	20	20	32	0	150	0,30	150	400	150	0,30	227	680	0,50	0,30
Unità 2 trattata con jet grouting	20	100	40	0	338	0,30	338	510	338	0,20	234	702	0,50	0,20
Substrato roccioso alterato	27	250	40	0	150	0,30	150	1000	250	0,20	233	698	0,50	0,20
Substrato roccioso	27	500	40	0	150	0,30	150	3000	300	0,15	350	1050	0,50	0,15

Tabella 5.5.1 – Parametri geotecnici utilizzati nelle analisi ad elementi finiti

Lo schema geometrico di calcolo è visualizzato nella figura 5.5.1, mentre i risultati delle analisi sono sintetizzati nella tabella 5.5.2 e visualizzati nella figura 5.5.2.

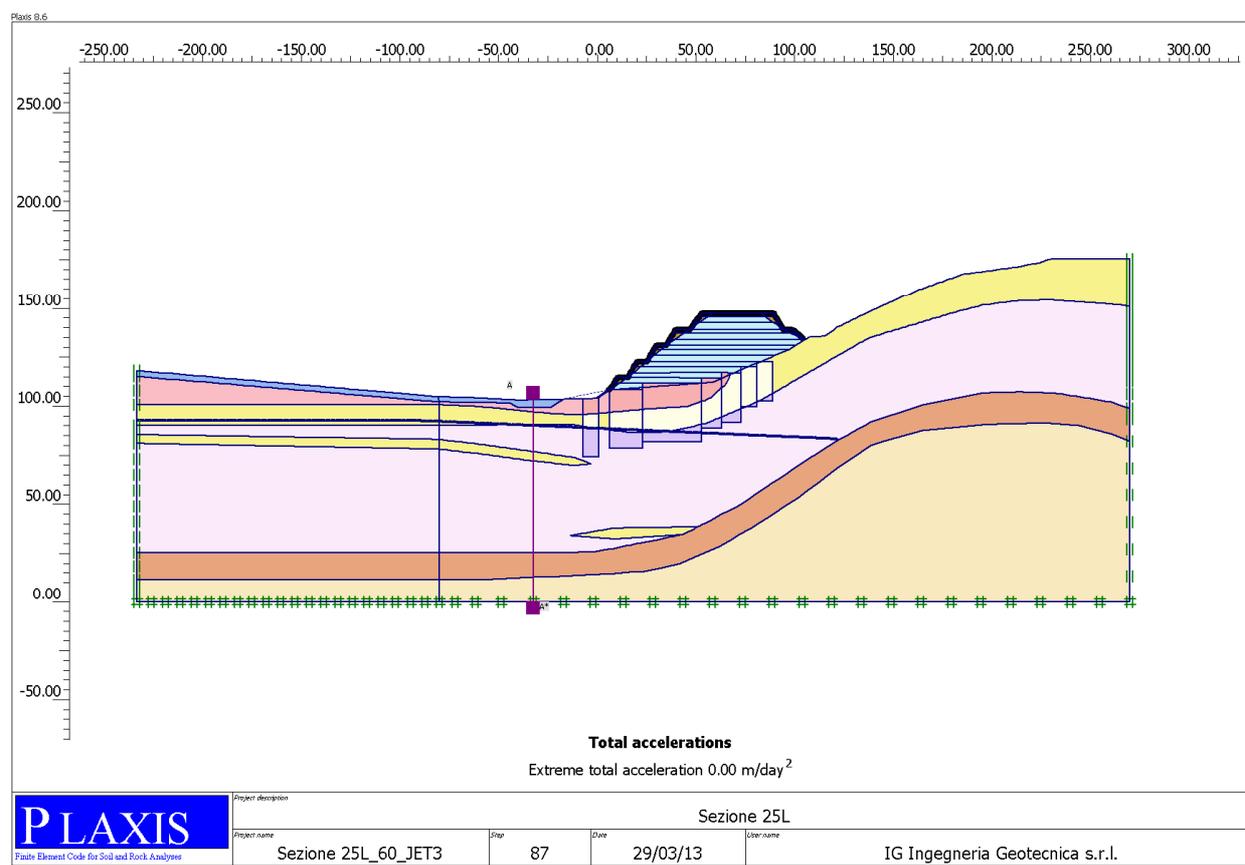


Figura 5.5.1 – Schema geometrico di calcolo utilizzato nelle analisi di sensibilità

Descrizione	Quota	Parametri Mohr Coulomb Progetto definitivo	Parametri Mohr Coulomb minimi	Parametri Mohr Coulomb massimi	Parametri Mohr Coulomb medi	Parametri Hardening soil
		Ux	Ux	Ux	Ux	Ux
(-)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Testa pila	45	32.78	50.05	6.93	30.66	7.53
Spiccato pila	0	0.06	8.50	-2.90	-0.87	0.81
Intradosso plinto	-13	-10.90	-4.02	-5.93	-10.58	-1.46
Base micropali	-27	-19.22	-15.97	-8.69	-19.44	-3.15

Tabella 5.5.2 - Spostamenti orizzontali (Analisi Plaxis 2D)

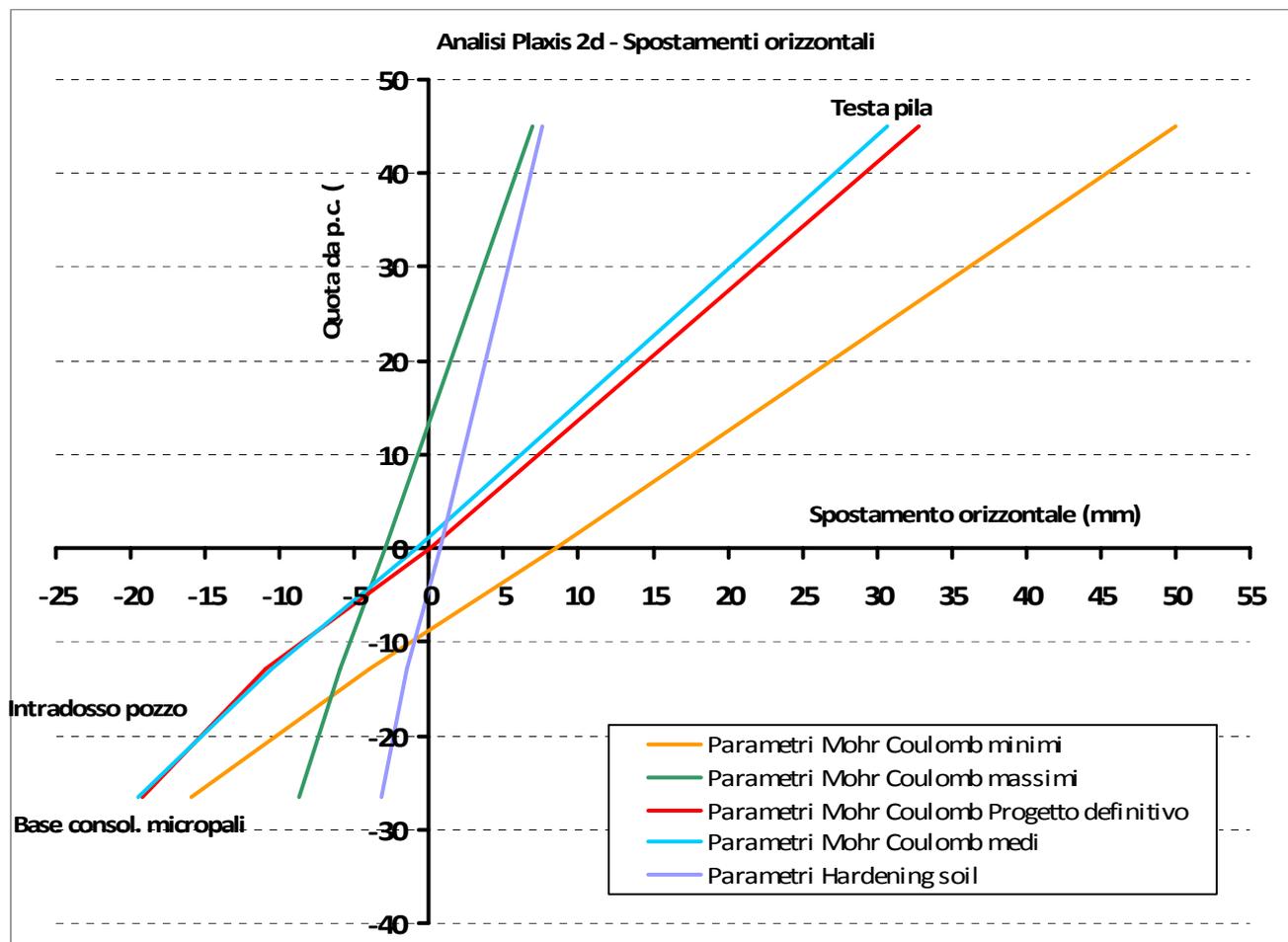


Figura 5.5.2 – Confronto tra i risultati delle analisi di sensibilità (Plaxis 2D)

Il confronto evidenzia la forte variabilità dei risultati in funzione del modello costitutivo e dei parametri geotecnici utilizzati. Lo spostamento in testa alla pila oscilla infatti da pochi millimetri a oltre 5 cm, valore di gran lunga superiore al limite indicato dai progettisti del viadotto autostradale: ciò corrisponde a oscillazioni del risultato dell'ordine di $\pm 60\%$ rispetto al valor ottenuto utilizzando un modello elasto-plastico e parametri geotecnici che si attestano sui valori medi del range di variabilità. Il ricorso ad un modello incrudente riduce gli effetti, avvicinando il comportamento globale a quello descritto dal modello elasto-plastico con parametri geotecnici che si attestano sui valori superiori del range di variabilità.

5.5.4 Effetti dovuti alla variabilità della profondità del terreno interessato dal trattamento colonnare

Con riferimento alla sezione 25 sono stati studiati gli effetti della costruzione del deposito sulla pila P9 al variare della profondità del volume di terreno consolidato dal piano di imposta del deposito. Le analisi 3D sono state ripetute utilizzando entrambi i modelli costitutivi e utilizzando, per il modello

Mohr-Coulomb i parametri geotecnici medi riportati nella tabella 5.5. La costruzione del rilevato è avvenuta per step fino alla configurazione finale corrispondente al volume di circa 350'000 m³.

Le figure 5.5.3 – 5.5.7 seguenti mostrano i casi analizzati:

- Figura 5.5.3: analisi 1b - soluzione di progetto definitivo con profondità massima della zona consolidata variabile da 30 a 25 m,
- Figura 5.5.4: analisi 2b - soluzione con profondità massima della zona consolidata di 25 m (jetgrouting sostanzialmente limitato al trattamento dell'Unità 1),
- Figura 5.5.5: analisi 3b - soluzione con profondità massima della zona consolidata variabile da 40 a 25 m,
- Figura 5.5.6: analisi 4b - soluzione con profondità massima della zona consolidata variabile da 50 a 40 m,
- Figura 5.5.7: analisi 5b - soluzione con profondità massima della zona consolidata variabile da 30 a 25 m, senza i trattamenti nella zona più a monte,

Le figure 5.5.8 – 5.5.12 mostrano il modello di calcolo e la deformata della pila al termine della costruzione del rilevato.

La Tabella 5.5.3 sintetizza i risultati delle analisi in termini di spostamento orizzontale in testa alla pila, allo spiccato della pila, in corrispondenza dell'intradosso del pozzo di fondazione e alla base dell'intervento di consolidamento mediante micropali che, secondo i disegni di progetto del viadotto autostradale, è presente alla base del pozzo di fondazione. La figura 5.5.13 mostra un confronto tra i risultati.

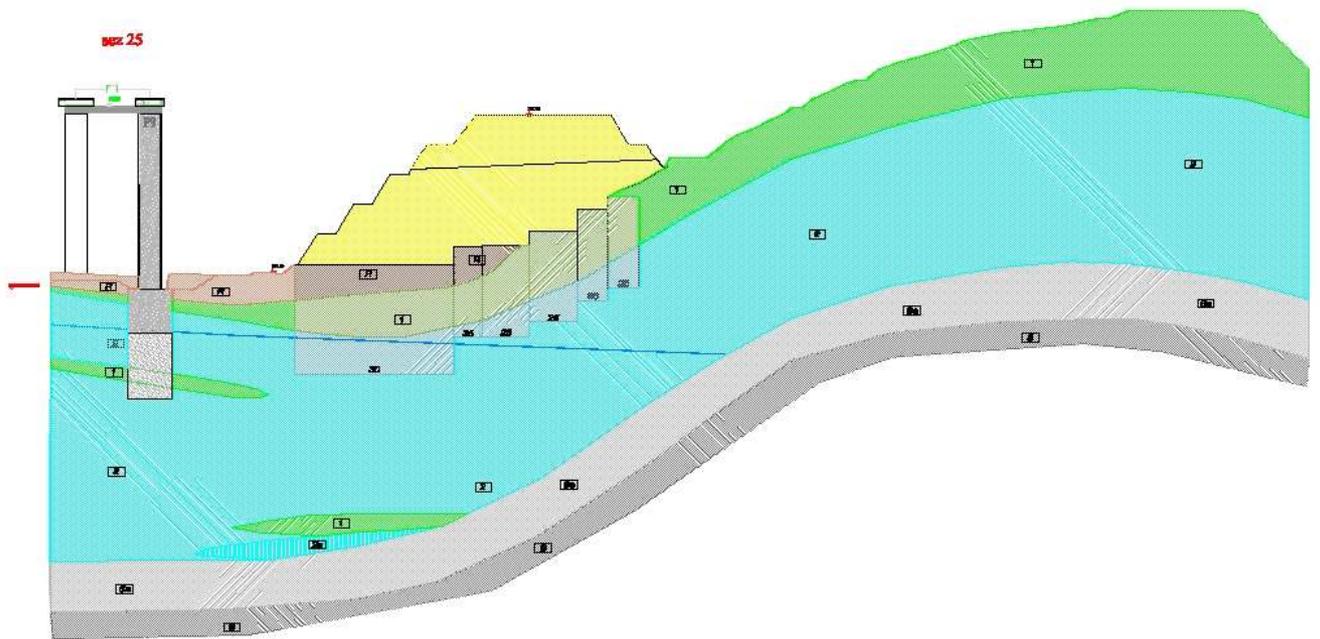


Figura 5.5.3 – Analisi 1b - Sez. 25 con soluzione jetting di PD (Lmax = 30m)

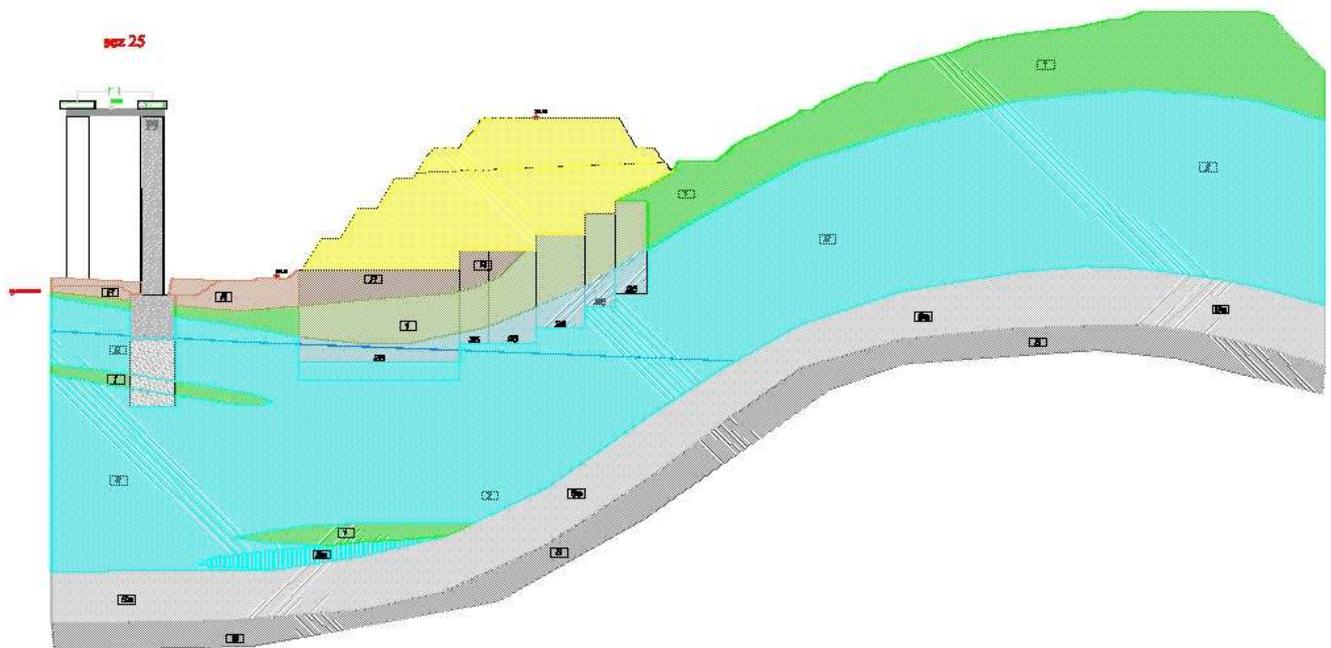


Figura 5.5.4 – Analisi 2b - Sez. 25 con jetting limitato all'Unità 1 (Lmax = 25m)

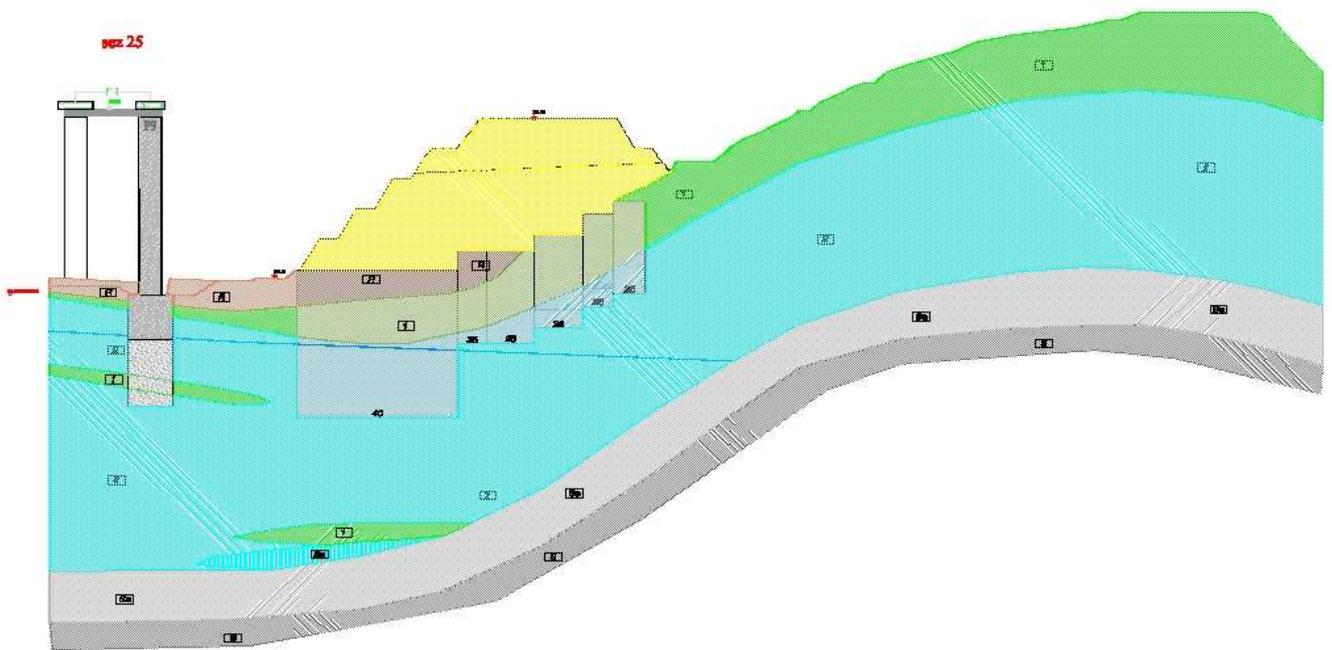


Figura 5.5.5 – Analisi 3b - Sez. 25 con jetting Lmax variabili da 40 a 25 m

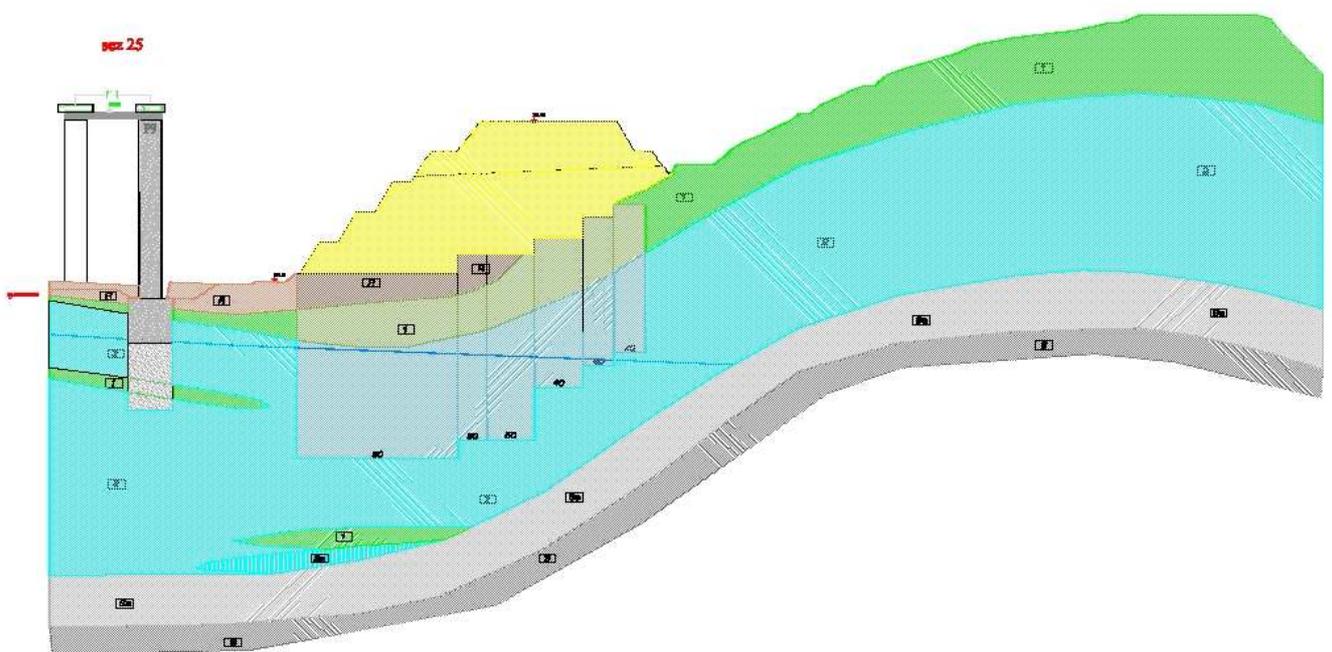


Figura 5.5.6 – Analisi 4b - Sez. 25 con jetting Lmax variabili da 50 a 40 m

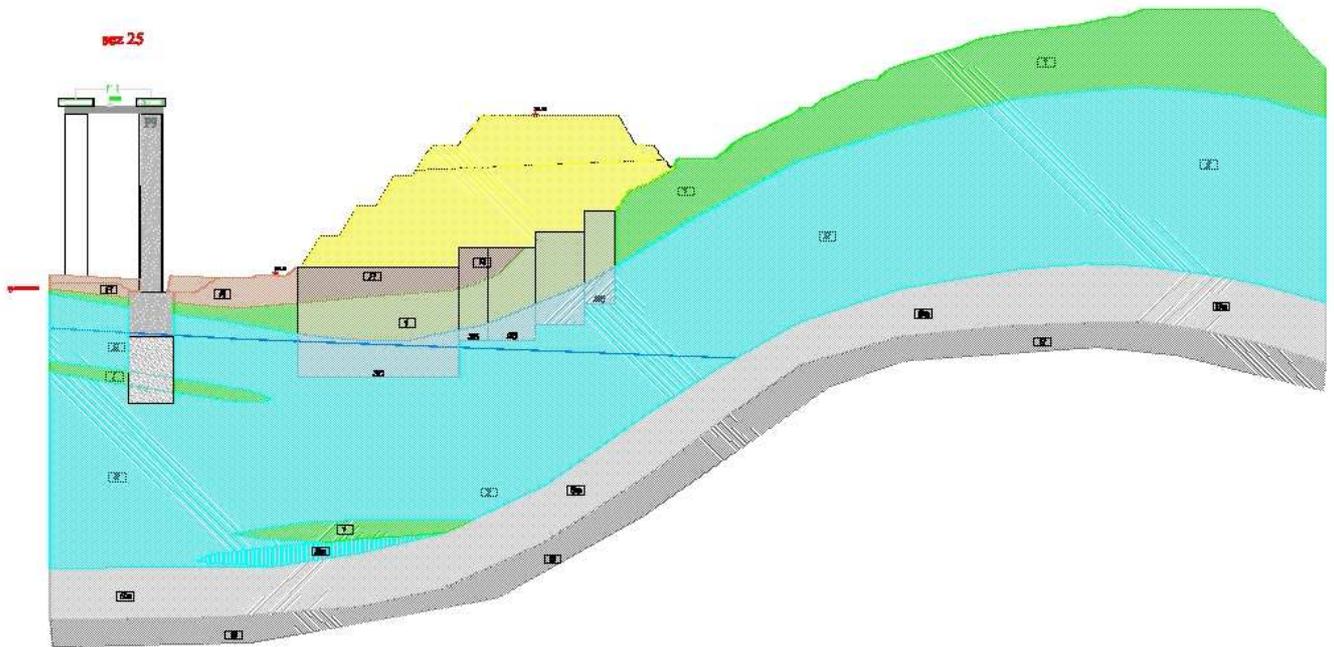
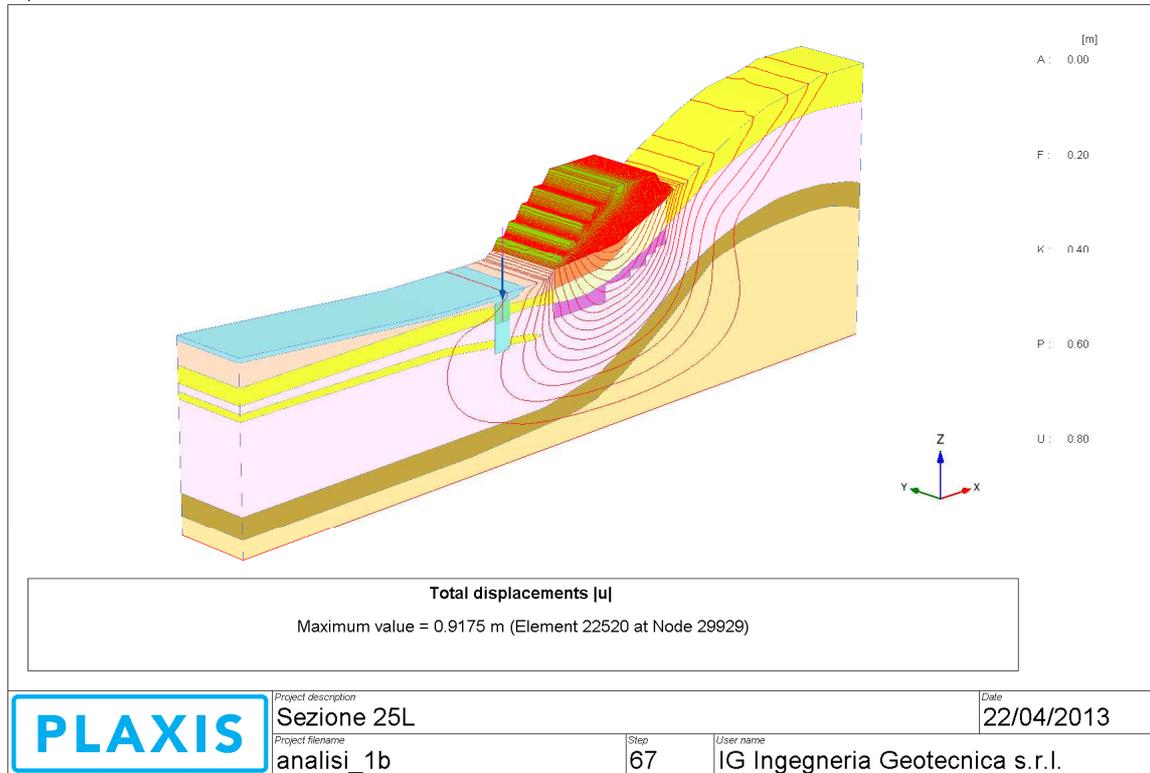


Figura 5.5.7 – Analisi 5b - Sez. 25 con jetting L_{max} variabili da 30 a 25 m

Output Version 2012.2.8698.7564



Output Version 2012.2.8698.7564

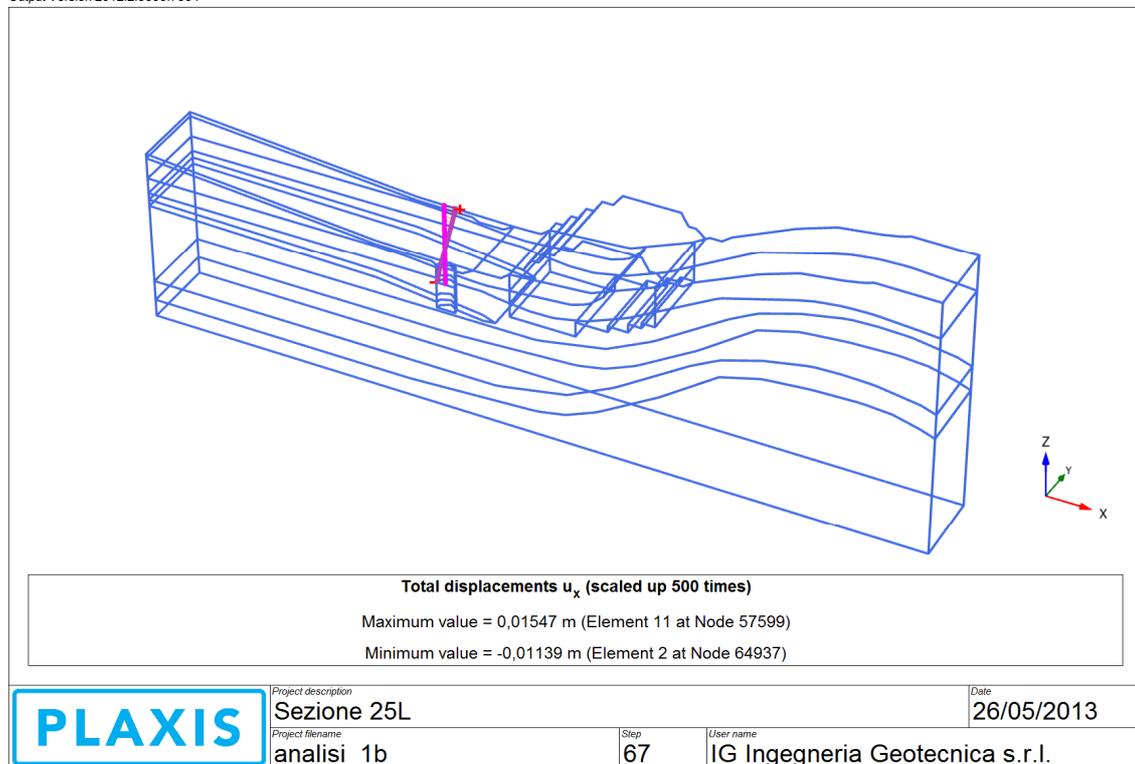
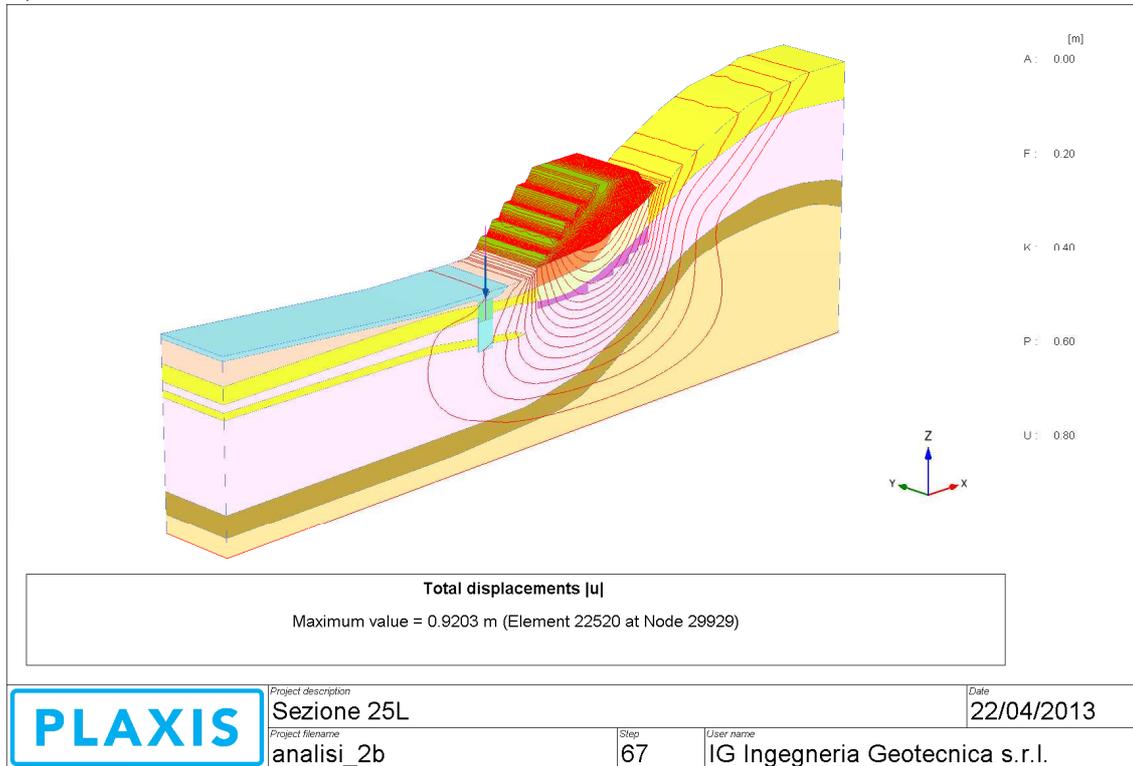


Figura 5.5.8 – Analisi 1b - Sez. 25 con soluzione jetting di PD (Lmax = 30m). Schema geometrico di calcolo e spostamento in testa alla pila al termine della costruzione del rilevato

Output Version 2012.2.8698.7564



Output Version 2012.2.8698.7564

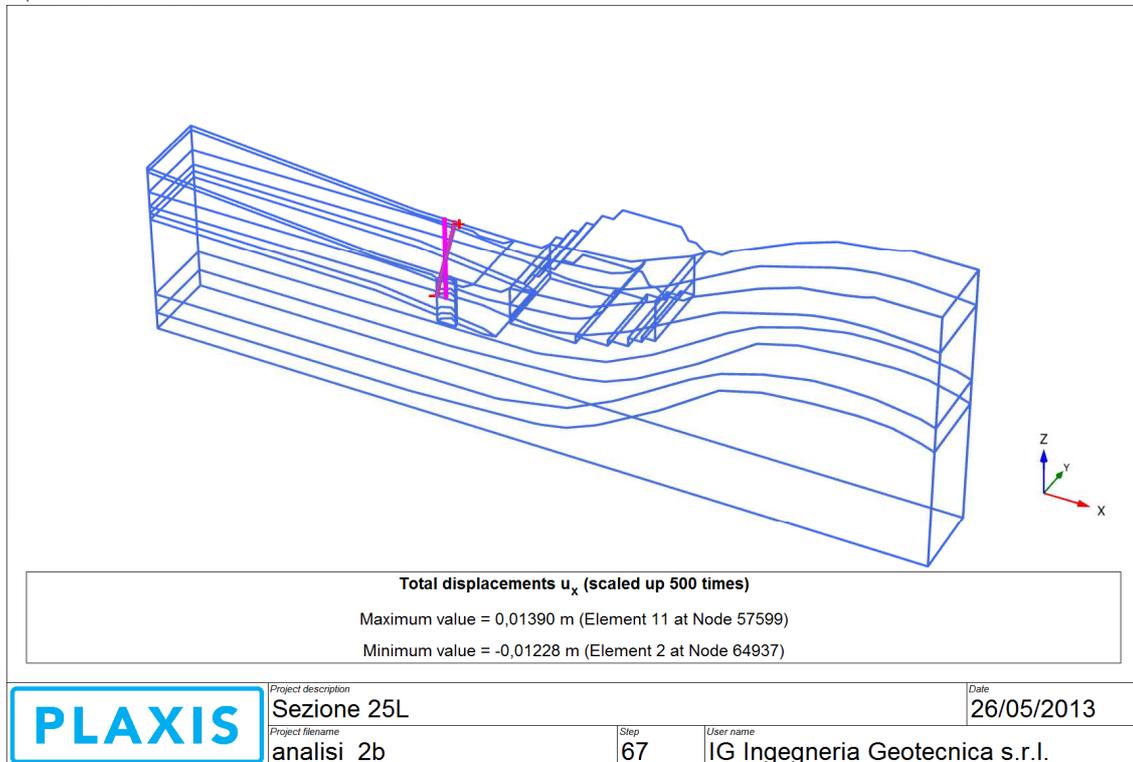
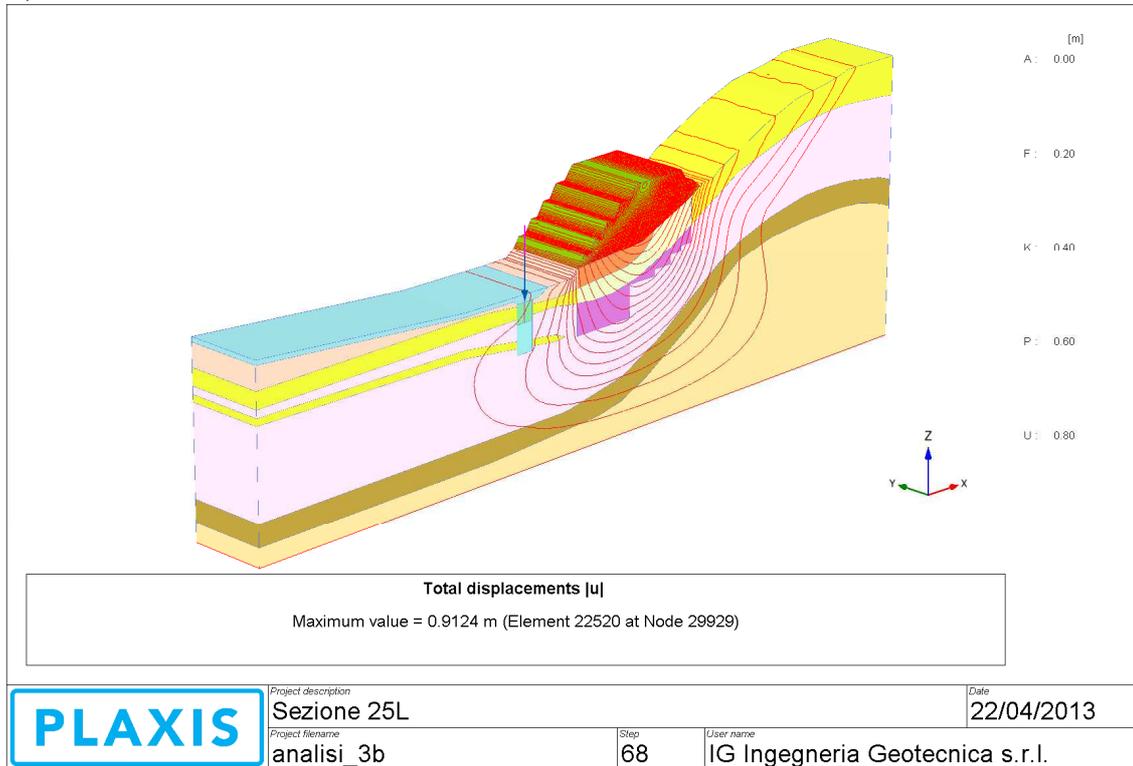


Figura 5.5.9 – Analisi 2b - Sez. 25 con jetting limitato all'Unità 1 (Lmax = 25m). Schema geometrico di calcolo e spostamento in testa alla pila al termine della costruzione del rilevato

Output Version 2012.2.8698.7564



Output Version 2012.2.8698.7564

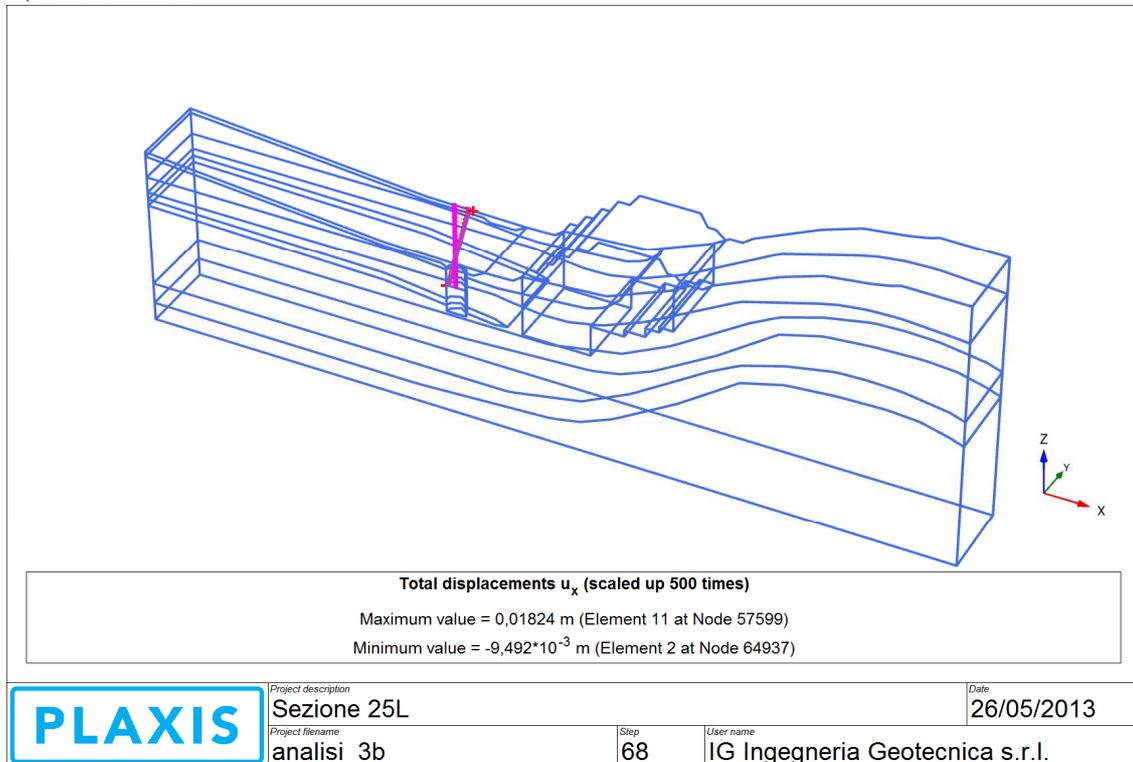
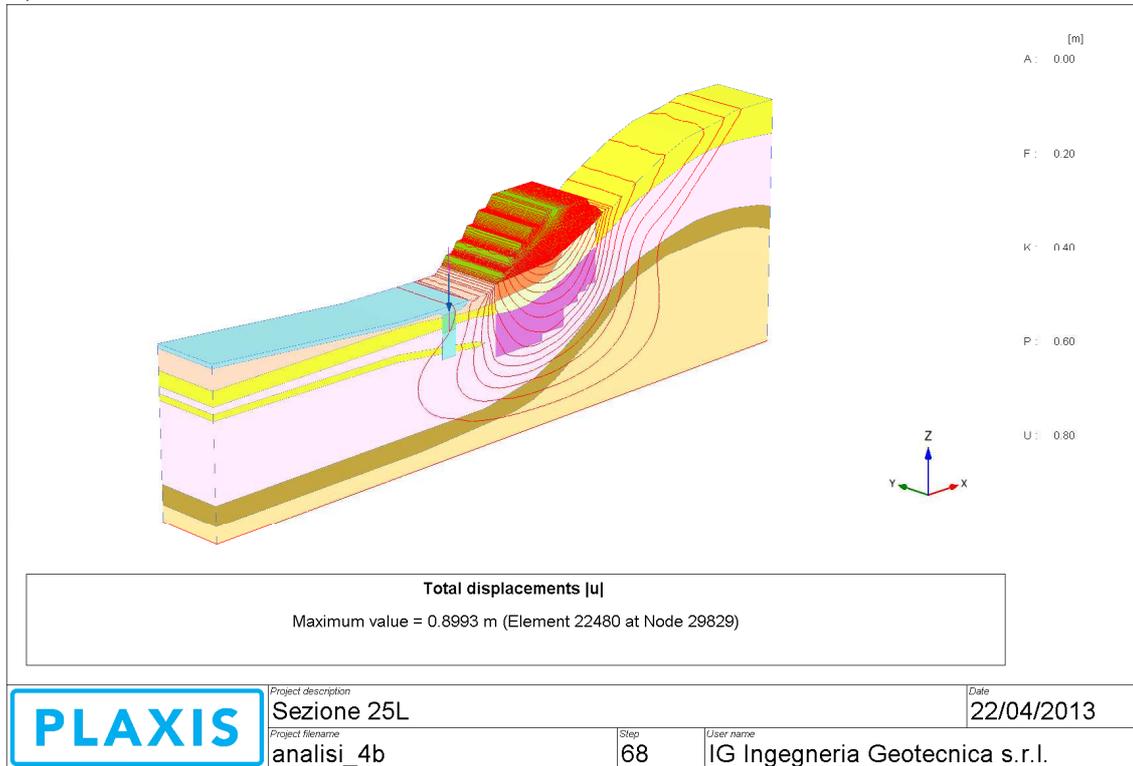


Figura 5.5.10 – Analisi 3b - Sez. 25 con jetting Lmax variabili da 40 a 25 m. Schema geometrico di calcolo e spostamento in testa alla pila al termine della costruzione del rilevato

Output Version 2012.2.8698.7564



Output Version 2012.2.8698.7564

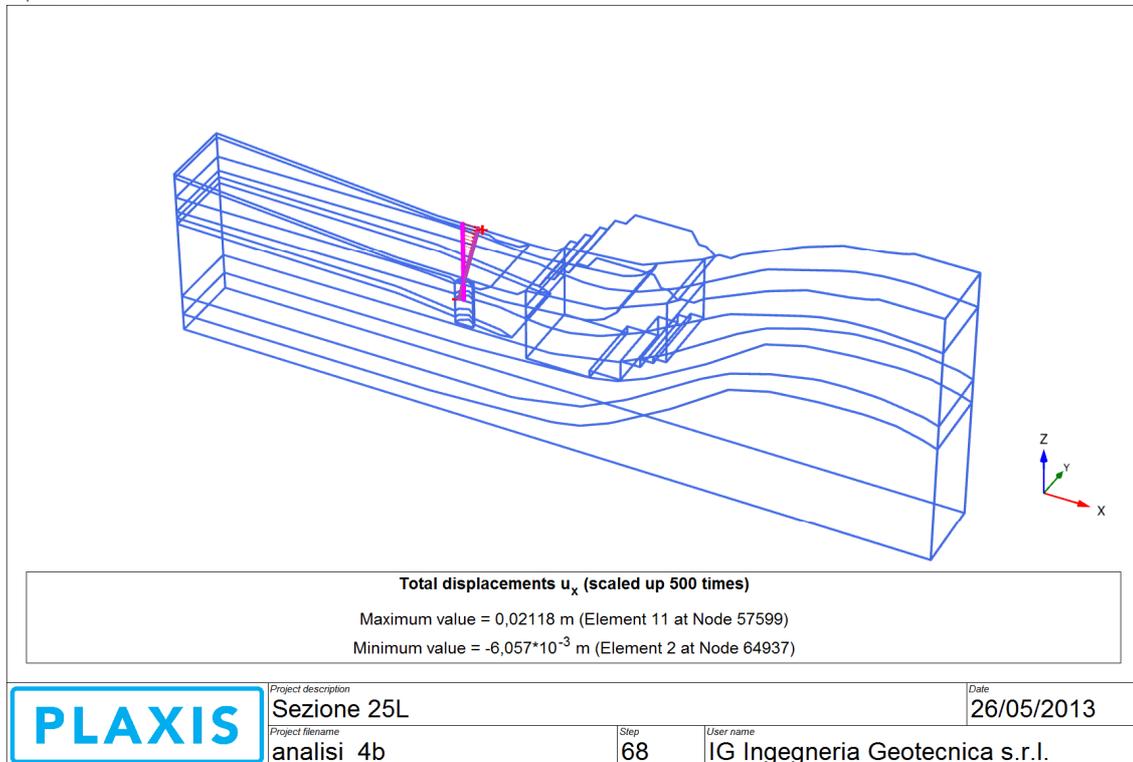
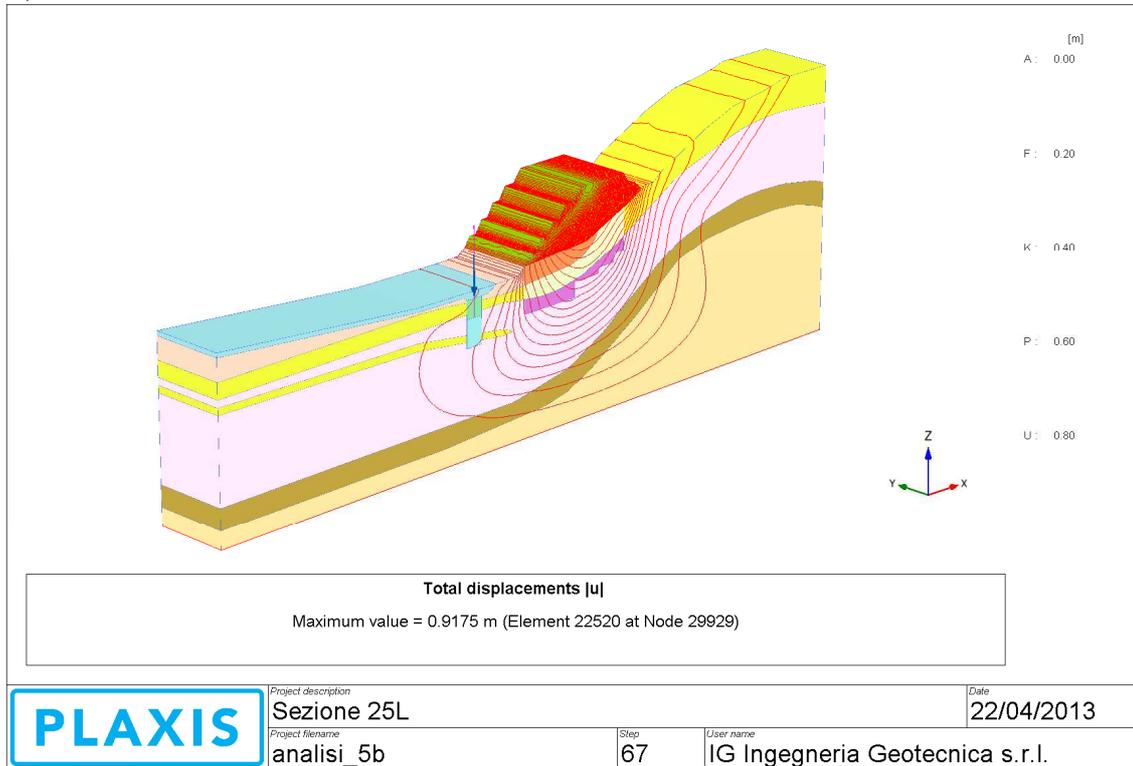


Figura 5.5.11 – Analisi 4b - Sez. 25 con jetting Lmax variabili da 40 a 25 m. Schema geometrico di calcolo e spostamento in testa alla pila al termine della costruzione del rilevato

Output Version 2012.2.8698.7564



Output Version 2012.2.8698.7564

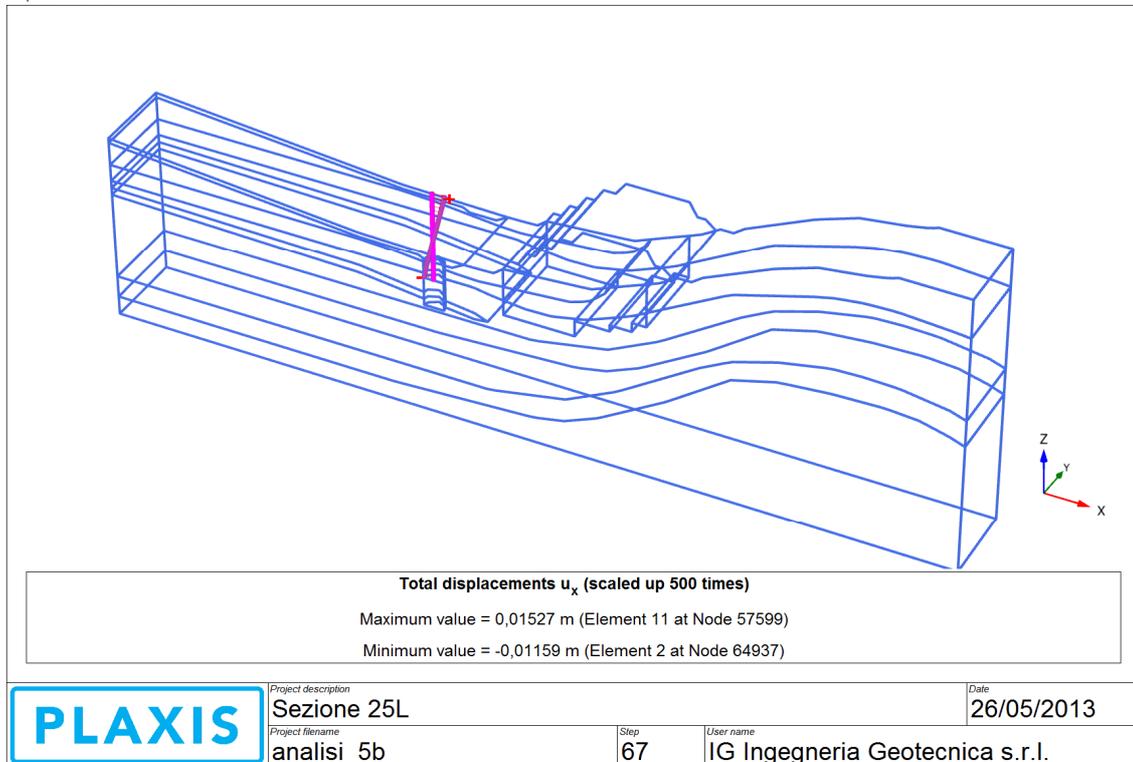


Figura 5.5.12 – Analisi 5b - Sez. 25 con jetting Lmax variabili da 30 a 25 m. Schema geometrico di calcolo e spostamento in testa alla pila al termine della costruzione del rilevato

		Quota (m)	+45	+0	-12	-24
			ux	ux	ux	ux
	analisi		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Mohr Coulomb	1b		15.47	-6.50	-11.39	-18.33
Mohr Coulomb	5b		15.27	-6.70	-11.59	-18.52
Mohr Coulomb	2b		13.90	-7.57	-12.28	-18.91
Mohr Coulomb	3b		18.24	-4.30	-9.49	-16.92
Mohr Coulomb	4b		21.18	-0.85	-6.05	-13.55
Hardening soil	1b		7.23	0.18	-1.59	-3.81
Hardening soil	5b		7.21	0.15	-1.62	-3.85
Hardening soil	2b		7.00	0.02	-1.72	-3.90
Hardening soil	3b		7.66	0.49	-1.32	-3.62
Hardening soil	4b		8.05	0.94	-0.85	-3.16

Spostamento ux negativo = spostamento verso valle

Spostamento ux positivo = spostamento verso monte

Tabella 5.5.3 - Spostamenti orizzontali al variare della profondità del trattamento colonnare

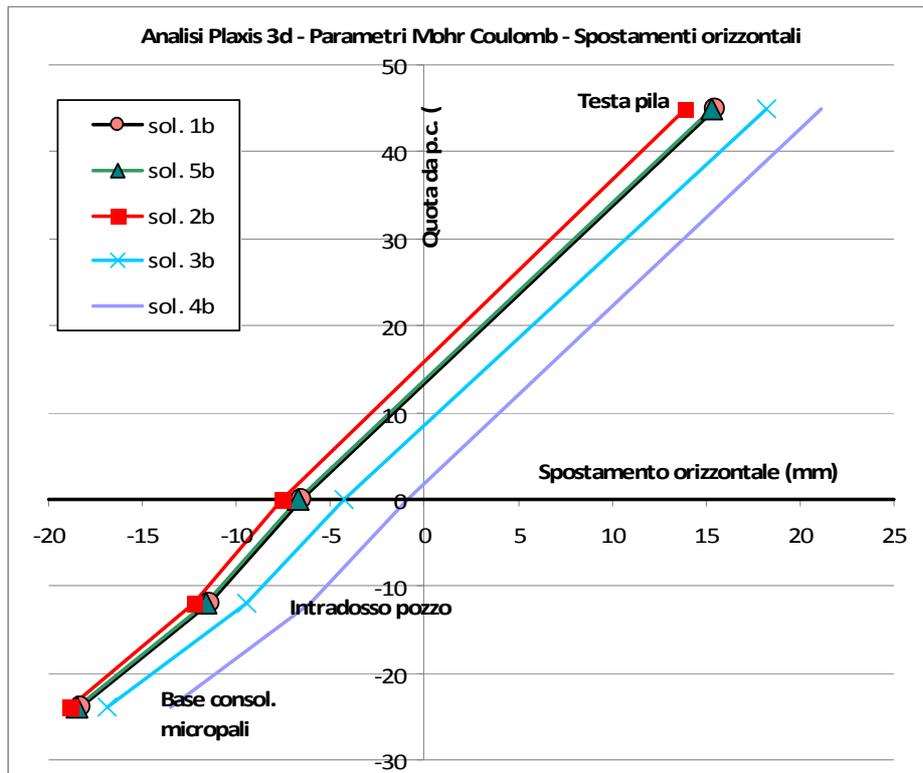


Figura 5.5.13a – Spostamenti orizzontali al variare della profondità del trattamento colonnare (modello Mohr-Coulomb)

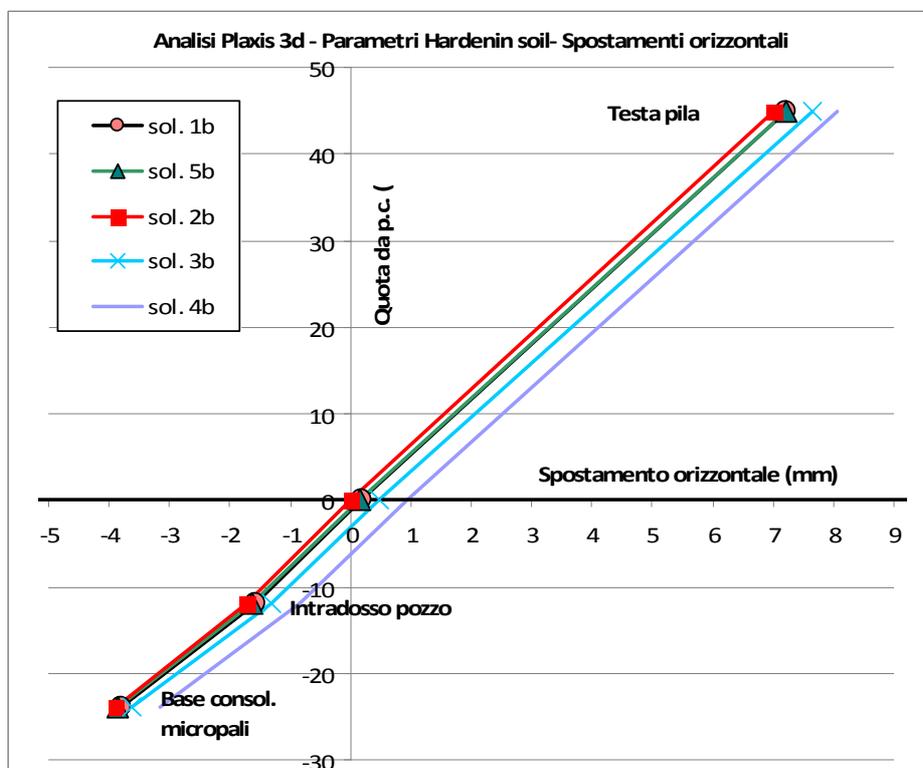


Figura 5.5.13b – Spostamenti orizzontali al variare della profondità del trattamento colonnare (modello Hardening Soil)

Il confronto mostra che, al crescere della profondità del trattamento colonnare, gli spostamenti orizzontali verso valle allo spiccato della pila si riducono, mentre resta sostanzialmente invariata la rotazione verso monte della pila. Ciò determina un apparente effetto negativo alla testa della pila, il cui comportamento è la risultante di una roto-traslazione.

Tenuto conto delle difficoltà esecutive, al limite della fattibilità, dei forti aggravii di costi che ne risulterebbero, dei benefici in termini di riduzione degli spostamenti indotti nella zona di imposta della pila, non si ritiene necessario modificare la profondità massima del volume trattato rispetto alle scelte di progetto definitivo. Nel presente progetto si opererà solo una ottimizzazione della geometria del volume trattato, sia planimetrica sia in termini di profondità delle colonne nelle zone medio-alte del deposito, in funzione della configurazione del sovrastante deposito di marino.

5.5.5 Sezione 25L

L'analisi in geometria tridimensionale (3D) è finalizzata allo studio degli effetti della costruzione del deposito sulla pila P9 con riferimento alla configurazione del trattamento colonnare definita dal presente progetto e descritta nelle tavole di progetto. Il comportamento del terreno è stato modellato sia con un modello elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb Model) sia con un modello costitutivo incrudente (Hardening Soil Model).

Per il modello costitutivo Mohr-Coulomb, le Figure 5.5.14 – 5.5.25 visualizzano gli schemi geometrici di calcolo per la fase geostatica iniziale e per la configurazione finale con altezza di rilevato pari a circa 43m, l'andamento delle tensioni geostatiche nello stato iniziale, spostamenti totali, orizzontali e verticali sia del terreno in corrispondenza della pila sia della pila.

La Figura 5.5.26 mostra l'andamento di spostamento orizzontale a testa pila e cedimento verticale al progredire della costruzione del rilevato. Le Figure 5.5.27 e 5.5.28 visualizzano per la testa pila, lo spiccato pila, l'intradosso plinto di fondazione e la base dei micropali l'andamento dello spostamento orizzontale in funzione del cedimento.

Per il modello Hardening Soil le Figure 5.5.29 – 5.5.33 visualizzano per la configurazione finale con altezza di rilevato pari a circa 43m, l'andamento degli spostamenti orizzontali e verticali del terreno in corrispondenza della pila e degli spostamenti totali, orizzontali e verticali della pila.

Per il modello costitutivo Mohr-Coulomb, l'analisi indica che al termine della costruzione del rilevato lo spostamento orizzontale in testa alla pila è pari a circa 15 mm. Tendo conto delle incertezze di modello evidenziate dalle analisi preliminari di sensibilità, tale valore potrebbe avere un range di variazione di $\pm 60\%$, superando nel caso più sfavorevole lo spostamento orizzontale ammissibile per la funzionalità della pila, pari, secondo le indicazioni nel progettista, a 20 mm.

Nel caso di comportamento del terreno più vicino a quello descritto dal modello incrudente le deformazioni indotte sulla pila sono estremamente modeste. Questi risultati devono però essere letti con estrema cautela vista la oggettiva difficoltà nella definizione raffinata dei parametri geotecnici.

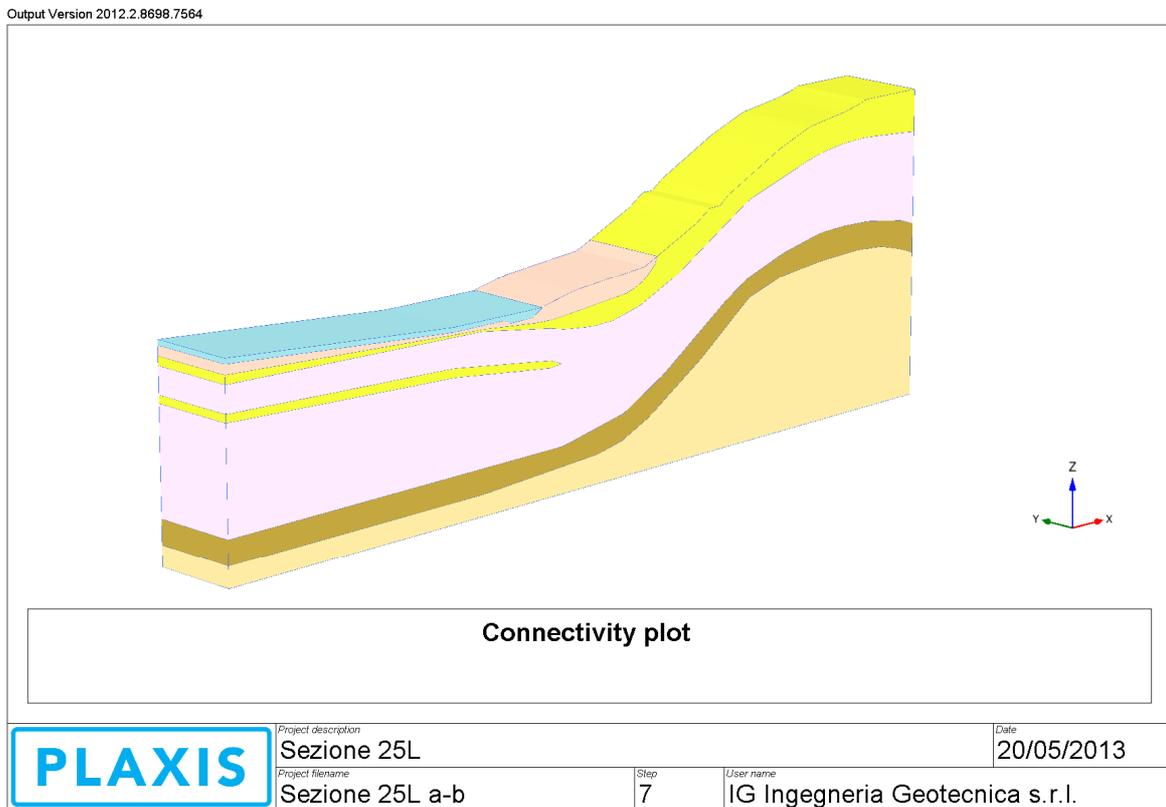


Figura 5.5.14 – Stato geostatico iniziale: schema geometrico di calcolo

Output Version 2012.2.8698.7564

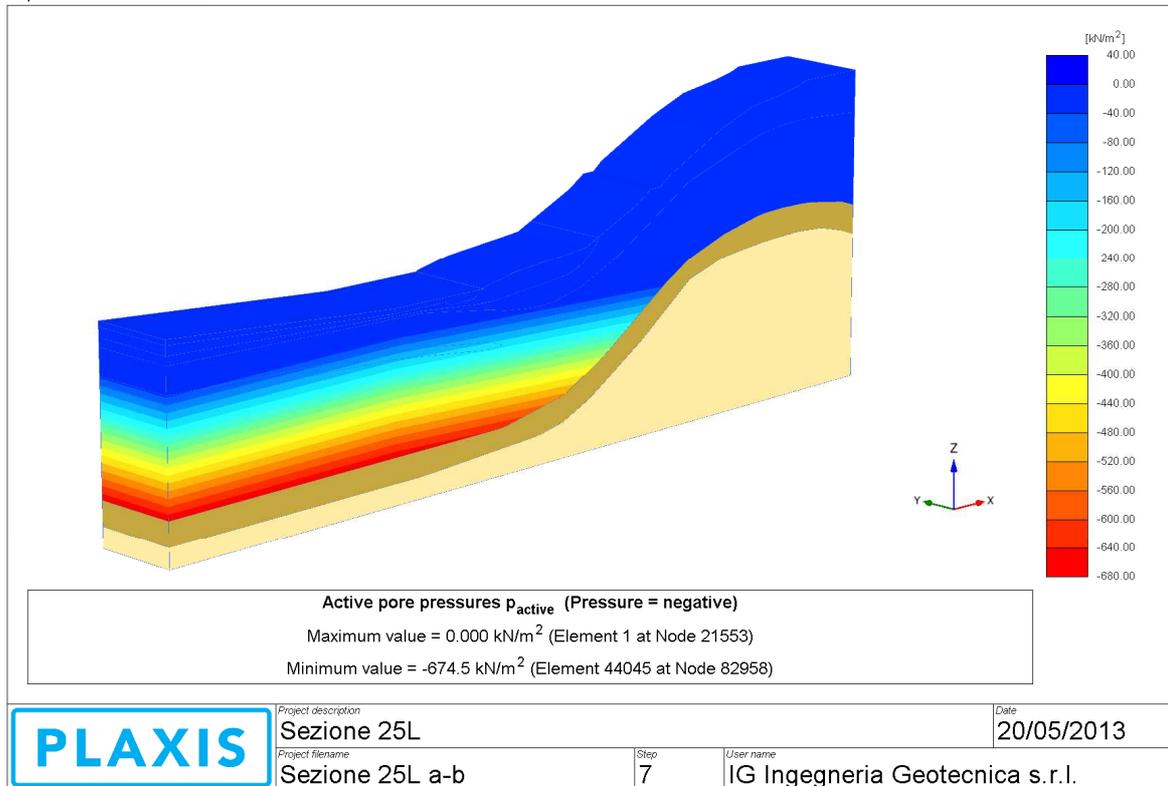


Figura 5.5.15– Stato geostatico iniziale: andamento pressioni idrauliche

Output Version 2012.2.8698.7564

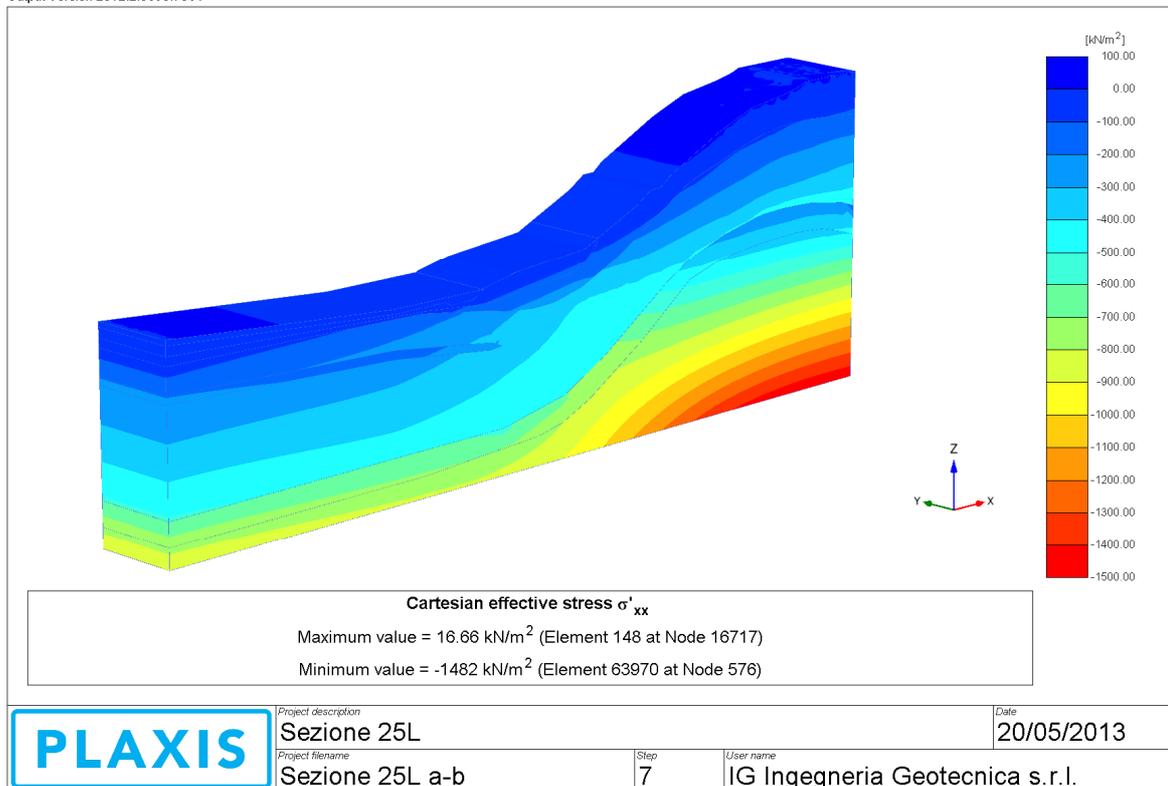


Figura 5.5.16 – Stato geostatico iniziale: andamento pressioni geostatiche orizzontali

Output Version 2012.2.8698.7564

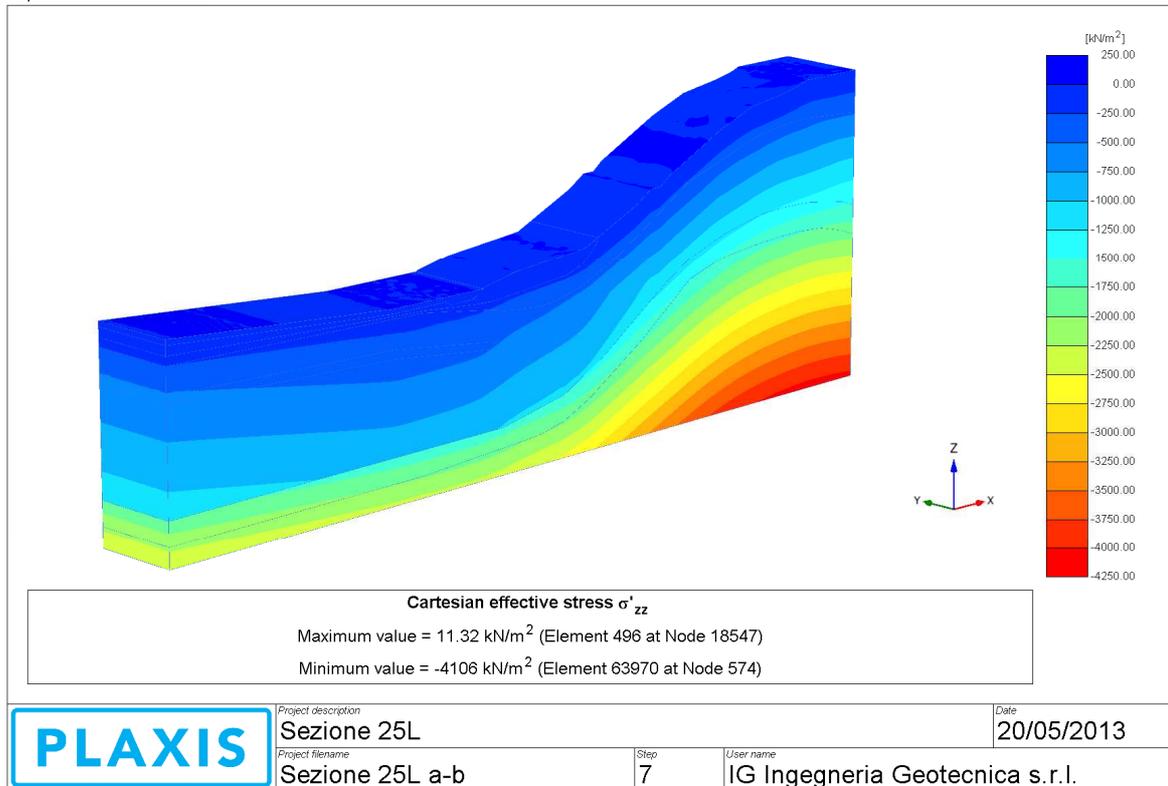


Figura 5.5.17 – Stato geostatico iniziale: andamento pressioni geostatiche verticali

Output Version 2012.2.8698.7564

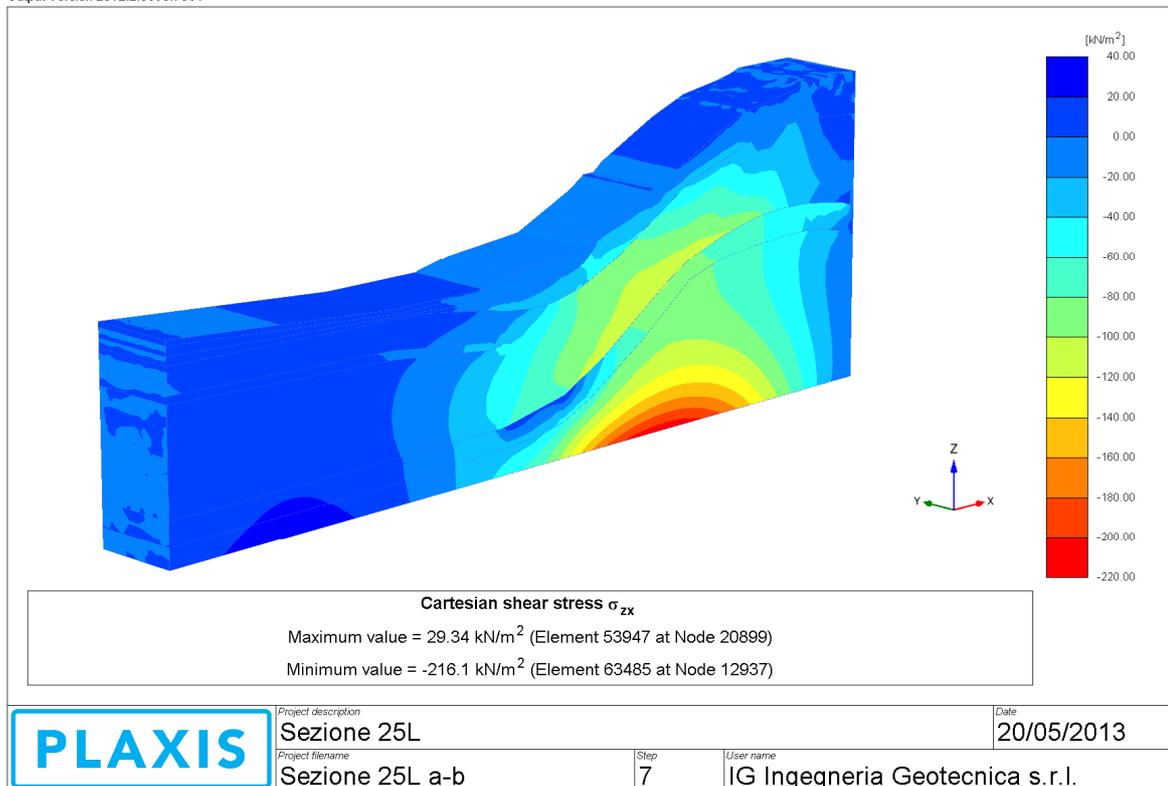


Figura 5.5.18 – Stato geostatico iniziale: andamento tensioni tangenziali

Output Version 2012.2.8698.7564

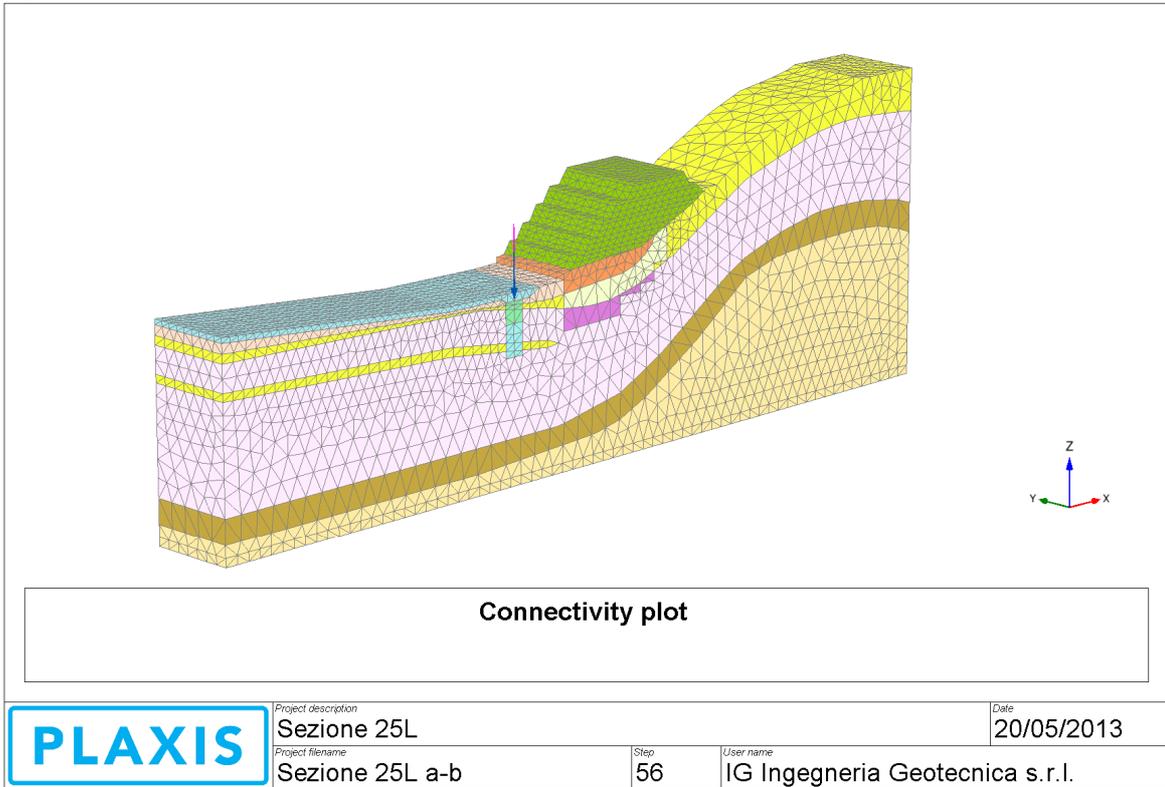


Figura 5.5.19 – Costruzione del rilevato fino all’altezza di circa 43m: schema geometrico di calcolo

Output Version 2012.2.8698.7564

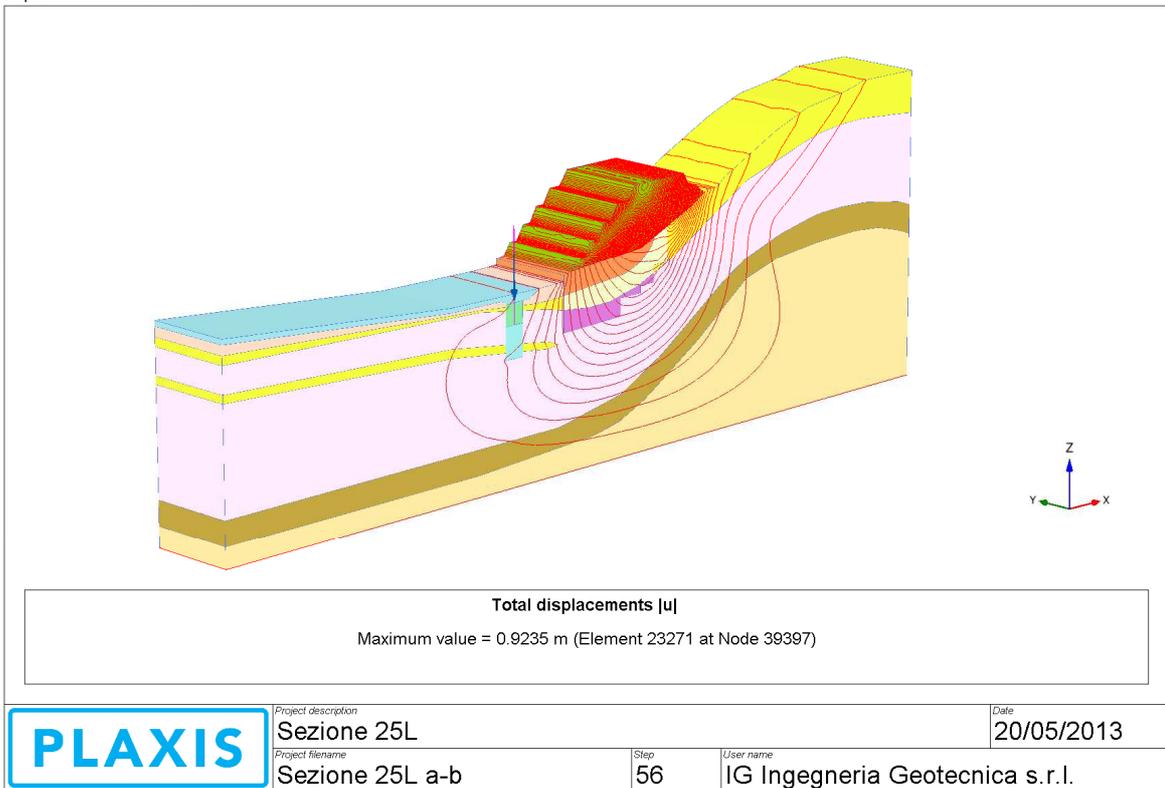


Figura 5.5.20 – Costruzione del rilevato fino all’altezza di circa 43m: andamento spostamenti totali

Output Version 2012.2.8698.7564

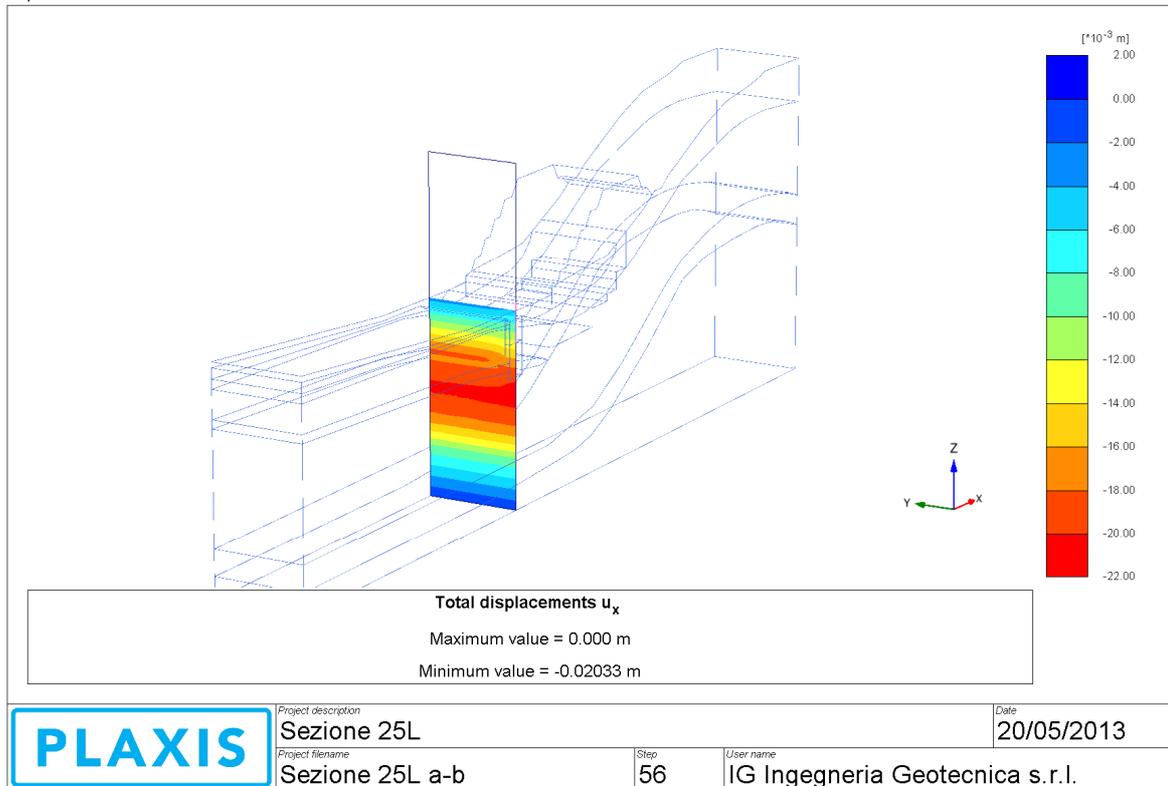


Figura 5.5.21 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 43m: andamento spostamenti orizzontali

Output Version 2012.2.8698.7564

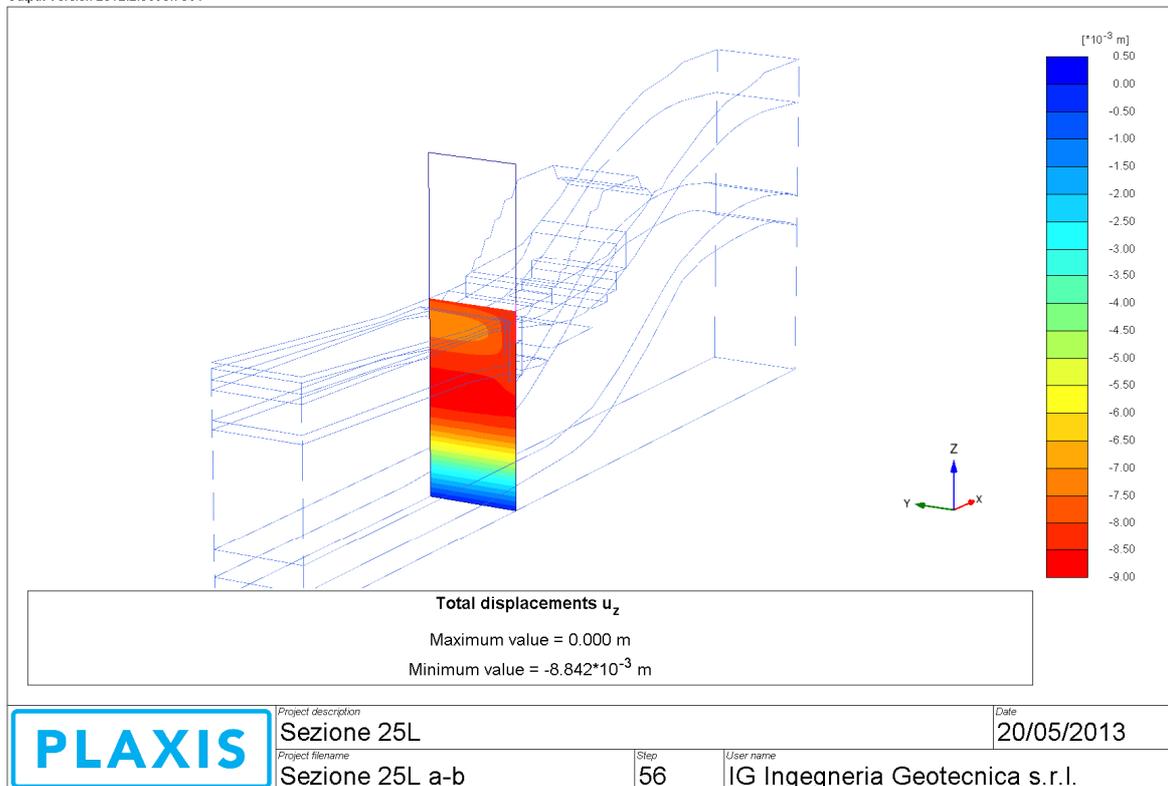
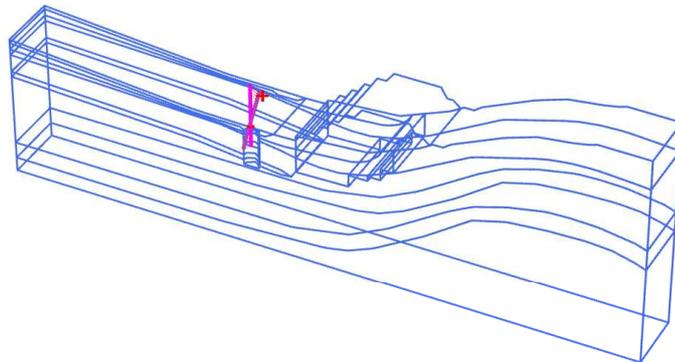


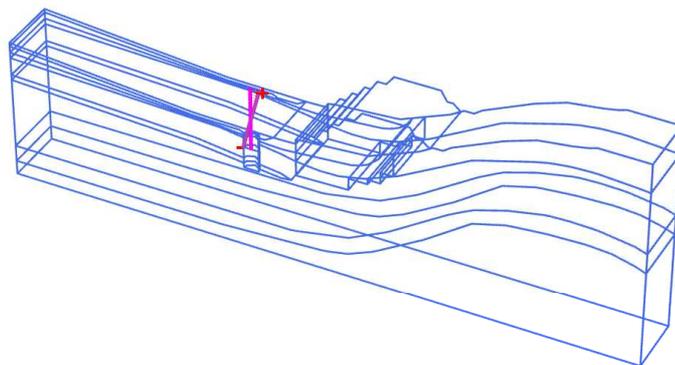
Figura 5.5.22 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 43m: andamento spostamenti verticali



Total displacements $|u|$ (scaled up 500 times)

Maximum value = 0,01685 m (Element 11 at Node 70976)

Figura 5.5.23 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 43m: andamento spostamenti totali pila

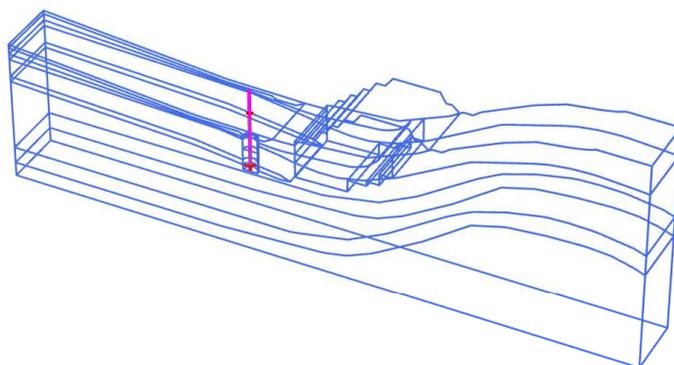


Total displacements u_x (scaled up 500 times)

Maximum value = 0,01472 m (Element 11 at Node 70976)

Minimum value = -0,01240 m (Element 1 at Node 50840)

Figura 5.5.24 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 43m: andamento spostamenti orizzontali pila



Total displacements u_z (scaled up $2,00 \cdot 10^3$ times)

Maximum value = $-8,212 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1 at Node 50888)

Minimum value = $-8,218 \cdot 10^{-3}$ m (Element 11 at Node 70976)

Figura 5.5.25 – Costruzione del rilevato fino all’altezza di circa 43m: andamento spostamenti verticali pila

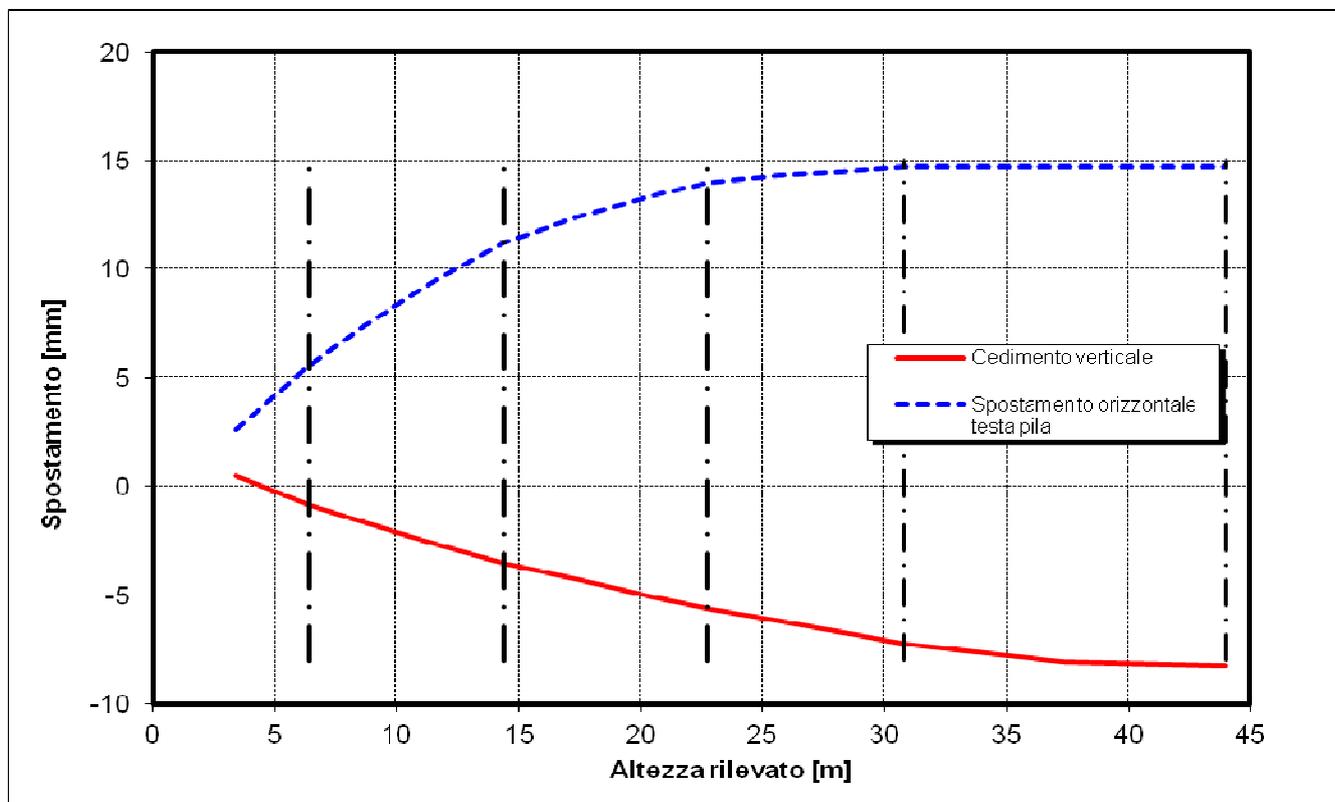


Figura 5.5.26 – Sez. 25 – andamento dello spostamento orizzontale a testa pila e del cedimento verticale al progredire della costruzione (Mohr-Coulomb model)

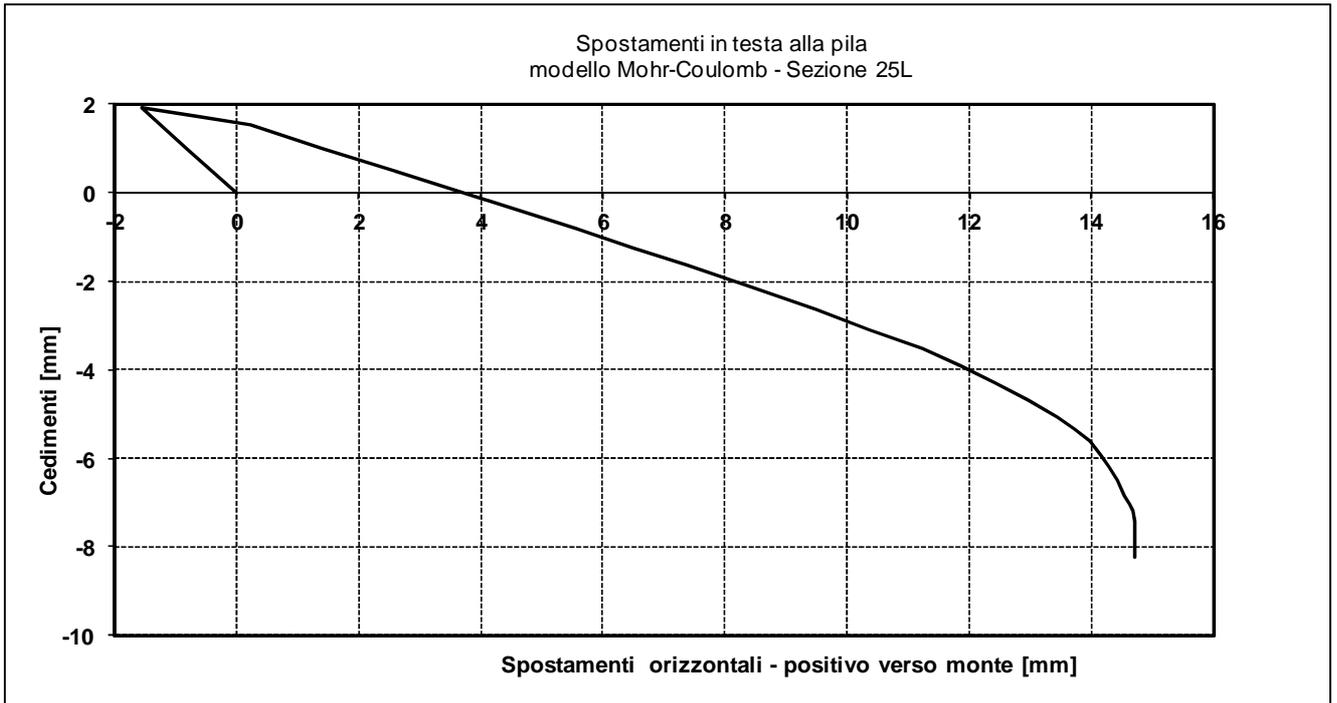


Figura 5.5.27

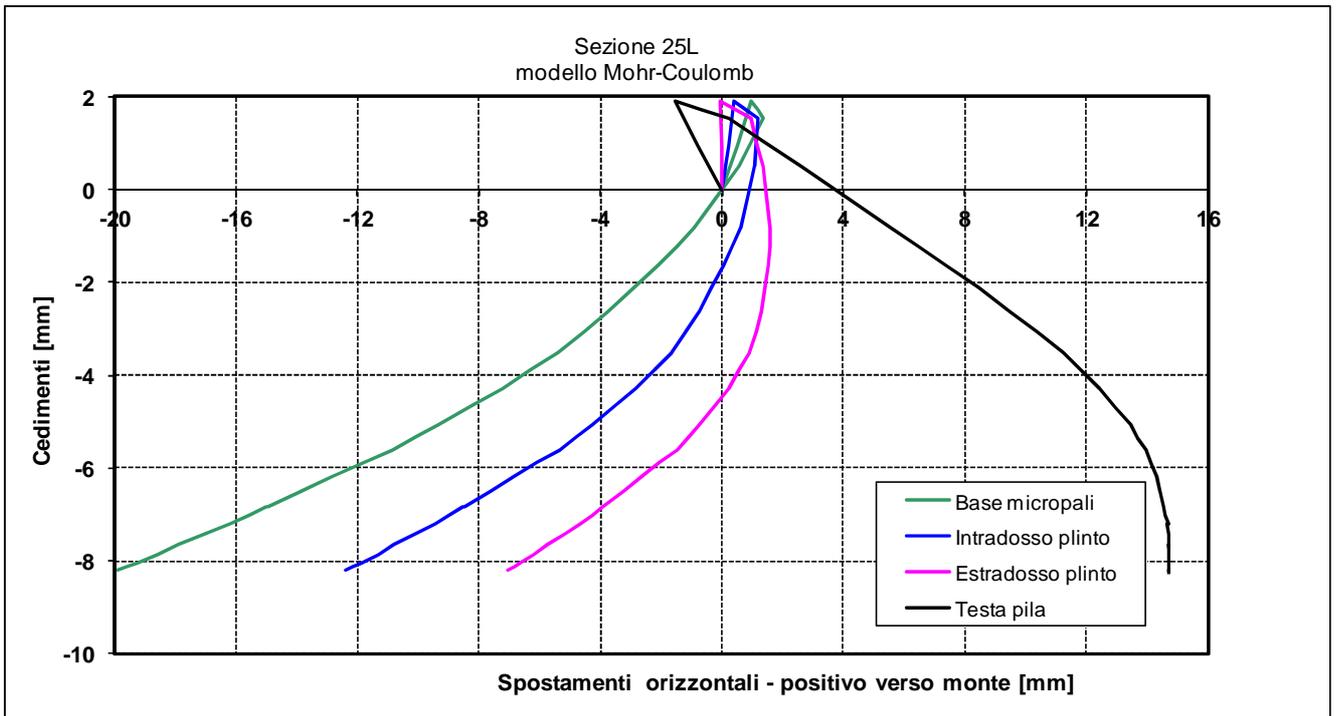


Figura 5.5.28

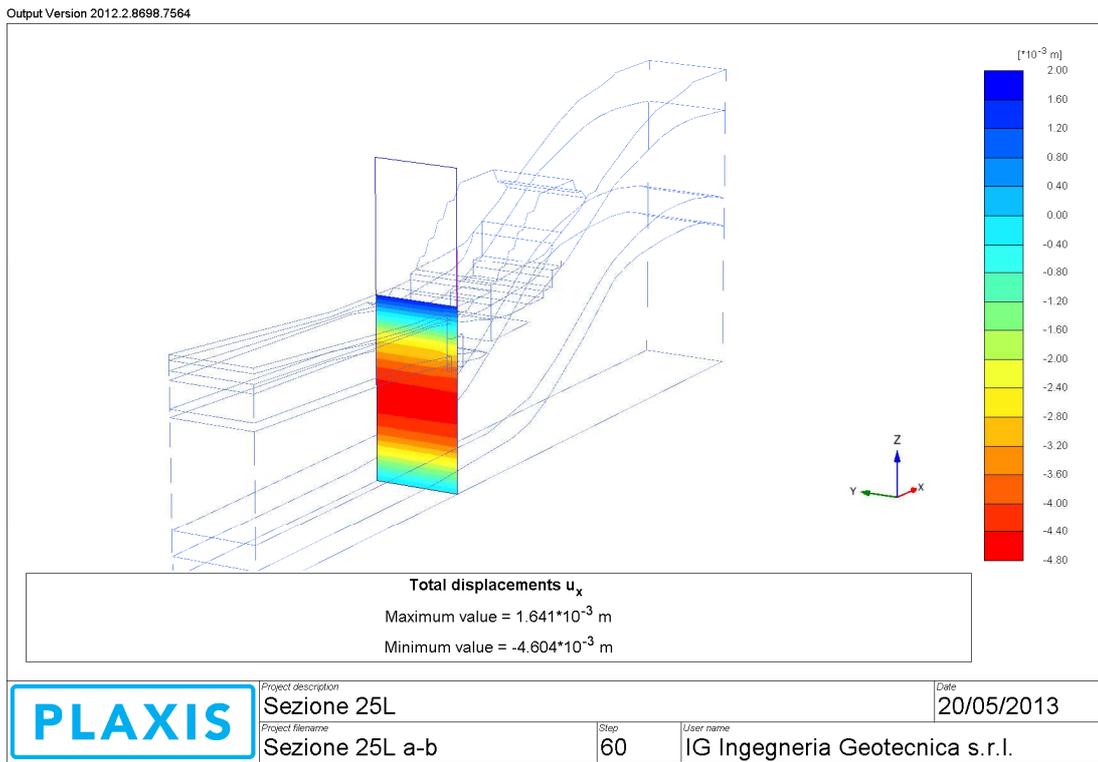


Figura 5.5.29 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 43m: spostamenti orizzontali (HS model)

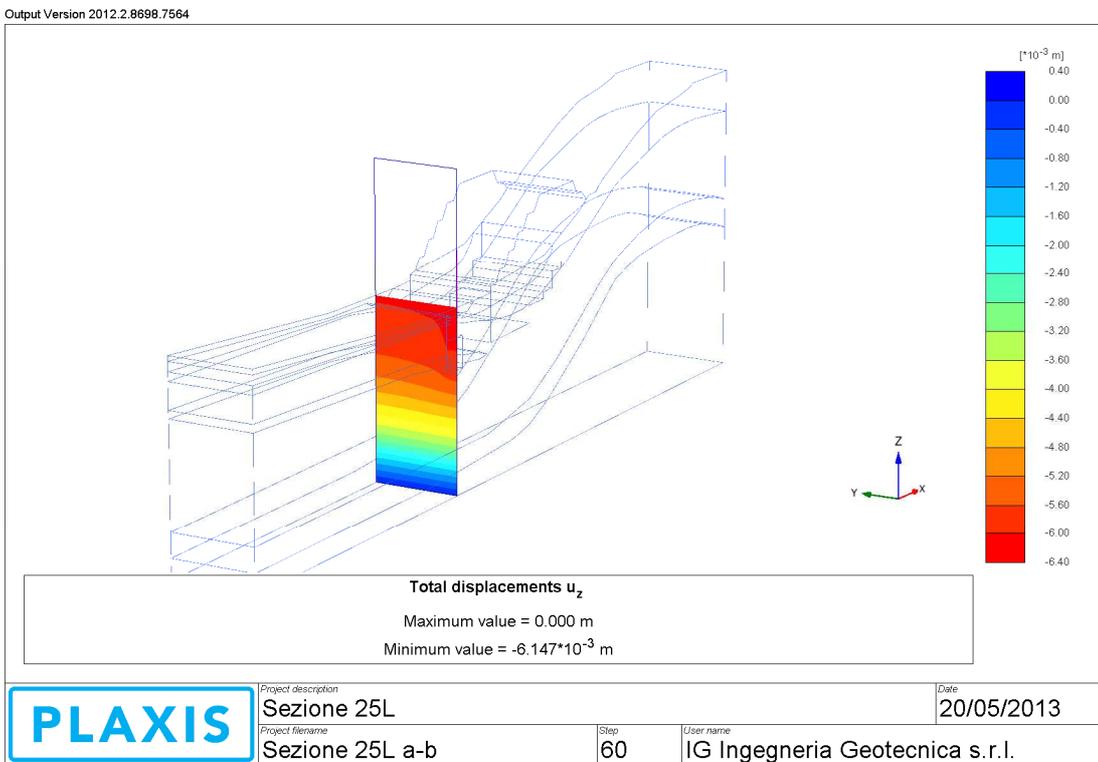
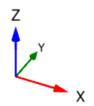
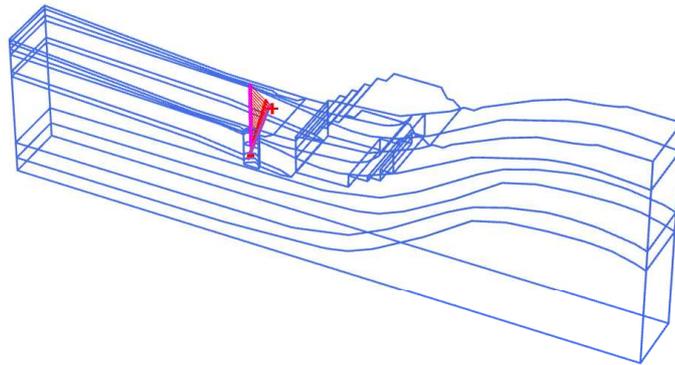
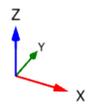
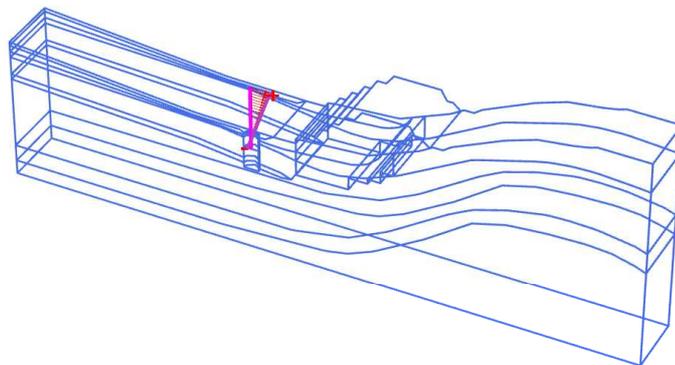


Figura 5.5.30– Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 43m: spostamenti verticali (HS model)



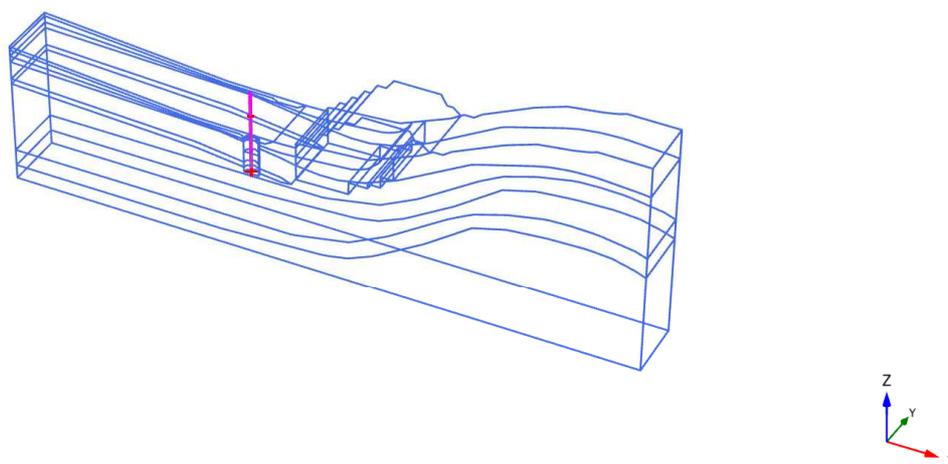
Total displacements $|u|$ (scaled up $2,00 \cdot 10^3$ times)
 Maximum value = $9,837 \cdot 10^{-3}$ m (Element 11 at Node 70976)

Figura 5.5.31 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 43m: spostamenti totali pila (HS model)



Total displacements u_x (scaled up $2,00 \cdot 10^3$ times)
 Maximum value = $7,778 \cdot 10^{-3}$ m (Element 11 at Node 70976)
 Minimum value = $-1,269 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1 at Node 50840)

Figura 5.5.32 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 43m: spostamenti orizzontali pila (HS model)



Total displacements u_z (scaled up $2,00 \cdot 10^3$ times)

Maximum value = $-6,015 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1 at Node 50840)

Minimum value = $-6,022 \cdot 10^{-3}$ m (Element 10 at Node 70845)

Figura 5.5.33 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 43m: spostamenti verticali pila (HS model)

5.5.6 Sezione 8

L'analisi è finalizzata allo studio degli effetti della costruzione del deposito sulla pila P8. E' stata considerata la configurazione del trattamento colonnare riportata nelle tavole di progetto. Il comportamento del terreno è stato modellato sia con un modello elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb Model) sia con un modello costitutivo incrudente (Hardening Soil Model).

Per il modello costitutivo Mohr-Coulomb, le Figure 5.5.34 – 5.5.45 visualizzano gli schemi geometrici di calcolo per la fase geostatica iniziale e per la configurazione finale con altezza di rilevato pari a circa 44m, l'andamento delle tensioni geostatiche nello stato iniziale, spostamenti totali, orizzontali e verticali sia del terreno in corrispondenza della pila sia della pila.

Le Figure 5.5.46 e 5.5.47 visualizzano per la testa pila, lo spiccato pila, l'intradosso plinto di fondazione e la base dei micropali l'andamento dello spostamento orizzontale in funzione del cedimento.

Per il modello Hardening Soil le Figure 5.5.48 – 5.5.52 visualizzano per la configurazione finale con altezza di rilevato pari a circa 44m, l'andamento degli spostamenti orizzontali e verticali del terreno in corrispondenza della pila e degli spostamenti totali, orizzontali e verticali della pila.

Per il modello costitutivo Mohr-Coulomb, l'analisi indica che al termine della costruzione del rilevato lo spostamento orizzontale in testa alla pila è pari a circa 10 mm. Tenendo conto delle incertezze di modello evidenziate dalle analisi preliminari di sensibilità, tale valore potrebbe avere un range di variazione di $\pm 60\%$, restando comunque inferiore allo spostamento orizzontale ammissibile per la funzionalità della pila, pari, secondo le indicazioni nel progettista, a 20 mm.

Nel caso di comportamento del terreno più vicino a quello descritto dal modello incrudente le deformazioni indotte sulla pila sono estremamente modeste. Questi risultati devono però essere letti con estrema cautela vista la oggettiva difficoltà nella definizione raffinata dei parametri geotecnici.

Output Version 2012.2.8698.7564

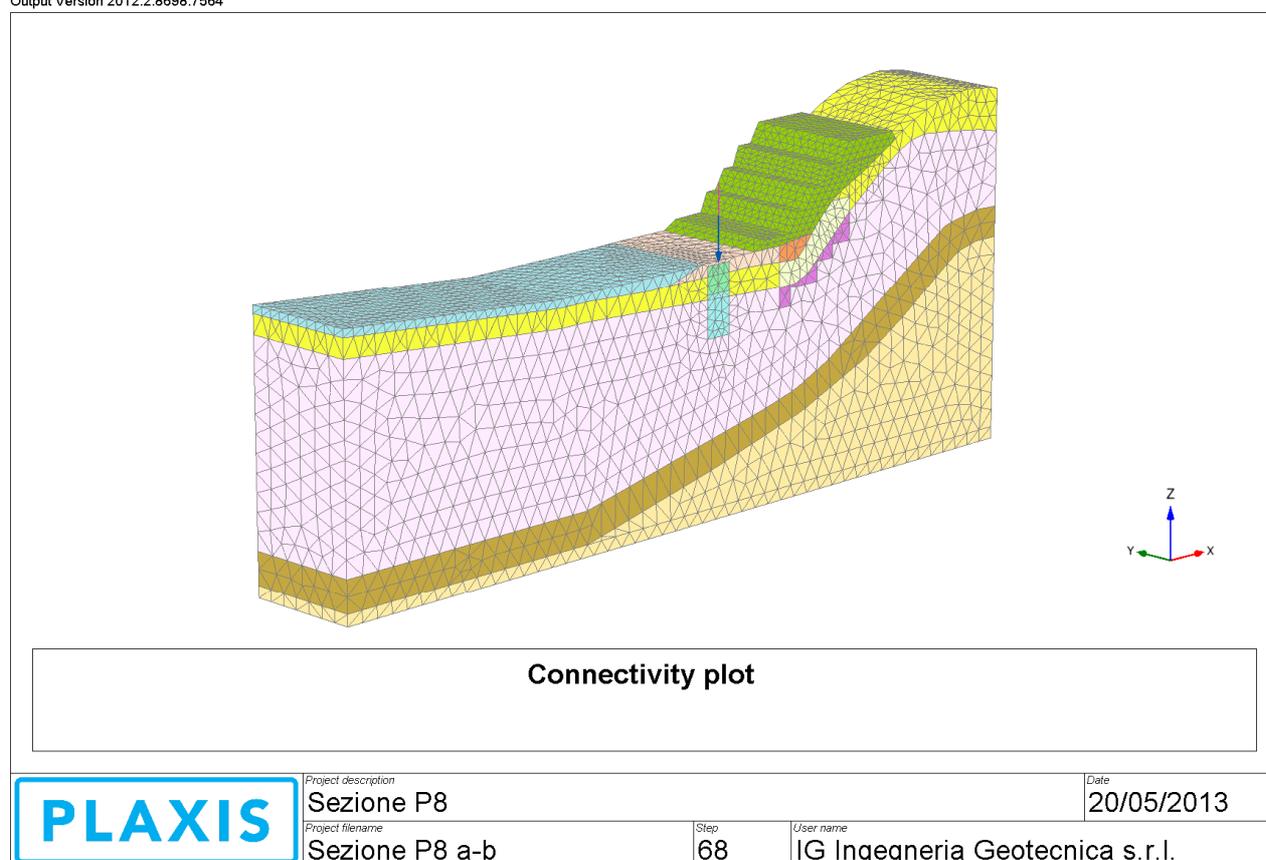


Figura 5.5.34 – Stato geostatico iniziale: schema geometrico di calcolo

Output Version 2012.2.8698.7564

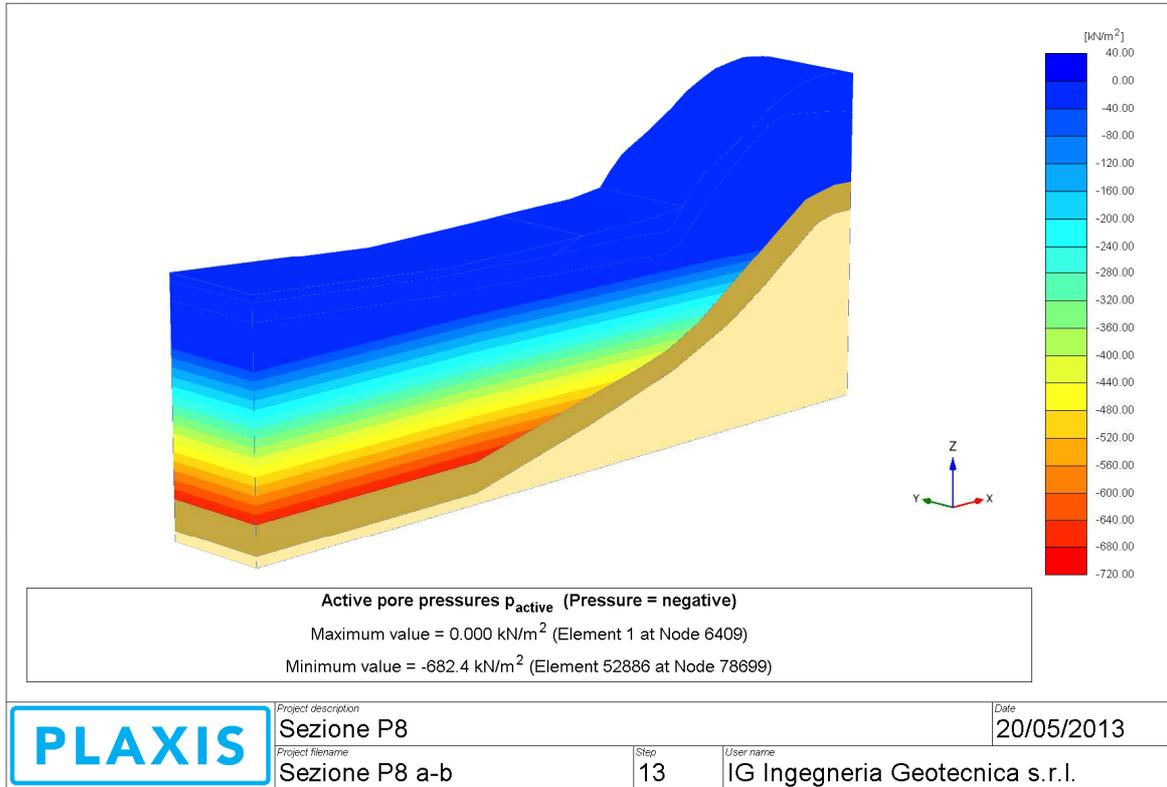


Figura 5.5.35– Stato geostatico iniziale: andamento pressioni idrauliche

Output Version 2012.2.8698.7564

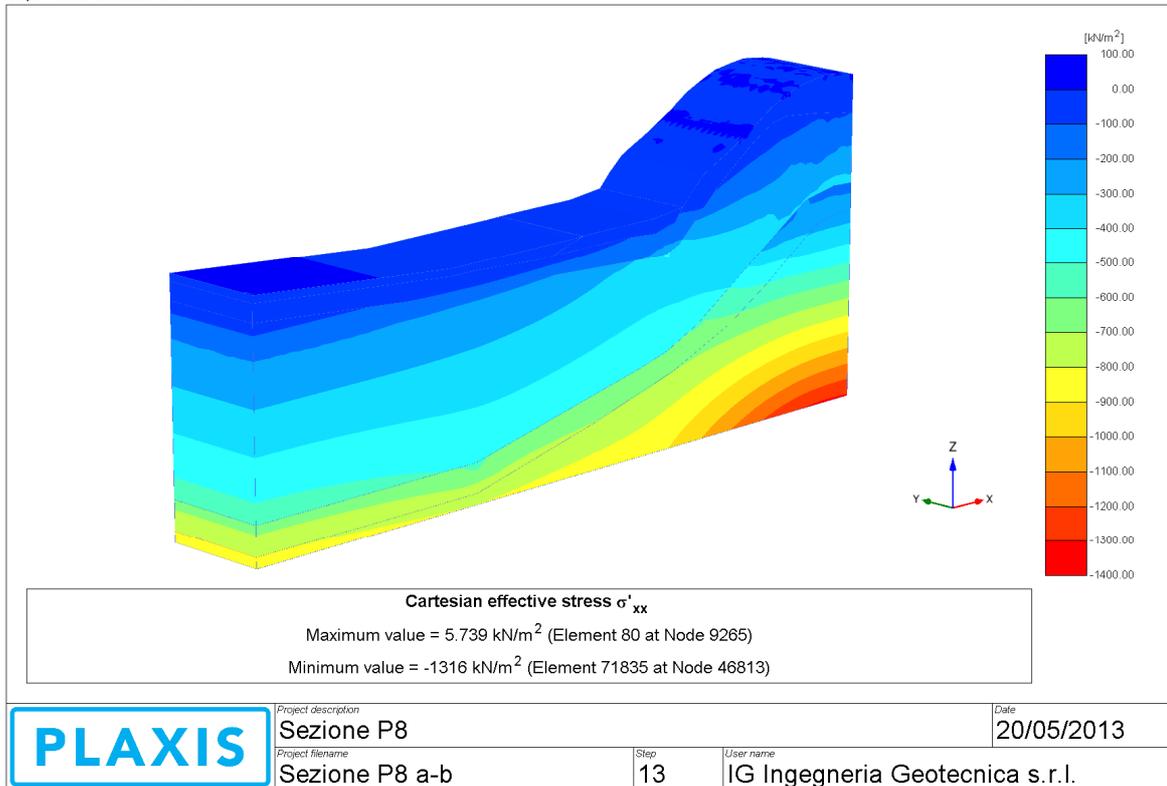


Figura 5.5.36 – Stato geostatico iniziale: andamento pressioni geostatiche orizzontali

Output Version 2012.2.8698.7564

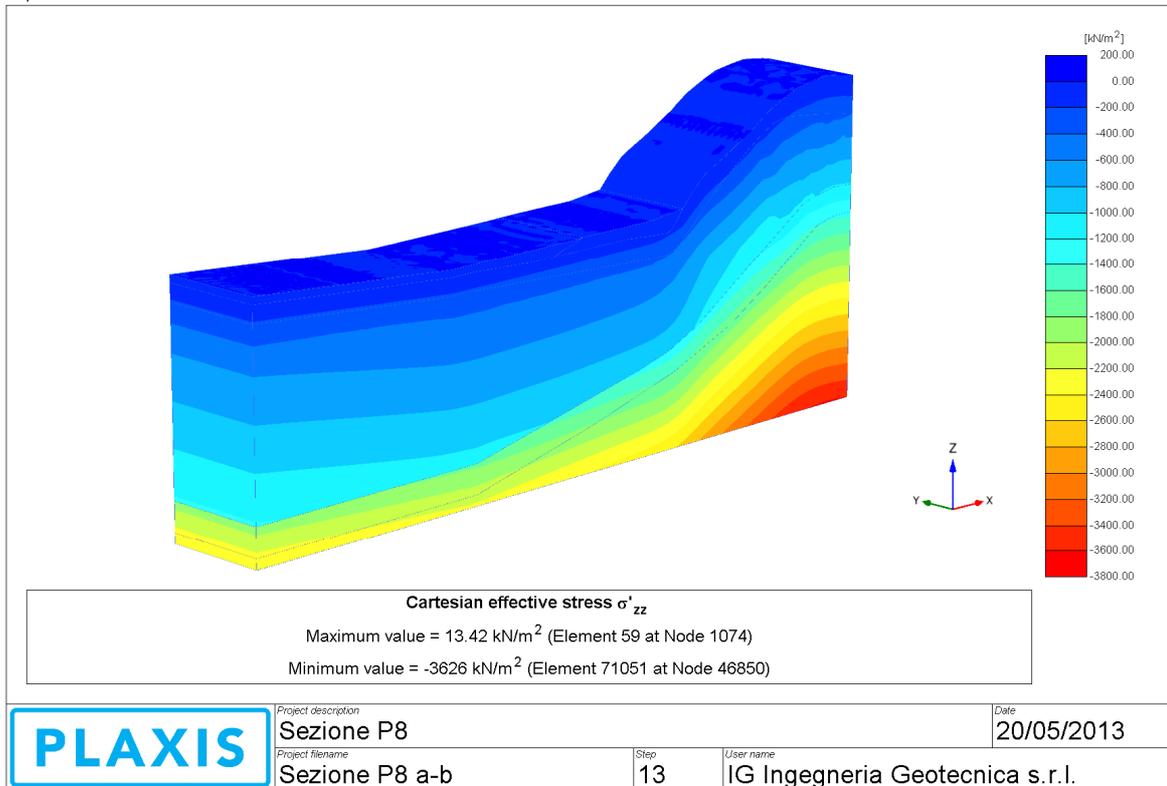


Figura 5.5.37 – Stato geostatico iniziale: andamento pressioni geostatiche verticali

Output Version 2012.2.8698.7564

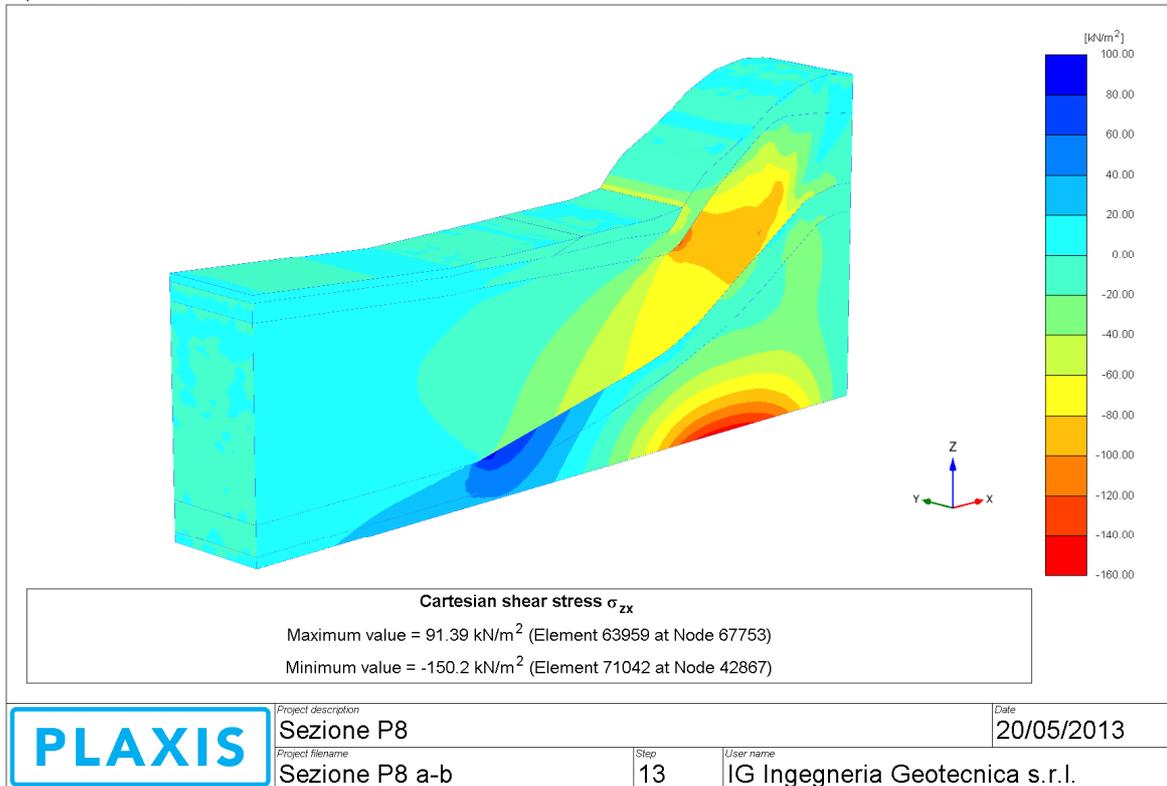


Figura 5.5.38 – Stato geostatico iniziale: andamento tensioni tangenziali

Output Version 2012.2.8698.7564

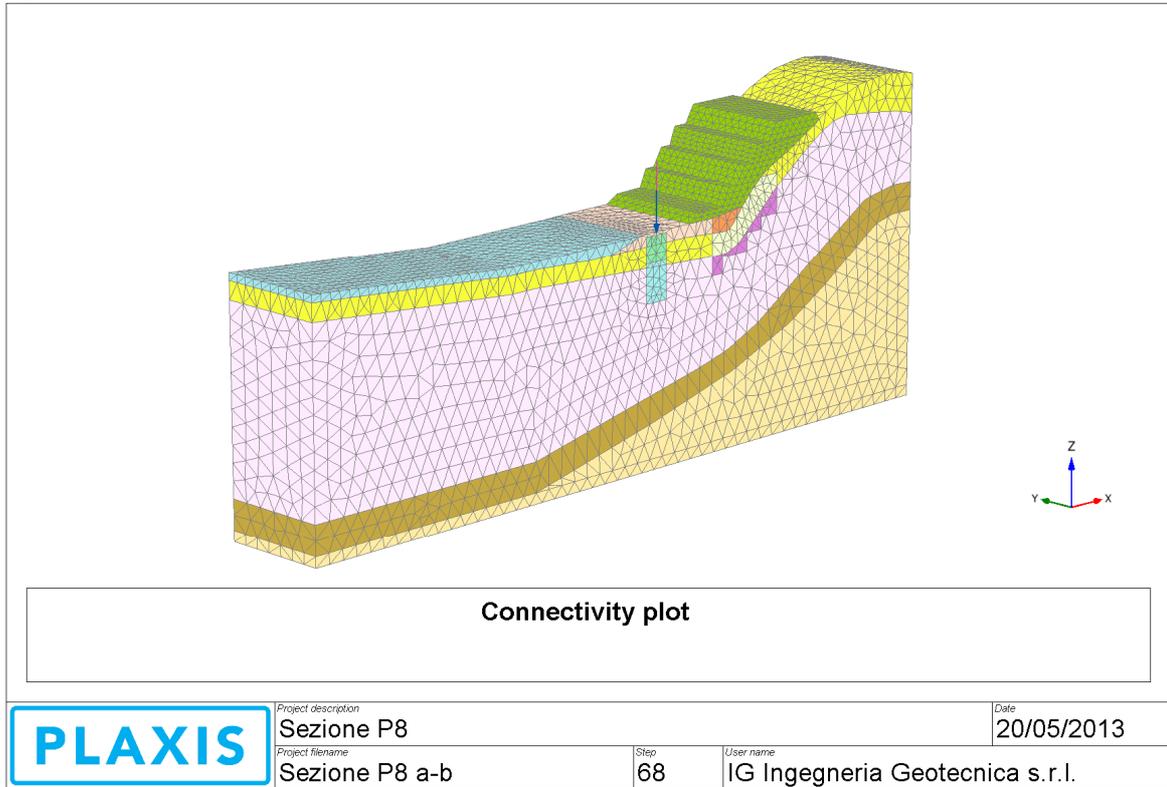


Figura 5.5.39 – Costruzione del rilevato fino all’altezza di circa 44m: schema geometrico di calcolo

Output Version 2012.2.8698.7564

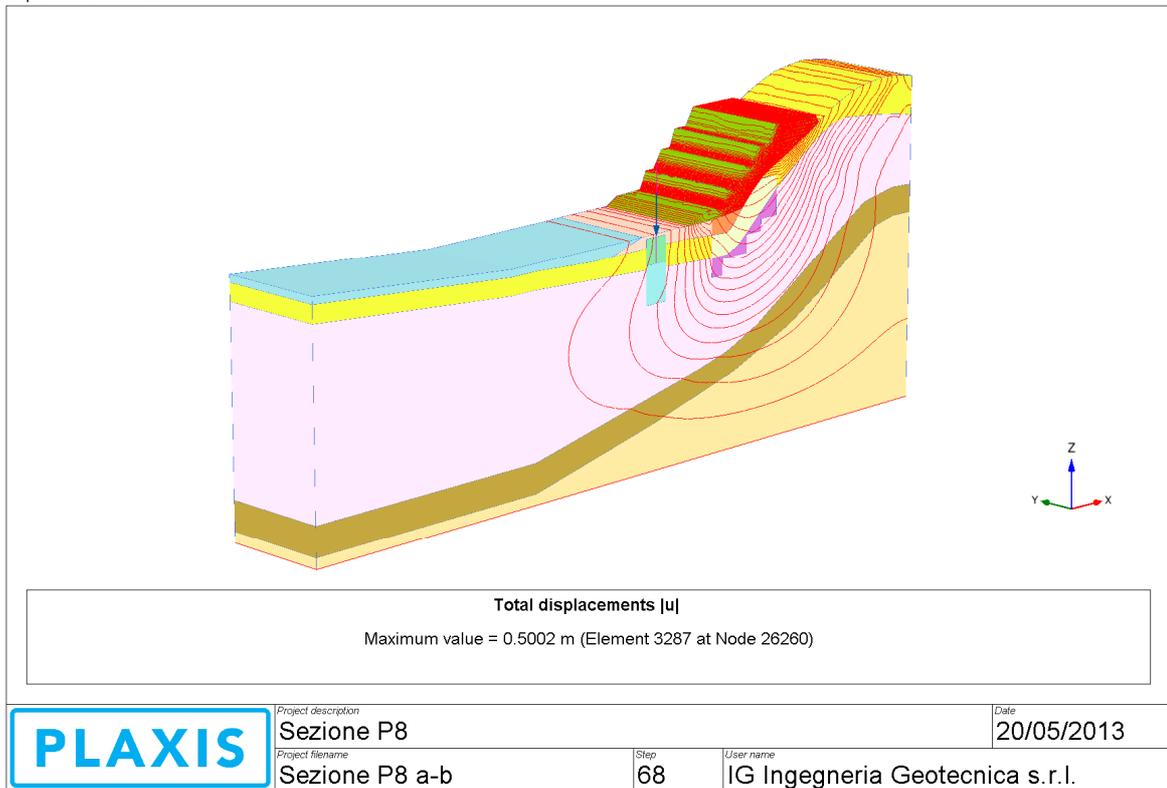


Figura 5.5.40 – Costruzione del rilevato fino all’altezza di circa 44m: andamento spostamenti totali

Output Version 2012.2.8698.7564

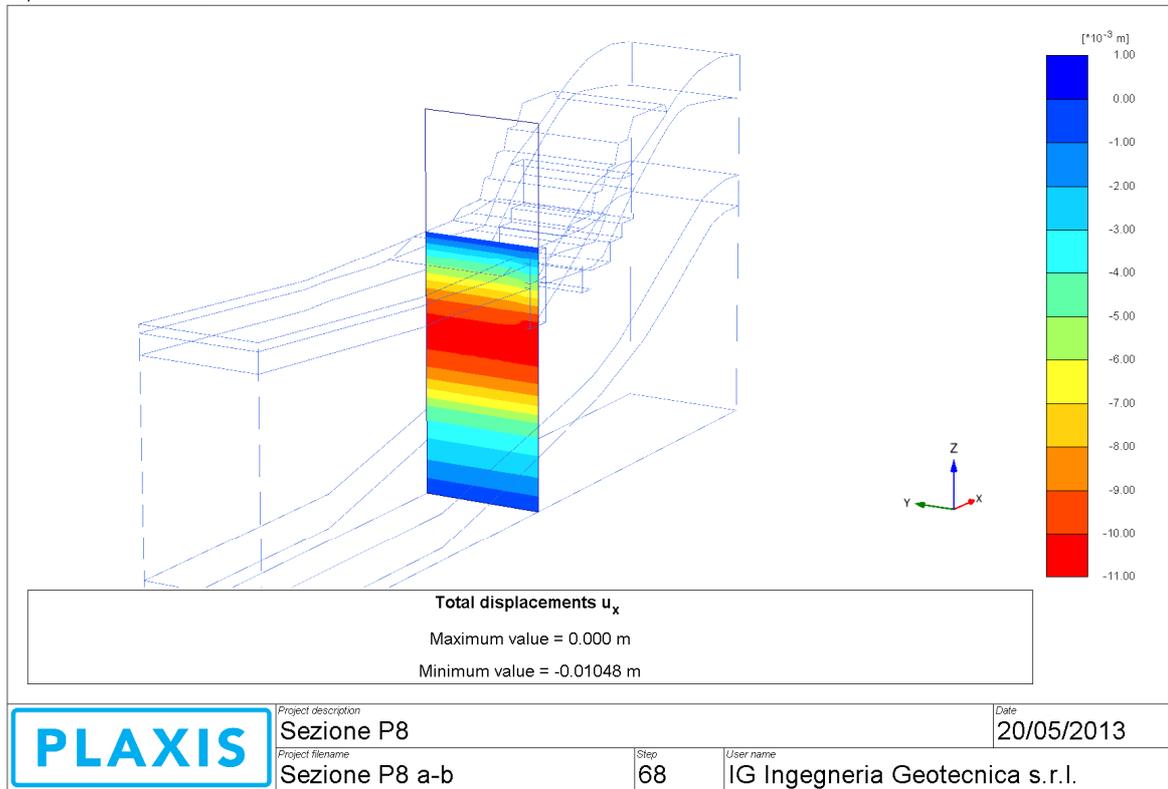


Figura 5.5.41 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 44m: andamento spostamenti orizzontali

Output Version 2012.2.8698.7564

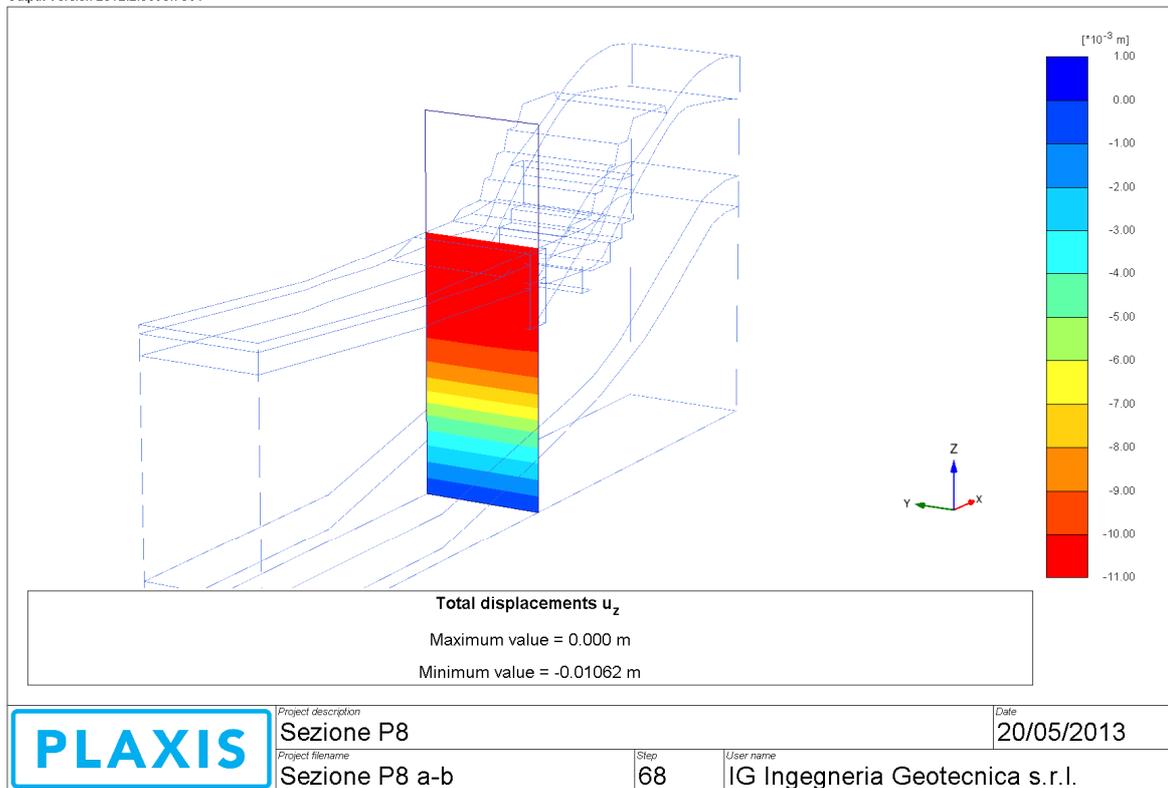
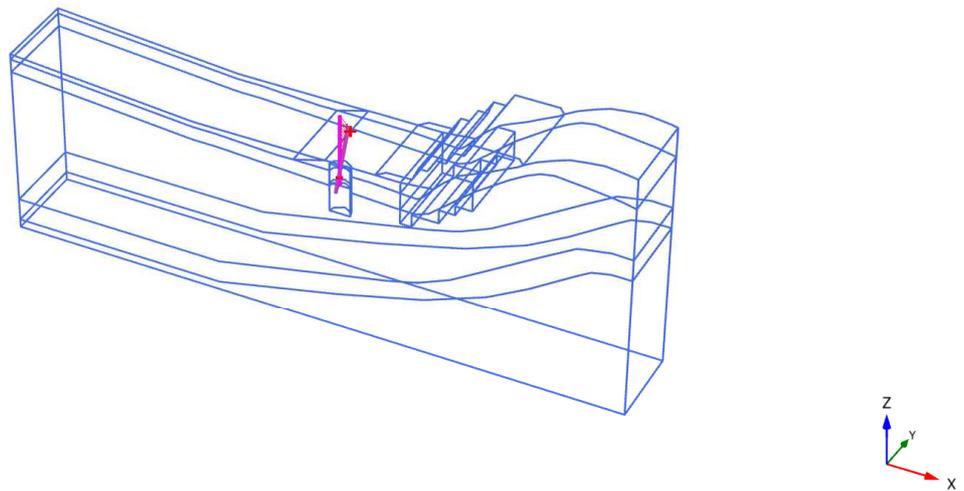
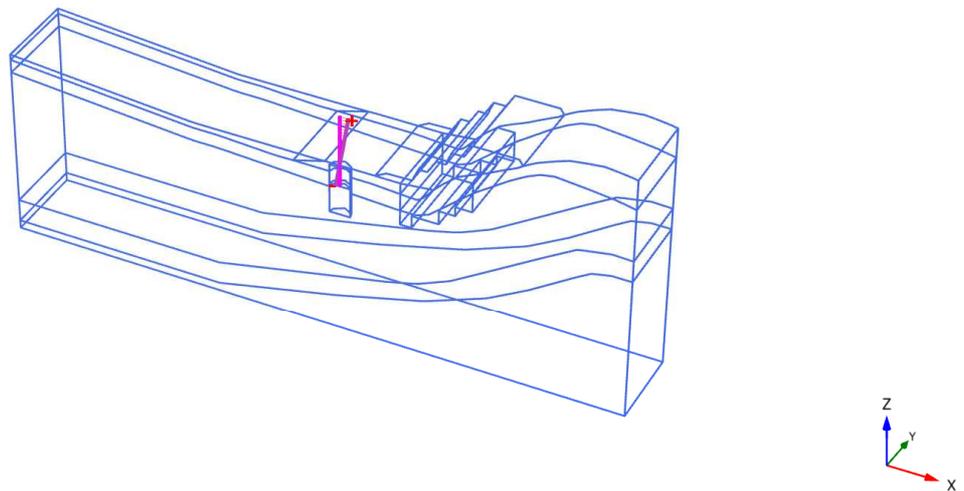


Figura 5.5.42 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 44m: andamento spostamenti verticali



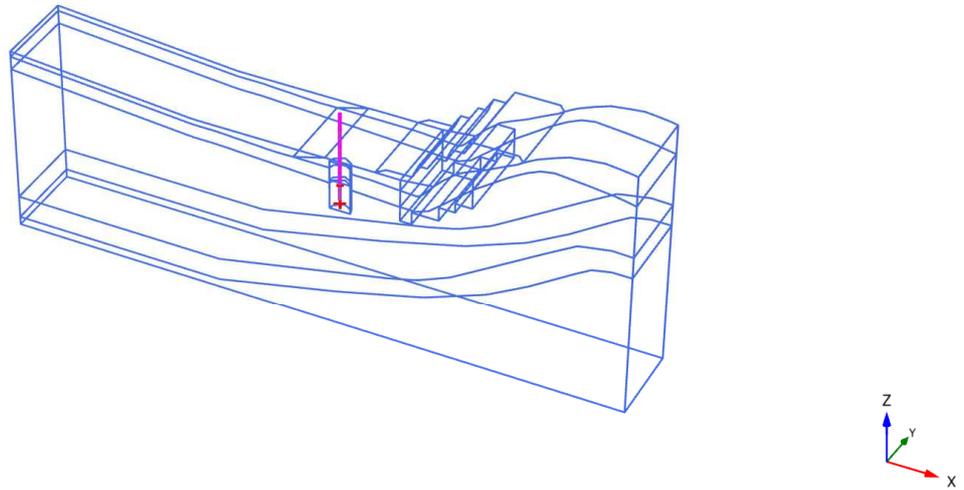
Total displacements $|u|$ (scaled up 500 times)
Maximum value = 0,01444 m (Element 11 at Node 63518)

Figura 5.5.43 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 44m: andamento spostamenti totali pila



Total displacements u_x (scaled up 500 times)
Maximum value = $9,796 \cdot 10^{-3}$ m (Element 11 at Node 63518)
Minimum value = $-4,650 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1 at Node 55764)

Figura 5.5.44 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 44m: andamento spostamenti orizzontali pila



Total displacements u_z (scaled up $1,00 \cdot 10^3$ times)
 Uniform value of $-0,01061$ m

Figura 5.5.45 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 44m: andamento spostamenti verticali pila

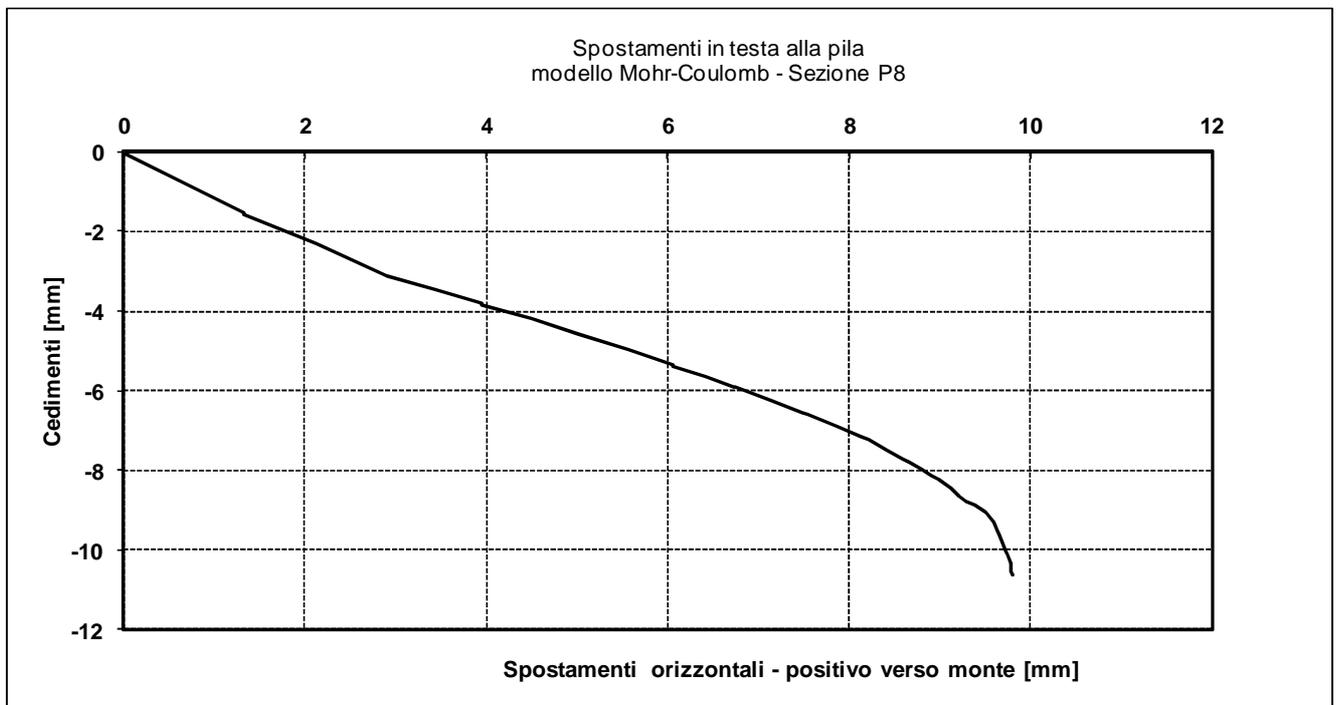


Figura 5.5.46

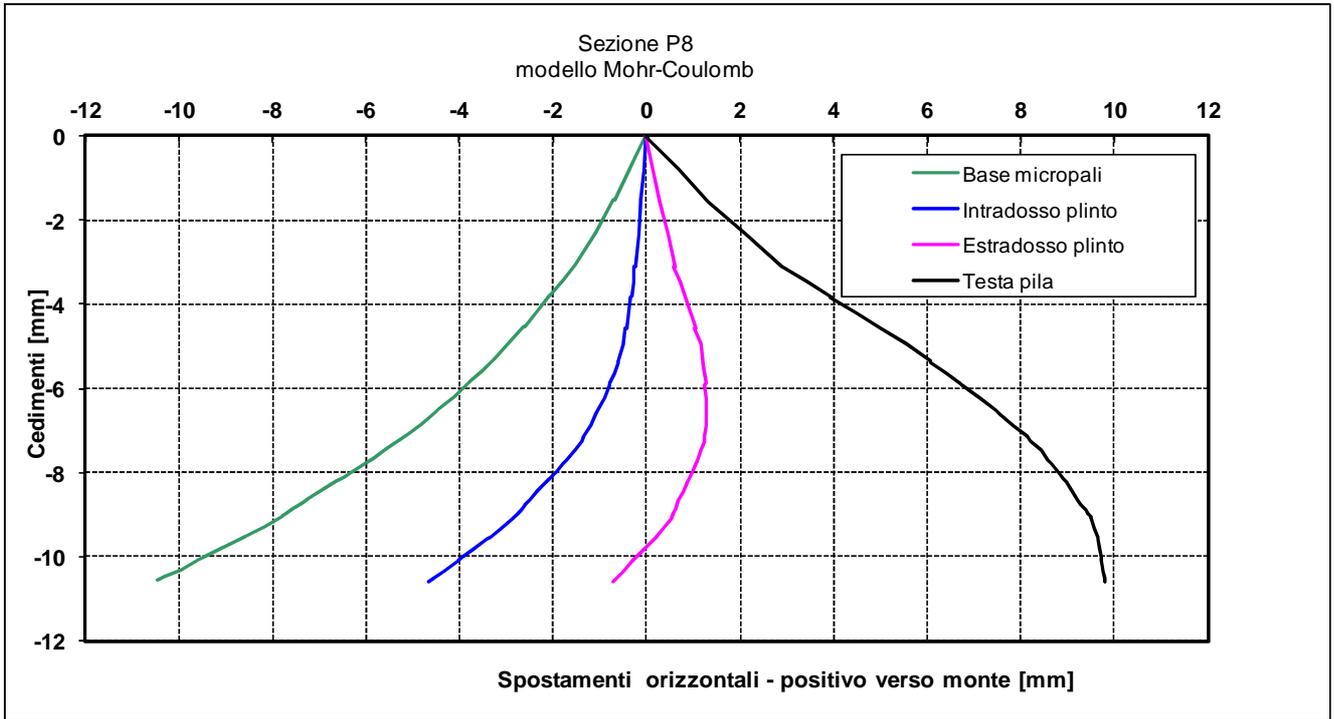


Figura 5.5.47

Output Version 2012.2.8698.7564

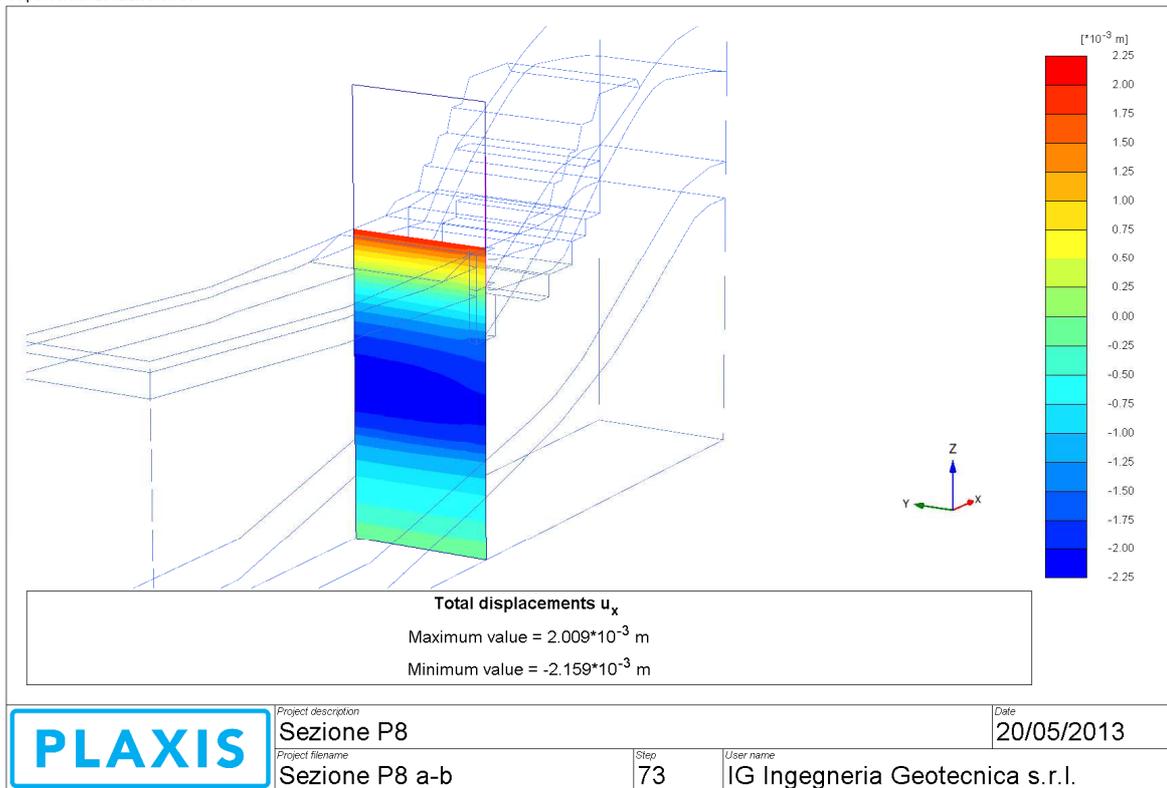


Figura 5.5.48 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 44m: spostamenti orizzontali (HS model)

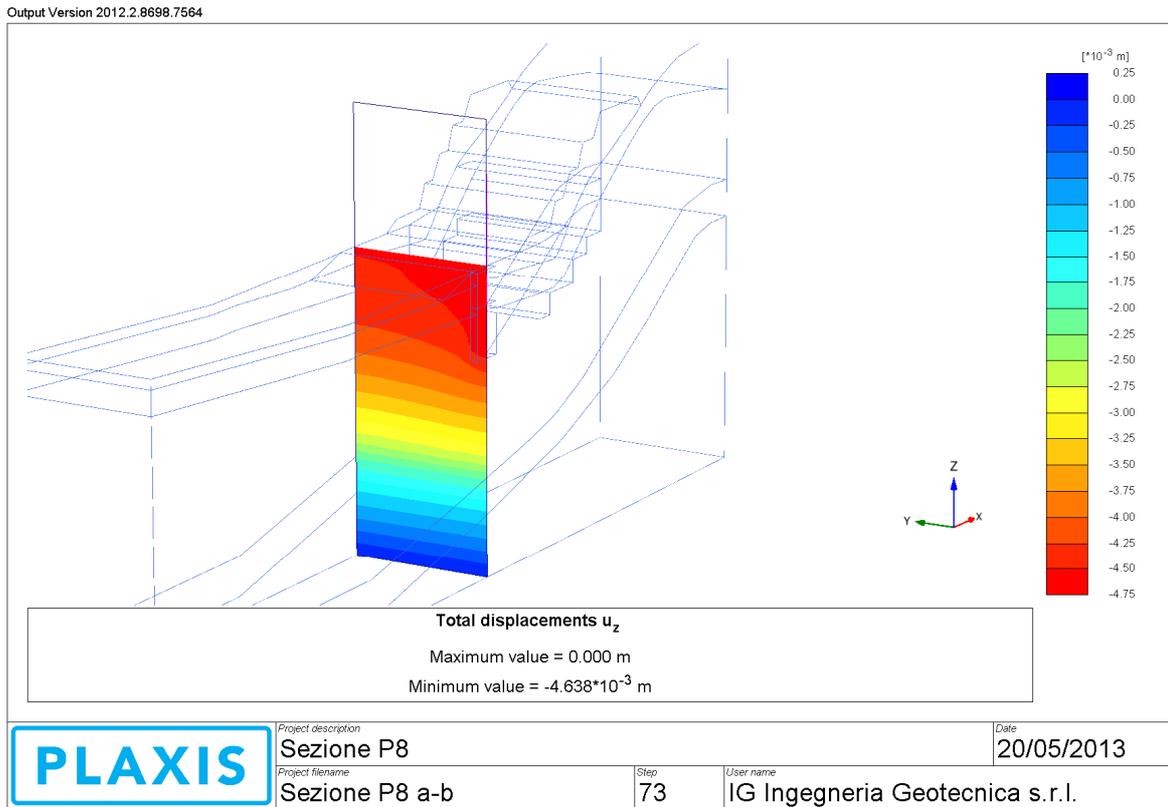


Figura 5.5.49– Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 44m: spostamenti verticali (HS model)

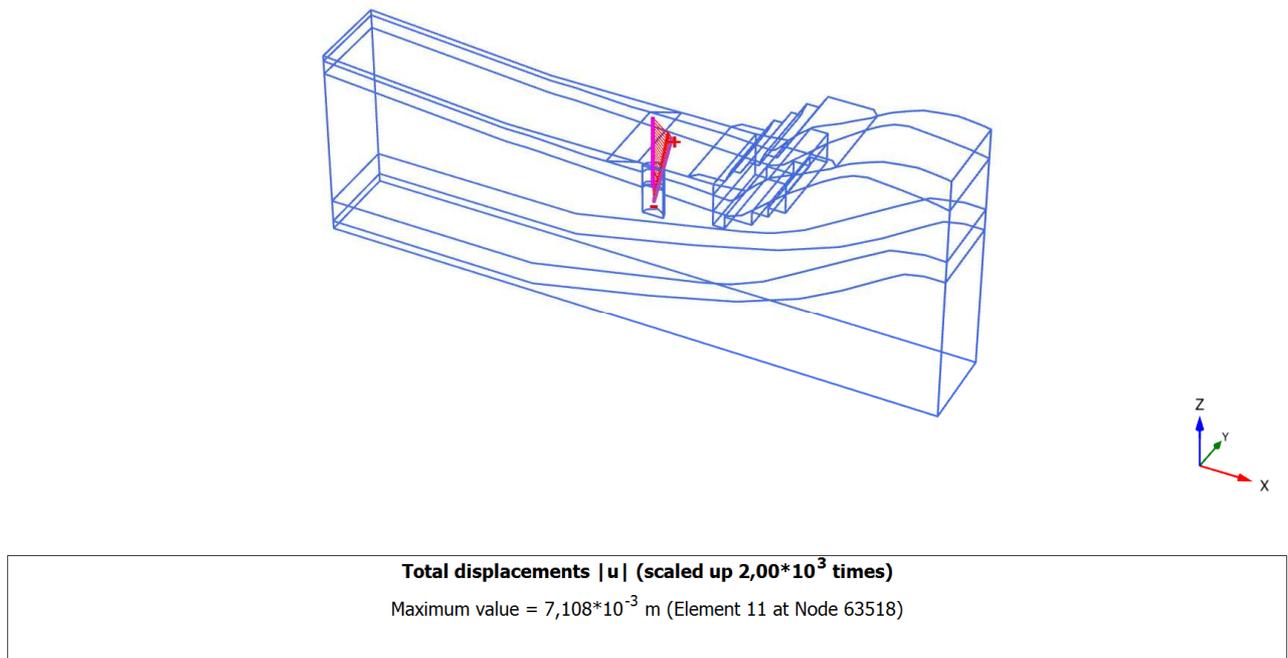
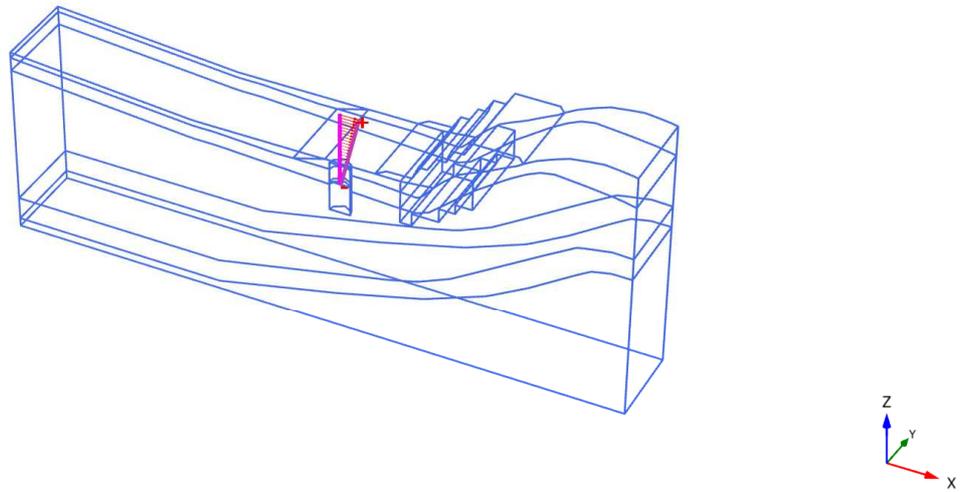


Figura 5.5.50 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 44m: spostamenti totali pila (HS model)

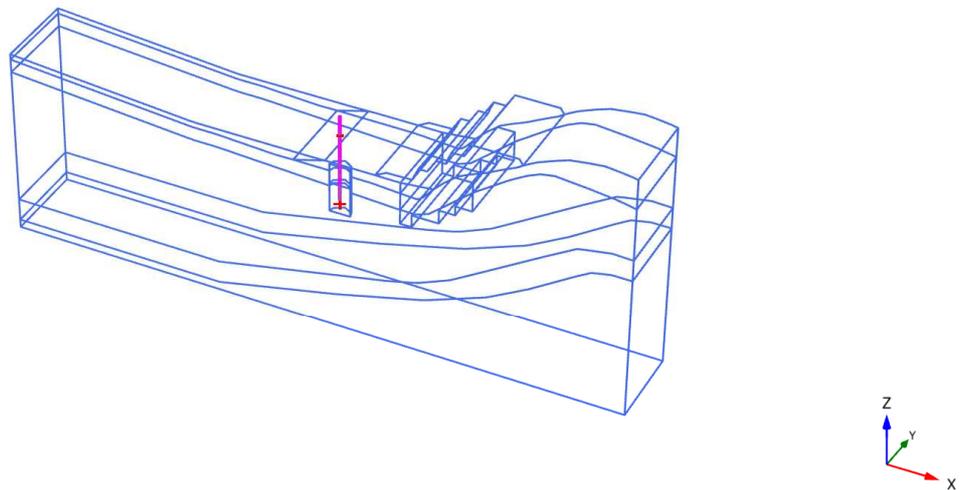


Total displacements u_x (scaled up $2,00 \cdot 10^3$ times)

Maximum value = $5,446 \cdot 10^{-3}$ m (Element 11 at Node 63518)

Minimum value = $0,3138 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1 at Node 55764)

Figura 5.5.51 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 44m: spostamenti orizzontali pila (HS model)



Total displacements u_z (scaled up $2,00 \cdot 10^3$ times)

Maximum value = $-4,563 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1 at Node 55764)

Minimum value = $-4,568 \cdot 10^{-3}$ m (Element 11 at Node 63518)

Figura 5.5.52 – Costruzione del rilevato fino all'altezza di circa 44m: spostamenti verticali pila (HS model)

5.6 Verifica delle colonne di jet-grouting

5.6.1 Generalità

I trattamenti mediante colonne in jet-grouting hanno lo scopo di aumentare le caratteristiche di deformabilità d'insieme del terreno, risultando le colonne in grado di assorbire e trasferire in profondità gran parte delle azioni esercitate dal carico di deponia.

Di seguito sono analizzate:

- le verifiche di stabilità della singola colonna di tipo strutturali e geotecniche;
- le verifiche di capacità portante della palificata di colonne.

I parametri del terreno trattato (colonne) adottati sono i seguenti:

- Diametro della colonna = 1.2 m;
- Angolo di attrito = $\phi^{col} = 56.8^\circ$;
- Coesione = $c_1 = 400$ kPa;
- Modulo di Young = $E_c = 750000$ kPa.
- Resistenza alla compressione monoassiale = 18.16 MPa

I parametri suddetti sono valori medi che derivano dall'interpretazione dei risultati del campo prove eseguito. I valori caratteristici, in accordo alla Tab 6.4.1IV del NTC 2008, sono ottenuti da essi mediante il fattore di correlazione $\xi_3=1.55$.

5.6.2 Verifica di stabilità della singola colonna

In accordo al NTC 2008 e con riferimento ai pali di fondazioni, la verifica della singola colonna verrà effettuata con l'approccio 1:

- combinazione 1 (A1+M1+R1) per le verifiche strutturali

$$Q_{A1}^{col} \leq \frac{Q_{creep}^{col}}{\gamma_{R1}}$$

- combinazione 2 (A2+M1+R2) per le verifiche geotecniche.

$$Q_{A2}^{col} \leq \frac{Q_{ult}^{col}}{\gamma_{R2}}$$

essendo:

Q^{col} = carico agente sulla singola colonna

Q_{ult}^{col} = carico limite caratteristico della singola colonna per rottura del terreno

Q_{creep}^{col} = carico limite caratteristico strutturale della singola colonna per fenomeni di "creep"

γ_R = coefficienti parziali (Tab 6.4.II NTC 2008).

La valutazione del carico agente sulla singola colonna Q^{col} verrà effettuata sulla base di metodi semplificati tipo quelli suggeriti da Broms & Boman (1978) e da Clancy & Randolph (1993) e Horikoshi & Randolph (1999).

5.6.2.1 Valutazione del carico agente sulla singola colonna - metodo di Broms & Boman (1978)

Nel caso di interassi delle colonne non superiori a 3÷4 volte il diametro della colonna e nell'ipotesi che gli spostamenti del terreno trattato siano uguali a quelli del terreno non trattato, vale la seguente espressione:

$$Q^{col} = A^{col} \cdot \frac{q'}{a + \frac{E_s'}{E_c} \cdot (1 - a)}$$

essendo:

Q^{col} = carico agente sulla singola colonna

A^{col} = area della singola colonna

q' = pressione efficace media esercitata dalla fondazione = N/A

$$a = \frac{n \cdot A^{col}}{A}$$

A = area di competenza della singola colonna

N = carico verticale comprensivo del peso efficace della fondazione, ovvero del peso alleggerito dall'eventuale sottospinta idraulica. Si è considerato un rilevato alto 35m con $\gamma=18\text{kN/m}^3$ in assenza di sottospinta idraulica.

n = numero delle colonne al di sotto dell'area di impronta della fondazione

E_s' = modulo di Young "operativo" del terreno non trattato. È stato utilizzato il valore equivalente degli strati interessati dalle colonne assunto $E=85\text{MPa}$

E_c = modulo di Young "operativo" della colonna.

Metodo di Broms e Boman (1978)	
B = lato minore della fondazione (m)	1.90
L = lato maggiore della fondazione (m)	1.90
A = area della fondazione (m ²)	3.61
N = carico verticale agente sulla fondazione (kN)	2957
n = numero colonne sotto la fondazione (-)	1
E_s' = modulo di Young del terreno naturale (kPa)	50915
E_c = modulo di Young della colonna (kPa)	750000
q' = pressione efficace media = N/A (kPa)	819
$a = n \cdot A^{col}/A$ (-)	0.31329
d^{col} = diametro nominale colonna (m)	1.20
A^{col} = area della singola colonna (m ²)	1.13
Q^{col}_{A1} = carico agente sulla singola colonna (kN)	2574

Metodo di Broms e Boman (1978)	
B = lato minore della fondazione (m)	1.90
L = lato maggiore della fondazione (m)	1.90
A = area della fondazione (m ²)	3.61
N = carico verticale agente sulla fondazione (kN)	2274
n = numero colonne sotto la fondazione (-)	1
E_s' = modulo di Young del terreno naturale (kPa)	50112
E_c = modulo di Young della colonna (kPa)	750000
q' = pressione efficace media = N/A (kPa)	630
$a = n \cdot A^{col}/A$ (-)	0.78540
d^{col} = diametro nominale colonna (m)	1.90
A^{col} = area della singola colonna (m ²)	2.84
Q^{col}_{A2} = carico agente sulla singola colonna (kN)	2234

5.6.2 Valutazione del carico agente sulla singola colonna - Metodo di Clancy & Randolph (1993) e Horikoshi & Randolph (1999)

Valgono le seguenti equazioni:

$$P_R = P_T \cdot \frac{(1 - \alpha_{RC}) \cdot K_R}{K_C + K_R \cdot (1 - 2 \cdot \alpha_{RC})}$$

$$P_C = P_T - P_R$$

$$Q^{col} = \frac{P_C}{n}$$

essendo:

P_R = carico efficace trasmesso dalla fondazione sul terreno non trattato

P_C = carico efficace trasmesso dalla fondazione sulle colonne

P_T = carico efficace complessivo trasmesso dalla fondazione sul terreno e sulle colonne

Q^{col} = carico efficace agente sulla singola colonna

n = numero delle colonne al di sotto della fondazione

K_R = rigidezza della fondazione in assenza delle colonne, calcolata come rapporto tra il carico P_T e il cedimento della fondazione supposta infinitamente rigida

K_C = rigidezza della fondazione in presenza delle colonne, calcolata come rapporto tra il carico P_T e il cedimento del gruppo di colonne

$$\alpha_{RC} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{r_R}{r_{eq}}\right)}{\ln\left(\frac{r_m}{r_{eq}}\right)} \leq 0.8$$

$$r_R = \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{\pi}} = \text{raggio equivalente della fondazione}$$

A = area della fondazione

$$r_{eq} = \frac{\sqrt{A^{eq}}}{\sqrt{\pi}} = \text{raggio del "pozzo equivalente"}$$

A^{eq} = area del "pozzo equivalente"

$r_m = r_{eq} \cdot \exp(\zeta)$ = raggio di influenza del "pozzo equivalente" da cui

ζ = coefficiente che tiene conto del raggio di influenza.

Metodo di Clancy e Randolph (1993)		Metodo di Clancy e Randolph (1993)	
P _R = carico efficace trasmesso dalla fondazione sul terreno non trattato (kN)	197	P _R = carico efficace trasmesso dalla fondazione sul terreno non trattato (kN)	182
P _C = carico efficace trasmesso dalla fondazione sulle colonne (kN)	2759	P _C = carico efficace trasmesso dalla fondazione sulle colonne (kN)	2092
P _T = carico efficace complessivo trasmesso dalla fondazione sul terreno e sulle colonne (kN)	2957	P _T = carico efficace complessivo trasmesso dalla fondazione sul terreno e sulle colonne (kN)	2274
n = numero colonne sotto la fondazione (-)	1	n = numero colonne sotto la fondazione (-)	1
K _R = rigidezza della fondazione in assenza delle colonne (kN/m)	168227	K _R = rigidezza della fondazione in assenza delle colonne (kN/m)	173478
K _C = rigidezza della fondazione in presenza delle colonne (kN/m)	604620	K _C = rigidezza della fondazione in presenza delle colonne (kN/m)	623096
$\alpha_{RC} = 1 - (\ln(r_R/r_{eq})) / (\ln(r_m/r_{eq})) <= 0.8$	0.800	$\alpha_{RC} = 1 - (\ln(r_R/r_{eq})) / (\ln(r_m/r_{eq})) <= 0.8$	0.753
$r_R = (A)^{0.5} / (\pi)^{0.5}$	1.07	$r_R = (A)^{0.5} / (\pi)^{0.5}$	1.07
B = lato minore della fondazione (m)	1.90	B = lato minore della fondazione (m)	1.90
L = lato maggiore della fondazione (m)	1.90	L = lato maggiore della fondazione (m)	1.90
A = area della fondazione (m ²)	3.61	A = area della fondazione (m ²)	3.61
B = lato minore dell'impronta colonne (m)	1.20	B = lato minore dell'impronta colonne (m)	1.20
L = lato maggiore dell'impronta colonne (m)	1.20	L = lato maggiore dell'impronta colonne (m)	1.20
A = area dell'impronta colonne (m ²)	1.44	A = area dell'impronta colonne (m ²)	1.44
L _{jet} = lunghezza delle colonne jet grouting (m)	30.0	L _{jet} = lunghezza delle colonne jet grouting (m)	1.9
$r_{eq} = (A^{eq})^{0.5} / (\pi)^{0.5}$	0.68	$r_{eq} = (A^{eq})^{0.5} / (\pi)^{0.5}$	0.68
d ^{eq} = diametro del "pozzo equivalente" (m)	1.35	d ^{eq} = diametro del "pozzo equivalente" (m)	1.35
A ^{eq} = area del "pozzo equivalente" (m ²)	1.44	A ^{eq} = area del "pozzo equivalente" (m ²)	1.44
r _m = r _{eq} * e ^ζ = raggio influenza "pozzo equivalente"	15.00	r _m = r _{eq} * e ^ζ = raggio influenza "pozzo equivalente"	4.34
ζ	3.10	ζ	1.86
Q ^{col} _{A1} = carico agente sulla singola colonna (kN)	2759	Q ^{col} _{A2} = carico agente sulla singola colonna (kN)	2092

5.6.2.3 Carico limite strutturale della colonna

Il carico limite caratteristico strutturale delle colonne a breve termine è dato dalla seguente espressione:

$$Q_{creep}^{col} = \frac{A^{col} \cdot \left[c_1 \cdot \cot \phi^{col} \cdot \left(\frac{1 + \sin \phi^{col}}{1 - \sin \phi^{col}} - 1 \right) + \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \phi^{col}}{1 - \sin \phi^{col}} \right]}{\xi_3}$$

essendo:

c₁ = coesione del terreno trattato

A^{col} = area della colonna

φ^{col} = angolo di attrito del terreno trattato

σ₃ = σ_{vo} + q = pressione totale normale al fusto della colonna esercitata dal terreno in corrispondenza della testa della colonna stessa comprensivo del sovraccarico

q = P_R / A terreno non trattato

σ_{vo} = pressione geostatica verticale totale del terreno in corrispondenza della testa della colonna

ξ₃ = fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica

In relazione ai fenomeni di "creep" il carico limite strutturale a lungo termine della colonna può risultare inferiore a quello a breve termine.

In prima approssimazione, sulla base di quanto indicato in Broms & Boman (1978), il rapporto tra il carico limite a lungo termine e il carico limite a breve termine verrà assunto non superiore a 0.8.

<u>Carico limite strutturale della colonna</u>	
c_1 = coesione del terreno trattato	400.0
ϕ^{col} (°)	56.8
σ_{v0} (kPa)	108
$q = P_R/A_{competenza\ terreno\ non\ trattato}$	80
$\sigma_3 = \sigma_{v0} + q$ (kPa)	188
A^{col} = area della singola colonna (m ²)	1.13
$Q_{u, creep}^{col}$ = carico limite strutturale della colonna per creep (condizioni non drenate) (kN)	5423
Q_{creep}^{col} = carico limite strutturale della colonna per creep (condizioni drenate) (kN)	4339
<u>Verifiche</u>	
<u>Verifiche sulla colonna</u>	
Q_{creep}^{col} = carico limite strutturale della colonna per creep (condizioni drenate) (kN)	4339
ξ_4 (-)	1.55
γ_{R1} (-)	1.00
Q_{creep}^{col} = carico limite caratteristico strutturale della colonna per creep A1 (condizioni drenate) (kN)	2799

Il carico agente sulla colonna con il metodo Broms & Boman (1978) pari a 2574kN e con il metodo di Clancy & Randolph (1993) e Horikoshi & Randolph (1999) pari a 2769 kN risulta inferiore al carico limite caratteristico della colonna a lungo termine pari a 2799 kN. La verifica è soddisfatta.

5.6.2.4 Carico limite caratteristico della singola colonna per rottura del terreno

Il carico limite caratteristico della singola colonna è stato calcolato in analogia ai pali di fondazione. La portata totale limite della colonna singola (Q_u) sottoposto a carichi assiali di compressione è data dalla seguente equazione:

$$\frac{Q_{ult}^{col}}{\gamma_{R2}} = \frac{\frac{Q_{us}}{\xi_3} - W}{\gamma_{R2}}$$

essendo:

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz = \text{portata ultima per attrito laterale}$$

D = diametro della colonna

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto della colonna

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario

z_t = profondità della testa del palo dal p.c. originario

Cautelativamente è stata trascurata la portata di base.

$$\tau_{us} = k \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan(\theta') \leq \tau_{us\max}$$

essendo:

k = coefficiente adimensionale che esprime rapporto tra tensione normale al fusto e verticale

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica calcolata a partire dal p.c. originario

$\tau_{us\max}$ = tensione tangenziale ultima massima consigliabile.

Il valore di $\tau_{us\max}$ è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$$\tau_{us\max} = 3 \cdot \text{NSPT} \text{ kPa} \quad \text{per NSPT} \leq 53$$

$$\tau_{us\max} = 142 + 0.32 \cdot \text{NSPT} \text{ kPa} \quad \text{per NSPT} > 53$$

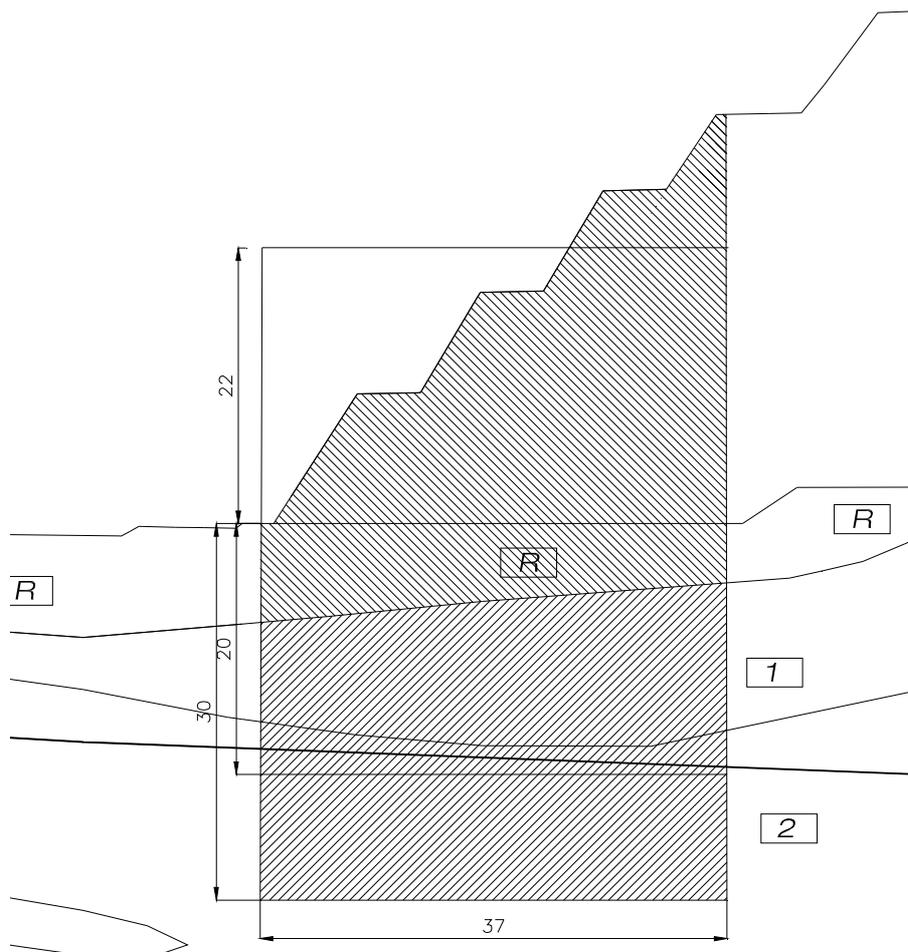
Nella tabella seguente è riportata la verifica della capacità portante. La capacità portante ultima è 3835 kN ed è superiore ai valori massimi sulla colonna pari a 2234 kN (metodo Broms & Boman 1978) e pari a 2092 kN (metodo di Clancy & Randolph 1993 e Horikoshi & Randolph 1999) . La verifica è soddisfatta.

lunghezza palo (m)	lunghezza palo (m)	γ (kN/mc)		σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	Nspt	ϕ' (°)	τ_{lim} (kPa)	$Q_{u, lat}$ (kN)	W_{palo} (kN)	$Q_{tot, SLU}$ (kN)
0		18.0	Riporto								
0.5		18.0	Riporto								
1	0	18.0	Riporto	0.0	0.0	40	30	0	0	14	
1.5	0.5	18.0	Riporto	9.0	9.0	40	30	3	6	28	
2	1	18.0	Riporto	18.0	18.0	40	30	6	18	42	
2.5	1.5	18.0	Riporto	27.0	27.0	40	30	9	35	57	
3	2	18.0	Riporto	36.0	36.0	40	30	12	59	71	
3.5	2.5	18.0	Riporto	45.0	45.0	40	30	16	88	85	
4	3	18.0	Riporto	54.0	54.0	40	30	19	123	99	
4.5	3.5	18.0	Riporto	63.0	63.0	40	30	22	165	113	
5	4	18.0	Riporto	72.0	72.0	40	30	25	212	127	
5.5	4.5	18.0	Riporto	81.0	81.0	40	30	28	264	141	
6	5	18.0	Riporto	90.0	90.0	40	30	31	323	156	
6.5	5.5	18.0	Riporto	99.0	99.0	40	30	34	388	170	3
7	6	20.0	Unità 1	109.0	109.0	50	35	46	474	184	27
7.5	6.5	20.0	Unità 1	119.0	119.0	50	35	50	568	198	55
8	7	20.0	Unità 1	129.0	129.0	50	35	54	671	212	86
8.5	7.5	20.0	Unità 1	139.0	139.0	50	35	58	781	226	121
9	8	20.0	Unità 1	149.0	149.0	50	35	63	899	240	160
9.5	8.5	20.0	Unità 1	159.0	159.0	50	35	67	1025	254	201
10	9	20.0	Unità 1	169.0	169.0	50	35	71	1158	269	247
10.5	9.5	20.0	Unità 1	179.0	179.0	50	35	75	1300	283	296
11	10	20.0	Unità 1	189.0	189.0	50	35	79	1450	297	348
11.5	10.5	20.0	Unità 1	199.0	199.0	50	35	84	1607	311	404
12	11	20.0	Unità 1	209.0	209.0	50	35	88	1773	325	464
12.5	11.5	20.0	Unità 1	219.0	219.0	50	35	92	1946	339	527
13	12	20.0	Unità 1	229.0	229.0	50	35	96	2128	353	593
13.5	12.5	20.0	Unità 1	239.0	239.0	50	35	100	2317	368	663
14	13	20.0	Unità 1	249.0	249.0	50	35	105	2514	382	737
14.5	13.5	20.0	Unità 1	259.0	259.0	50	35	109	2719	396	814
15	14	20.0	Unità 1	269.0	269.0	50	35	113	2932	410	895
15.5	14.5	20.0	Unità 1	279.0	274.0	50	35	115	3149	418	983
16	15	20.0	Unità 1	289.0	279.0	50	35	117	3370	427	1073
16.5	15.5	20.0	Unità 1	299.0	284.0	50	35	119	3595	435	1164
17	16	20.0	Unità 1	309.0	289.0	50	35	121	3824	444	1258
17.5	16.5	20.0	Unità 1	319.0	294.0	50	35	124	4057	452	1353
18	17	20.0	Unità 1	329.0	299.0	50	35	126	4294	461	1450
18.5	17.5	20.0	Unità 1	339.0	304.0	50	32	114	4508	469	1537
19	18	20.0	Unità 1	349.0	309.0	50	32	116	4727	478	1625
19.5	18.5	20.0	Unità 2	359.0	314.0	40	32	118	4949	486	1716
20	19	20.0	Unità 2	369.0	319.0	40	32	120	5174	495	1807
20.5	19.5	20.0	Unità 2	379.0	324.0	40	32	120	5400	503	1900
21	20	20.0	Unità 2	389.0	329.0	40	32	120	5627	512	1992
21.5	20.5	20.0	Unità 2	399.0	334.0	40	32	120	5853	520	2084
22	21	20.0	Unità 2	409.0	339.0	40	32	120	6079	529	2176
22.5	21.5	20.0	Unità 2	419.0	344.0	40	32	120	6305	537	2268
23	22	20.0	Unità 2	429.0	349.0	40	32	120	6531	546	2360
23.5	22.5	20.0	Unità 2	439.0	354.0	40	32	120	6758	554	2453
24	23	20.0	Unità 2	449.0	359.0	40	32	120	6984	563	2545
24.5	23.5	20.0	Unità 2	459.0	364.0	40	32	120	7210	571	2637
25	24	20.0	Unità 2	469.0	369.0	40	32	120	7436	580	2729
25.5	24.5	20.0	Unità 2	479.0	374.0	40	32	120	7662	588	2821
26	25	20.0	Unità 2	489.0	379.0	40	32	120	7888	597	2913
26.5	25.5	20.0	Unità 2	499.0	384.0	40	32	120	8115	605	3005
27	26	20.0	Unità 2	509.0	389.0	40	32	120	8341	614	3098
27.5	26.5	20.0	Unità 2	519.0	394.0	40	32	120	8567	622	3190
28	27	20.0	Unità 2	529.0	399.0	40	32	120	8793	631	3282
28.5	27.5	20.0	Unità 2	539.0	404.0	40	32	120	9019	639	3374
29	28	20.0	Unità 2	549.0	409.0	40	32	120	9246	647	3466
29.5	28.5	20.0	Unità 2	559.0	414.0	40	32	120	9472	656	3558
30	29	20.0	Unità 2	569.0	419.0	40	32	120	9698	664	3651
30.5	29.5	20.0	Unità 2	579.0	424.0	40	32	120	9924	673	3743
31	30	20.0	Unità 2	589.0	429.0	40	32	120	10150	681	3835

5.6.3 Verifiche di capacità portante della palificata di colonne

La verifica della capacità della palificata di colonne è stata eseguita con il metodo della fondazione equivalente. La verifica è stata effettuata su una fondazione diretta fittizia posta ad una profondità di $2/3$ della lunghezza delle colonne.

La sezione analizzata è la seguente:



Considerato il basso livello di sismicità dell'area, nonché l'omogeneità e le buone caratteristiche dei terreni presenti nell'area in oggetto, nel dimensionamento e verifica delle fondazioni saranno considerate solo le azioni trasmesse dalla struttura in elevazione, trascurando quelle cinematiche prodotte dal movimento del terreno.

In accordo al NTC 2008 e con riferimento alle fondazioni superficiali, la verifica della fondazione equivalente verrà effettuata con l'approccio 1 combinazione 2 ($A_2+M_2+R_2$).

La valutazione della capacità portante limite della fondazione superficiale verrà effettuata con il metodo di Brinch Hansen (1970) in condizioni drenate; in accordo a tale metodo risulta quanto segue:

$$\frac{q_{limA2}}{\gamma_{R2}} = \frac{q_{lim\gamma} + q_{limq}}{\gamma_{R2}}$$

essendo:

q_{limA2} / γ_{R2} = capacità portante limite nella condizione A2+M2+R2

$$q_{lim\gamma} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma}$$

$$q_{limq} = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

γ' = peso di volume sommerso del terreno sotto falda

B' = dimensione minore della fondazione efficace equivalente

L' = dimensione maggiore della fondazione efficace equivalente

N_{γ} = $1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan\phi'$ = coefficiente di capacità portante

N_q = $e^{\pi \tan\phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$ = coefficiente di capacità portante

ϕ' = angolo di attrito del terreno

q' = $\gamma' \cdot D$ = pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

D = affondamento della fondazione

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \cdot \frac{B' \cdot i_{\gamma B'}}{L' \cdot i_{\gamma L'}} = \text{coefficiente di forma}$$

$$s_q = 1 + \sin\phi' \cdot \frac{B' \cdot i_{qB'}}{L'} = \text{coefficiente di forma}$$

d_q = $1 + 2 \cdot \tan\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \cdot (D/B')$ = coefficiente di affondamento della fondazione per $D/B' < 1$

d_q = $1 + 2 \cdot \tan\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \cdot \tan^{-1}(D/B')$ = coefficiente di affondamento della fondazione per $D/B' > 1$

γ_{R2} = coefficiente parziali = 2.3

Di seguito è riportata una tabella con i risultati dei carichi. Nei calcoli le verifiche sono state effettuate nell'unità 2 trascurando la coesione e ipotizzando la falda al piano campagna. La verifica è soddisfatta.

Carico del rilevato	Tipo combinaz	B	L	D	Φ' caratt	γ_M	Φ'	γ	B'	q agente
[kN]	(-)	(m)	(m)	(m)	(°)	(-)	(°)	(kN/mc)	(m)	(kPa)
14652	SLU	37.0	130.0	20.0	32.0	1.25	26.6	9	37.00	396
Tipo verifica	Ny	sy	qlim_γ	Nq	sq	dq	qlim_q	qlim _{carat}	γ_R	qlimres
	(-)	(-)	(kPa)	(-)	(-)	(-)	(kPa)	(kPa)	(-)	(kPa)
Drenata	13.58	1.074	2430	12.59	1.074	1.306	3179	5609	2.3	2439

6. CONCLUSIONI

La presente relazione riporta le analisi condotte per il dimensionamento dei manufatti in terra rinforzata previsti per il rinforzo delle scarpate del sito di deponia del marino proveniente dallo scavo del cunicolo esplorativo.

Nelle tavole di progetto sono riportati il layout delle geogriglie per le varie banche e le loro caratteristiche meccaniche.

Particolare attenzione è stata dedicata allo studio degli effetti della costruzione del deposito sulla sicurezza e funzionalità delle pile del viadotto autostradale che si trova in prossimità del deposito e alla valutazione della necessità di eventuali interventi per limitarne gli effetti sfavorevoli. Poiché le tre pile interferite (P8, P9 e P10) presentano altezze notevoli risulta necessaria una attenta stima degli spostamenti orizzontali in testa pila. Lo studio è stato condotto mediante analisi a elementi finiti con schematizzazione bi e tridimensionale del problema.

Sono state eseguite analisi di sensibilità per valutare le incertezze sui risultati dovute da un lato alla definizione del modello geotecnico del sottosuolo e dall'altro alla scelta dei parametri geotecnici da introdurre nelle analisi. Per quanto riguarda il primo aspetto le incertezze sono legate principalmente alla natura dei terreni presenti nell'area i quali sono caratterizzati da una forte variabilità spaziale (sia in senso verticale che orizzontale) ove si evidenzia una presenza contemporanea di materiali granulari e di trovanti distribuiti in maniera assolutamente caotica e casuale.

Tale situazione risulta ai limiti di una corretta caratterizzazione geotecnica per le ragioni seguenti :

- a) fattibilità delle indagini: è noto che nei terreni sabbioso-ghiaiosi risulta impossibile, o comunque estremamente costoso, prelevare campioni indisturbati su cui effettuare prove di laboratorio; inoltre risulta difficoltoso anche il solo recupero di campioni granulometricamente rappresentativi; nello stesso tempo stesso la presenza di materiali grossolani rende problematica la esecuzione di prove penetrometriche statiche e dinamiche.
- b) validità dei risultati ottenuti con le prove in sito: la validità delle correlazioni normalmente utilizzate per la derivazione dei parametri geotecnici dei terreni granulari attraverso i risultati delle prove penetrometriche è legata oltre che alle modalità esecutive di queste ultime anche alla conoscenza delle reali caratteristiche granulometriche dei materiali ed in particolare al loro contenuto in ghiaia ed a quello in fine; d'altro canto queste caratteristiche possono essere determinate in maniera rigorosa solo su campioni indisturbati. Nella pratica usuale si è soliti accontentarsi di dati grossolani ma questo non è più accettabile nei problemi che comportino un elevato livello di rischio come quello in oggetto. Tutti gli aspetti anzidetti sono di maggiore rilevanza nella determinazione dei parametri di deformabilità rispetto a quelli di resistenza;

purtroppo, nel caso in esame, sono proprio i parametri di deformabilità quelli che rivestono la maggiore importanza.

- c) la definizione del modello costitutivo dei terreni: dal punto di vista teorico il problema in esame si compone essenzialmente dei due aspetti seguenti:
 - la determinazione del completo campo tensio-deformativo nell'intorno dell'area di carico delimitata dal cumulo e dall'intervento di jet-grouting in modo da arrivare a definire in maniera sufficientemente rigorosa la diffusione delle componenti tensionali e deformative nel tratto compreso tra l'area di carico e le pile del viadotto con riferimento non solo alle componenti nella direzione verticale ma anche a quelle nella direzione orizzontale. E' noto che in una analisi di questo tipo rivestono una importanza fondamentale da un lato la conoscenza di entrambi i moduli di deformabilità dei terreni (sia quello in direzione verticale che quello in direzione orizzontale) e dall'altro la influenza della non linearità del comportamento meccanico dei terreni e cioè in pratica la degradazione dei moduli con il livello delle deformazioni. Purtroppo la individuazione delle caratteristiche di anisotropia e non linearità del comportamento meccanico dei terreni non può essere effettuata utilizzando i risultati delle prove in sito ma solo con il ricorso a prove di laboratorio (peraltro anche raffinate) su campioni indisturbati.
 - il comportamento di interfaccia tra le fondazioni delle pile ed il terreno circostante; anche in questo caso sono di fondamentale importanza sia la interazione che si sviluppa in senso verticale (cedimenti) che quella in senso orizzontale (dislocazioni laterali) e quindi, anche in questo caso, è di grande rilevanza la conoscenza dei parametri di deformabilità nelle due direzioni. Esiste però una differenza significativa con il problema della diffusione dei carichi nel tratto che si estende dal cumulo di marino alle pile che può essere descritta come segue. Nel problema della diffusione dei carichi nel sottosuolo i parametri di deformabilità ai quali si deve fare riferimento sono quelli posseduti dai materiali nel loro stato naturale; viceversa nel caso della interazione tra pile e terreno tali parametri devono tenere conto anche degli effetti locali di disturbo apportati dalle lavorazioni per il getto delle fondazioni le quali possono indurre delle variazioni di risposta tra le diverse zone di una pila di entità ben maggiori a quelle che sarebbero state causate dai carichi provenienti dal cumulo del marino in assenza di disturbo. Si tenga presente a questo proposito che sono sufficienti piccole differenze di cedimenti tra gli estremi opposti dell'area di imposta di una pila per causare rotazioni dell'ordine di grandezza di quelle ammissibili.
- d) i limiti intrinseci della modellazione numerica.

Lo studio della sezione 25 indica che al termine della costruzione del rilevato (altezza di circa 44 m, per il volume di stoccaggio di progetto pari a 330'000 m³) lo spostamento orizzontale in testa alla pila è pari a circa 15 mm, nel caso in cui il comportamento del terreno è modellato con un modello

elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb. La Figura 5.5.26 mostra nel dettaglio l'andamento di spostamento orizzontale a testa pila e cedimento verticale al progredire della costruzione del rilevato.

Tenendo conto delle incertezze di modello evidenziate dalle analisi preliminari di sensibilità, tale valore potrebbe avere un range di variazione di $\pm 60\%$, superando nel caso più sfavorevole lo spostamento orizzontale ammissibile per la funzionalità della pila, pari, secondo le indicazioni nel progettista, a 20 mm.

Nel caso di comportamento del terreno più vicino a quello descritto dal modello incrudente non sussisterebbero problemi essendo le deformazioni indotte sulla pila estremamente modeste. Questi risultati devono però essere letti con estrema cautela vista la oggettiva difficoltà nella definizione raffinata dei parametri geotecnici.

Alla luce delle suddette considerazioni, accertato che sussistono le condizioni indicate dalla Normativa vigente (punto 6.2.4 delle NTC-2008), ovverosia particolare complessità della situazione geotecnica, importanza dell'opera, permanenza di documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione è stata basata sul metodo osservazionale. Noti i limiti di accettabilità dei valori delle grandezze rappresentative del comportamento del complesso pila-terreno (definiti in fase di progetto definitivo e cogenti per gli scriventi), valutato che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti, è stato deciso di effettuare un attento controllo del comportamento delle pile del viadotto durante la costruzione del deposito.

La fase esecutiva sarà accompagnata da accurato monitoraggio finalizzato alla verifica della corrispondenza tra quanto ipotizzato in sede di progetto e i comportamenti osservati.

Il confronto dei risultati delle simulazioni numeriche con i dati di monitoraggio consentirà anche la calibrazione a posteriori del modello numerico in modo da verificarne e/o affinarne la validità quale strumento previsionale per la valutazione del comportamento deformazionale delle pile del viadotto.

I risultati del monitoraggio potranno confermare l'efficacia e la validità delle soluzioni progettuali adottate o potranno influenzare la definizione delle fasi successive di intervento o suggerire eventuali modifiche e integrazioni del presente progetto (si veda anche la Relazione di Monitoraggio, doc. DEP_BOR_0046).

APPENDICE 1

Verifiche di stabilità interna della struttura in terra rinforzata

Rilevato in progetto (volume di marino 330'000 m³)

Nella seguente tabella 5.3.2 sono riassunti i risultati delle verifiche.

			Lunghezza rinforzi (banche numerate dal basso verso l'alto)						A2+M2+R2 - Global Stability - Bishop analysis		A2+M2+R2 - Direct Sliding - 2-Part Wedge (Spencer) analysis	
Volume marino	Sez	N° Banche	banca 1	banca 2	banca 3	banca 4	banca 5	banc a 6	Fs statico	Fs sisma	Fs statico	Fs sisma
330000 mc	29	6	28/24	28/24	22	16	10/14	8	1,13	1,12	1,20	1,10
	25	5	X	28/24	22	16	10/14	8	1,13	1,13	1,18	1,11
	15	4	X	X	22	16	10/14	8	1,13	1,17	1,18	1,10

			Lunghezza rinforzi (banche numerate dal basso verso l'alto)						A1+M1+R1 - Global Stability - Bishop analysis		A1+M1+R1 - Direct Sliding - 2-Part Wedge (Spencer) analysis	
Volume marino	Sez	N° Banche	banca 1	banca 2	banca 3	banca 4	banca 5	banc a 6	Fs statico	Fs sisma	Fs statico	Fs sisma
330000 mc	29	6	28/24	28/24	22	16	10/14	8	1,41	1,39	1,47	1,37
	25	5	X	28/24	22	16	10/14	8	1,41	1,42	1,43	1,37
	15	4	X	X	22	16	10/14	8	1,40	1,47	1,45	1,38

Tabella 5.3.2 – Volume di marino 330'000 m³: risultati delle verifiche di stabilità interna

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.13

Critical Circle: $X_c = 22.37[m]$, $Y_c = 109.18[m]$, $R = 57.29[m]$. (Number of slices used = 59)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.18

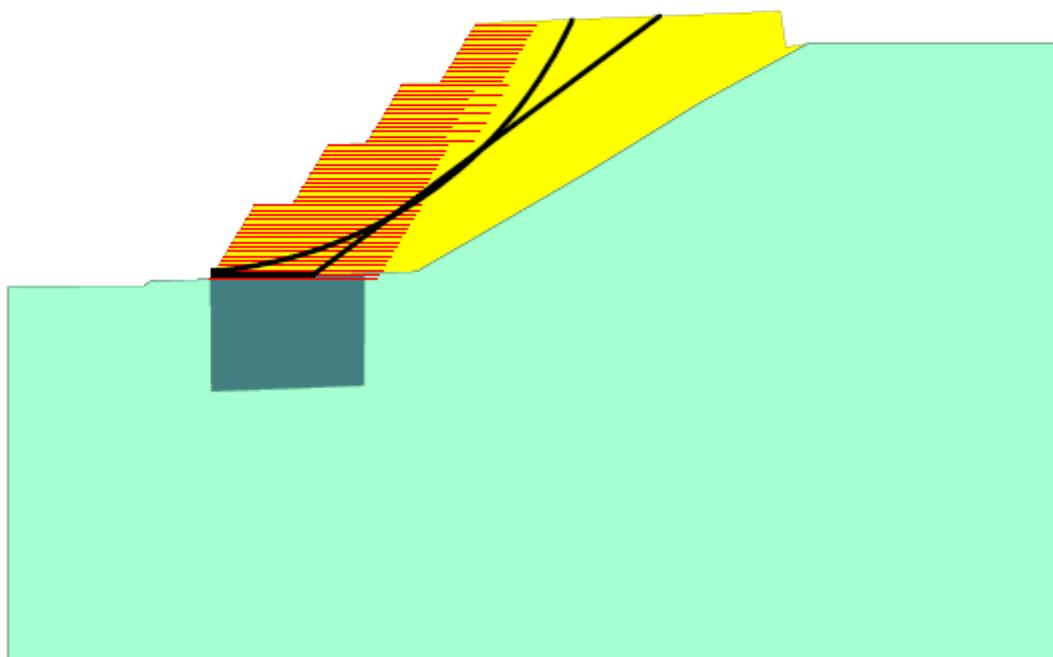
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 27.06$, $Y_a = 51.61$) [m]

($X_b = 40.33$, $Y_b = 51.61$) [m]

($X_c = 86.19$, $Y_c = 86.16$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 31.97 [degrees]



SCALE:

0 2 4 6[m]



Sez. 15 – Combinazione 2 caso statico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.17

Critical Circle: $X_c = 30.91[m]$, $Y_c = 102.87[m]$, $R = 50.88[m]$. (Number of slices used = 56)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.10

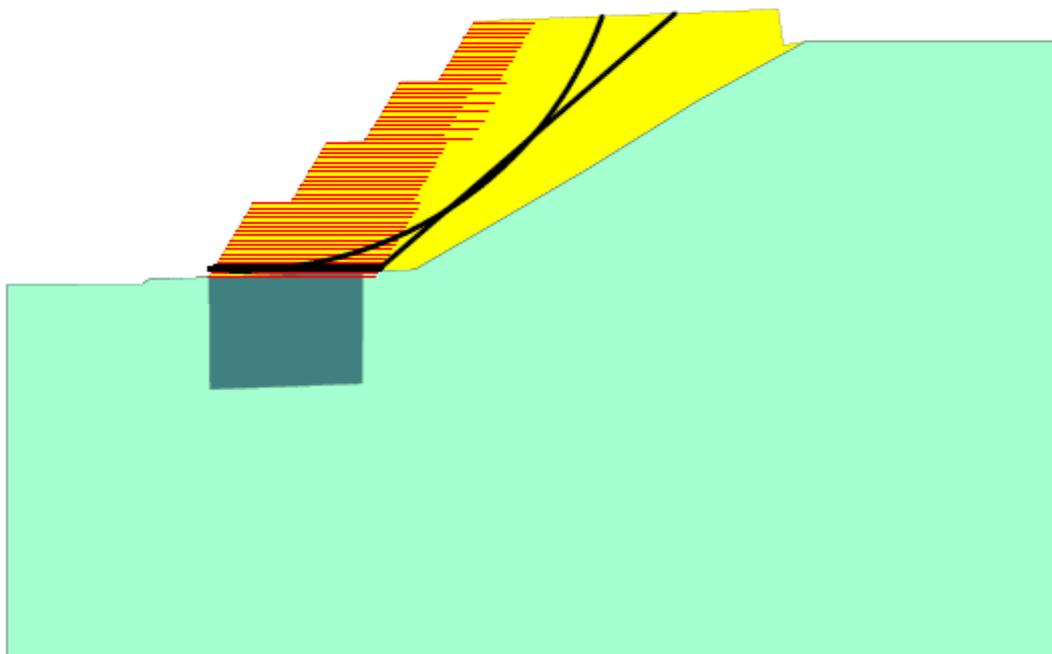
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 27.43$, $Y_a = 52.23$) [m]

($X_b = 49.39$, $Y_b = 52.23$) [m]

($X_c = 88.53$, $Y_c = 86.26$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 29.28 [degrees]



SCALE:

0 2 4 6 [m]

Sez. 15 – Combinazione 2 caso sismico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.13

Critical Circle: $X_c = -3.04[m]$, $Y_c = 111.85[m]$, $R = 74.65[m]$. (Number of slices used = 58)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.18

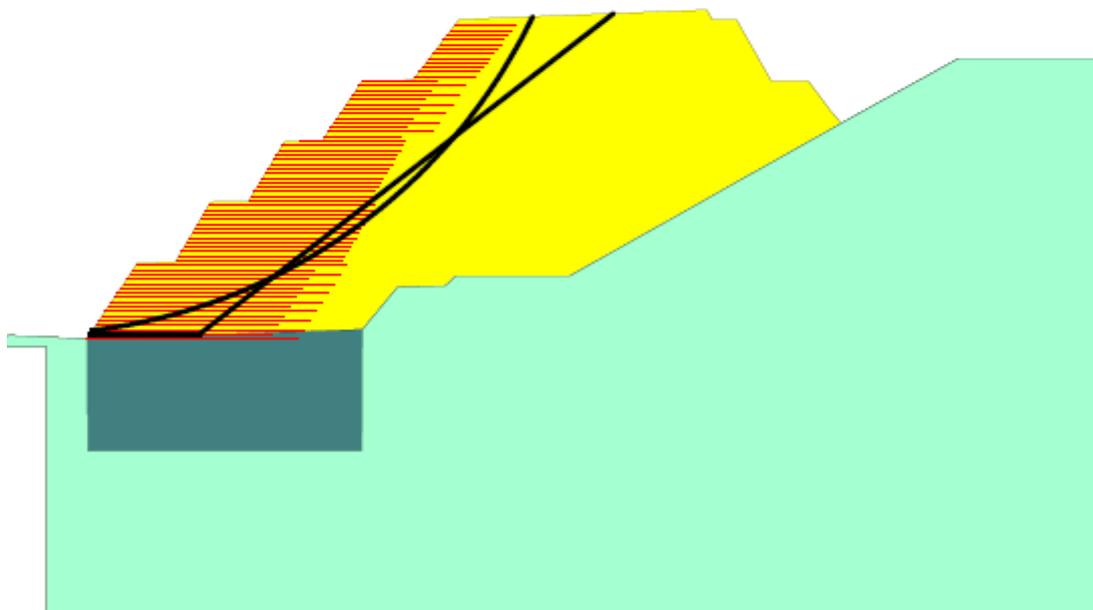
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 5.70$, $Y_a = 37.21$) [m]

($X_b = 20.13$, $Y_b = 37.21$) [m]

($X_c = 75.04$, $Y_c = 80.11$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 33.63 [degrees]



SCALE:

0 2 4 6[m]



Sez. 25 – Combinazione 2 caso statico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.13

Critical Circle: $X_c = 9.38[m]$, $Y_c = 101.15[m]$, $R = 63.48[m]$. (Number of slices used = 61)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.11

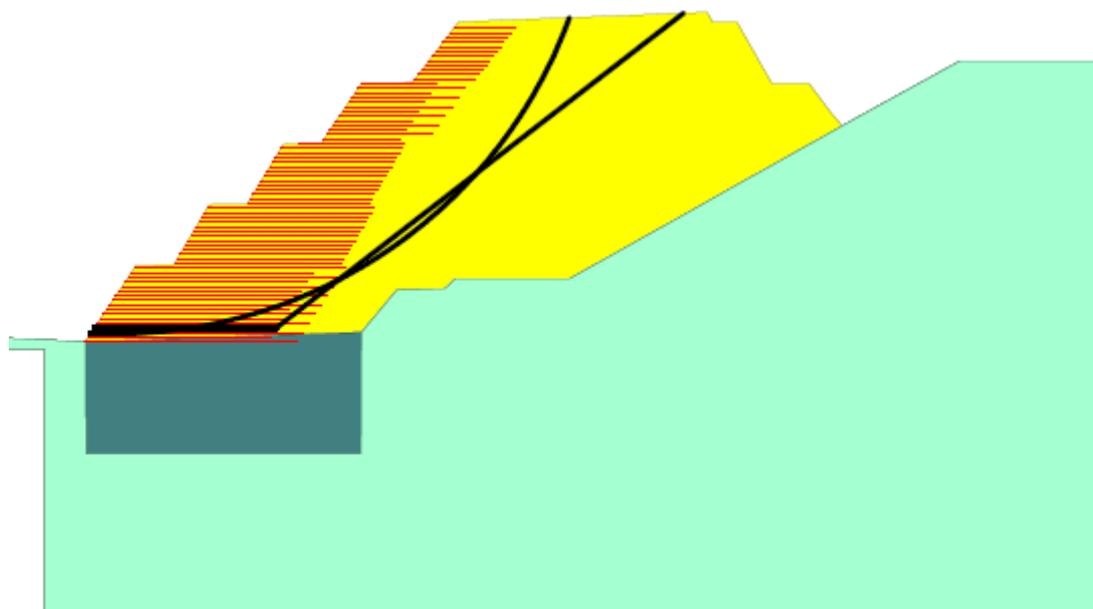
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 6.51$, $Y_a = 38.44$) [m]

($X_b = 30.49$, $Y_b = 38.44$) [m]

($X_c = 84.29$, $Y_c = 80.48$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 29.67 [degrees]



SCALE:

0 2 4 6[m]



Sez. 25 – Combinazione 2 caso sismico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.13

Critical Circle: $X_c = 37.80[m]$, $Y_c = 115.79[m]$, $R = 61.00[m]$. (Number of slices used = 60)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.20

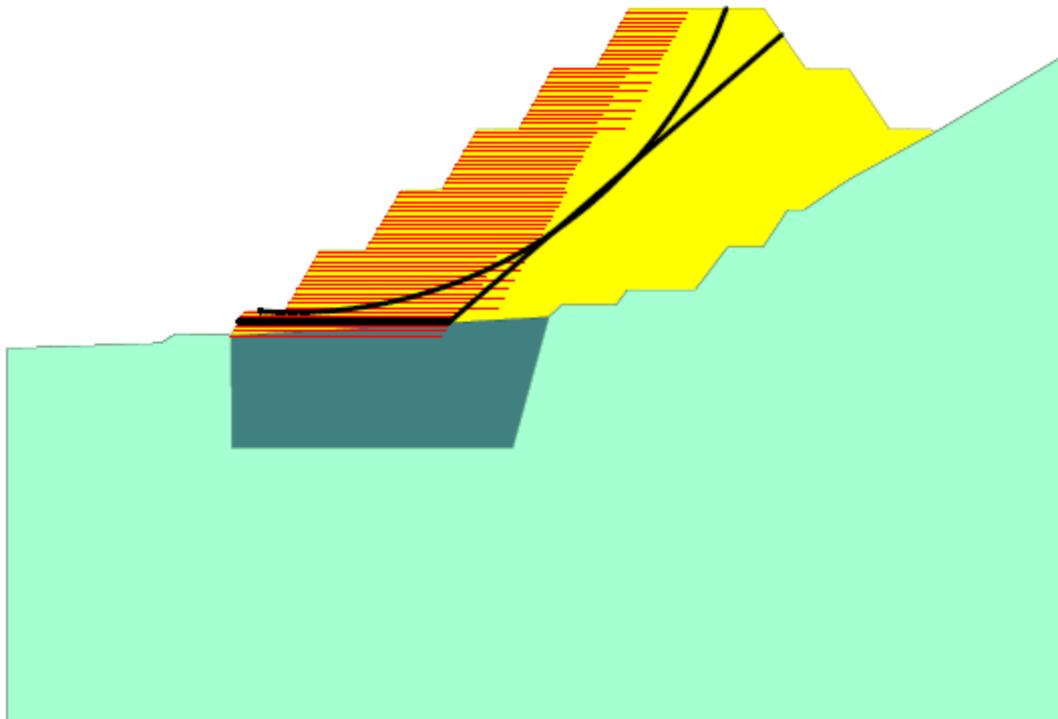
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 30.63$, $Y_a = 53.54$) [m]

($X_b = 58.59$, $Y_b = 53.54$) [m]

($X_c = 102.71$, $Y_c = 91.89$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 30.90 [degrees]



SCALE:

0 2 4 6 [m]



Sez. 29 – Combinazione 2 caso statico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.12

Critical Circle: $X_c = 39.44[m]$, $Y_c = 116.53[m]$, $R = 61.71[m]$. (Number of slices used = 60)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.10

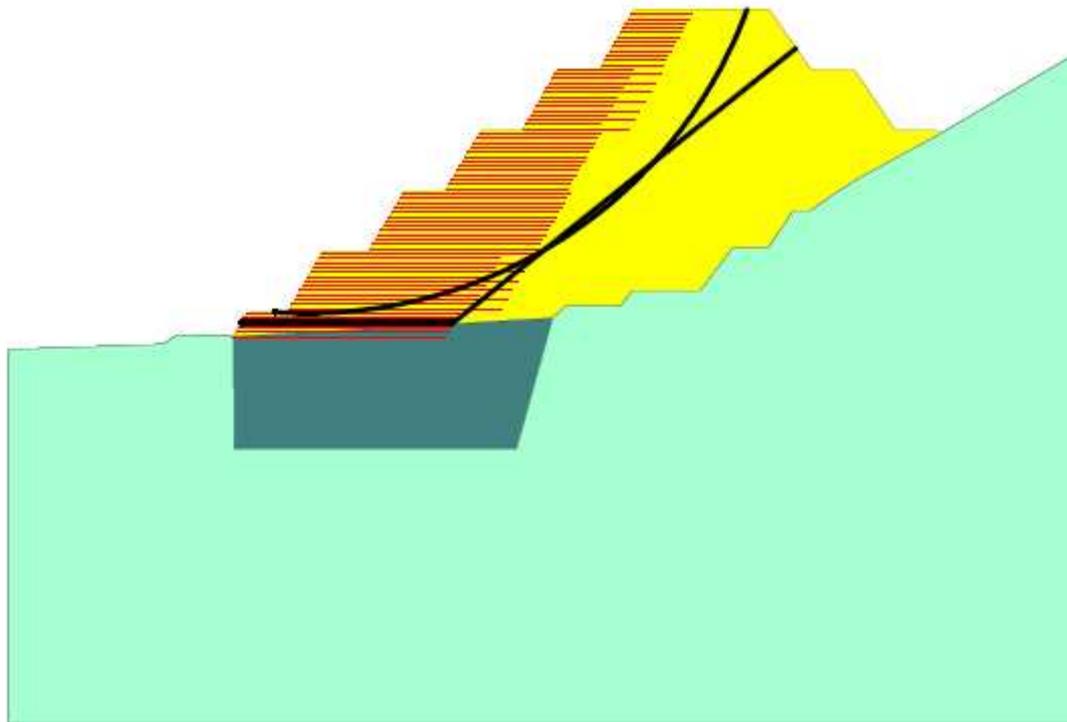
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 30.63$, $Y_a = 53.54$) [m]

($X_b = 58.59$, $Y_b = 53.54$) [m]

($X_c = 103.87$, $Y_c = 90.21$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 29.89 [degrees]



SCALE:

0 2 4 6 [m]



Sez. 29 – Combinazione 2 caso sismico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.40

Critical Circle: $X_c = 22.37[m]$, $Y_c = 109.18[m]$, $R = 57.29[m]$. (Number of slices used = 59)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.45

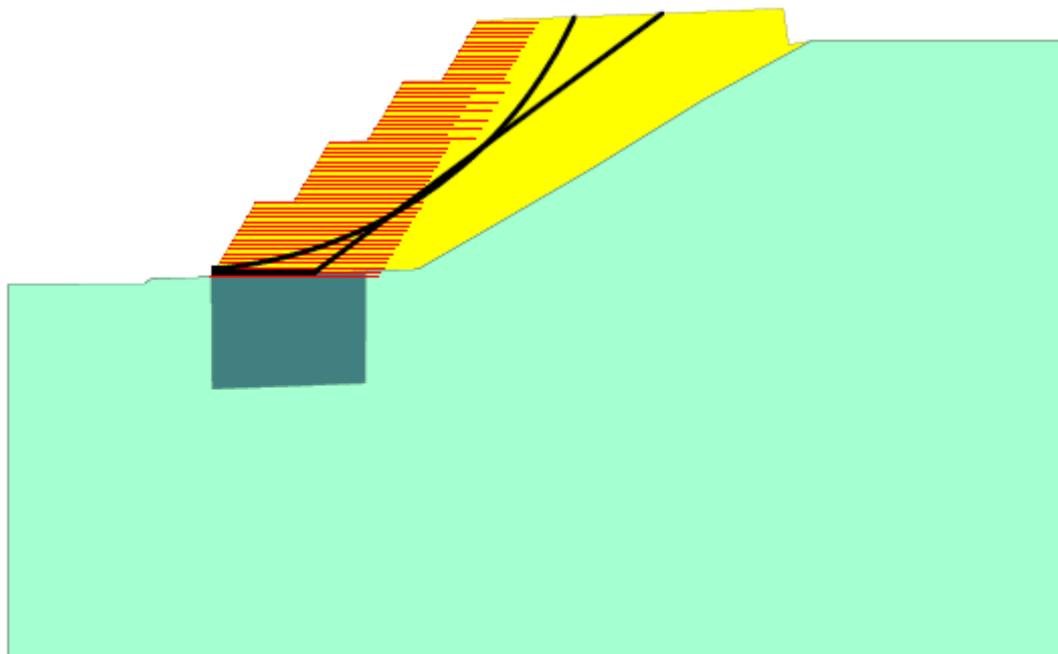
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 27.06$, $Y_a = 51.61$) [m]

($X_b = 40.33$, $Y_b = 51.61$) [m]

($X_c = 86.19$, $Y_c = 86.16$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 31.82 [degrees]



SCALE:

0 2 4 6 [m]



Sez. 15 – Combinazione 1 caso statico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.47

Critical Circle: $X_c = 30.24[m]$, $Y_c = 106.96[m]$, $R = 54.93[m]$. (Number of slices used = 57)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.38

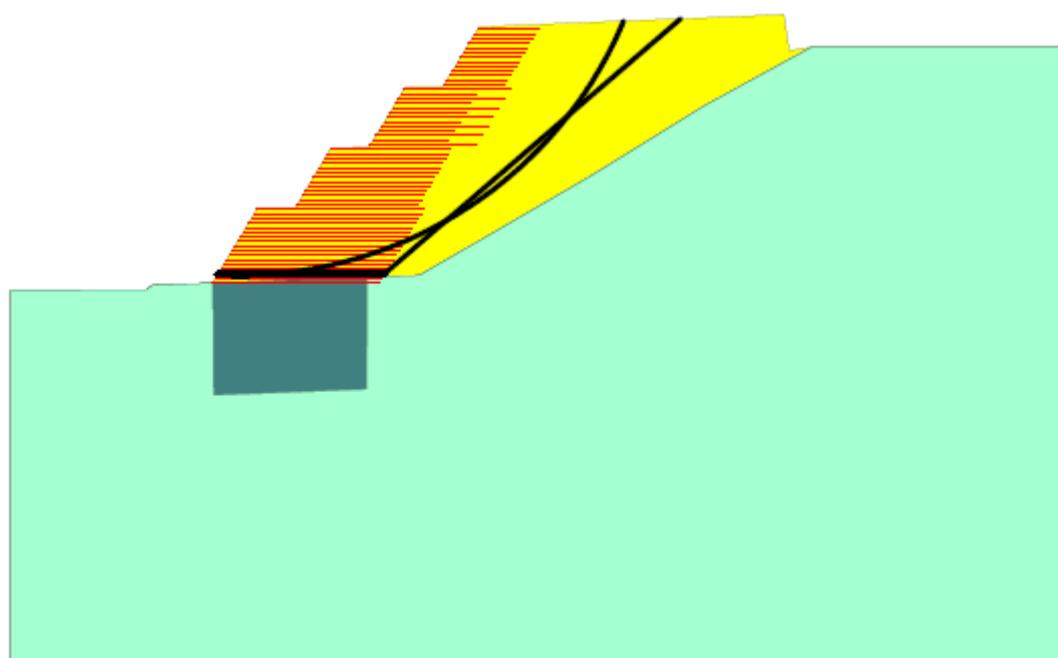
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 27.43$, $Y_a = 52.23$) [m]

($X_b = 49.39$, $Y_b = 52.23$) [m]

($X_c = 88.53$, $Y_c = 86.26$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 29.31 [degrees]



SCALE:

0 2 4 6[m]



Sez. 15 – Combinazione 1 caso sismico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.41

Critical Circle: $X_c = -3.04[m]$, $Y_c = 111.85[m]$, $R = 74.65[m]$. (Number of slices used = 58)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.43

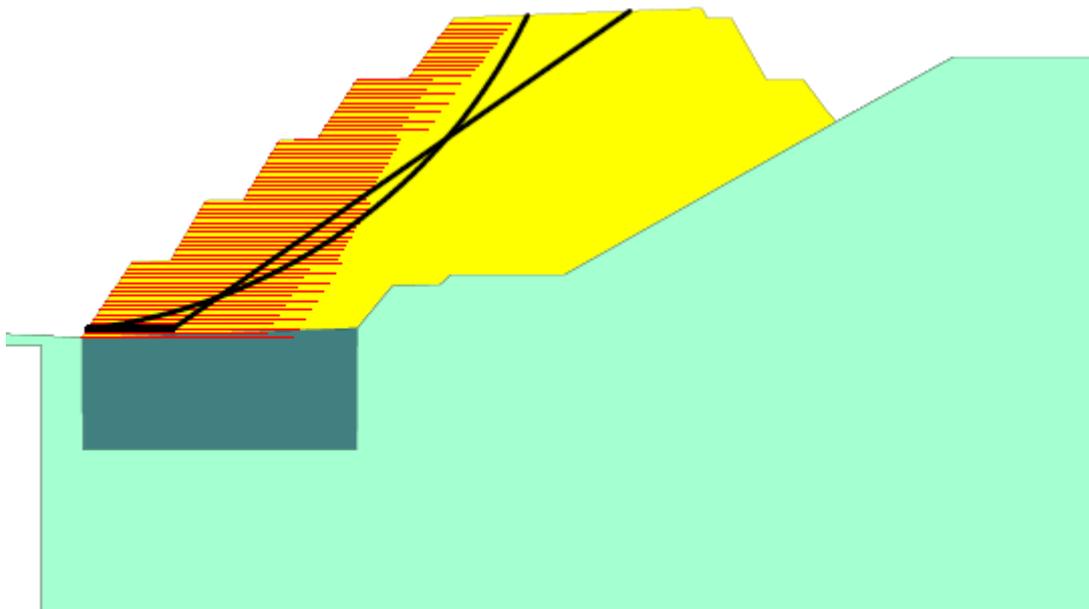
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 6.11$, $Y_a = 37.83$) [m]

($X_b = 17.36$, $Y_b = 37.83$) [m]

($X_c = 77.90$, $Y_c = 80.22$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 32.26 [degrees]



SCALE:

0.246[m]

Sez. 25 – Combinazione 1 caso statico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.42

Critical Circle: $X_c = 9.38[m]$, $Y_c = 101.15[m]$, $R = 63.48[m]$. (Number of slices used = 61)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.37

Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 6.51$, $Y_a = 38.44$) [m]

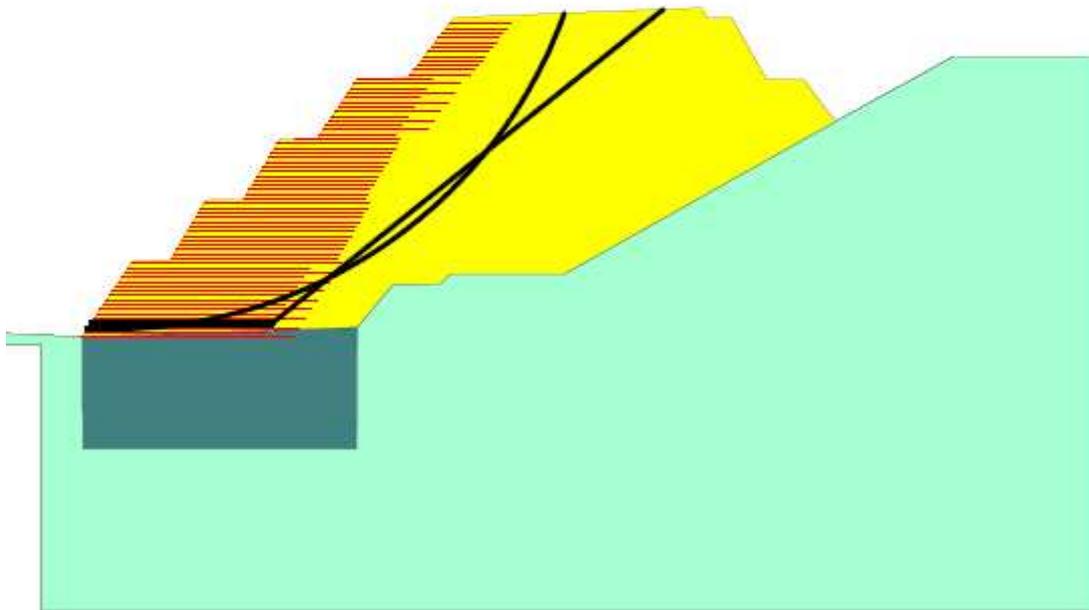
($X_b = 30.49$, $Y_b = 38.44$) [m]

($X_c = 82.30$, $Y_c = 80.40$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 30.19 [degrees]

Three-Part Wedge Stability Analysis



SCALE:

0.246[m]



Sez. 25 – Combinazione 1 caso sismico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.41

Critical Circle: $X_c = 37.80[m]$, $Y_c = 115.79[m]$, $R = 61.00[m]$. (Number of slices used = 60)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.47

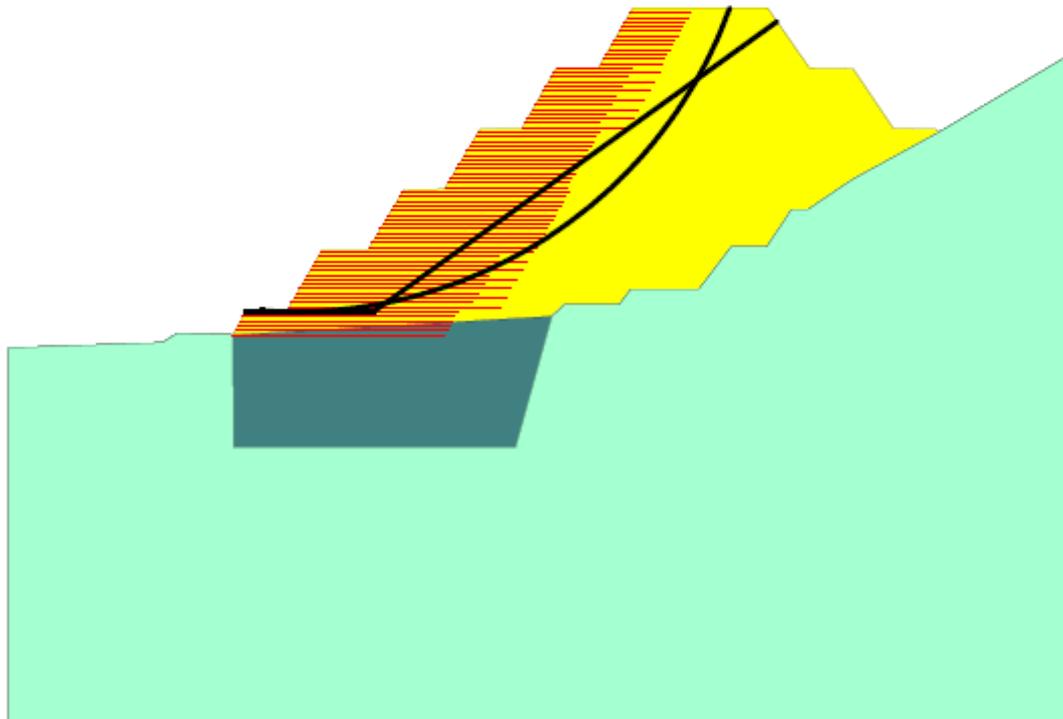
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 31.33$, $Y_a = 54.77$) [m]

($X_b = 48.13$, $Y_b = 54.77$) [m]

($X_c = 101.55$, $Y_c = 93.58$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 32.64 [degrees]



SCALE:

0 2 4 6 [m]



Sez. 29 – Combinazione 1 caso statico

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.39

Critical Circle: $X_c = 39.44[m]$, $Y_c = 116.53[m]$, $R = 61.71[m]$. (Number of slices used = 60)

Translational (2-Part Wedge; Spencer), Direct Sliding, Stability Analysis

Minimum Factor of Safety = 1.37

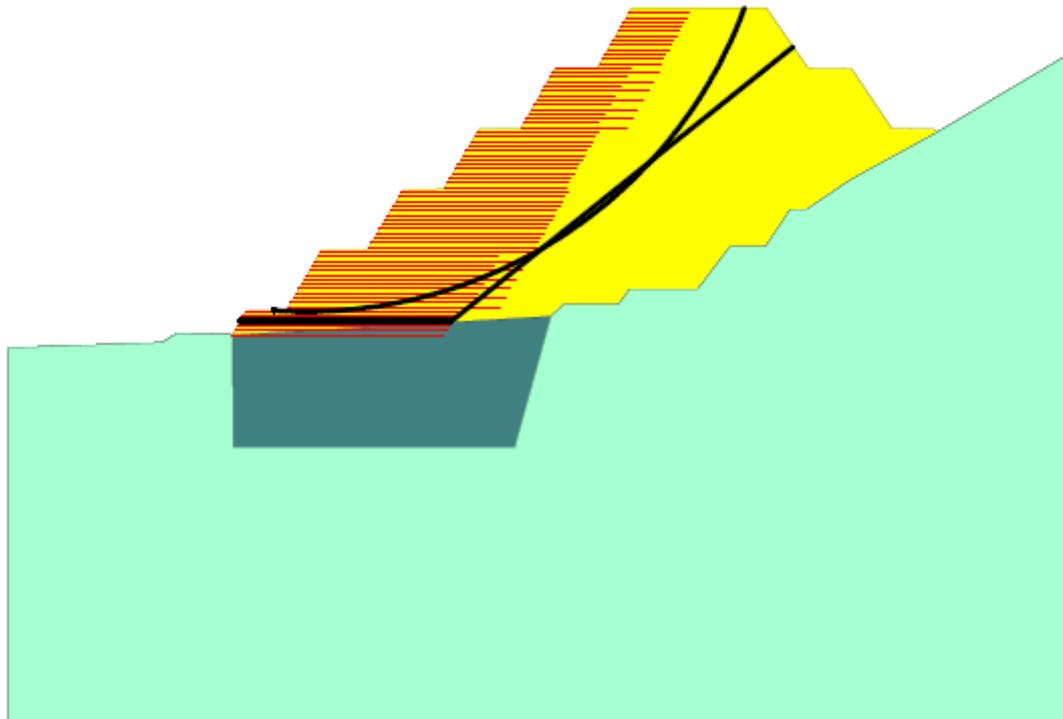
Critical Two-Part Wedge: ($X_a = 30.63$, $Y_a = 53.54$) [m]

($X_b = 58.59$, $Y_b = 53.54$) [m]

($X_c = 103.87$, $Y_c = 90.21$) [m]

(Number of slices used = 30)

Interslice resultant force inclination = 29.75 [degrees]



SCALE:

0 2 4 6[m]



Sez. 29 – Combinazione 1 caso sismico

APPENDICE 2

Verifiche di stabilità globale della struttura in terra rinforzata

Rilevato in progetto (volume di marino 330'000 m³)

Nella seguente tabella 5.3.4 sono riassunti i risultati delle verifiche.

			A2+M2+R2 - Global Stability - Bishop analysis - no jet grouting		A2+M2+R2 - Global Stability - Bishop analysis - con jet grouting	
Volume marino	Sez	Banche	Fs statico	Fs sisma	Fs statico	Fs sisma
330000 mc	29	6	1,09	0,98	1,49	1,35
	25	5	1,08	0,98	1,52	1,36

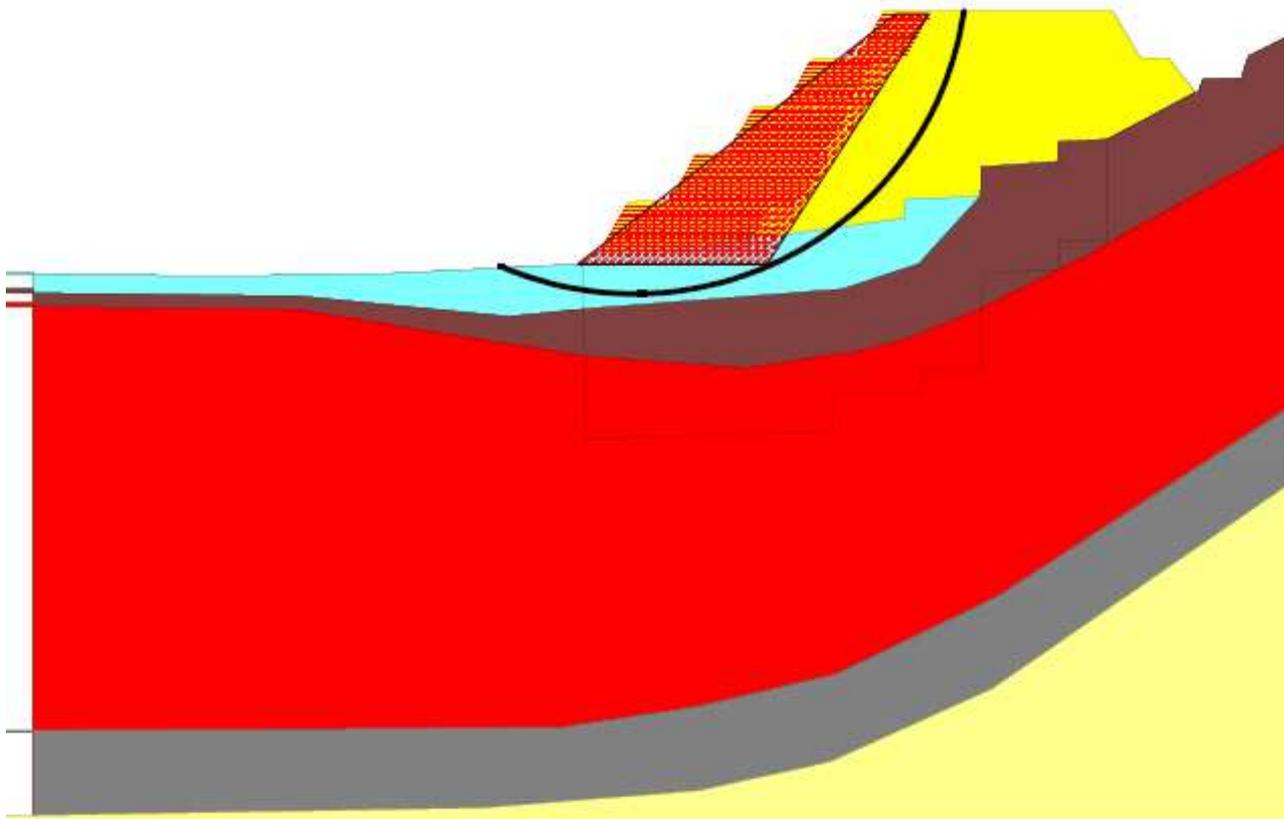
Tabella 5.3.3 – Volume di marino 330'000 m³: risultati delle verifiche di stabilità globale

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis with slip surfaces excluded from this polygon:

Minimum Factor of Safety = 1.08

Critical Circle: $X_c = 65.75[m]$, $Y_c = 715.24[m]$, $R = 55.79[m]$. (Number of slices used = 74)



SCALE:

0.246[m]



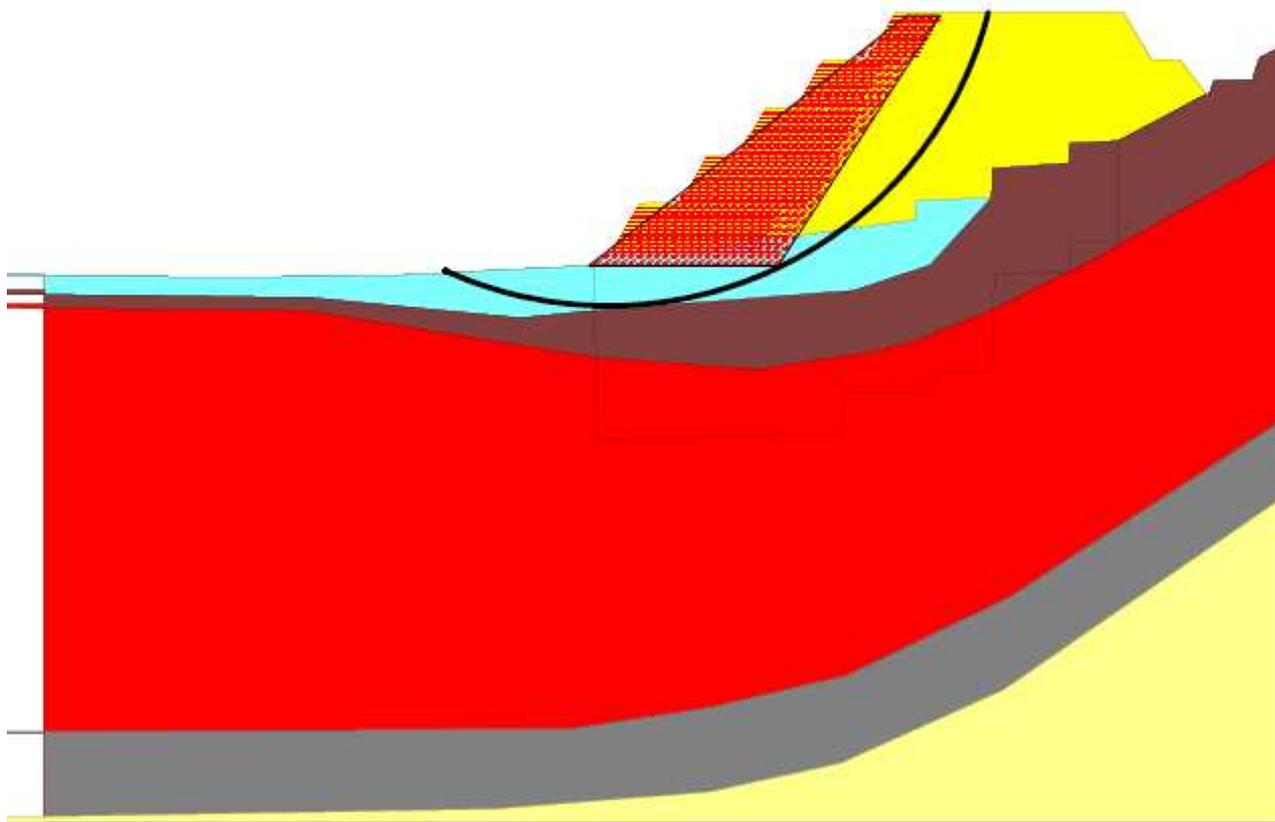
Sez. 25 – Combinazione 2 caso statico NO JETTING

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis with slip surfaces excluded from this polygon:

Minimum Factor of Safety = 0.98

Critical Circle: $X_c = 59.56[m]$, $Y_c = 723.23[m]$, $R = 65.56[m]$. (Number of slices used = 74)



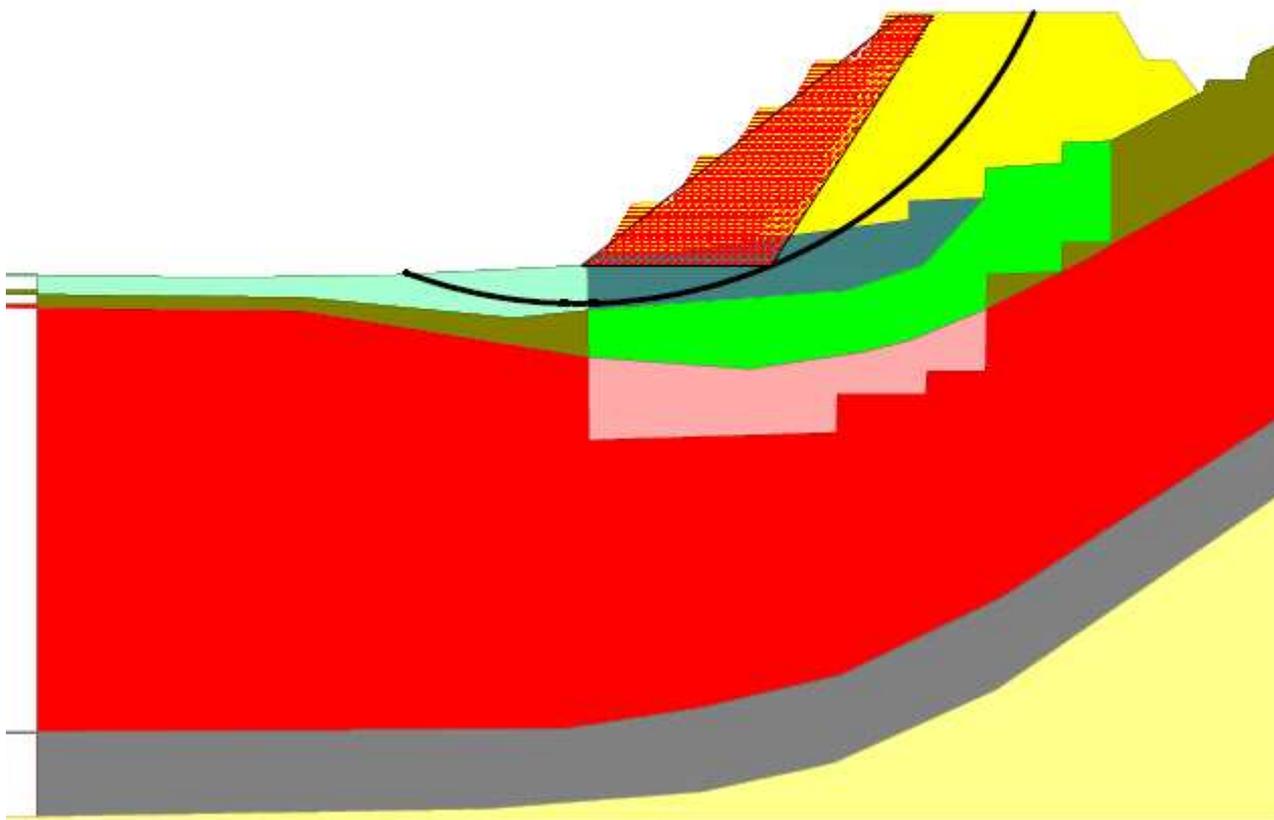
SCALE:

0246[m]



Sez. 25 – Combinazione 2 caso sismico NO JETTING

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES
Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis with slip surfaces excluded from this polygon:
Minimum Factor of Safety = 1.52
Critical Circle: $X_c = 55.88[m]$, $Y_c = 741.39[m]$, $R = 83.36[m]$. (Number of slices used = 79)



SCALE:

0.246[m]



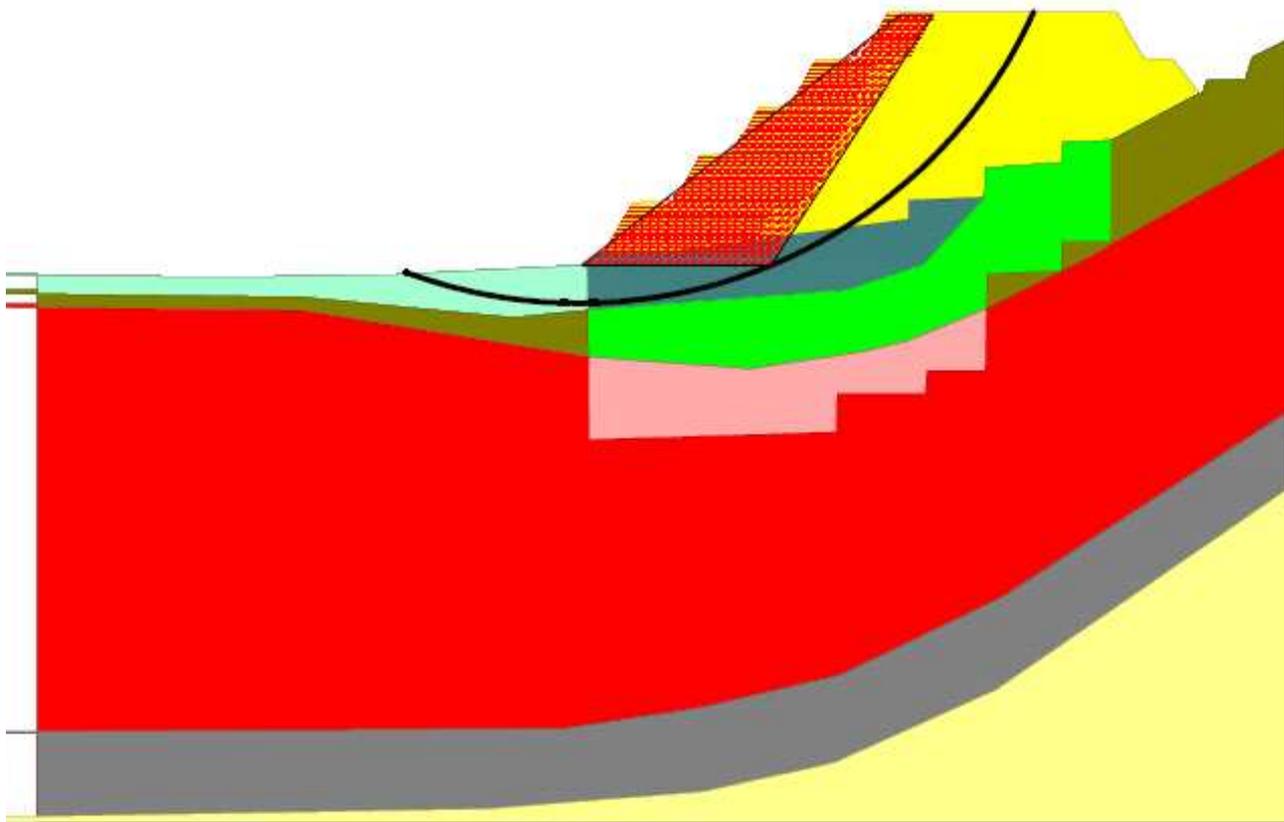
Sez. 25 – Combinazione 2 caso statico CON JETTING

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis with slip surfaces excluded from this polygon:

Minimum Factor of Safety = 1.36

Critical Circle: $X_c = 55.88[m]$, $Y_c = 741.39[m]$, $R = 83.36[m]$. (Number of slices used = 79)



SCALE:

0.246[m]



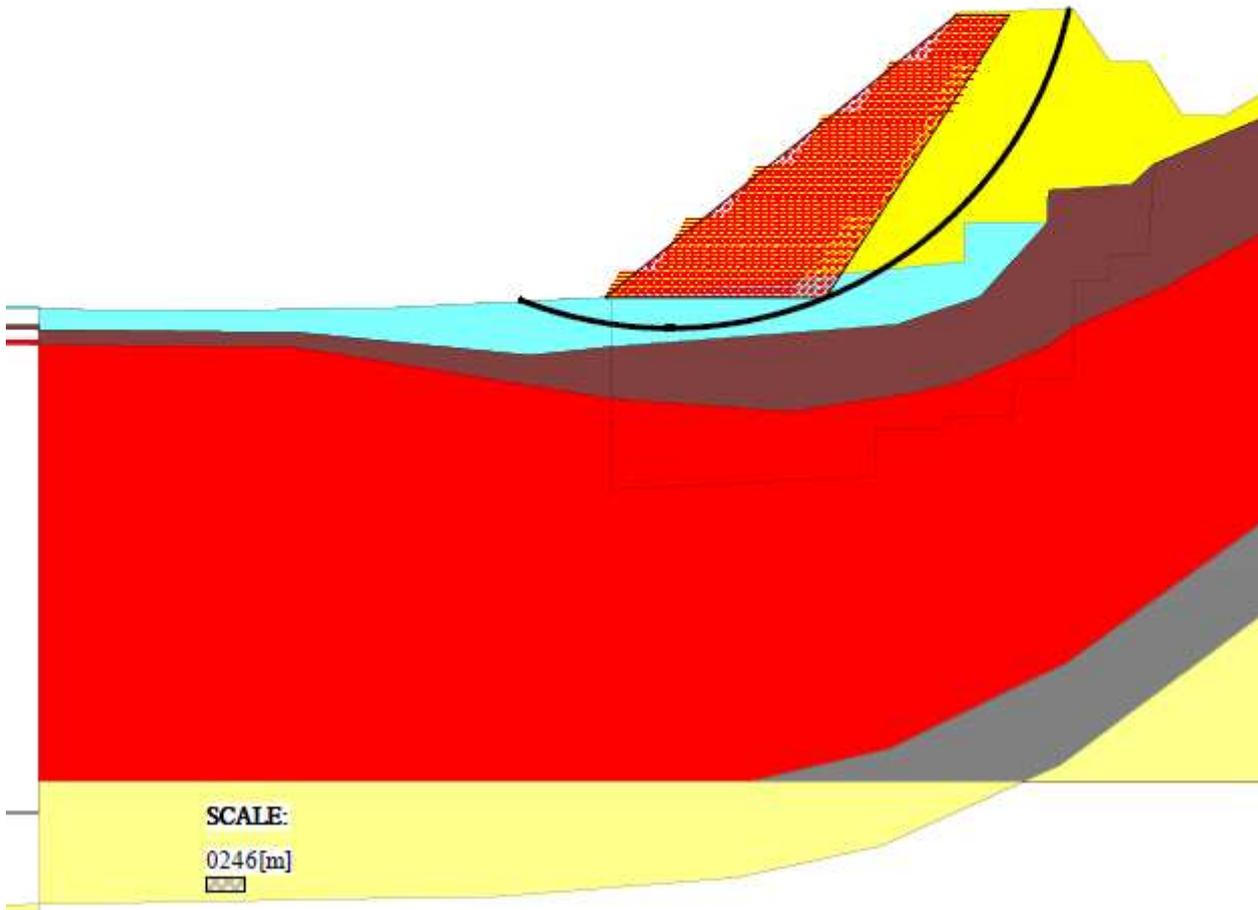
Sez. 25 – Combinazione 2 caso sismico CON JETTING

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis with slip surfaces excluded from this polygon:

Minimum Factor of Safety = 1.09

Critical Circle: $X_c = 66.24[m]$, $Y_c = 721.96[m]$, $R = 62.20[m]$. (Number of slices used = 77)



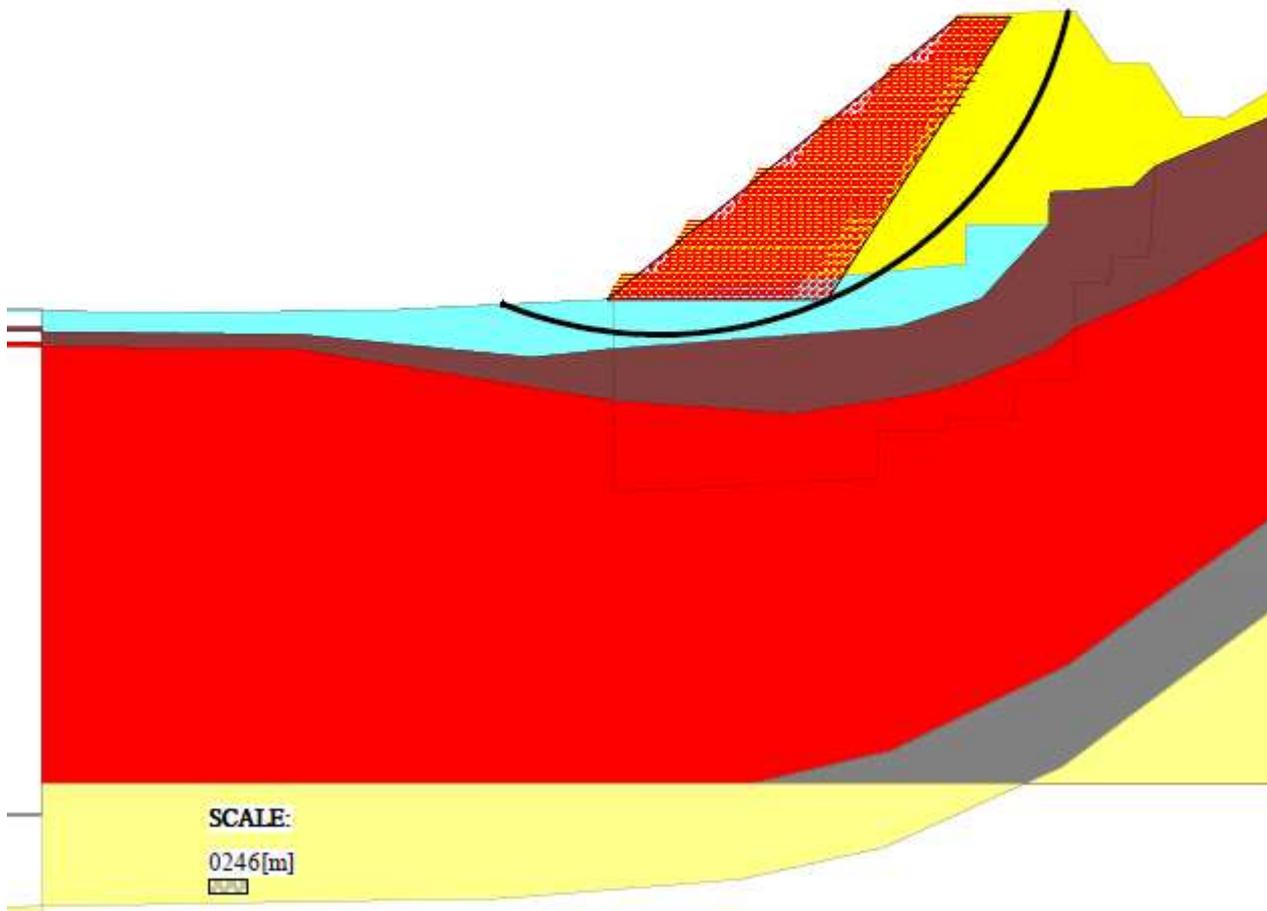
Sez. 29 – Combinazione 2 caso statico NO JETTING

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis with slip surfaces excluded from this polygon:

Minimum Factor of Safety = 0.98

Critical Circle: $X_c = 64.45[m]$, $Y_c = 722.94[m]$, $R = 63.88[m]$. (Number of slices used = 79)



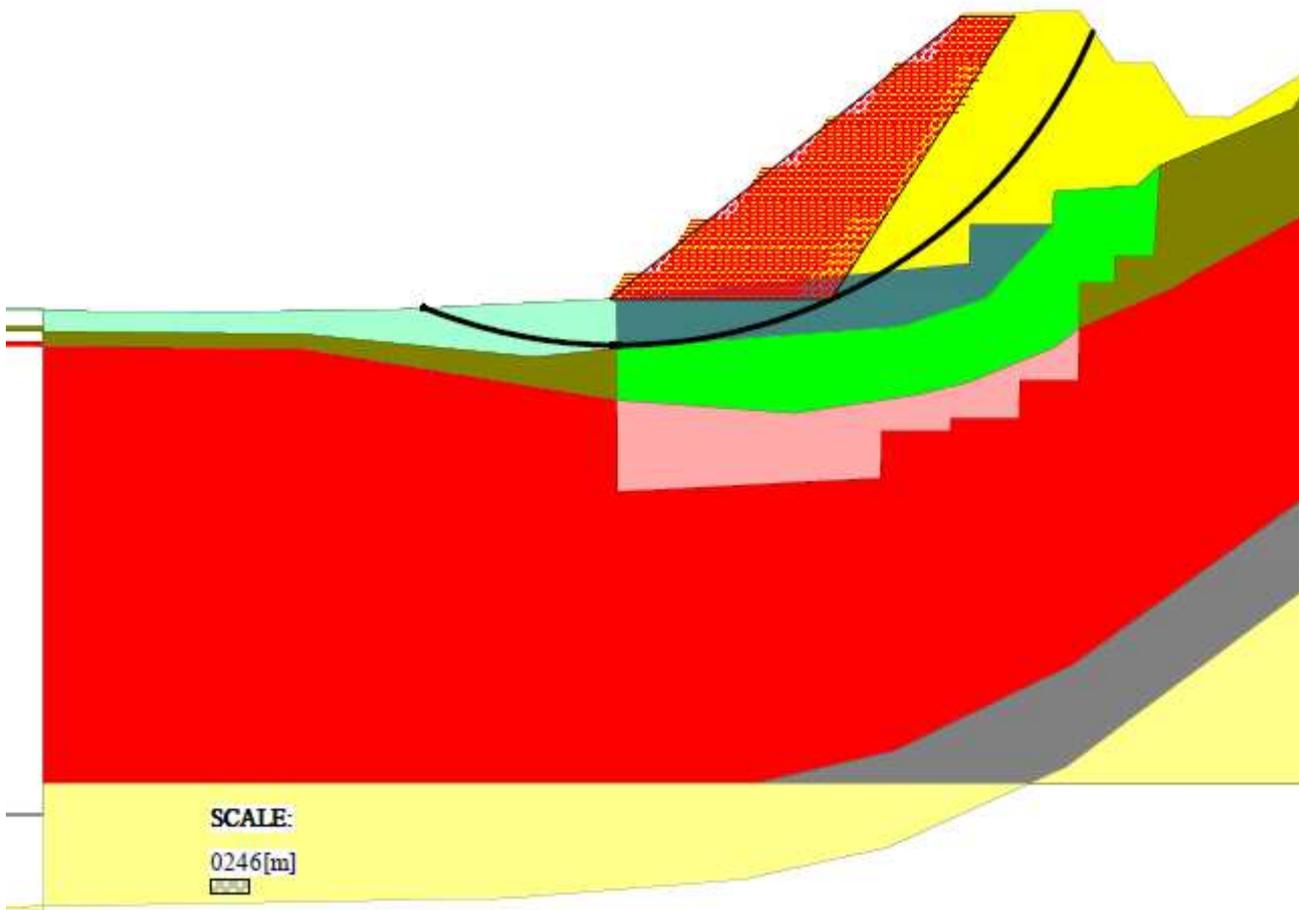
Sez. 29 – Combinazione 2 caso sismico NO JETTING

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES

Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis with slip surfaces excluded from this polygon:

Minimum Factor of Safety = 1.49

Critical Circle: $X_c = 57.52[m]$, $Y_c = 735.76[m]$, $R = 78.37[m]$. (Number of slices used = 82)

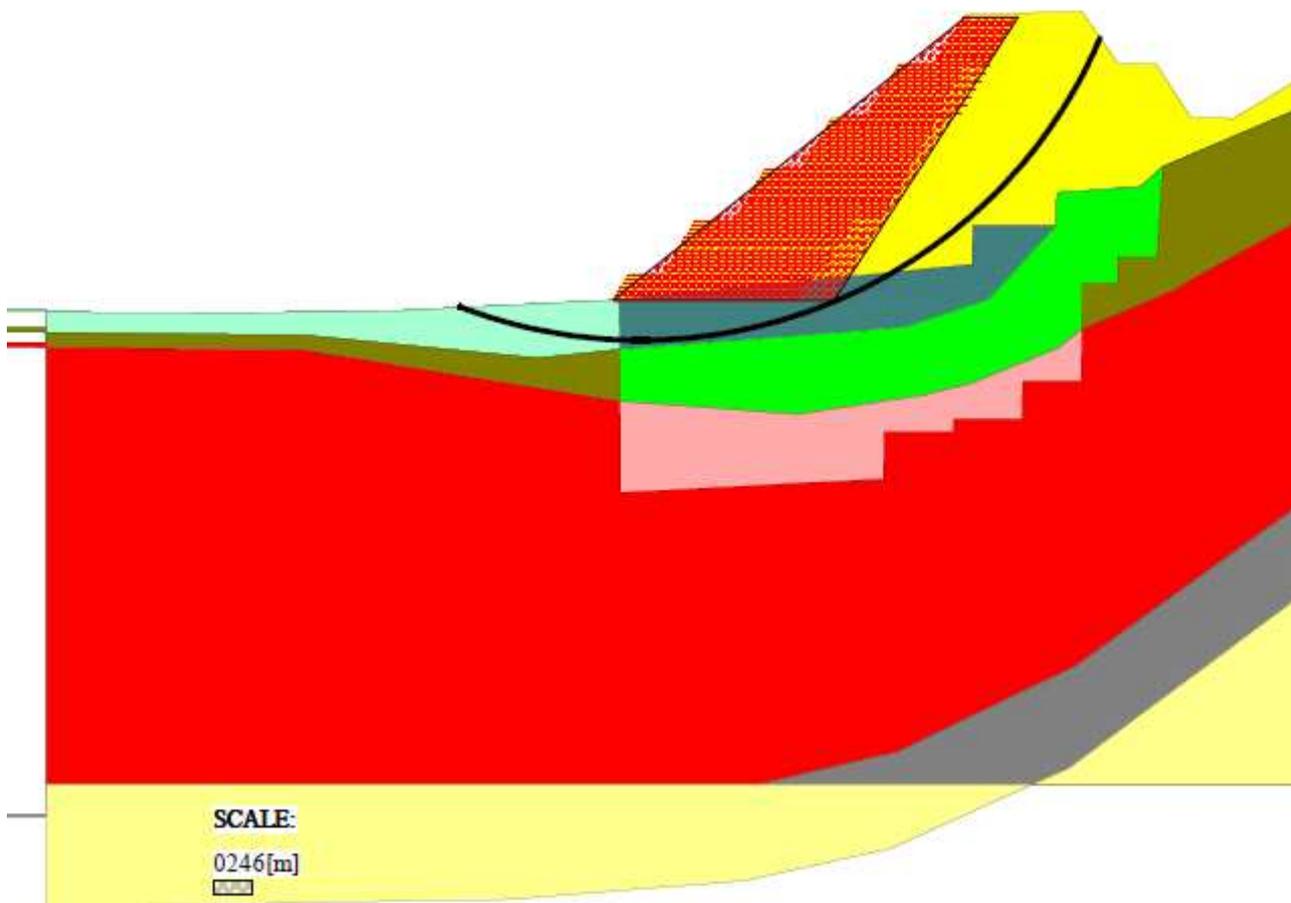


Sez. 29 – Combinazione 2 caso statico CON JETTING

CRITICAL RESULTS OF ROTATIONAL AND TRANSLATIONAL STABILITY ANALYSES
Rotational (Circular Arc; Bishop) Stability Analysis with slip surfaces excluded from this polygon:

Minimum Factor of Safety = 1.35

Critical Circle: $X_c = 60.48[m]$, $Y_c = 734.23[m]$, $R = 75.92[m]$. (Number of slices used = 79)



Sez. 29 – Combinazione 2 caso sismico CON JETTING

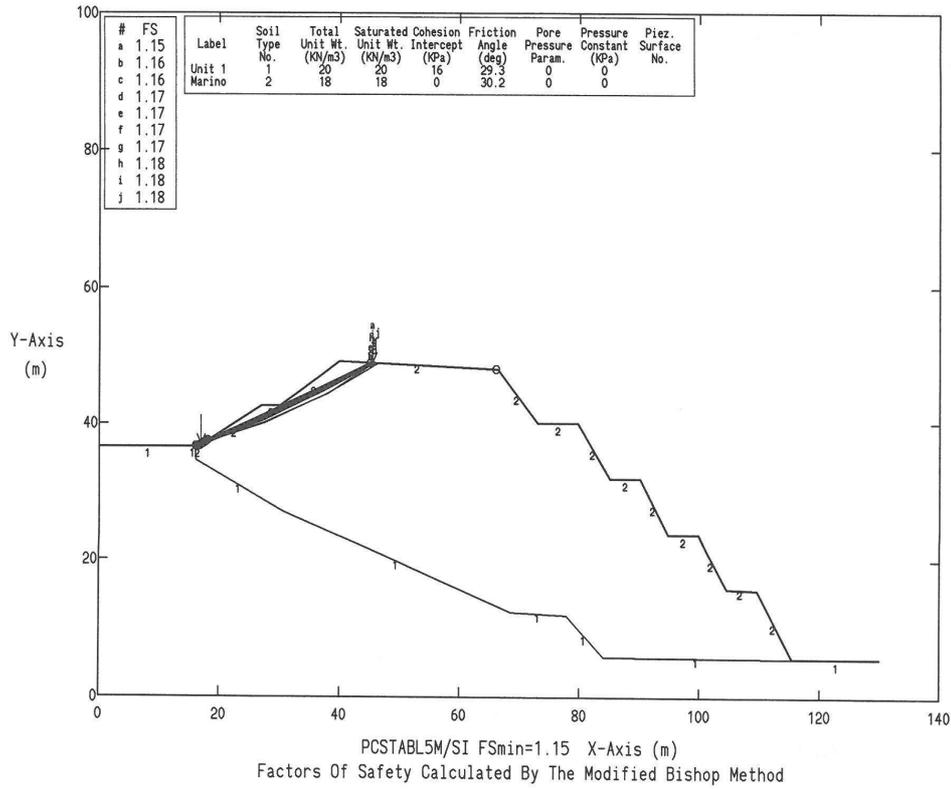
Nella seguente tabella 5.3.5 sono riassunti i risultati delle verifiche di stabilità globale della parte di monte del deposito costituito dal marino.

		A2+M2+R2 - Global Stability - Bishop analysis	
Volume marino	Sez	Fs statico	Fs sisma
330000 mc	25	1,33	1,15

Tabella 5.3.5 – Volume di marino 330'000 m3: risultati delle verifiche di stabilità zona di monte del deposito

Deposito marino - Zona di monte Verifiche in condizioni sismiche

Ten Most Critical. C:LTF01SIS.PLT



Deposito marino - Zona di monte Verifiche in condizioni statiche

Ten Most Critical. C:LTF01ST.PLT

