

PROPONENTE:



PROGETTAZIONE:



CENTRO DI PRODUZIONE FIRENZE

PROGETTO DEFINITIVO

RIAMBIENTALIZZAZIONE DELL'AREA MINERARIA DI S.BARBARA

INTERVENTI DI IMPLEMENTAZIONE DELLA FUNZIONE ECOLOGICA E PAESAGGISTICA DELLA COLLINA SCHERMO

ELABORATI GENERALI

RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE DI STABILITÀ

SCALA :

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

FEW1 40 D 29 CL GE0115 001 A

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato / Data
A	Emissione	F. Bavetta	Novembre 2010	F. Coppini	Novembre 2010	G.Venditti	Novembre 2010	Ing. F. ARDUINI Novembre 2010

File: FEW1-40-D-29-CL-GE0115-001-A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVA	4
2.2	BIBLIOGRAFIA	4
2.3	ELABORATI DI BASE.....	4
3	DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI	5
4	VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE	6
4.1	VERIFICA DEI CEDIMENTI ALLO STATO LIMITE.....	6
4.2	VERIFICHE DI STABILITÀ ALLO STATO LIMITE	6
4.2.1	<i>Verifiche di stabilità in condizioni statiche – SLU</i>	6
4.2.2	<i>Verifiche di stabilità in condizioni sismiche – SLU-SLV</i>	7
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA DEL SITO.....	8
5.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-IDROGEOLOGICO.....	8
5.2	PROFILO LITOLOGICO E CONDIZIONI DI FALDA.....	8
5.3	STRATIGRAFIA DI CALCOLO E PARAMETRI GEOTECNICI.....	9
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	11
7	ANALISI FEM – CEDIMENTI E STABILITÀ, TIPOLOGIA E DESCRIZIONE DEI MODELLI	12
7.1	IPOTESI ALLA BASE DELLE ANALISI.....	12
7.2	MODELLI DI CALCOLO FEM.....	13
7.3	CARATTERISTICHE DEL MODELLO E FASI DI CALCOLO.....	13
8	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE, TIPOLOGIA E DESCRIZIONE DEI MODELLI.....	15
9	RISULTATI.....	16
9.1	CEDIMENTI INDOTTI.....	18
9.2	STABILITÀ DELL'OPERA.....	20
9.2.1	<i>Valutazioni sulla stabilità derivanti dai risultati dei modelli FEM</i>	20
9.2.2	<i>Valutazioni sulla stabilità globale secondo i metodi dell'equilibrio limite</i>	21
10	CONCLUSIONI	22
	ALLEGATO 1 – PLAXIS, ANALISI FEM (CEDIMENTI E STABILITÀ).....	23
A1.1	- SEZIONE 7 – 7, ANALISI DEI CEDIMENTI ALLO SLE	24
A1.2	- SEZIONE B – B, ANALISI DEI CEDIMENTI ALLO SLE	29
A1.3	- SEZIONE 7 – 7, ANALISI DI STABILITÀ ALLO SLU	34
A1.4	- SEZIONE B – B, ANALISI DI STABILITÀ ALLO SLU	41
	ALLEGATO 2 – SLIDE, ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE (COLLINA E PIAZZOLE).....	43
A2.1	- SEZIONE 7 – 7, ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE ALLO SLU.....	44
A2.2	- SEZIONE B – B, ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE ALLO SLU	48

A2.3 - SEZIONE N – N, ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE ALLO SLU..... 52

A2.3 - SEZIONE W – W, ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE ALLO SLU 54

1 PREMESSA

Il presente documento ha come obiettivo quello di illustrare le analisi numeriche condotte per valutare i cedimenti di consolidazione e la stabilità degli interventi previsti al fine di implementare la funzione ecologica ed ambientale della "Collina schermo" prevista presso la centrale Enel di Santa Barbara, nel Comune di Cavriglia (AR). Questi interventi prevedono in un Primo Ambito Operativo il conferimento dai cantieri del Passante AV e della stazione AV del Nodo di Firenze per un volume complessivo di 1'500'000 m³ di terreno ed un Secondo Ambito Operativo con il conferimento di ulteriori 200'000 m³ da parte di Enti terzi.

Questi interventi presentano difficoltà tecniche legate alla presenza dei terreni limosi e argillosi in fondazione. Questi terreni con i quali è stato riempito il bacino minerario Santa Barbara, possono inoltre essere soggetto ai fenomeni di consolidazione dovuti al carico dell'opera per lunghi periodi. Di conseguenza la stabilità dell'opera, date le caratteristiche dei terreni di fondazione, potrebbe essere congiunta a eventuali cedimenti differiti nel tempo.

La realizzazione dell'opera prevede l'utilizzo dei materiali provenienti dallo scavo della galleria del passante AV e della stazione AV del Nodo di Firenze ed ulteriori conferimenti di minore entità di provenienza diversa al momento non definita. I volumi in gioco, pari complessivamente a 1'700'000 m³ s'intendono di materiale sciolto "in cumulo" a seguito dello scavo. La posa in opera con la necessaria compattazione produrrà una limitata ma sensibile riduzione dei volumi.

I terreni provenienti dagli scavi, una volta giunti al Terminal Ferroviario presente nell'ex miniera di Santa Barbara, verranno prelevati da camion e trasportati nell'area di stoccaggio. I terreni per i quali i risultati delle analisi di laboratorio risulteranno conformi a quanto indicato dai limiti normativi potranno essere riutilizzati per la costruzione della collina.

La definizione dei parametri di progetto e l'applicazione dei metodi di calcolo sono state effettuate in conformità alle prescrizioni del D.M. 14.01.2008. A tal fine è stata condotta una campagna geognostica finalizzata a ricostruire la storia geotecnica del sito e relativi profili geotecnici.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa

- [1] D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.


2.2 Bibliografia

- [3] *Geotecnica*, R. Lancellotta, ed. Zanichelli.
- [4] *Elastic solution for soil and mechanics*, Polous H.G. [1974], John Wiley & Sons, Newyork.

2.3 Elaborati di base

Gli elaborati relativi alla Collina S.Barbara ed in particolare:

- [5] FEW1 40 D 29 RB GE0115 001 – Relazione geotecnica generale;
- [6] FEW1 40 D 29 RH GE0115 001 – Relazione di caratterizzazione sismica;
- [7] FEW1 40 D 69 ZZ GE0115 001_2 – Sezioni stratigrafiche.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	RIAMBIENTALIZZAZIONE DELL'AREA MINERARIA S.BARBARA					
	INTERVENTI DI IMPLEMENTAZIONE DELLA FUNZIONE ECOLOGICA E PAESAGGISTICA DELLA COLLINA SCHERMO					
PROGETTO DEFINITIVO ELABORATI GENERALI RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE DI STABILITÀ	PROGETTO FEW1	LOTTO 40D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0115001	REV. A	FOGLIO 5/ 55

3 DESCRIZIONE DELL'OPERA E SOLUZIONI PROGETTUALI

L'opera in oggetto si colloca nel bacino minerario Santa Barbara nella provincia di Arezzo, comune di Cavriglia. La collina raggiunge un'altezza massima pari a circa 35.7m nella parte centrale per poi ridursi gradualmente di pendenza ai lati dell'opera. La geometria dell'opera prevede la realizzazione dei versanti con pendenze massime pari a 18° senza berme intermedie.

La campagna geognostica attende la costruzione della collina su un terreno limoso argilloso con cui è stato riempito il bacino minerario. Tale formazione è posata su un terreno argilloso marnoso impostato sul substrato di base che testimonia la presenza di lignite, minerale coltivato dal sito minerario Santa Barbara. L'assetto litostratigrafico dell'area d'interesse, come poc'anzi accennato, risulta piuttosto semplice ed omogenea con una successione di terreni a prevalente comportamento coesivo su un substrato roccioso di origine fossile. L'altezza considerevole della collina prevista in progetto e la presenza degli strati coesivi e che potrebbero dare l'origine ai fenomeni di instabilità per via dei movimenti terra richiede che vengano svolte, in fase di progettazione dell'opera, analisi e verifiche dei cedimenti sia immediati che differiti nel tempo per effetto della consolidazione.


Al fine, sono state eseguite approfondite analisi a elementi finiti (FEM) su n°2 sezioni distribuite, avvalendosi dei risultati di prove in situ e prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati nel materiale a comportamento prevalentemente coesivo. I risultati scaturiti dalle analisi di stabilità sono stati poi confrontati con le soluzioni del metodo di equilibrio limite.

Nel dettaglio sono state analizzate una sezione trasversale e una sezione longitudinale per costruire l'andamento dei cedimenti su tutta l'area del bacino. Le analisi eseguite con l'approccio agli stati limite su ciascuna sezione sono di seguito descritte:

1. Analisi FEM per valutare i cedimenti allo SLE;
2. Analisi FEM per verificare la stabilità allo SLU;
3. Analisi di stabilità globale allo SLU sfruttando il principio di equilibrio limite.

Dato il carattere coesivo dei terreni interessati dal progetto, le suddette analisi sono state eseguite in funzione al comportamento dei terreni in condizioni drenate e non drenate.

Nelle analisi FEM svolte per verificare la stabilità allo SLU sono stati inoltre verificati gli aspetti connessi alla stabilità della collina soggetta ai fenomeni dello svasso rapido conseguente all'evento della piena millenaria individuata a quota di circa 149.4 m.s.l.m.. Di conseguenza è stata anche verificata con l'approccio all'equilibrio limite la stabilità delle scarpate delle piazzole di stoccaggio soggette alle eventuali alterazioni dovute alla risalita della falda conseguente all'evento della piena millenaria.

	RIAMBIENTALIZZAZIONE DELL'AREA MINERARIA S.BARBARA INTERVENTI DI IMPLEMENTAZIONE DELLA FUNZIONE ECOLOGICA E PAESAGGISTICA DELLA COLLINA SCHERMO					
PROGETTO DEFINITIVO ELABORATI GENERALI RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE DI STABILITÀ	PROGETTO FEW1	LOTTO 40D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0115001	REV. A	FOGLIO 6/ 55

4 VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE

Nel presente capitolo si riportano i metodi di verifica per le progettazioni geotecniche delle opere di materiali sciolti, in specifico terrapieni, ai sensi delle direttive vigenti secondo l'approccio degli stati limite.

In accordo al riferimento normativo [1] la costruzione dei terrapieni dovrà essere verificata, da un punto di vista geotecnico, agli stati limite ultimo e di esercizio:

- Analisi agli SLU si riferiscono alle verifiche di stabilità dell'insieme "manufatto-terreno";
- Analisi agli SLE riguardano la valutazione dei cedimenti dell'insieme "manufatto-terreno di fondazione".

Inoltre, in accordo alla norma in vigore, le verifiche di stabilità dovranno essere condotte sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.

4.1 Verifica dei cedimenti allo stato limite

I calcoli dei cedimenti dell'opera vengono svolti allo stato limite di esercizio (SLE), in accordo alle metodologie specificate nel riferimento normativo [1]. Nel caso specifico, si deve verificare che i cedimenti del manufatto, dovuti principalmente alla deformazione dei terreni di fondazione a causa dei fenomeni di consolidazione e dell'opera per via dei fenomeni viscosi, siano compatibili con la sua funzionalità. Le verifiche allo stato limite di esercizio vengono effettuate considerando coefficienti parziali unitari sulle azioni ed i parametri caratteristici del terreno.

4.2 Verifiche di stabilità allo stato limite

Le verifiche di stabilità vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi (SLU) verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

4.2.1 Verifiche di stabilità in condizioni statiche – SLU

Le verifiche devono essere eseguite secondo l'approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

I coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici del terreno sono riportati, rispettivamente, nelle seguenti tabelle:

Tab. 4.1 – Coefficienti parziali per le azioni (A)

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale (γ_E)	GEO (A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole		1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevole		1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0.0
	Sfavorevole		1.3

Tab. 4.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (M)

Parametro geotecnico	Grandezza	Coefficiente parziale (γ_M)	(M2)
Tangente dell'angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_γ	1.00

Infine, la stabilità dell'insieme “manufatto-terreno di fondazione” deve essere studiata attraverso il valore della resistenza di progetto applicando alla resistenza caratteristica il coefficiente parziale riportato nella seguente tabella:


Tab. 4.3 – Coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di terrapieni (R)

Verifica (SLU)	Coefficiente parziale	(R2)
Stabilità	γ_R	1.1

4.2.2 Verifiche di stabilità in condizioni sismiche – SLU-SLV

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le verifiche di stabilità globale dei terrapieni vengono svolte allo stato limite ultimo di salvaguardia (SLU-SLV), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni A2, ma riducendo sempre i parametri geotecnici del terreno con i coefficienti parziali del gruppo M2.

In queste condizioni, il valore della resistenza di progetto viene ottenuto applicando il coefficiente parziale di sicurezza R2 alla resistenza caratteristica di progetto.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	RIAMBIENTALIZZAZIONE DELL'AREA MINERARIA S.BARBARA					
	INTERVENTI DI IMPLEMENTAZIONE DELLA FUNZIONE ECOLOGICA E PAESAGGISTICA DELLA COLLINA SCHERMO					
PROGETTO DEFINITIVO ELABORATI GENERALI RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE DI STABILITÀ	PROGETTO FEW1	LOTTO 40D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0115001	REV. A	FOGLIO 8/ 55

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA DEL SITO

Nel seguito si riporta un breve inquadramento geologico ed idrogeologico della zona d'interesse che si sviluppa nel bacino minerario di Santa Barbara e una sintesi della caratterizzazione geotecnica.

Per una descrizione dettagliata delle indagini geotecniche eseguite e delle interpretazioni condotte si rimanda alla "Relazione di caratterizzazione geotecnica", nonché al "Profilo geotecnico".

5.1 Inquadramento geologico-idrogeologico

L'area di studio fa parte dell'Appennino Settentrionale. Dal punto di vista strutturale, l'area del bacino minerario di Santa Barbara può essere schematizzato come una piega anticlinale coricata, fagliata e poi successivamente erosa. In queste aree si è deposta la successione di Castelnuovo, costituita dalle Argille di Meleto, di ambiente lacustre ricche di resti vegetali, alla cui base sono presenti i ciottolami e sabbie di ambiente alluvionale, di conoide alluvionale e delta-conoide.

Dal punto di vista idrogeologico si attende nell'area in esame l'evento della piena millenaria.

5.2 Profilo litologico e condizioni di falda

La successione stratigrafica del sito può dunque essere così descritta:

- Terreno di riporto (Ug1): da p.c. e fino alle profondità variabili da 3m a 10m è presente un terreno di riporto in superficie a comportamento granulare costituito da clasti e ciottoli di natura arenacea/marnosa in matrice argilloso limosa a volte sabbiosa.
- Limo argilloso (Ug2): dalla base del suddetto strato di riporto fino alle profondità di circa 70m in prossimità al lago è presente un riporto molto umido di natura coesiva con cui è stato riempito il bacino minerario di Santa Barbara dopo la fine dell'attività mineraria. Il terreno di riempimento qui riportato è moderatamente consolidato ed è costituito prevalentemente dai limi argillosi a luoghi debolmente sabbiosi fini.
- Argille limose debolmente marnose (Ug3): al di sotto della formazione appena riportata e fino alle massime profondità prima di incontrare il substrato roccioso sono presenti depositi rappresentanti del materiale preesistente costituiti dalle argille limose debolmente marnose da molto consistente a dura continenti rarissimi livelli centri metrici di sabbia fine.
- Substrato roccioso (Ug4): substrato roccioso, testimonianza della presenza di lignite, costituito da resti vegetali in decomposizione.

Per quanto riguarda la falda, le informazioni provenienti dalla campagna geognostica sviluppata, indicano per essa un livello medio variabile che va da -2m a -5m dal piano campagna.

Inoltre, si attende dall'esame idrogeologico l'evento della piena millenaria individuata a quota di circa 149.4 m.s.l.m..

5.3 Stratigrafia di calcolo e parametri geotecnici

Il sito del progetto è caratterizzato dunque da una sequenza stratigrafica omogenea costituita da materiale a comportamento coesivo, dove il particolare riempimento del bacino minerario con terreni limosi argillosi dà l'origine ai fenomeni di consolidazione.

I terreni provenienti dagli scavi del passante ferroviario del nodo di Firenze sono costituiti in parte dai materiali ghiaiosi in matrice limosa/sabbiosa e in parte dai materiali argillosi presenti in matrice limoso sabbiosa a volte ghiaiosa.

La schematizzazione geometrica dei terreni è il risultato delle carote ottenute dai sondaggi eseguiti nella zona d'interesse. Rispetto a quanto riportato nei profili geologici gli schemi di calcolo hanno subito una doverosa schematizzazione al fine di garantire la validità e l'attendibilità dei risultati.

Pertanto, sulla base dei risultati provenienti dai sondaggi effettuati e dalle prove eseguite, è stata elaborata la stratigrafia di calcolo a cui sono associati i parametri geotecnici di progetto.

I terreni presenti sono stati dunque modellati come dei materiali a comportamento elastico-lineare perfettamente plastico con criterio di rottura Mohr-Coulomb. Nelle tabelle successive sono fornite le principali caratteristiche stratigrafiche e geotecniche utilizzate per le sezioni di verifica:

Tab. 5.1 – Parametri geotecnici caratteristici di calcolo

Formazione	Tipo	γ [kNm ⁻³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	E' [MPa]	$E_{incr.}$ [MPa/m]	ν' [-]	K_0 [-]	K [ms ⁻¹]
Collina	UD	19	0	26	10	-	0.35	0.562	1e-07
Ug1	D	19	0	28	20	2.0	0.30	0.530	1e-06
Ug2	UD	17	15	25	6	0.1	0.35	0.816*	1e-10
Ug3	UD	19	25	26	20	1.0	0.35	0.562	1e-10
Ug4	*	18	3000	34	1000	10.0	0.30	0.440	1e-10

γ = peso del volume naturale del terreno	E' = modulo elastico
c'_k = coesione drenata caratteristica	$E_{incr.}$ = incremento del modulo elastico in profondità
ϕ'_k = angolo d'attrito caratteristico	ν = coefficiente di Poisson efficace
UD = tipo di materiale a comportamento non drenato	K_0 = coefficiente di spinta a riposo
D = tipo di materiale a comportamento drenato	K_0^+ = coefficiente di spinta a riposo con OCR=2
* = substrato roccioso modellato alla Mohr-Coulomb	K = coefficiente di permeabilità

Dagli elaborati del laboratorio e in specifico dalle curve edometriche disponibili si è potuto inoltre calcolare l'indice di sovraconsolidazione dei materiali di riempimento che si aggira mediamente intorno ai valori dell'ordine 2.3 - 6.1 nell'unità geotecnica Ug2. Ai fini di calcolo, per valutare gli spostamenti indotti dalla realizzazione della collina, è stato assunto per tale unità geotecnica un grado di sovraconsolidazione $OCR=2$. Nelle analisi svolte, a favore di sicurezza, non è stata presa in considerazione la natura sovraconsolidata dell'unità geotecnica Ug3.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Per definire la pericolosità sismica di base, e quindi le accelerazioni massime da considerare nelle analisi ai sensi della normativa vigente [1] con il metodo degli stati limite, si è assunta la vita nominale dell'opera pari a $V_N = 50$ anni. Di seguito si è considerata una classe d'uso II a cui è associato un coefficiente d'uso $C_U = 1$, e quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica sarà pari a: $V_R = V_N \times C_U = 50$ anni.

Le analisi saranno svolte allo SLV al quale è associata una probabilità di superamento nel periodo di riferimento ($V_R = 50$ anni) pari al 10%; data tale probabilità associata al periodo di riferimento V_R , si ricava il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R :

- $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{[VR]}) = -50 / \ln(1 - 0.1) = 475$ anni

Assunto tale periodo di riferimento e considerata l'effettiva posizione dell'opera sul territorio nazionale (comune di Arezzo), si ricavano per lo SLV i seguenti parametri su suolo di riferimento rigido orizzontale:

- Accelerazione orizzontale massima: $a_g = 0.123$ [g]
- Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito: $\beta_s = 0.24$
- Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro orizzontale: $F_0 = 2.397$
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro orizzontale: $T^*_C = 0.298$ [s]

Inoltre, data la morfologia dell'opera in esame, essa ricade nella categoria topografica T1 alla quale si attribuisce un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1$. Ancora, dall'esame dell'assetto litologico e le velocità delle onde di taglio registrate, la zona d'interesse rientra nella categoria del sottosuolo C che consente di determinare il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e il coefficiente di accelerazione massima calcolata secondo la geomorfologia del sito a_{max} :

- $S_S = \min(1.7 - 0.6 (F_0 \times a_g / g); 1.5) = \min(1.523; 1.5) = 1.5$
- $a_{max} = S_S \times S_T \times a_g$

Infine, per eseguire le analisi di stabilità in condizioni sismiche con i metodi pseudostatici si deve definire l'azione sismica rappresentata da un'azione statica equivalente attraverso le due componenti di accelerazione determinate nel seguente modo:

- $k_h = \beta_s \times a_{max} / g$
- $k_v = \pm 0.5 k_h$

7 ANALISI FEM – CEDIMENTI E STABILITÀ, TIPOLOGIA E DESCRIZIONE DEI MODELLI

Le analisi dei cedimenti e di stabilità sono state condotte agli stati limite impiegando un codice di calcolo agli elementi finiti: Plaxis v.8.6 (Plaxis B.V. 2007). Tale programma consente di simulare situazioni reali conducibili a condizioni di deformazione piane o a condizioni assialsimmetriche, riproducendo l'esatta storia di carico del terreno e fornendo al termine di ogni fase di carico l'assetto tensio-deformativo nell'ammasso e negli elementi strutturali. Esso permette di costruire un modello geometrico a partire da una sezione trasversale rappresentativa della situazione considerata. In particolare il terreno può essere discretizzato attraverso una maglia costituita da elementi triangolari connessi in corrispondenza dei nodi perimetrali. La schematizzazione impiegata utilizza elementi triangolari a 15 nodi per modellare gli strati di terreno.

7.1 Ipotesi alla base delle analisi

Il calcolo è stato svolto per studiare gli spostamenti e ricavare il fattore di sicurezza della stabilità dell'opera ricorrendo alle analisi geotecniche nelle seguenti condizioni:

1. Analisi in condizioni non drenate a breve termine in seguito alla generazione delle sovrappressioni interstiziali;
2. Analisi in condizioni drenate a lungo termine simulando il processo di consolidazione;
3. Analisi di stabilità in seguito alla generazione di un moto di filtrazione dovuto allo svasso rapido.

È stato dunque impiegato un solo modello costitutivo per simulare il comportamento dei terreni: Il modello elastico perfettamente plastico con criterio di rottura Mohr-Coulomb come un'approssimazione del primo ordine del comportamento reale dei terreni. Come precedentemente anticipato, la campagna geognostica condotta ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico di riferimento e di associare i parametri di riferimento significativi per le analisi di consolidazione.

L'analisi del comportamento del modello, come in precedenza accennato, è di tipo statico incrementale: ogni passo di calcolo coincide cioè con una precisa configurazione, caratterizzata da un'esatta distribuzione dei carichi. Lo stato di sollecitazione e il campo di spostamenti conseguente dipendono dalla storia delle configurazioni precedenti.

La riduzione delle caratteristiche meccaniche (ϕ -c reduction) permette di verificare la stabilità dell'opera e di calcolare i coefficienti di sicurezza. In conformità a codesto approccio, le proprietà dei terreni verranno ridotte progressivamente fino ad arrivare alla rottura. Questo approccio concorda con il metodo dell'equilibrio limite adottando nelle analisi le superfici di rottura circolari.

Per quanto riguarda le condizioni idrauliche è stato considerato inizialmente uno stato stazionario in equilibrio statico cioè con la superficie di falda sub-orizzontale. In questo modo la pressione neutra aumenterà linearmente con la profondità con un gradiente pari al peso specifico dell'acqua. In seguito, per la sezione di calcolo dove si verifica l'evento della piena millenaria è stato dunque modificato questo livello idrostatico creando una falda in discesa dando l'origine ad un moto di filtrazione dovuto allo svasso rapido. Questa volta le pressioni neutre non aumenteranno più linearmente con la profondità ma con un gradiente idraulico che varia secondo l'azione di filtrazione.

7.2 Modelli di calcolo FEM

Il problema dei cedimenti, può essere diviso in cedimenti di consolidazione immediata e primaria dovuti alla costruzione della collina e associati al processo di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, e cedimenti di consolidazione secondaria che si evolvono in un periodo lunghissimo di tempo a causa dei fenomeni di origine viscosa. Pertanto le analisi eseguite a condizioni di deformazione piane per esaminare i cedimenti dovuti alla costruzione della collina sono divise fondamentalmente in due tipi di calcolo:

- Analisi di deformazione elasto plastica
- Analisi di consolidazione

A tal punto, nell'analisi di deformazione elasto-plastica il calcolo viene eseguito in accordo con la teoria delle piccole deformazioni e nell'analisi di consolidazione si verifica l'evoluzione o la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo in terreni saturi di matrice argillosa.

Il calcolo in condizioni di flusso idraulico impedito, per simulare il comportamento non drenato dei terreni argillosi, viene eseguito ricorrendo al principio delle tensioni efficaci e quindi si aggiunge un modulo di compressibilità volumetrica per l'acqua per poi calcolare le tensioni totali, le tensioni efficaci e sovrappressioni neutre. In questo modo, l'acqua interstiziale è considerata leggermente compressibile e consente che in condizioni di carico isotrope, una piccola percentuale del carico venga trasferita alle tensioni efficaci.

7.3 Caratteristiche del modello e fasi di calcolo

Di seguito è riportata la successione delle fasi di calcolo per le 2 sezioni considerate rappresentative del problema:

Tab. 7.1 – Descrizione delle fasi simulate con il codice Plaxis, Sezione 7-7

Analisi Plaxis – Costruzione della collina di Santa Barbara			
Ricostruzione dello stato di sforzo preesistente in sito	Fase iniziale	N/A	Fase geostatica
Costruzione della collina	Fase 1	Analisi plastica	Incremento degli sforzi per la costruzione della collina
Stabilità a breve termine	Fase 1 → Fase 2	Analisi di riduzione ϕ -c	Abbattimento dei parametri dopo la costruzione
Consolidazione	Fase 1 → Fase 3	Analisi di consolidazione	Annullamento delle pressioni interstiziali
Stabilità a lungo termine	Fase 3 → Fase 4	Analisi di riduzione ϕ -c	Abbattimento dei parametri dopo la consolidazione
Risalita dell'acqua	Fase 3 → Fase 5	Analisi plastica	Incremento degli sforzi per la risalita della falda freatica
Stabilità a breve termine	Fase 5 → Fase 6	Analisi di riduzione ϕ -c	Abbattimento dei parametri dopo la risalita della falda
Filterazione	Fase 5 → Fase 7	Analisi plastica	Generazione del moto di filterazione
Stabilità a breve termine	Fase 7 → Fase 8	Analisi di riduzione ϕ -c	Abbattimento dei parametri dopo lo svasso rapido
Consolidazione	Fase 7 → Fase 9	Analisi di consolidazione	Annullamento delle pressioni interstiziali
Stabilità a lungo termine	Fase 9 → Fase 10	Analisi di riduzione ϕ -c	Abbattimento dei parametri dopo la consolidazione

Tab. 7.2 – Descrizione delle fasi simulate con il codice Plaxis, Sezione B-B

Analisi Plaxis – Costruzione della collina di Santa Barbara			
Ricostruzione dello stato di sforzo preesistente in sito	Fase iniziale	N/A	Fase geostatica
Costruzione della collina	Fase 1	Analisi plastica	Incremento degli sforzi per la costruzione della collina
Stabilità a breve termine	Fase 1 → Fase 2	Analisi di riduzione ϕ -c	Abbattimento dei parametri dopo la costruzione
Consolidazione	Fase 1 → Fase 3	Analisi di consolidazione	Annullamento delle pressioni interstiziali
Stabilità a lungo termine	Fase 3 → Fase 4	Analisi di riduzione ϕ -c	Abbattimento dei parametri dopo la consolidazione

8 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE, TIPOLOGIA E DESCRIZIONE DEI MODELLI

Le analisi di stabilità globale e locale delle scarpate della collina e le piazzole di stoccaggio sono state condotte allo stato limite ultimo impiegando il codice di calcolo Slide (Slide 5.0 2008), basato sui metodi di equilibrio limite, con riferimento alle sezioni di calcolo precedentemente definite. Tale programma consente di effettuare un'analisi di stabilità all'equilibrio limite secondo alcuni metodi di risoluzione tra i quali i metodi maggiormente conosciuti di Bishop e di Morgenstern & Price.

Riguarda alla realizzazione della collina schermo di Santa Barbara, e conseguentemente della funzionalità in progetto nella configurazione finale, l'opera subirà una variazione morfologica in seguito ai processi di consolidazione che però non dovrà in alcun modo, compromettere la stabilità globale dell'insieme collina-terreno di fondazione, ma principalmente, non dovrà innescare il collasso dell'opera per instabilità lungo potenziali superfici di scivolamento che si potrebbero generare sotto la fondazione dell'opera stessa.

Sono dunque state analizzate tutte le possibili superfici di scivolamento sia all'interno della collina (stabilità interna) sia le superfici di scivolamento che intersecano i terreni di fondazione. A tal punto le analisi sono state eseguite in modo da poter verificare tutte le possibili superfici di rottura sia a monte che a valle dell'opera.

Per quanto riguarda invece la realizzazione delle piazzole di caratterizzazione delle terre, esse necessitano della costruzione di lievi scarpate che potrebbero essere soggette a fenomeni di instabilità dovuti alla risalita del lago confinante l'area soggetta ai lavori. Si verifica quindi se la risalita del livello della falda potrà innescare il collasso delle scarpate per instabilità lungo potenziali superfici di scivolamento all'interno e/o al di sotto della fondazione dell'opera stessa.

È stato quindi utilizzato il metodo dell'equilibrio limite, considerando forme di superfici di scivolamento compatibili con i cinatismi di rottura attesi.

In fine per analizzare le sezioni in esame, il codice Slide è stato impostato sui metodi dell'equilibrio limite di Bishop semplificato e di Morgenstern & Price.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite nel rispetto dei criteri definiti dalla normativa secondo il metodo degli stati limite per entrambi casi statica e sismica. Le analisi sono state condotte introducendo l'azione sismica come un'azione statica equivalente.

Nelle analisi condotte è stato considerato un sovraccarico adeguato a simulare il terreno depositato sulle piazzole in aggiunta al sovraccarico dovuto al transito dei mezzi in assenza del moto sismico.

- Sovraccarico accidentale (transito dei mezzi di cantiere) in condizioni statiche: 10 kN/m²
- Sovraccarico permanente non strutturale (terreno depositato sulle piazzole): 50 kN/m²

9 RISULTATI

I risultati scaturiti dalle analisi numeriche eseguite su n°4 sezioni di calcolo hanno permesso di acquisire una sufficiente sensibilità sia qualitativa che quantitativa sul comportamento della collina e dei terreni di fondazione dello stesso in termini di cedimenti e stabilità dello stesso. In specifico, sono state ottenute le seguenti informazioni:

- Analisi numeriche a elementi finiti: sono state ricavate le informazioni concernenti ai cedimenti, alla stabilità dell'opera in condizioni statiche, alla stabilità dei versanti in seguito allo svasso rapido e alcune notificazioni riferite ai tempi di consolidazione.
- Analisi numeriche con il metodo di equilibrio limite: sono state ricavate le informazioni riguardanti la stabilità globale dei versanti e le scarpate delle piazzole di stoccaggio in condizioni statiche e sismiche.

Di seguito si riportano gli schemi planimetrici delle opere con l'ubicazione delle sezioni analizzate:

Fig. 9.1 – Collina Santa Barbara, Ubicazione delle sezioni di calcolo della collina

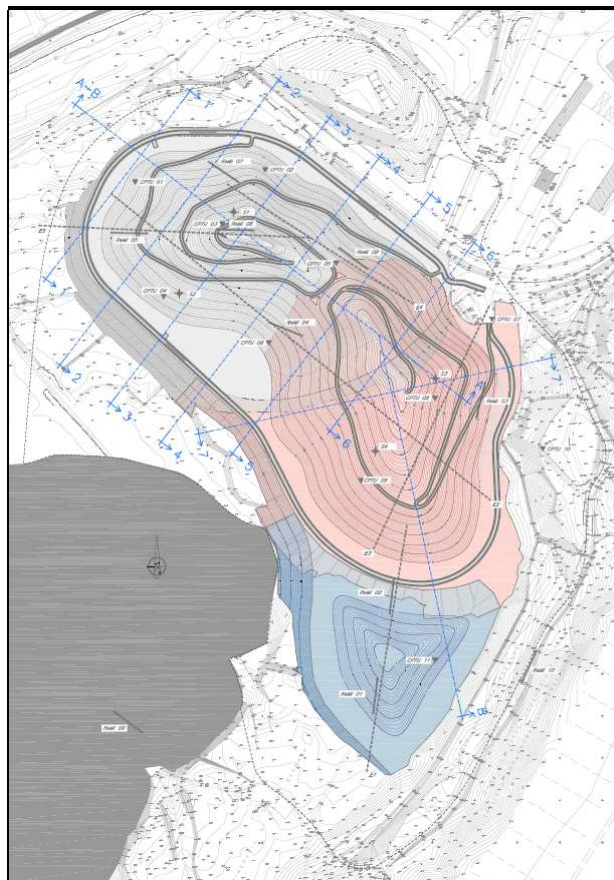
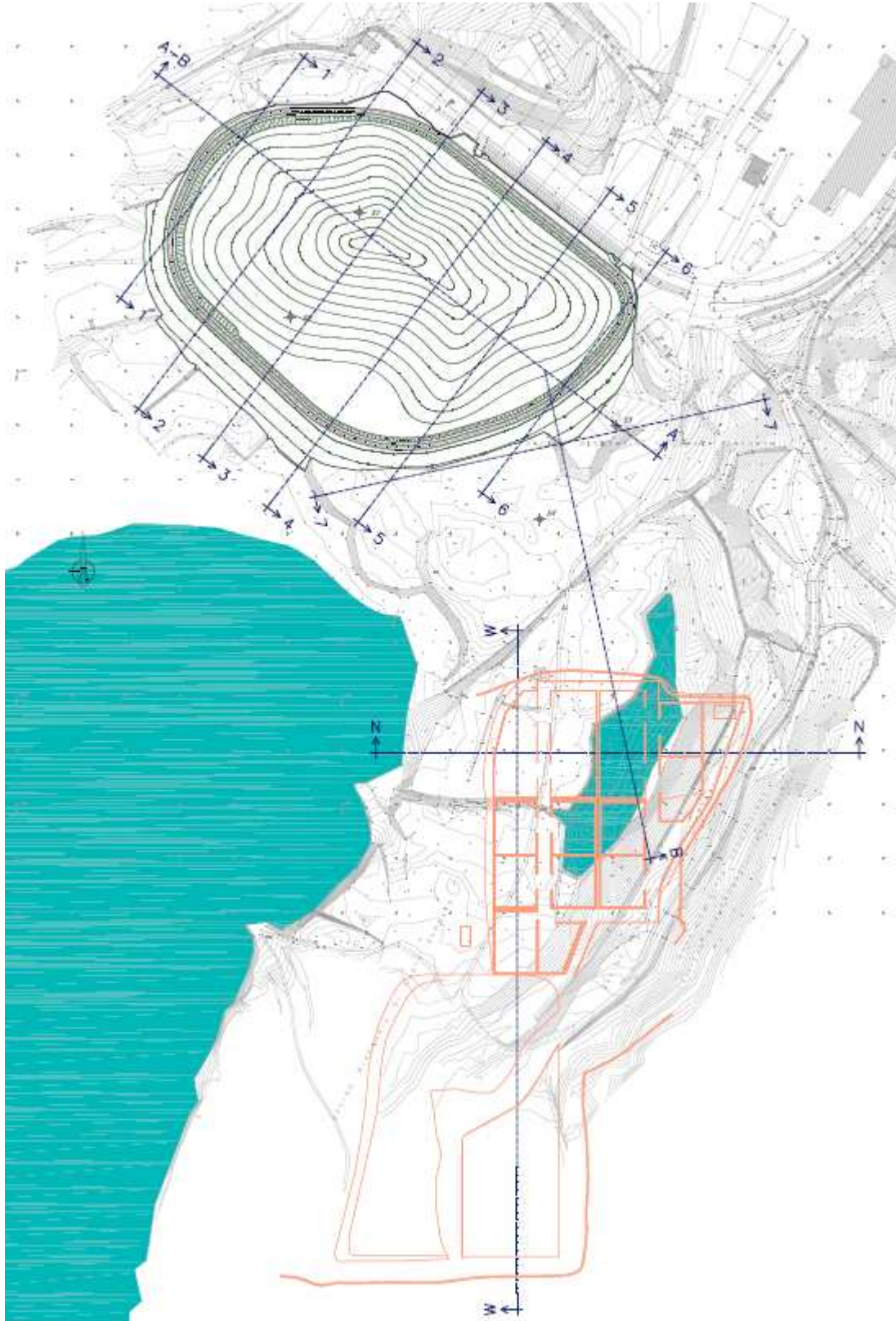


Fig. 9.2 – Collina Santa Barbara, Ubicazione delle sezioni di calcolo delle piazzole



9.1 Cedimenti indotti

I risultati ottenuti dalle analisi di cedimento, sintetizzati nella Tab.9.1, sono riferiti ai massimi spostamenti verticali a quota base collina in ogni sezione di calcolo. I risultati riportati in termini di cedimenti sono riferiti alle due principali fasi di calcolo: "fase di costruzione" e "fase di consolidazione". I risultati riportati per la sezione B-B sono la somma complessiva dei cedimenti riferiti alla costruzione della collina nelle due fasi costruttive I e II. È stata inoltre riportata anche un'indicazione dei tempi di esaurimento della consolidazione, calcolata in base alle permeabilità degli strati e dei percorsi di drenaggio.

Tab. 9.1 – Cedimenti massimi a quota base collina

Analisi dei cedimenti [m] – SLE				
Sezione	Spostamenti verticali [cm]			Tempo di consolidazione totale [anni]
	Termine della prima fase Costruzione della collina	Termine della seconda fase Consolidazione	Cedimento di sola consolidazione	
7 – 7	0.90	2.06	1.26	1988
B – B	0.86	3.94	3.37	3910

Dall'analisi dei risultati riportati nella tabella, si evince quanto segue:

- I cedimenti indotti all'atto di costruzione della collina sono compatibili con le esigenze del progetto.
- I cedimenti di consolidazioni sono anch'essi in buon accordo con la funzionalità del progetto. I cedimenti di consolidazione verificati al termine della costruzione dell'opera saranno altrettanto minori, poiché in seguito alla costruzione graduale della collina una parte di essi perisce per effetto della consolidazione progressiva dei terreni dovuta all'annullamento delle sovrappressioni interstiziali.
- Ciò che in maniera evidente si modifica sono i tempi di esaurimento del processo di consolidazione, che seppur in maniera non determinante, si nota una notevole riduzione sui tempi per l'effetto della costruzione a step.

Nelle figure seguenti si riporta l'andamento dei cedimenti verticali lungo le due sezioni di calcolo (una trasversale e una longitudinale) della collina riferiti alla quota di base della collina stessa. Ricostruendo l'andamento longitudinale dei cedimenti con i risultati ottenuti dalle sezioni trasversali (analisi eseguite nella prima fase di costruzione), si nota la buona concordanza tra le analisi effettuate nelle due direzioni.

Fig. 9.2 – Collina Santa Barbara, Andamento dei cedimenti trasversali, sezione 7-7

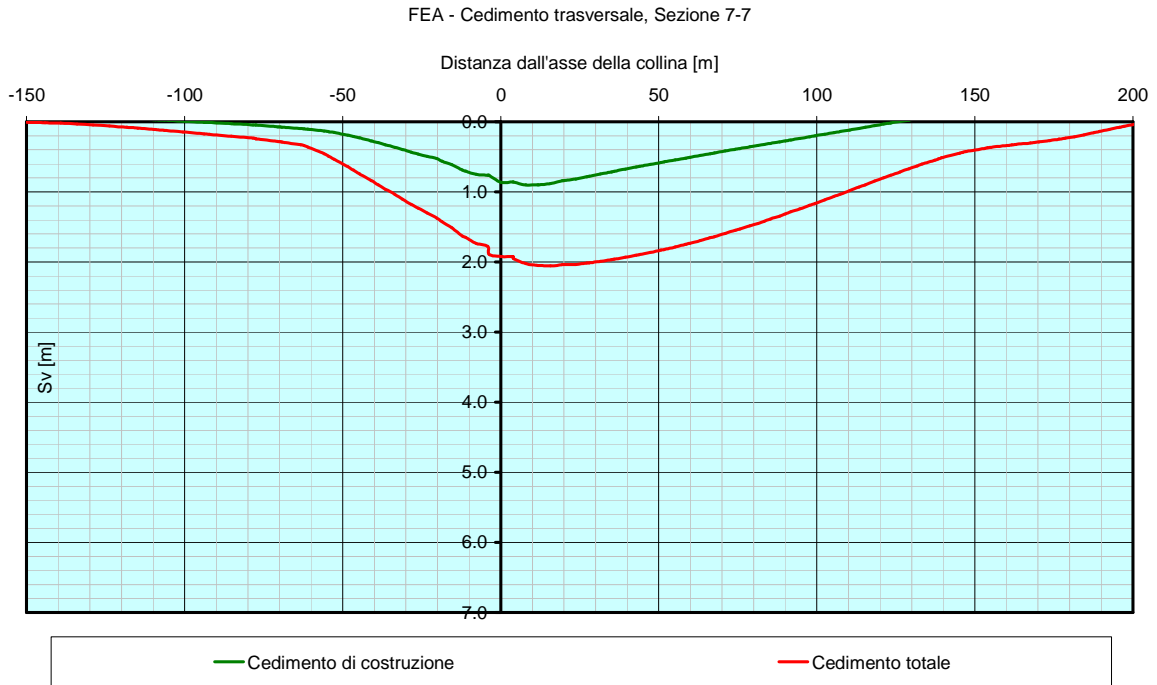
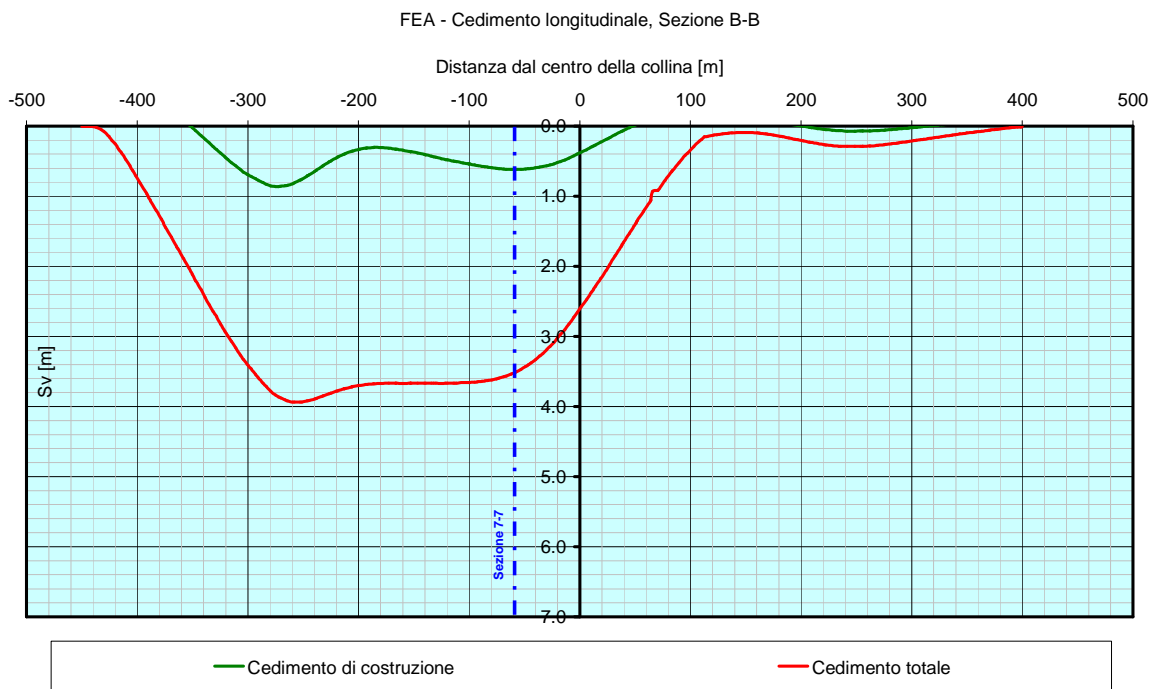


Fig. 9.4 – Collina Santa Barbara, Andamento dei cedimenti longitudinali, sezione B-B



9.2 Stabilità dell'opera

Il fattore di sicurezza, ricavato dalle analisi di stabilità risulta essere sempre superiore al valore limite prescritto dalla norma per entrambe le condizioni statiche e sismiche. Tali risultati garantiscono la stabilità della collina e dell'insieme collina-terreno di fondazione. Di seguito si riportano i risultati delle analisi svolte con le due metodologie precedentemente descritte.

9.2.1 Valutazioni sulla stabilità derivanti dai risultati dei modelli FEM

Il calcolo della stabilità con i modelli FEM è stato svolto in entrambe condizioni di meccanica dei terreni non drenati e drenati sfruttando il principio delle tensioni efficaci quantificando le sovrappressioni neutre.

Osservando le figure riportate in Allegato 1, relative all'indicazione delle zone plastiche che si generano a seguito della realizzazione della collina e la filtrazione dovuta allo svasso rapido, si notano con il colore rosso i punti plastici che raggiungono la superficie di rottura definita dal criterio di Mohr-Coulomb e con il colore nero i punti che raggiungono la rottura perché in trazione; si evince quindi, che per gran parte delle sezioni verificate, i punti/nodi che raggiungono la plasticizzazione sono piuttosto limitate ed in nessuna sezione mettono in luce potenziali superfici di rottura che potrebbero compromettere la stabilità della collina stessa.

Di seguito, nelle Tab.9.2 e Tab.9.3 sono riportati i risultati delle analisi in termini di fattore di sicurezza:

Tab. 9.2 – Analisi di stabilità, codice Plaxis, Sezione 7-7

Analisi di stabilità ϕ -c reduction – SLU		
Sezione 7-7	Fs (SLU)	
Fase di calcolo	Analisi di stabilità a breve termine	Analisi di stabilità a lungo termine
2	1.24	-
4	-	1.36
6	1.28	-
8	1.11	-
10	-	1.11

Tab. 9.3 – Analisi di stabilità, codice Plaxis

Analisi di stabilità ϕ -c reduction – SLU		
Sezione	Fs (SLU)	
	Analisi di stabilità a breve termine	Analisi di stabilità a lungo termine
	Al termine della prima fase	Al termine della seconda fase
B – B	1.5	2.2

9.2.2 Valutazioni sulla stabilità globale secondo i metodi dell'equilibrio limite

Anche i risultati dei calcoli all'equilibrio limite, in termini di stabilità dell'opera, confermano quanto determinato con le analisi FEM.

Nella tabella seguente sono riportati i valori più bassi del fattore di sicurezza ottenuti dalle analisi di stabilità condotte per la stabilità dei versanti della collina implementando due metodi di calcolo quali Bishop semplificato e Morgenstern & Price. Il dettaglio del calcolo è riportato nell'appendice.

Tab. 9.4 – Analisi di stabilità globale per la stabilità dei versanti, codice Slide


Collina, Analisi di stabilità globale – SLU				
Sezione	Condizioni statiche		Condizioni sismiche	
	Monte	Valle	Monte	Valle
7 – 7	1.5	2.1	1.3	1.6
B – B	1.8	2.1	1.5	1.7

Quanto qualitativamente stabilito in precedenza con le analisi FEM che garantiscono tutte la convergenza a fronte di spostamenti ragionevoli nel campo di deformazioni che si stanno valutando, è verificato in maniera quantitativa anche dalle analisi all'equilibrio limite di cui i risultati sono stati esposti nelle Tab.9.4.

Nella tabella seguente sono riportati invece i valori più bassi del fattore di sicurezza ottenuti dalle analisi di stabilità condotte per verificare la stabilità delle scarpate della piazzola di stoccaggio implementando due metodi di calcolo quali Bishop semplificato e Morgenstern & Price:

Tab. 9.5 – Analisi di stabilità globale per la stabilità delle scarpate, codice Slide

Piazzola, Analisi di stabilità globale – SLU			
Sezione	Descrizione	Fs	
		Statica	Sismica
N – N	Trasversale, perpendicolare alla riva del lago	1.47	1.26
W – W	Longitudinale, parallela alla riva del lago	2.13	1.60

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO</p>	<p align="center">RIAMBIENTALIZZAZIONE DELL'AREA MINERARIA S.BARBARA</p> <p align="center">INTERVENTI DI IMPLEMENTAZIONE DELLA FUNZIONE ECOLOGICA E PAESAGGISTICA DELLA COLLINA SCHERMO</p>					
<p align="center">PROGETTO DEFINITIVO ELABORATI GENERALI</p> <p align="center">RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE DI STABILITÀ</p>	<p>PROGETTO FEW1</p>	<p>LOTTO 40D29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO GE0115001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 22/ 55</p>

10 CONCLUSIONI

In questo documento sono state eseguite numerose analisi numeriche, messe in confronto assieme, al fine di acquisire sensibilità sui risultati e sui possibili scenari in termini di stabilità e di deformazioni sotto la collina di Santa Barbara. Sono state inoltre eseguite le analisi di stabilità globale al fine di verificare la stabilità delle scarpate delle piazzole di caratterizzazione delle terre. In specifico, sono stati svolti 4 tipi di analisi, brevemente descritti di seguito, su n°4 sezioni di calcolo (2 trasversali e 2 longitudinali) in modo da ricoprire tutto il sito oggetto d'interesse:

- Analisi numeriche agli elementi finiti per valutare i cedimenti dell'opera;
- Analisi di stabilità con il metodo numerico degli elementi finiti riducendo gradualmente le caratteristiche di resistenza dei terreni;
- Analisi del moto di filtrazione per verificare la stabilità dell'opera soggetta allo svaso rapido;
- Analisi numeriche di stabilità globale con l'approccio all'equilibrio limite.

Le analisi svolte rilevano che i cedimenti indotti all'atto di costruzione della collina sono compatibili con le esigenze del progetto e di conseguenza con le potenziali anomalie che potrebbero generarsi al termine dei lavori di costruzione.

Gli esiti delle analisi, ampiamente descritti nei capitoli precedenti, illustrano come saranno lunghi i tempi di consolidazione e quindi la soluzione proposta alla luce dei risultati, sarebbe quell'unica effettivamente realizzabile, cioè una costruzione per fasi che consente di controllare in maniera maggiormente efficace gli effetti del cedimento di consolidazione. In questo modo, incrementando i tempi realizzativi dell'opera si possono contenere al minimo i cedimenti di consolidamento residuo, neutralizzando le sovrappressioni generate dovute al carico della collina.

Infine, gli entrambi tipi di analisi a scopo di verificare la stabilità dell'opera garantiscono l'inalterabilità delle condizioni di sicurezza a seguito della realizzazione della collina e in seguito ai fenomeni di svaso rapido per effetto dell'evento della piena millenaria con quota invaso a circa 150.0 m.s.l.m..

ALLEGATO 1 – PLAXIS, ANALISI FEM (CEDIMENTI E STABILITÀ)

A1.1 - Sezione 7 – 7, Analisi dei cedimenti allo SLE

Fig. A1.1 – Sezione 7-7, Analisi SLE, Fase di costruzione, deformata

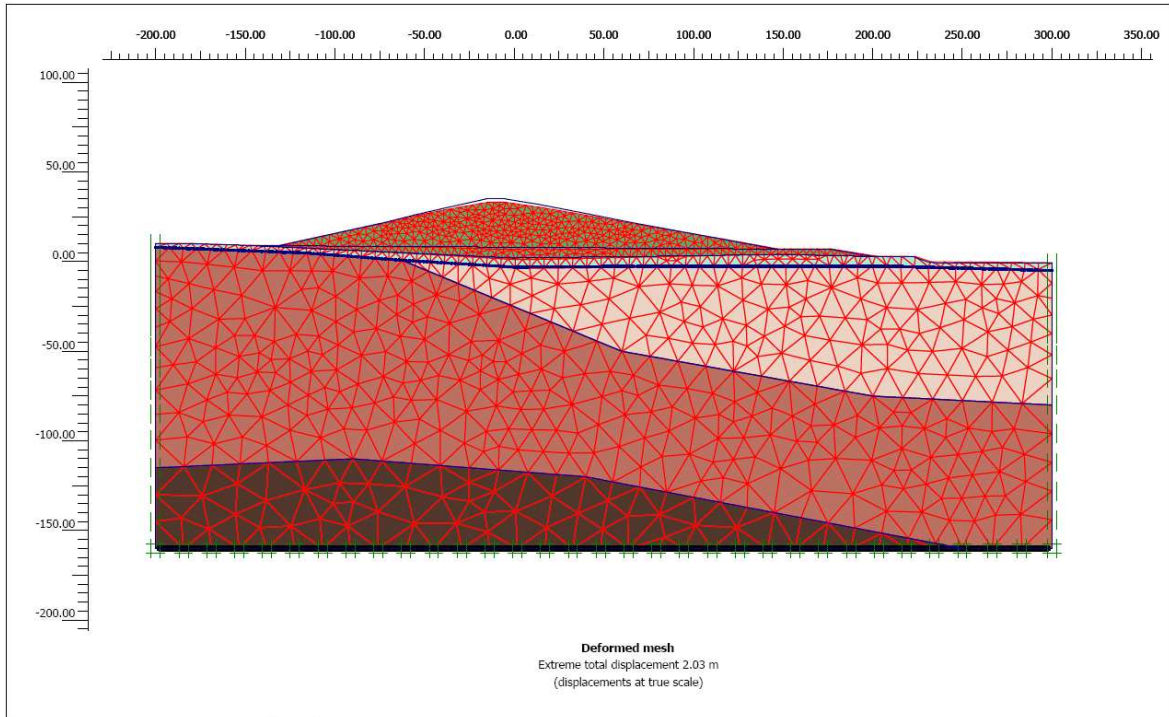


Fig. A1.2 – Sezione 7-7, Analisi SLE, Fase di costruzione, Spostamenti di costruzione

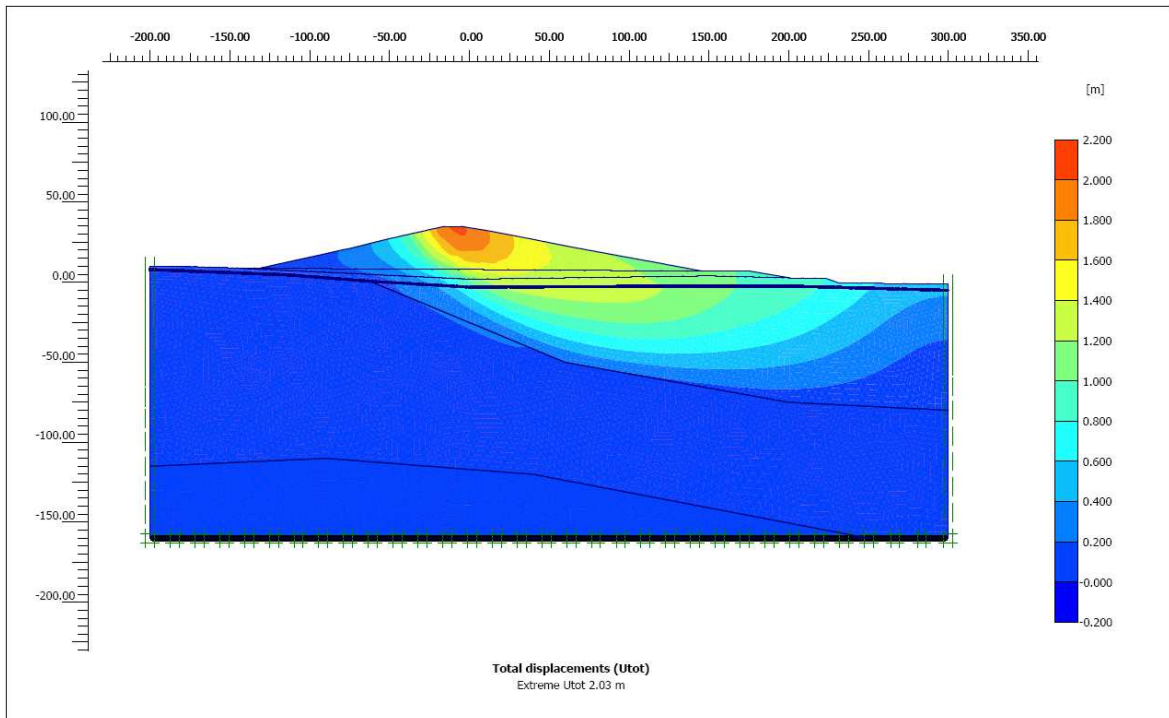


Fig. A1.3 – Sezione 7-7, Analisi SLE, Fase di costruzione, Tensioni totali

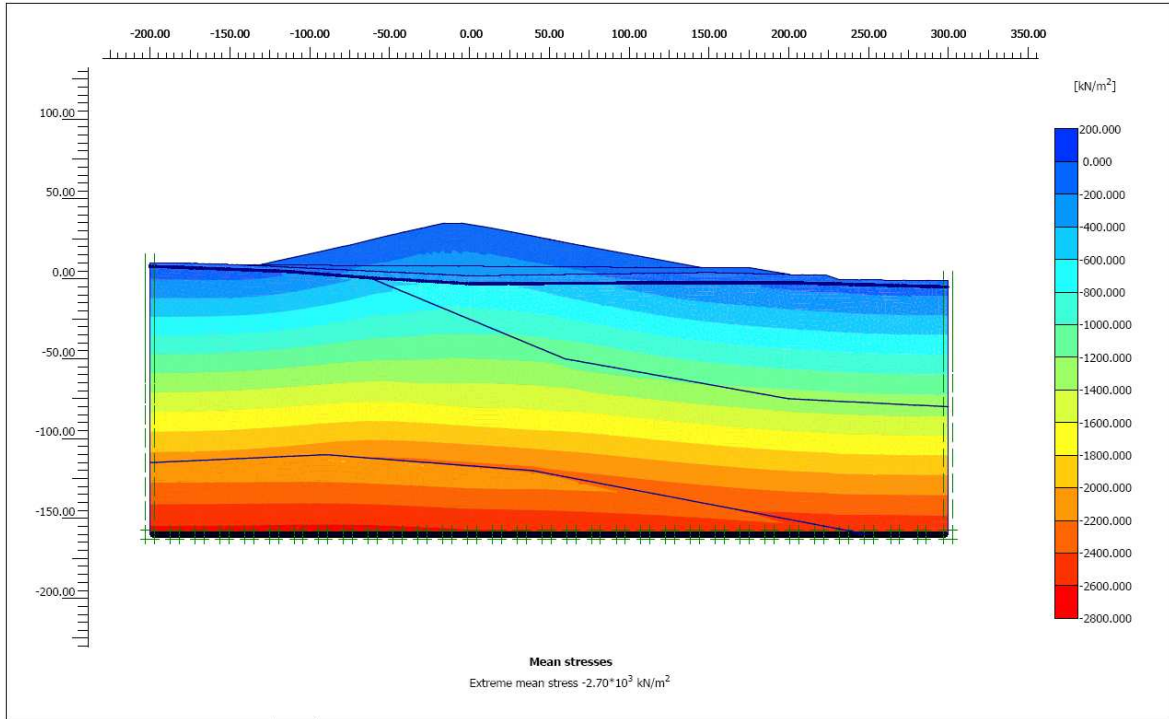


Fig. A1.4 – Sezione 7-7, Analisi SLE, Fase di costruzione, Tensioni efficaci

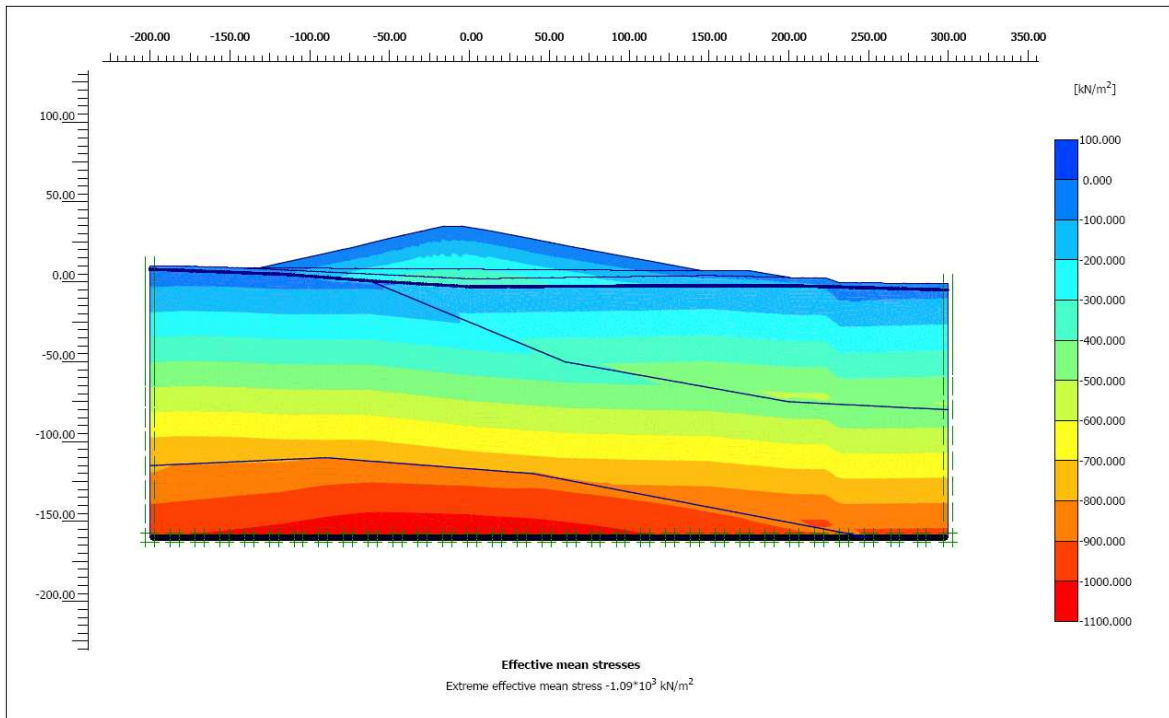


Fig. A1.5 – Sezione 7-7, Analisi SLE, Fase di costruzione, Sovrappressioni interstiziali

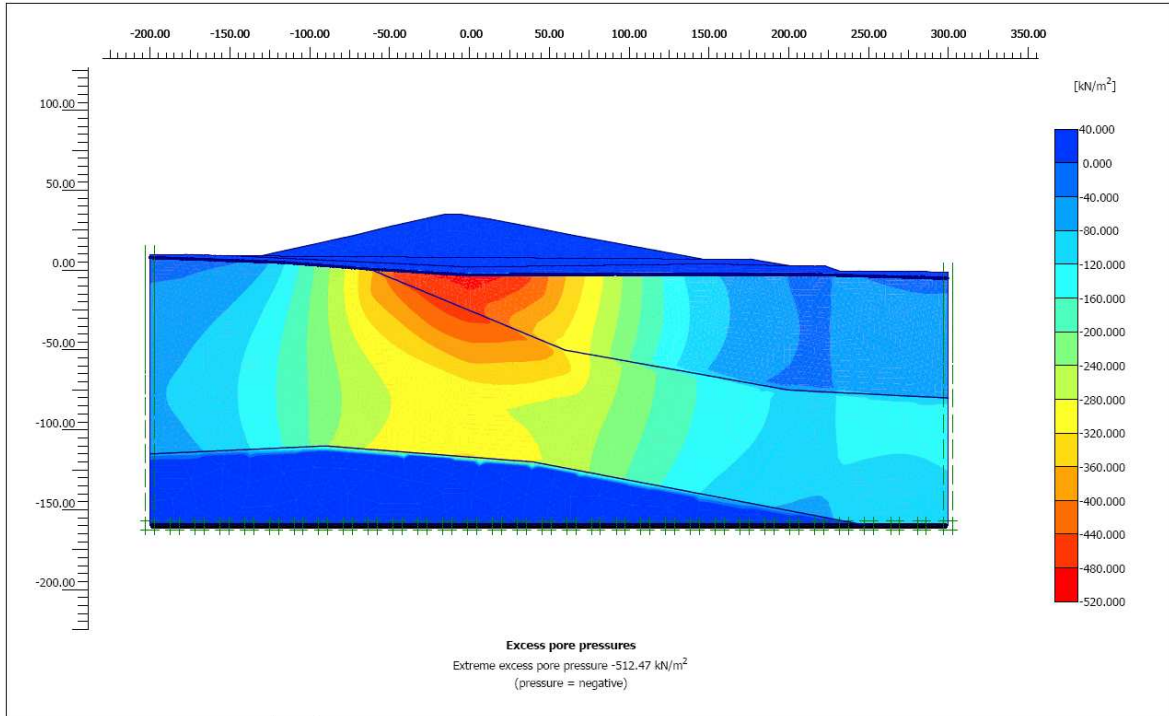


Fig. A1.6 – Sezione 7-7, Analisi SLE, Fase di costruzione, Plasticizzazione

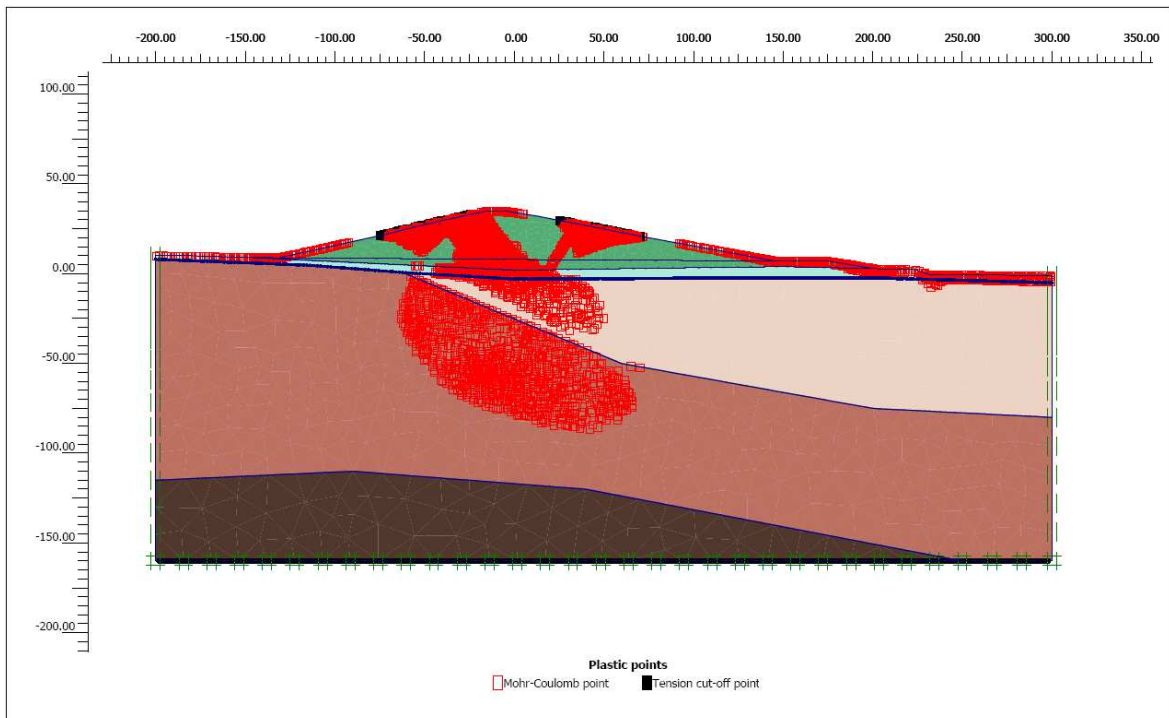


Fig. A1.7 – Sezione 7-7, Analisi SLE, Fase di consolidazione, Spostamenti totali

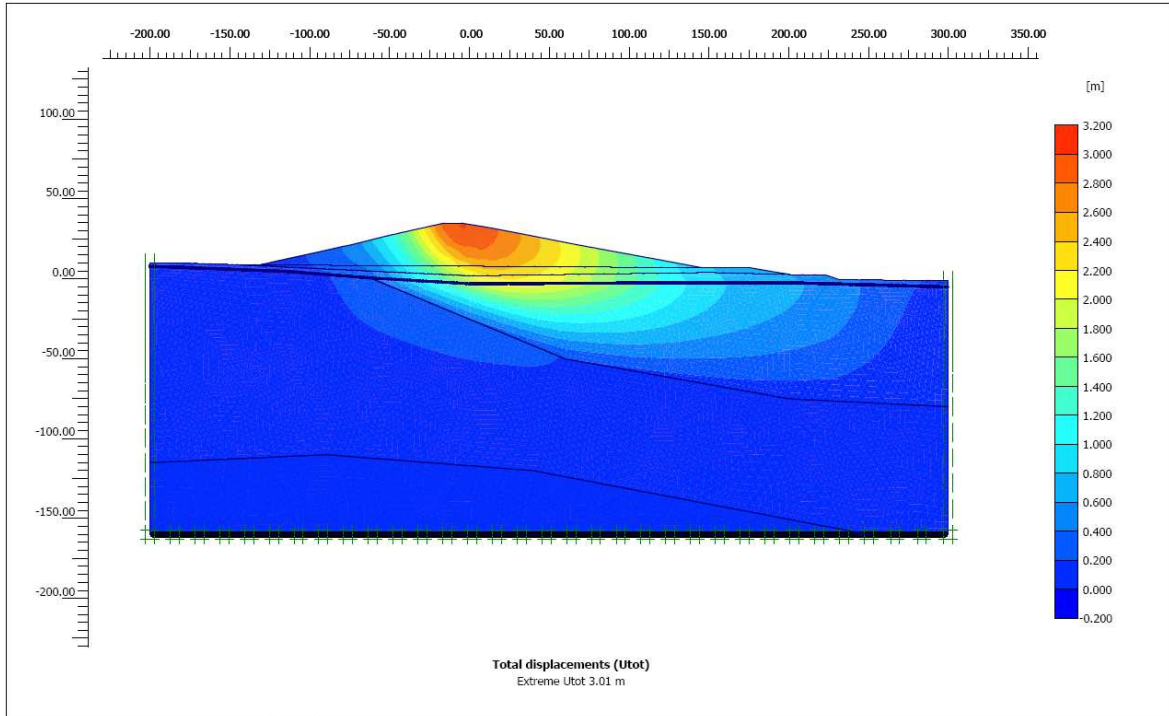


Fig. A1.8 – Sezione 7-7, Analisi SLE, Fase di consolidazione, Spostamenti di consolidazione

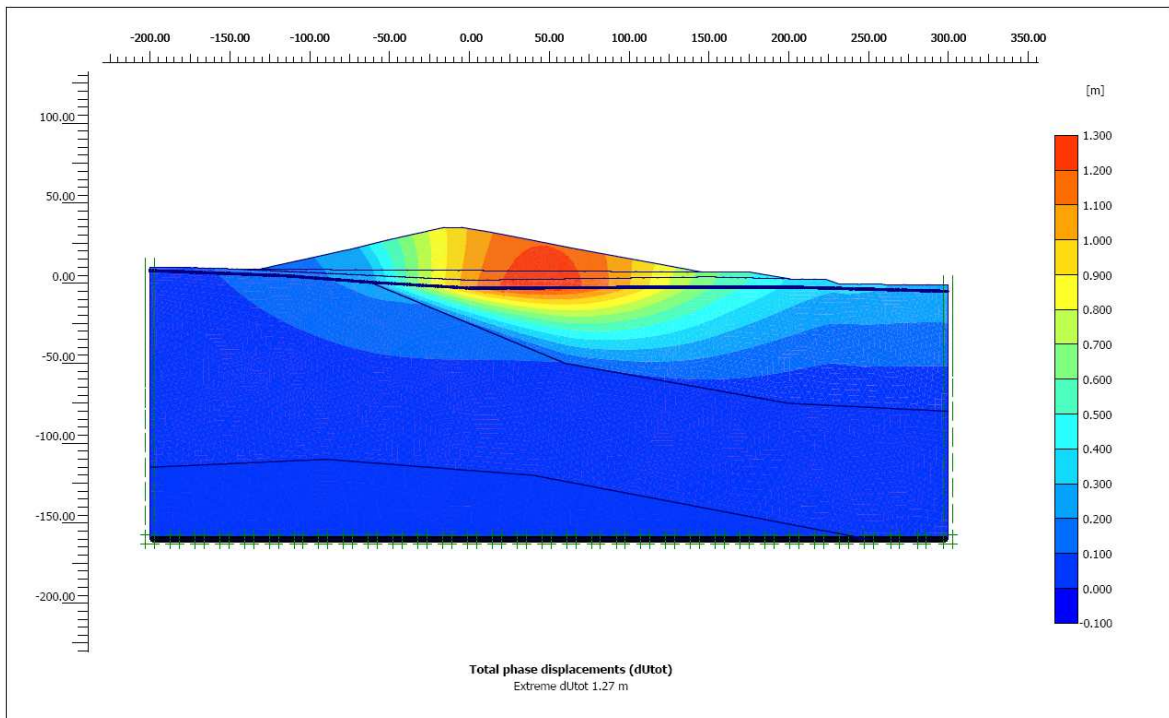


Fig. A1.9 – Sezione 7-7, Analisi SLE, Fase di consolidazione, Tensioni totali

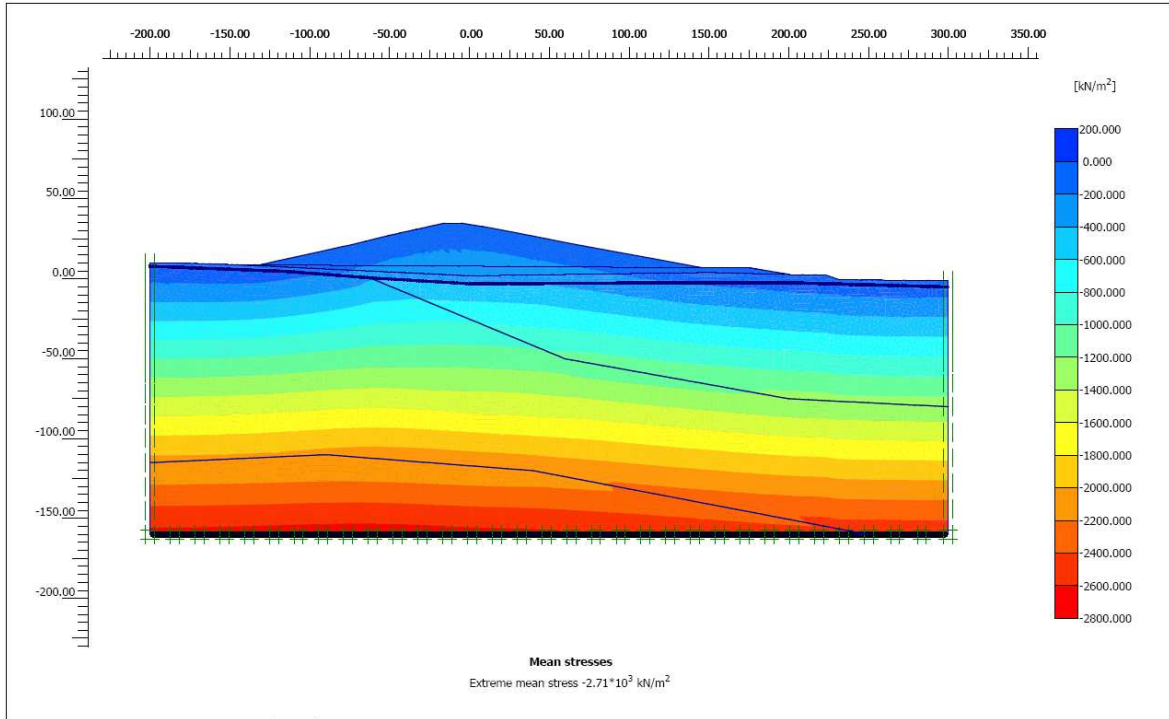
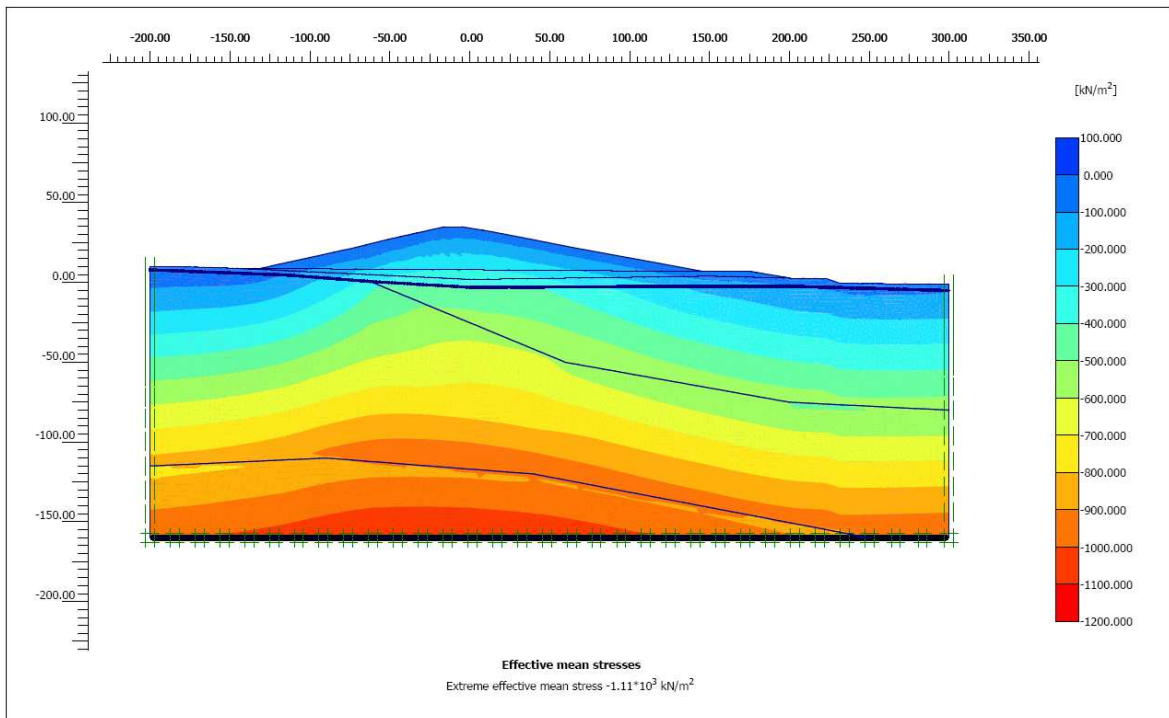


Fig. A1.10 – Sezione 7-7, Analisi SLE, Fase di consolidazione, Tensioni efficaci



A1.2 - Sezione B – B, Analisi dei cedimenti allo SLE

Fig. A1.11 – Sezione B-B, Analisi SLE, Fase di costruzione, deformata

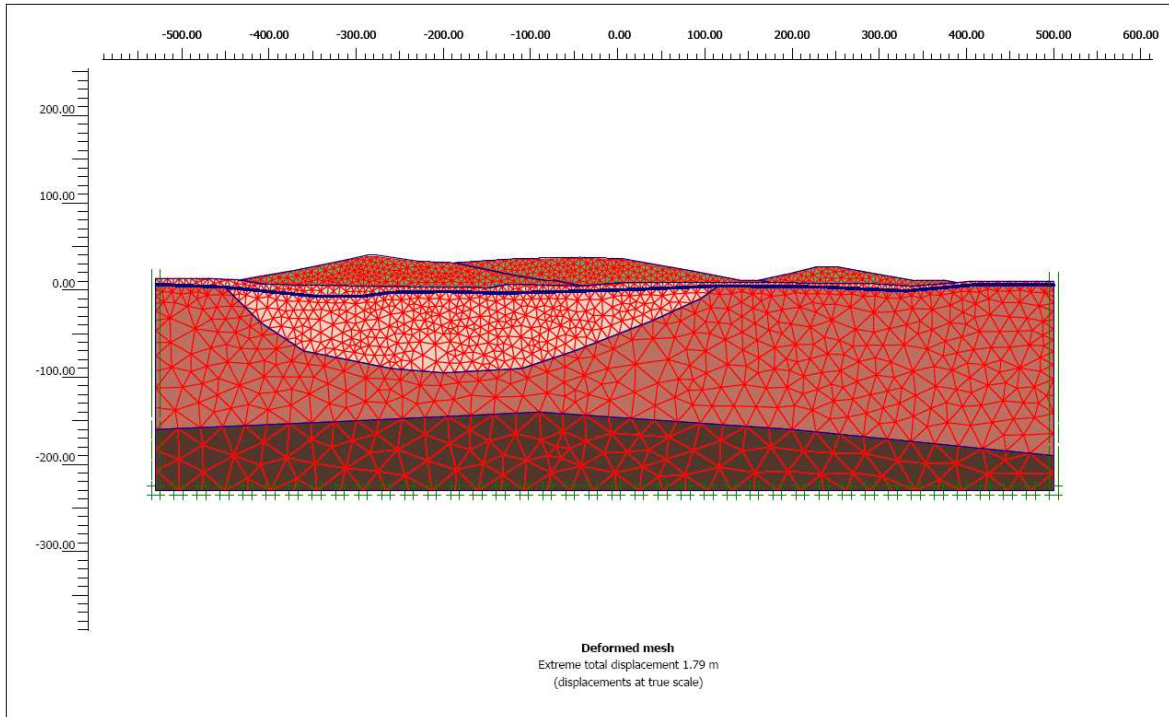


Fig. A1.12 – Sezione B-B, Analisi SLE, Fase di costruzione, Spostamenti di costruzione

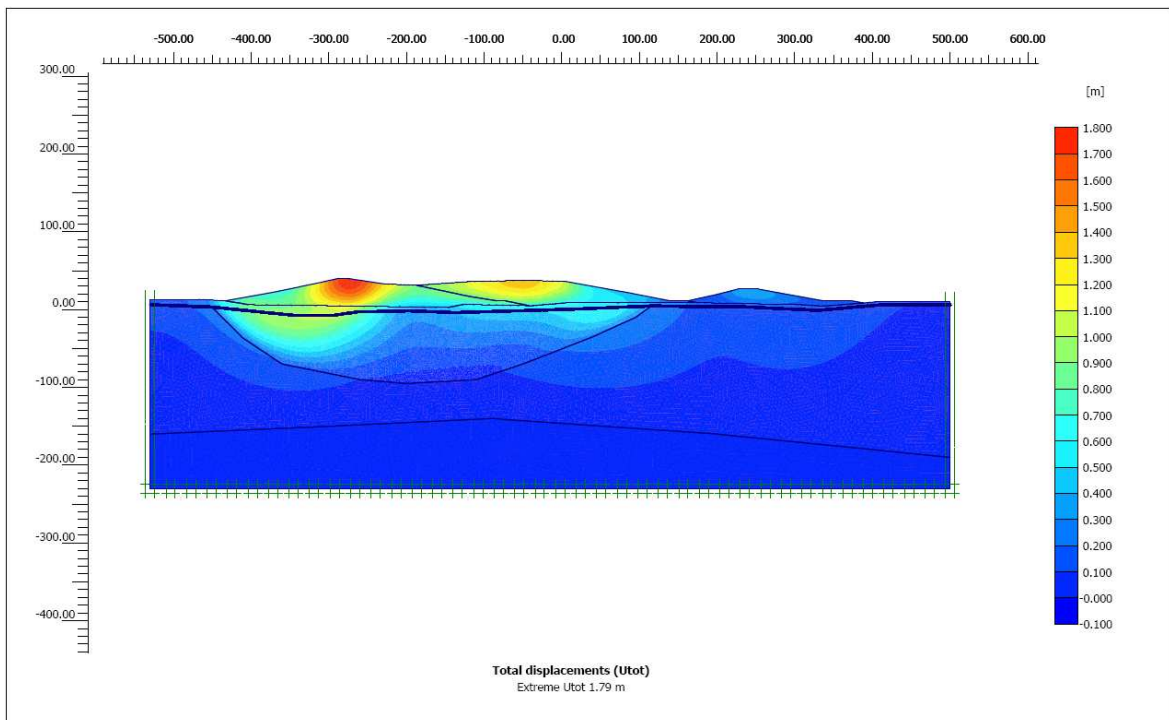


Fig. A1.13 – Sezione B-B, Analisi SLE, Fase di costruzione, Tensioni totali

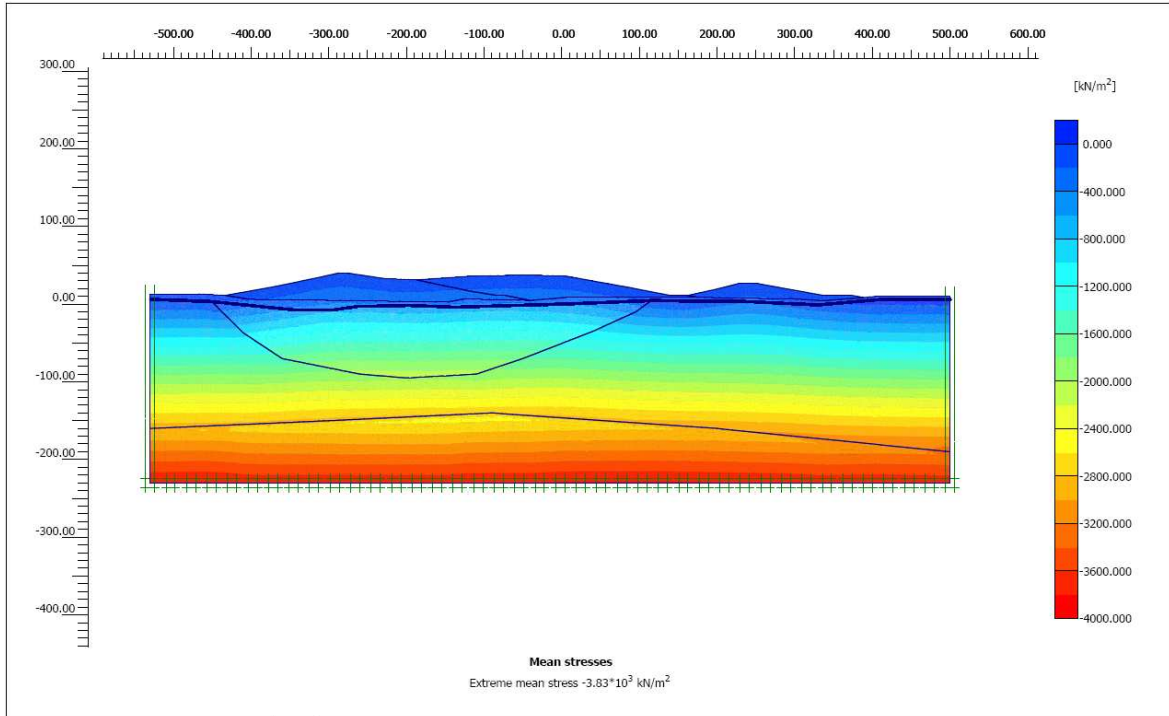


Fig. A1.14 – Sezione B-B, Analisi SLE, Fase di costruzione, Tensioni efficaci

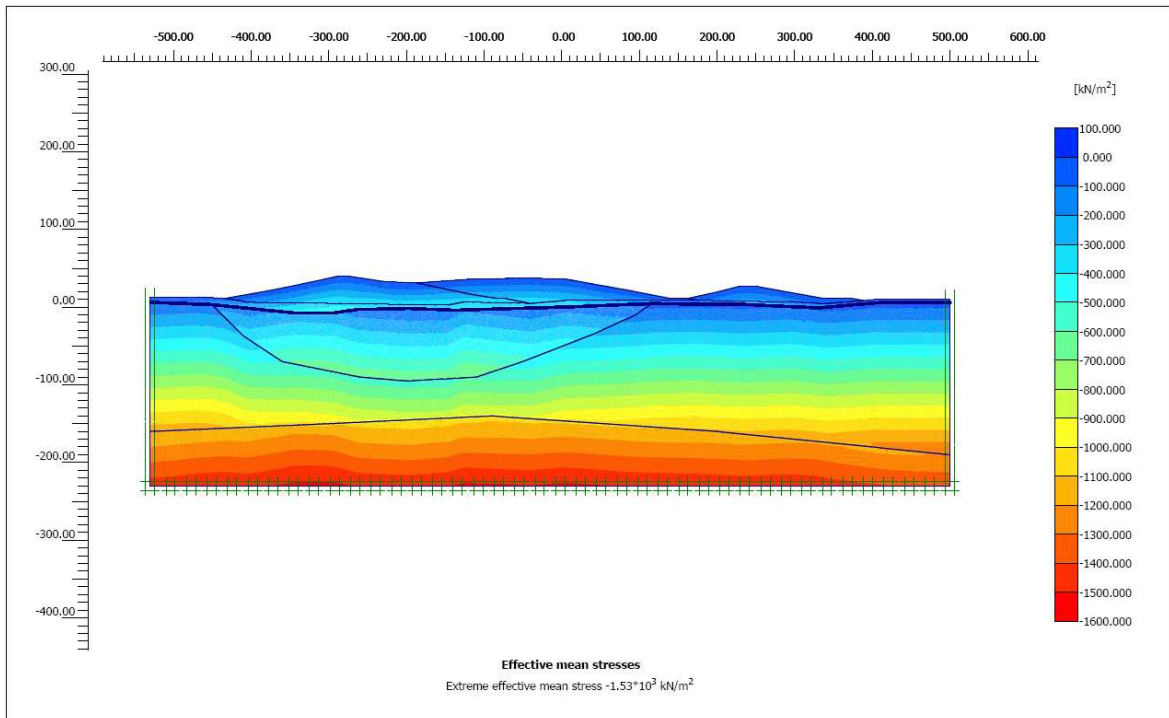


Fig. A1.15 – Sezione B-B, Analisi SLE, Fase di costruzione, Sovrappressioni interstiziali

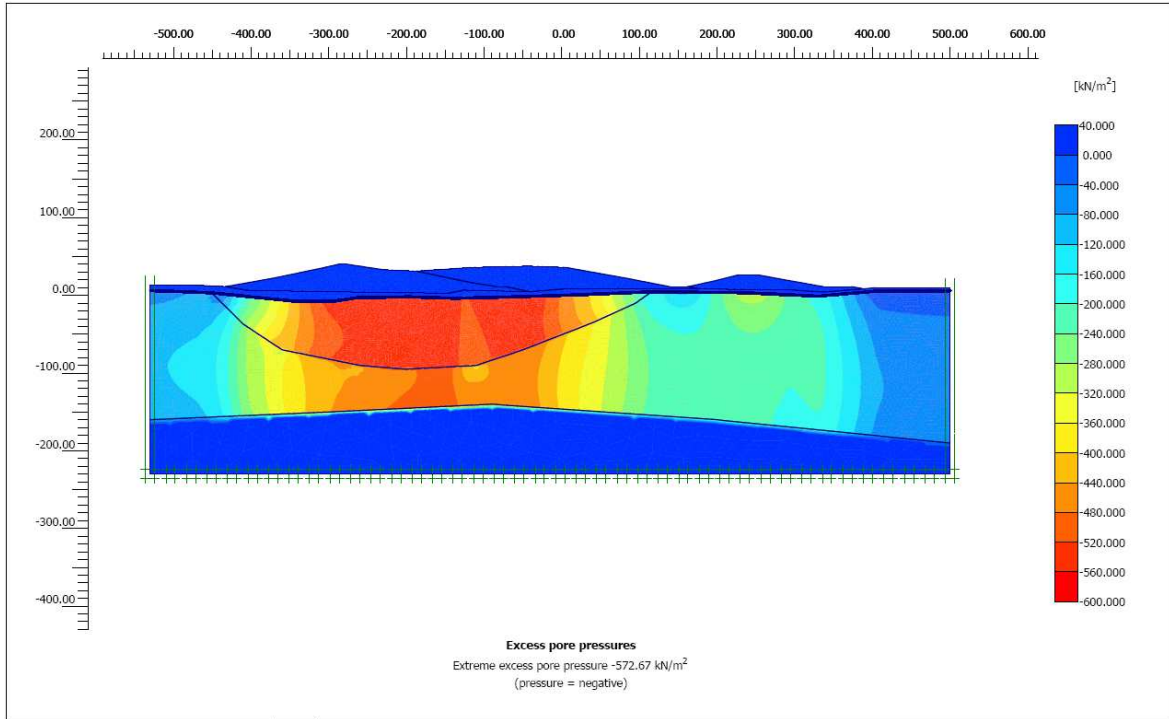


Fig. A1.16 – Sezione B-B, Analisi SLE, Fase di costruzione, Plasticizzazione

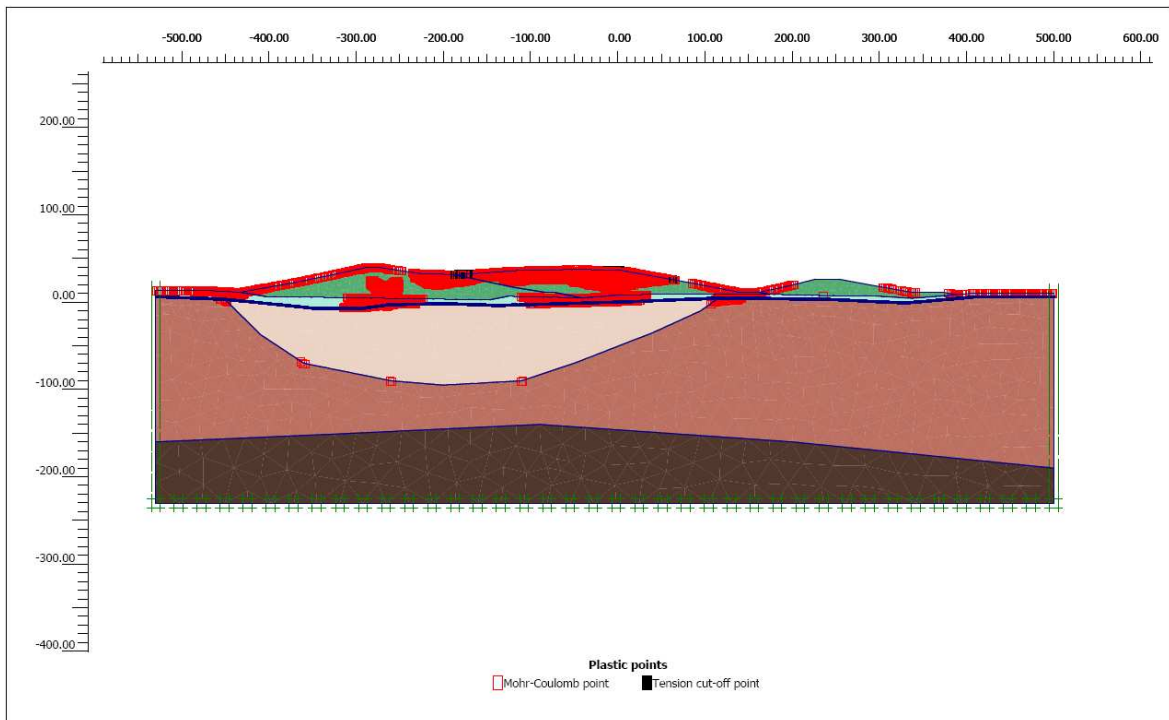


Fig. A1.17 – Sezione B-B, Analisi SLE, Fase di consolidazione, Spostamenti totali

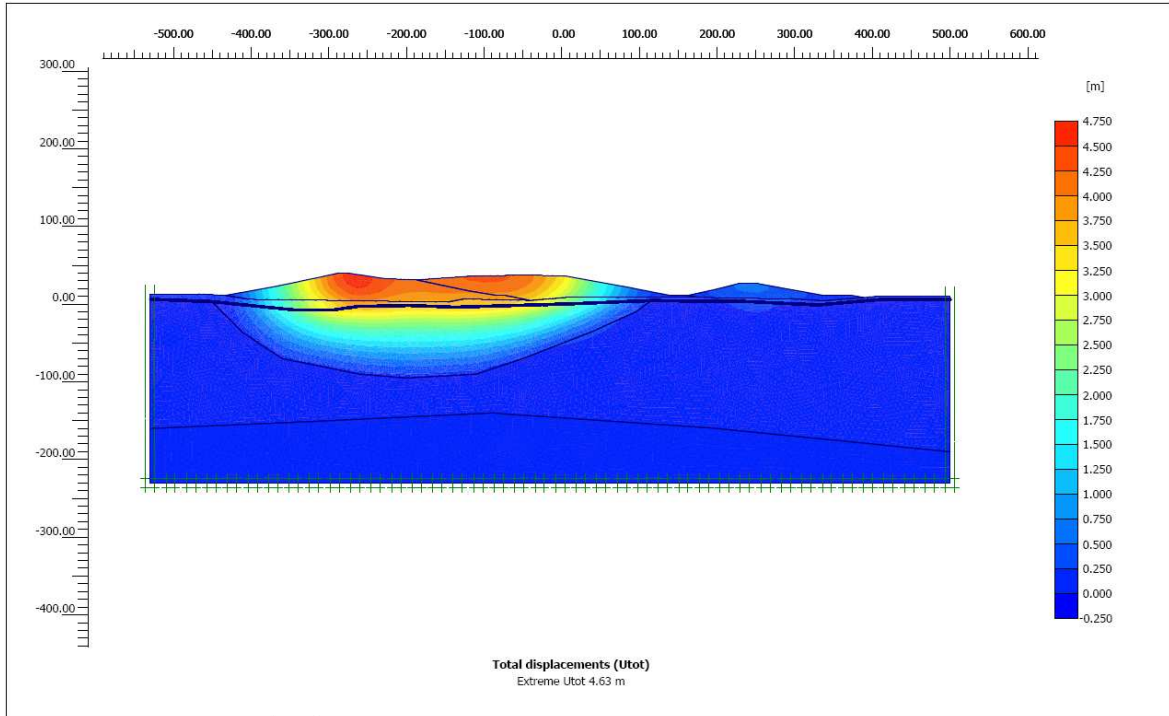


Fig. A1.18 – Sezione B-B, Analisi SLE, Fase di consolidazione, Spostamenti di consolidazione

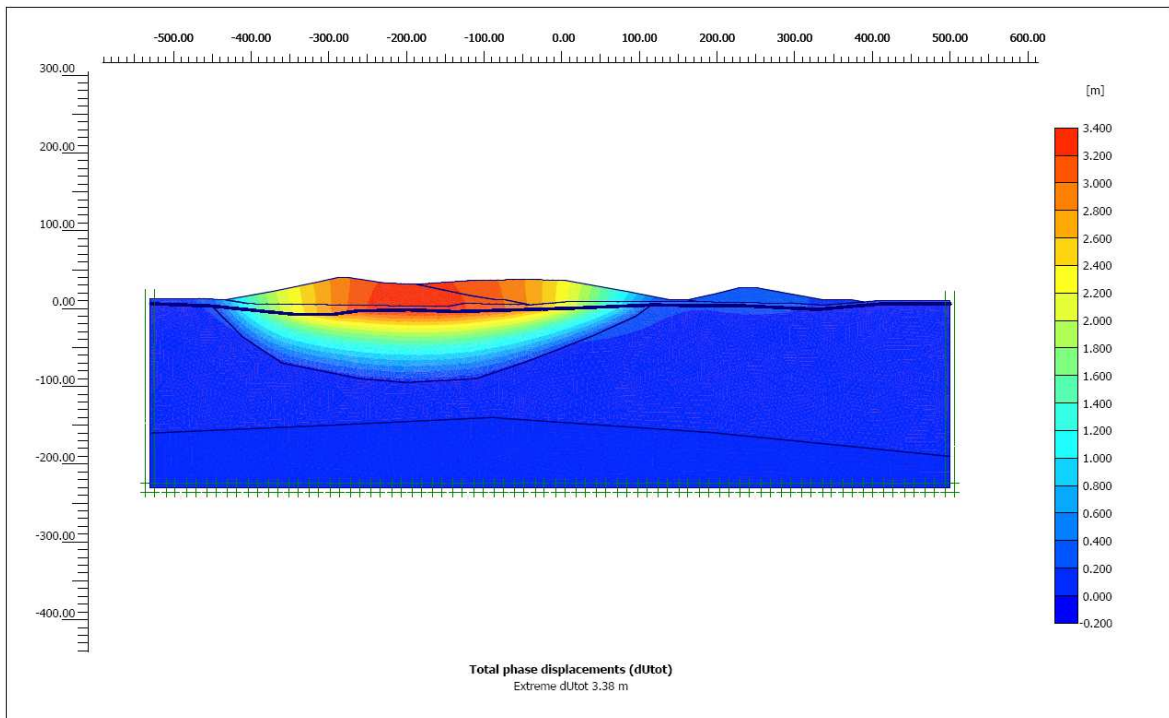


Fig. A1.19 – Sezione B-B, Analisi SLE, Fase di consolidazione, Tensioni totali

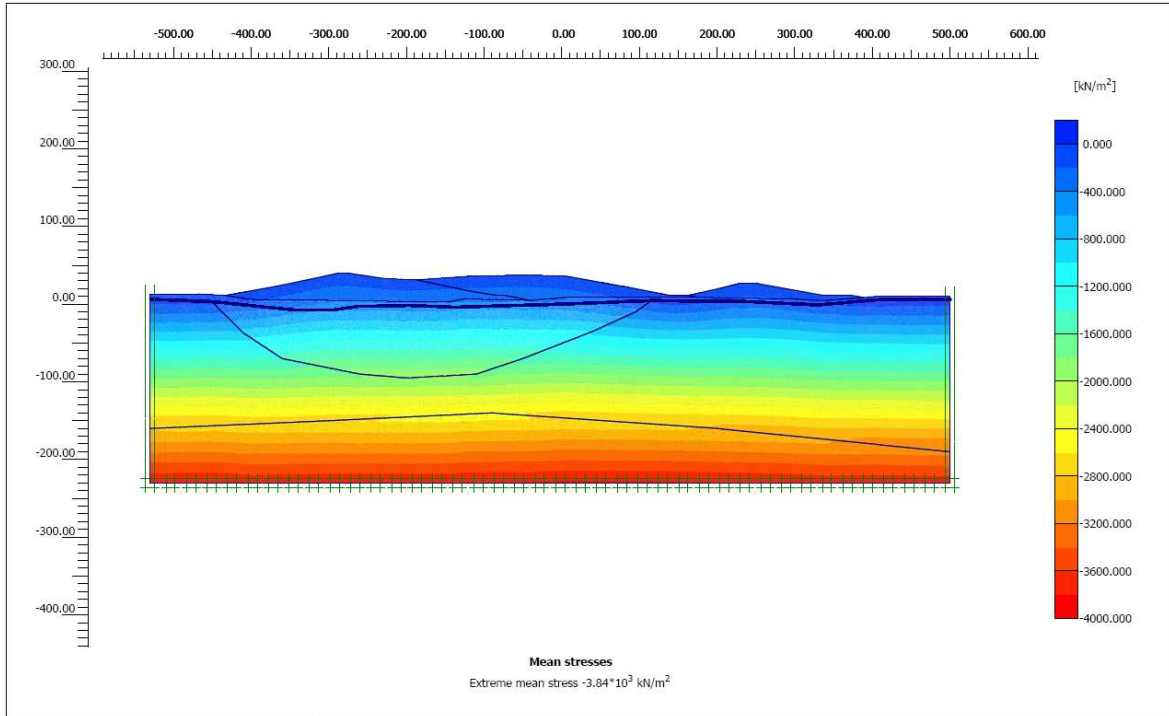
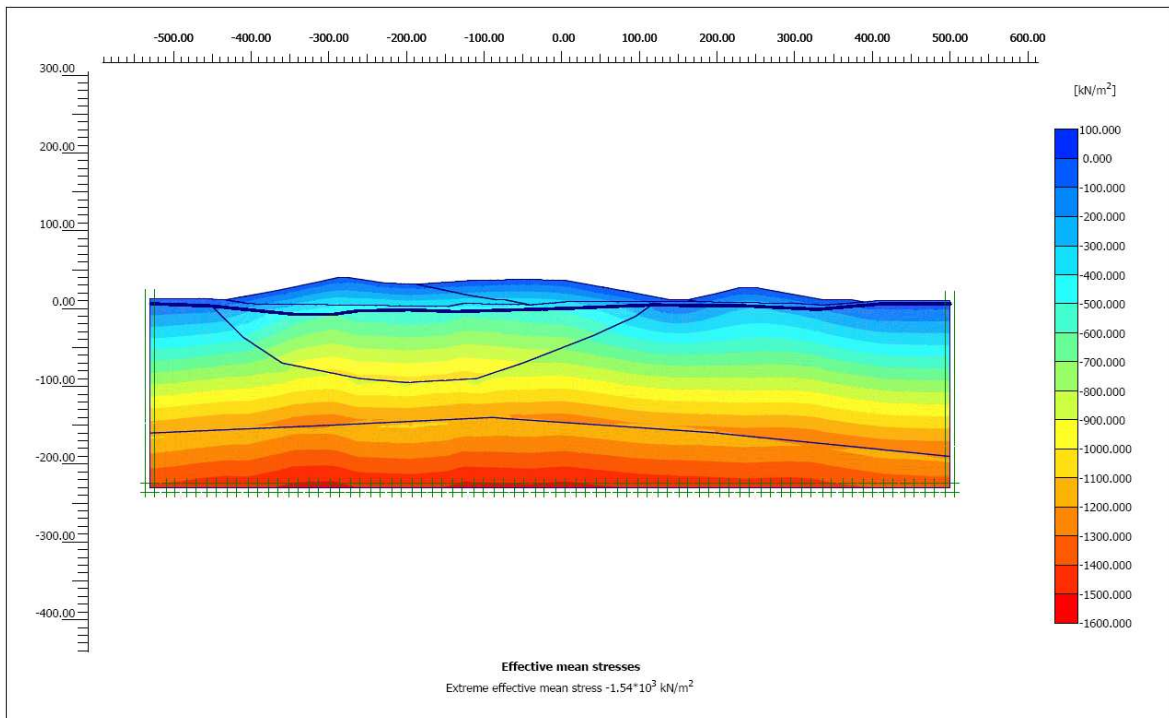


Fig. A1.20 – Sezione B-B, Analisi SLE, Fase di consolidazione, Tensioni efficaci



A1.3 - Sezione 7 – 7, Analisi di stabilità allo SLU

Fig. A1.21 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Stabilità a breve termine fase 2, Superfici di rottura

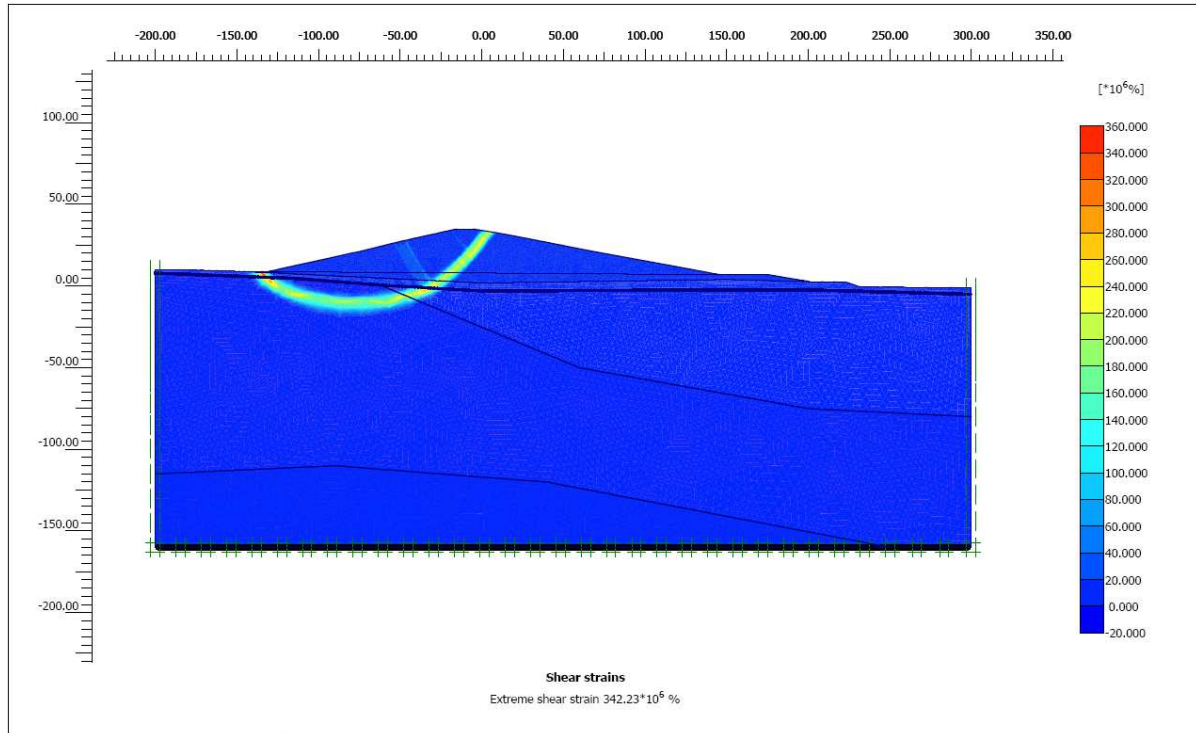


Fig. A1.22 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Stabilità a breve termine fase 2, Plasticizzazione

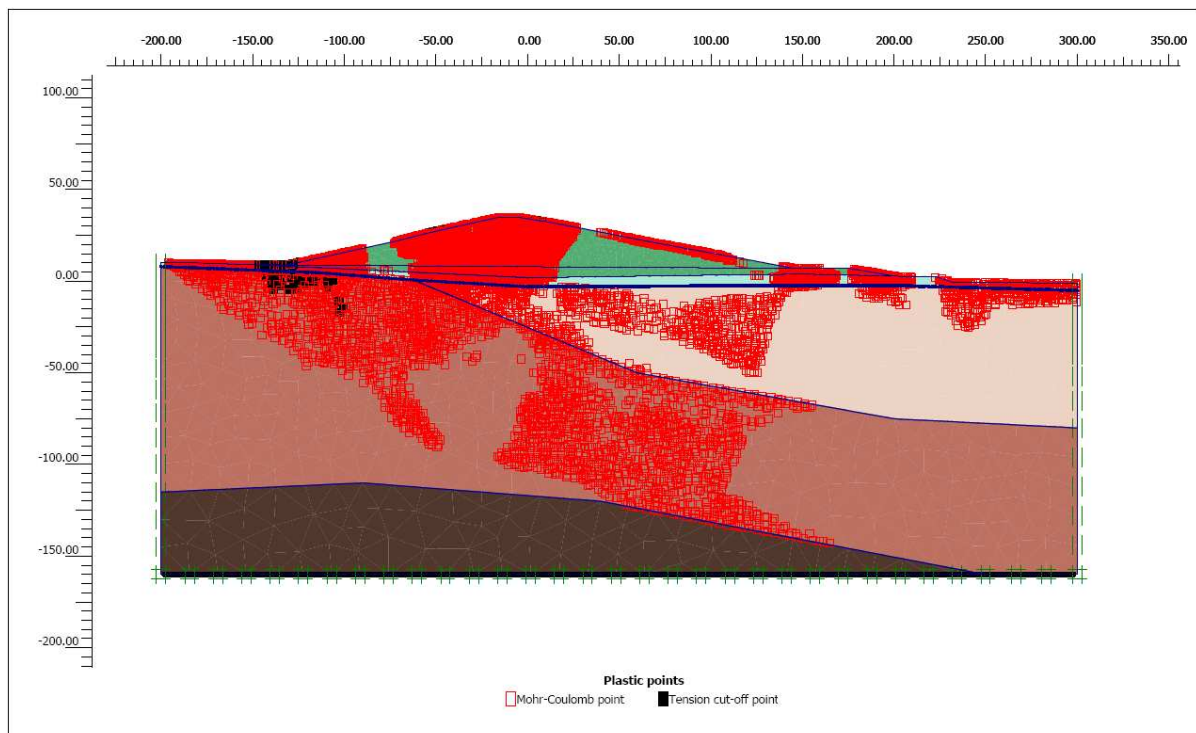


Fig. A1.23 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Stabilità a lungo termine fase 4, Superfici di rottura

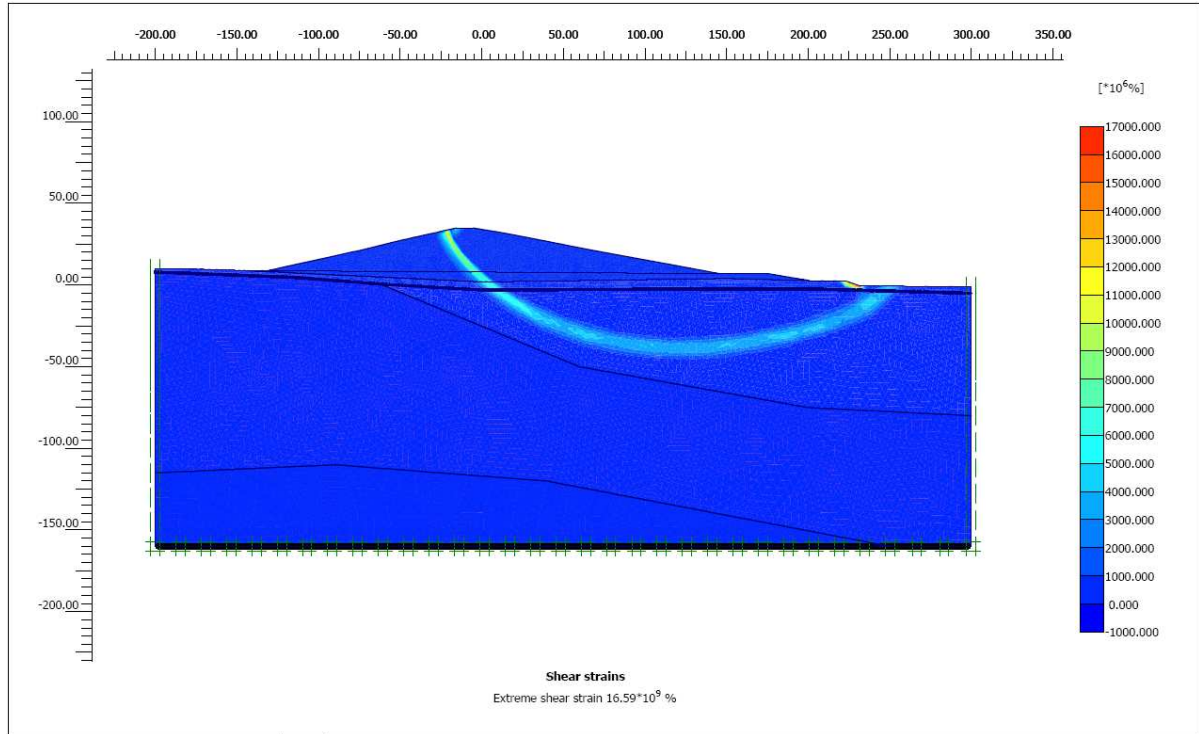


Fig. A1.24 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Stabilità a breve termine fase 4, Plasticizzazione

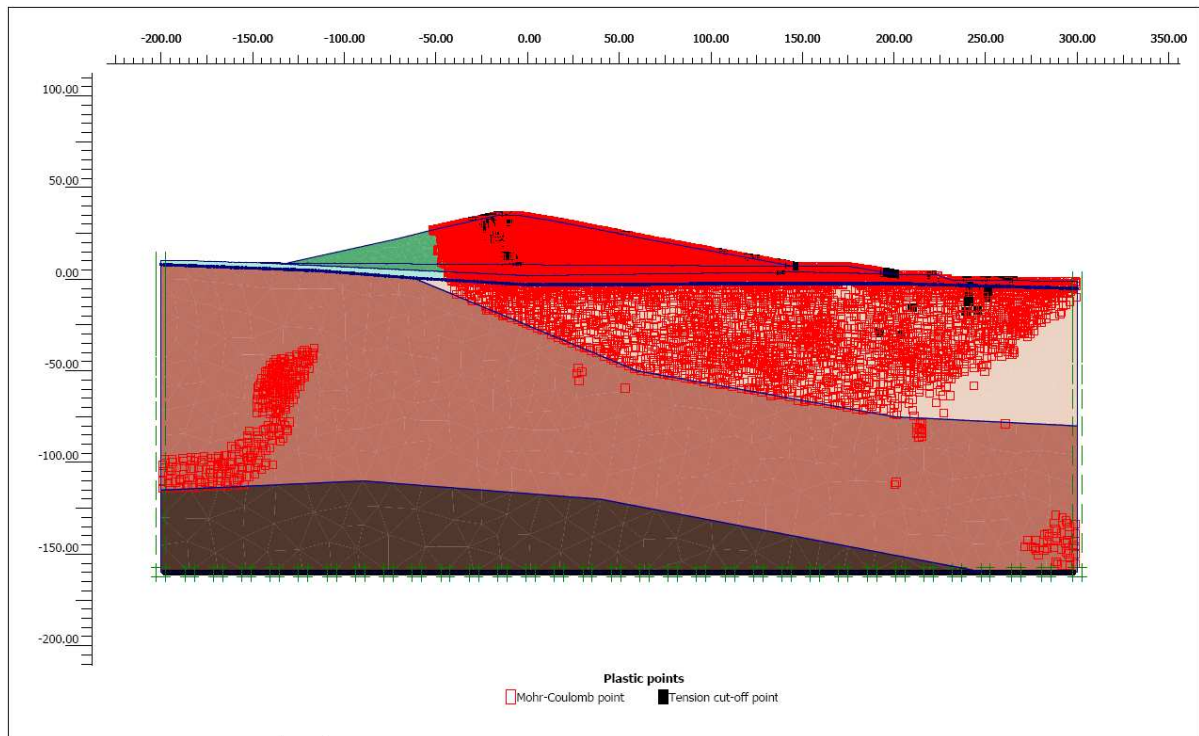


Fig. A1.25 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Risalita della falda fase 5, Pressioni neutre

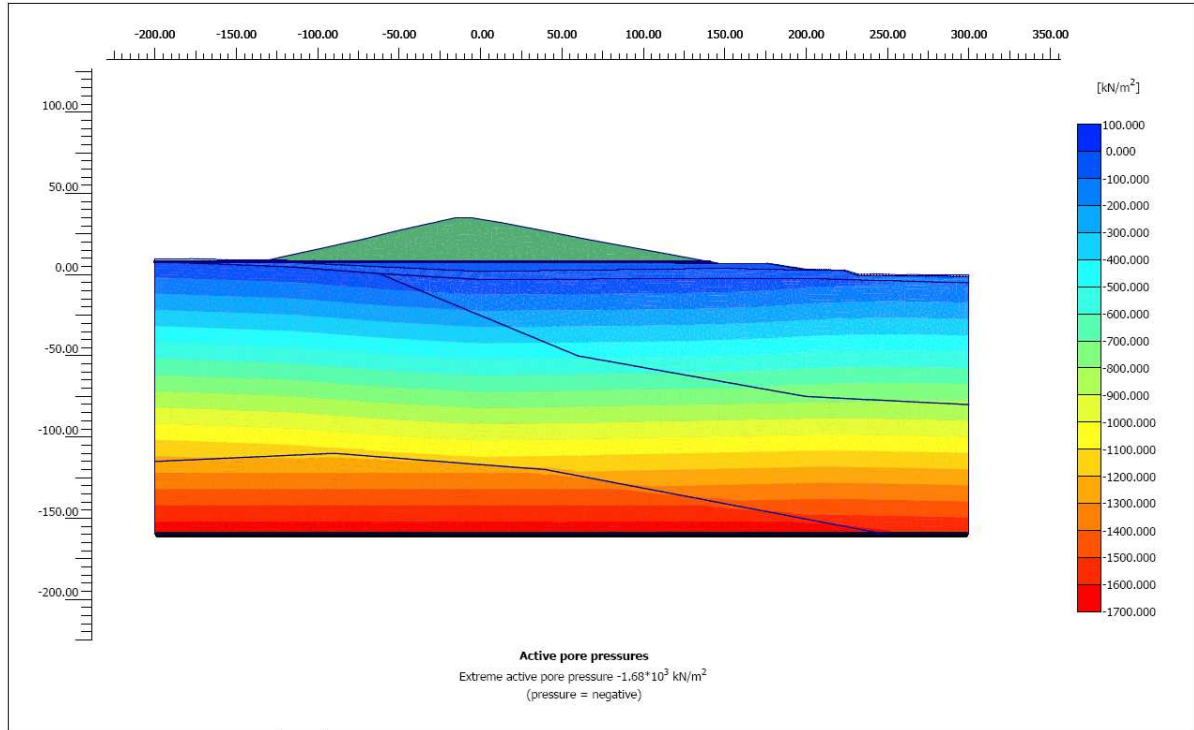


Fig. A1.26 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Risalita della falda fase 5, Plasticizzazione

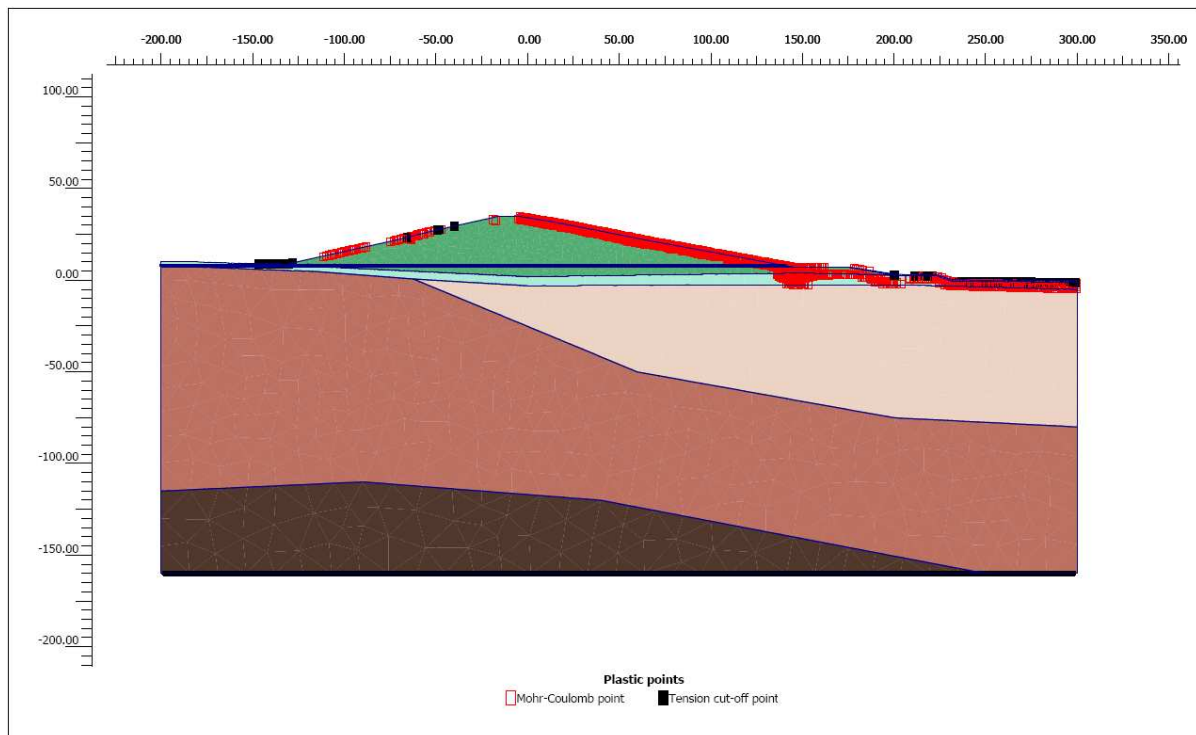


Fig. A1.27 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Stabilità a breve termine fase 6, Superfici di rottura

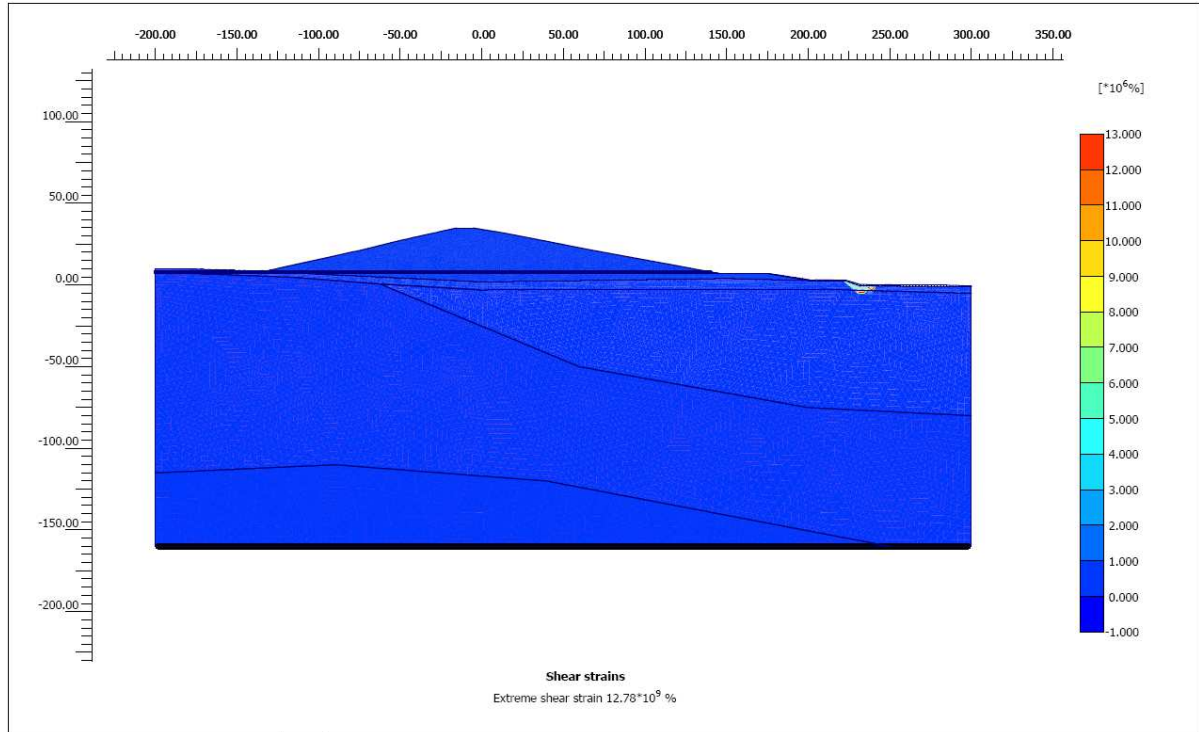


Fig. A1.28 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Stabilità a breve termine fase 6, Plasticizzazione

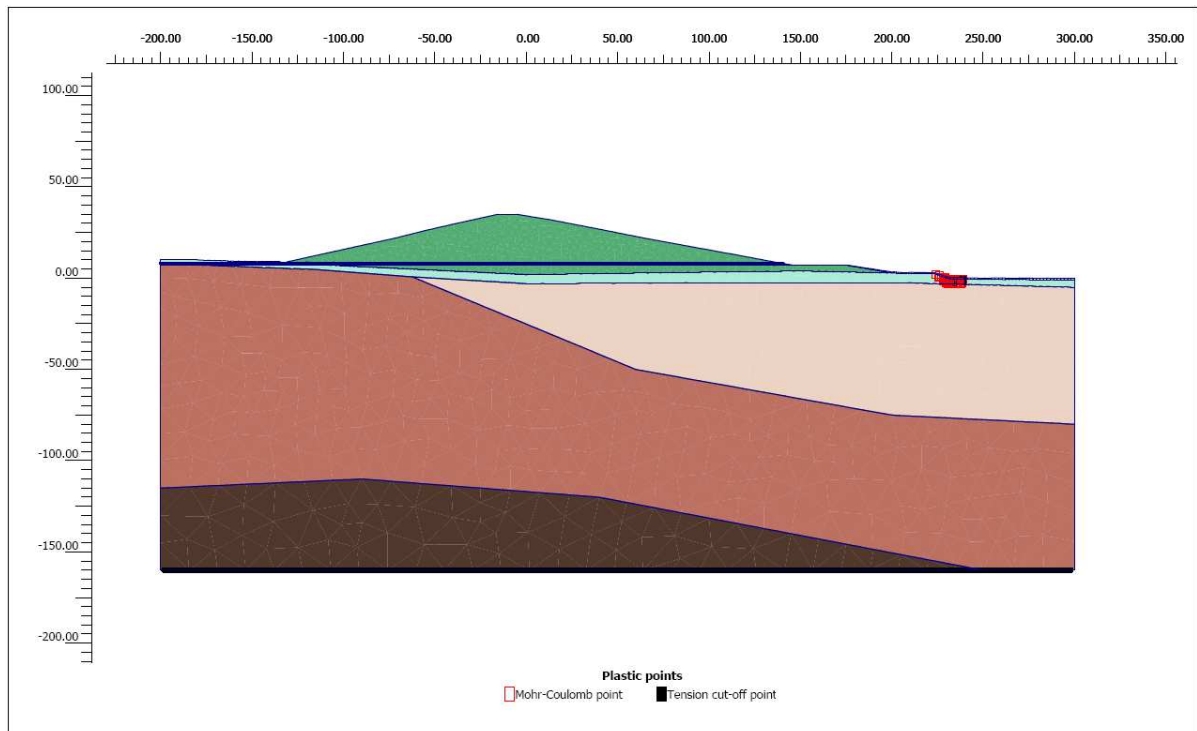


Fig. A1.29 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Filtrazione fase 7, Direzione del flusso

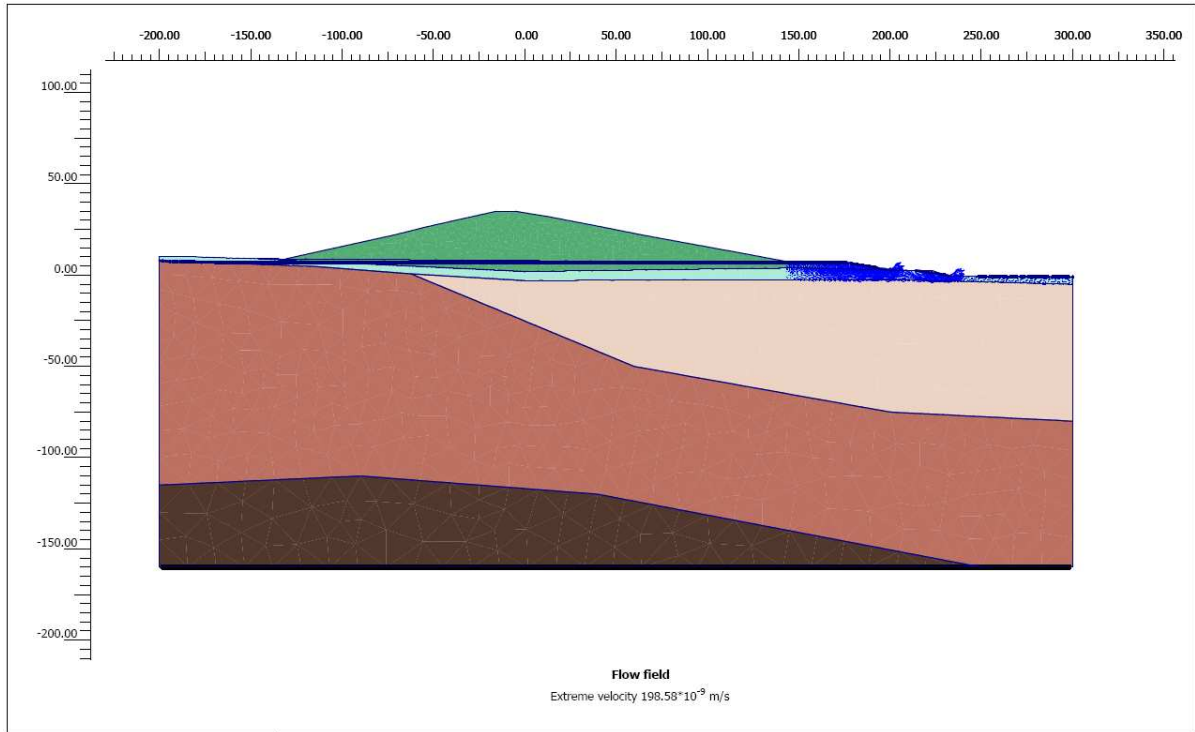


Fig. A1.30 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Filtrazione fase 7, Sovrapressioni interstiziali

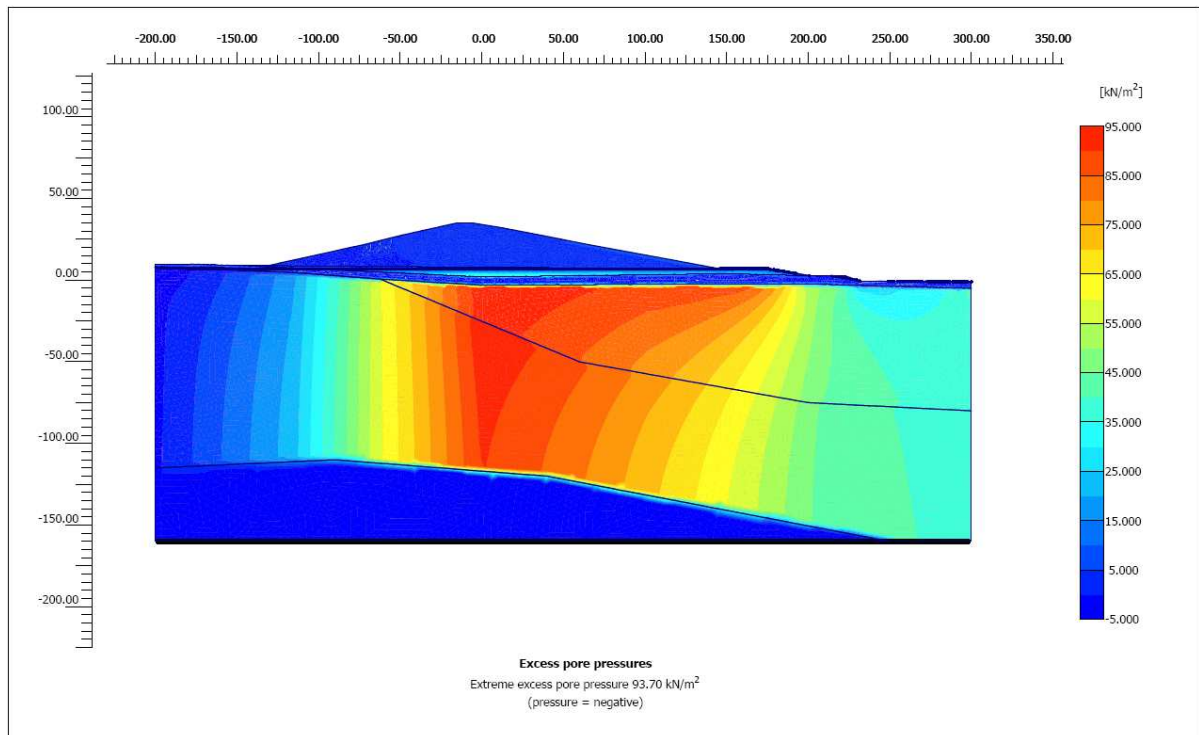


Fig. A1.31 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Stabilità a breve termine fase 8, Superfici di rottura

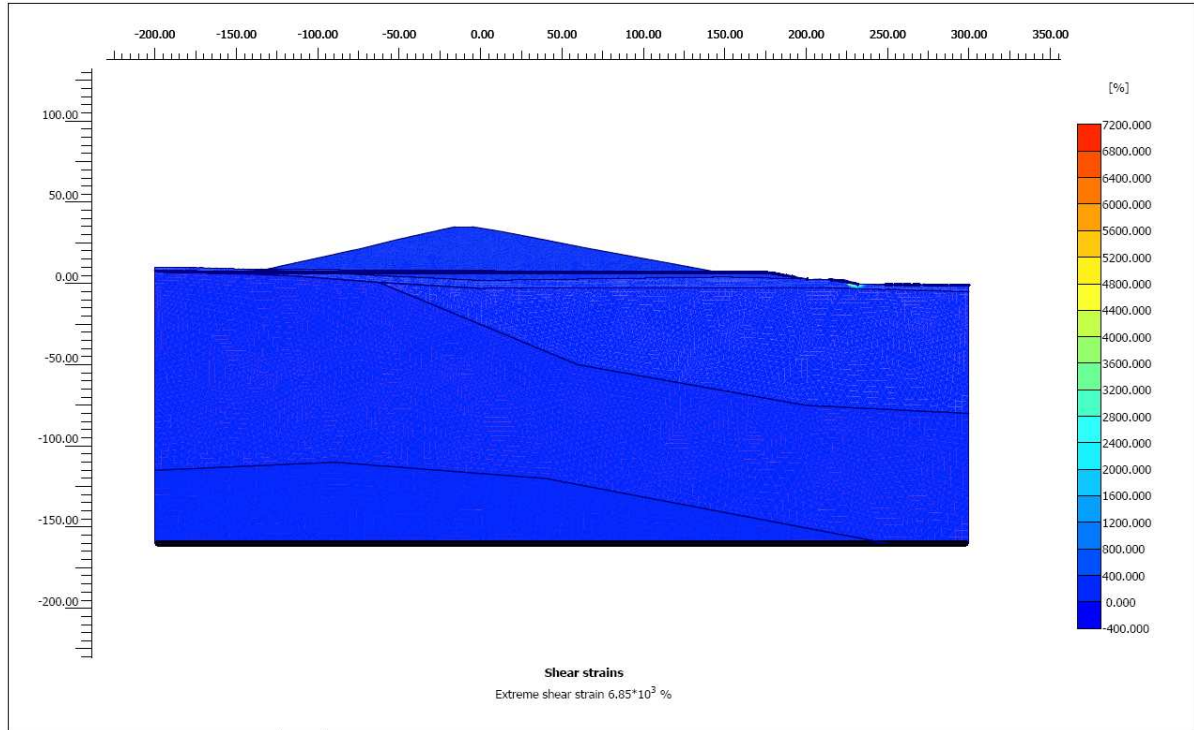


Fig. A1.32 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Stabilità a breve termine fase 8, Plasticizzazione

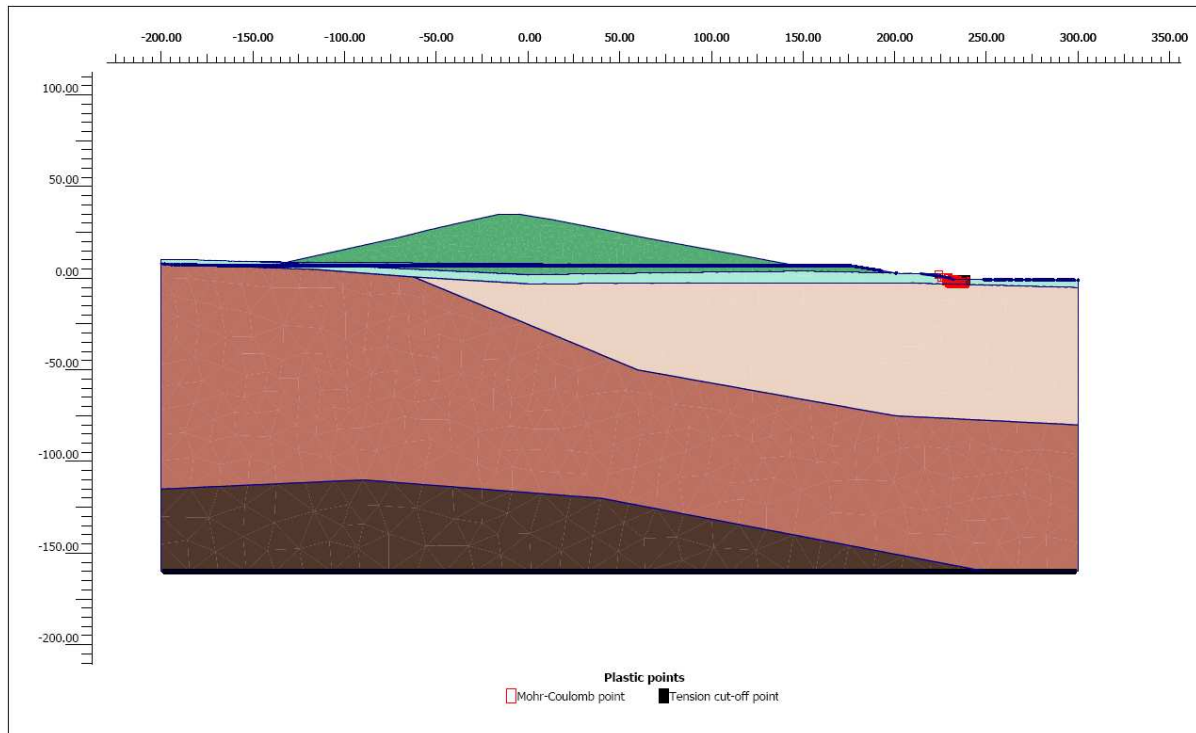


Fig. A1.33 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Consolidazione fase 9, Sovrappressioni interstiziali

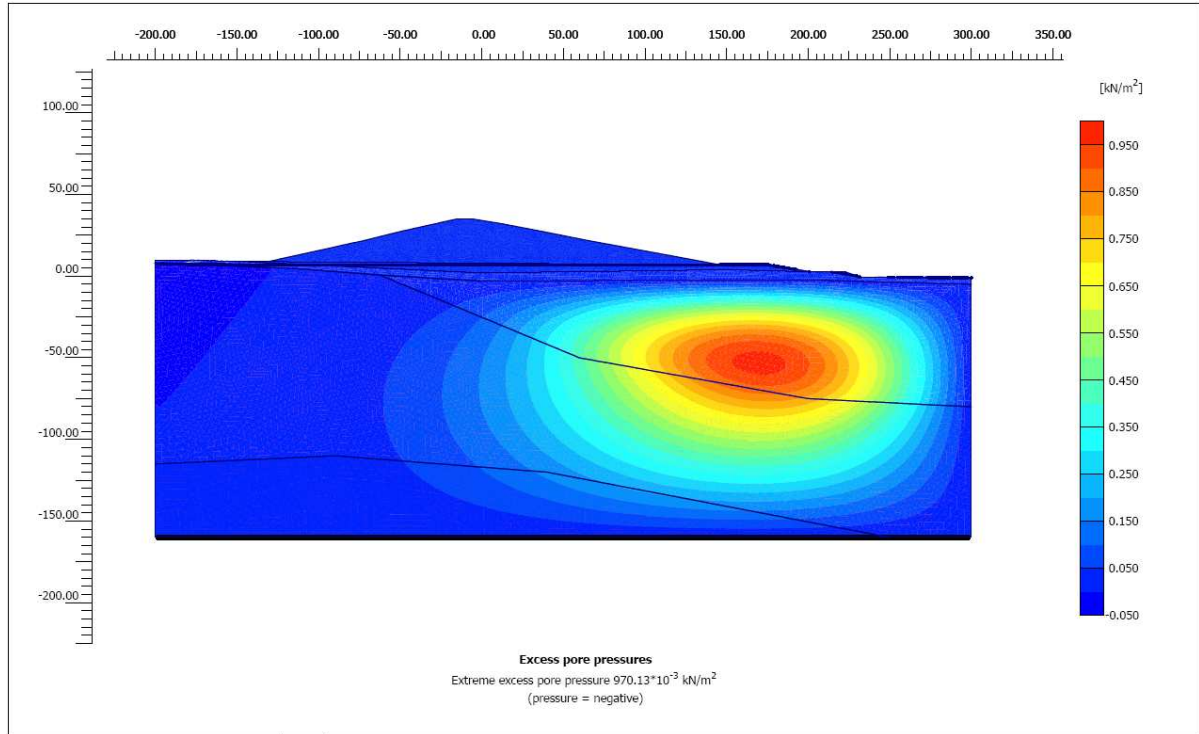
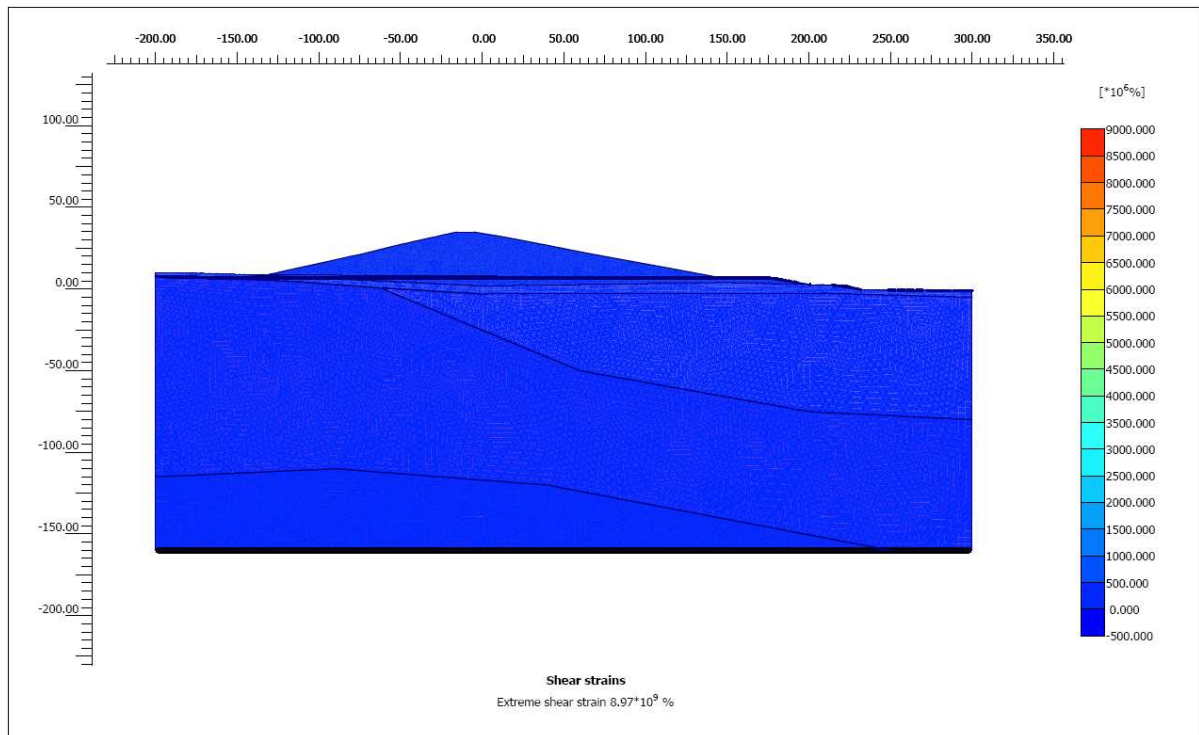


Fig. A1.34 – Sezione 7-7, Analisi SLU, Stabilità a lungo termine fase 10, Superfici di rottura



A1.4 - Sezione B – B, Analisi di stabilità allo SLU

Fig. A1.35 – Sezione B-B, Analisi SLU, Stabilità a breve termine, Superfici di rottura

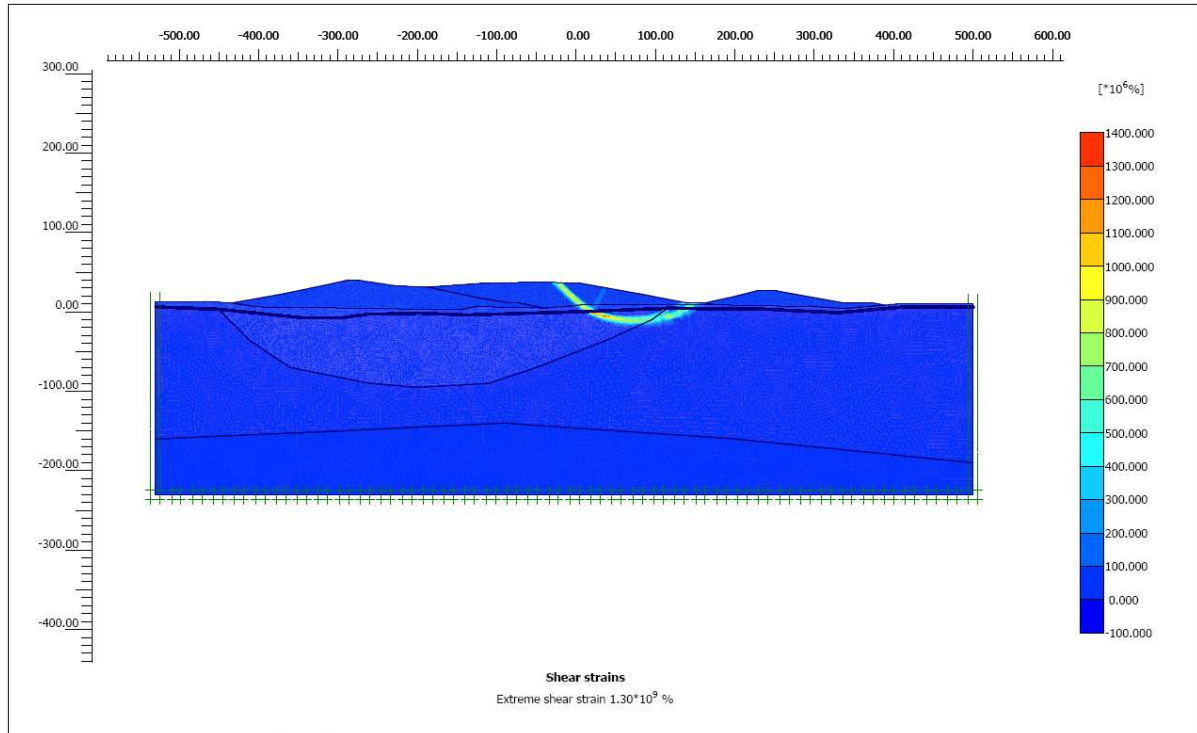


Fig. A1.36 – Sezione B-B, Analisi SLU, Stabilità a breve termine, Plasticizzazione

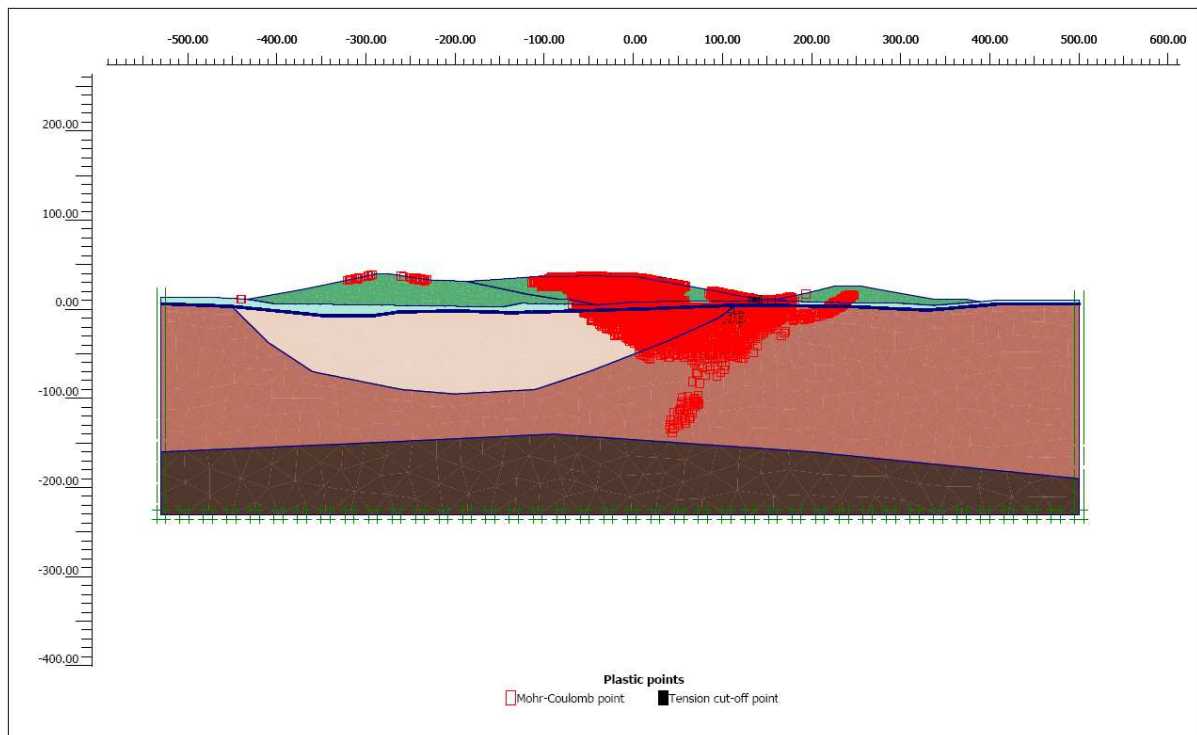


Fig. A1.37 – Sezione B-B, Analisi SLU, Stabilità a lungo termine, Superfici di rottura

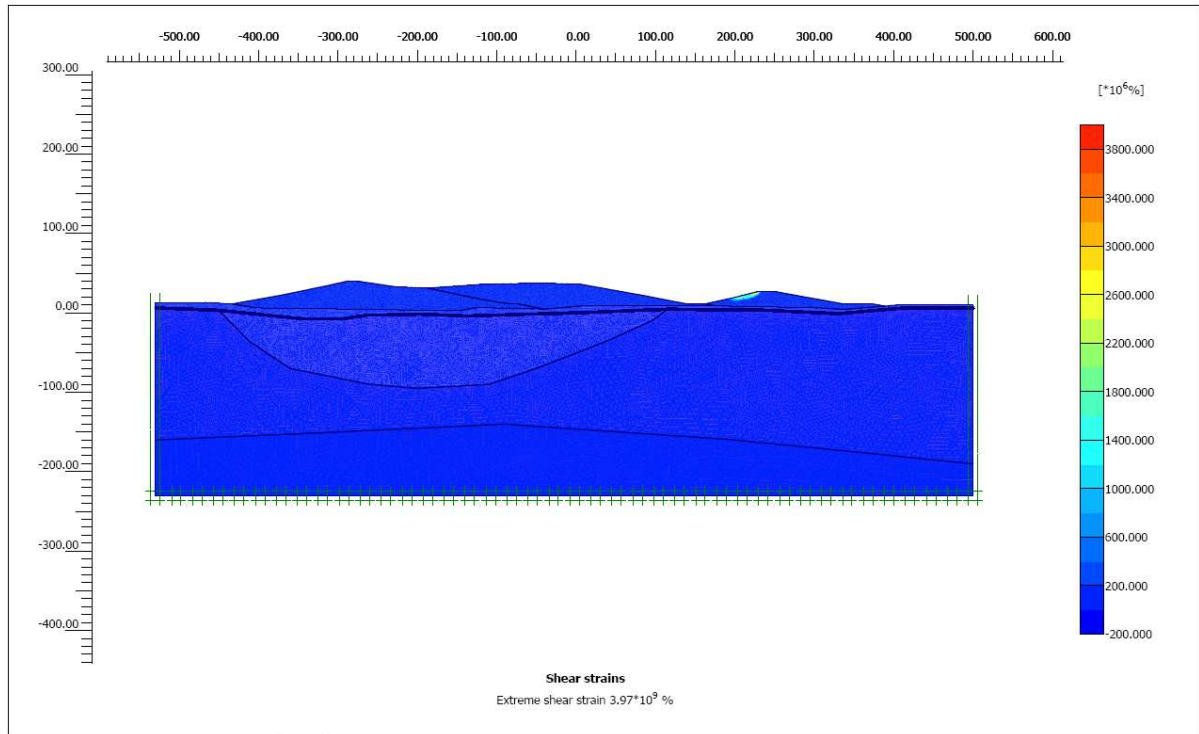
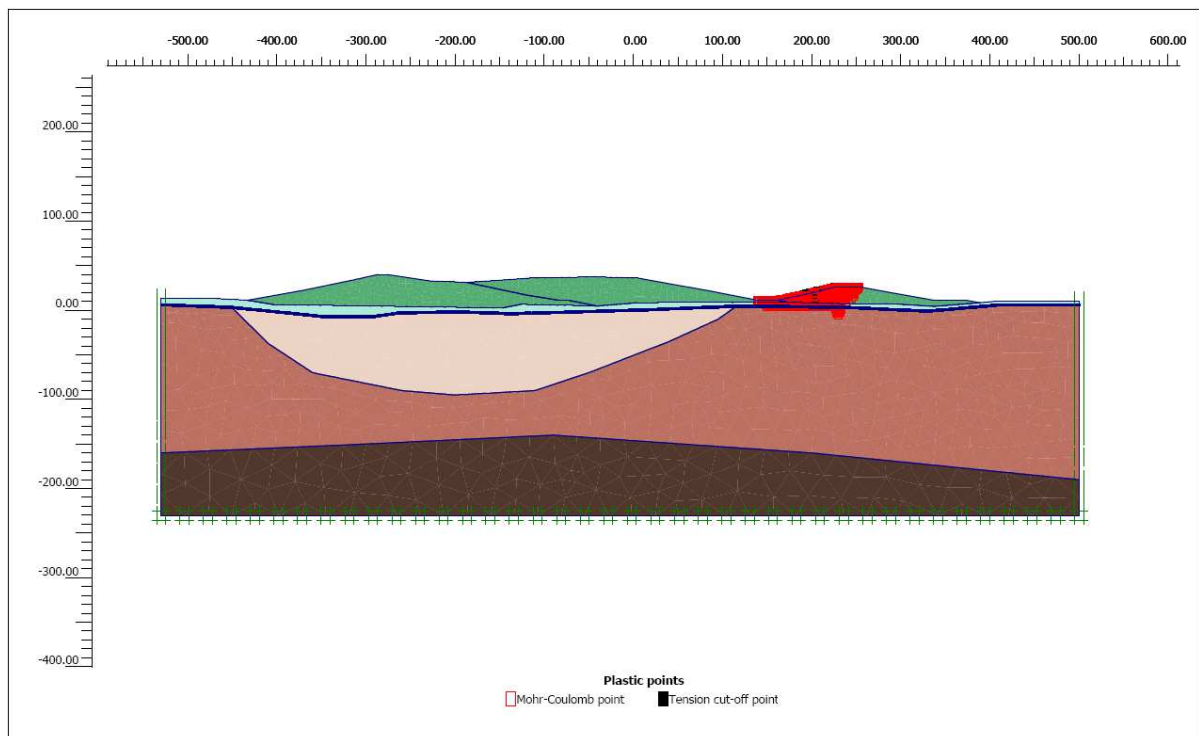


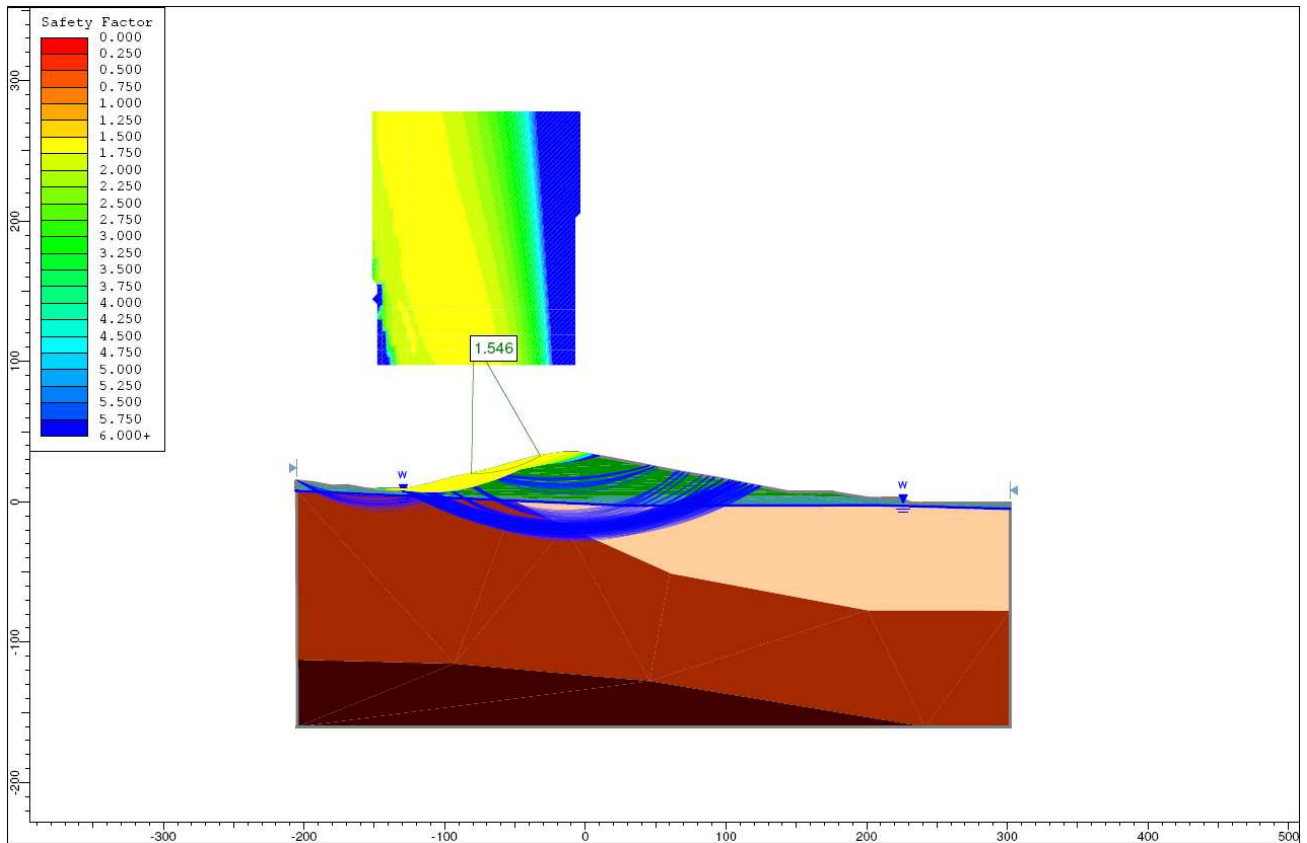
Fig. A1.38 – Sezione B-B, Analisi SLU, Stabilità a breve termine, Plasticizzazione



ALLEGATO 2 – SLIDE, ANALSI DI STABILITÀ GLOBALE (COLLINA E PIAZZOLE)

A2.1 - Sezione 7 – 7, Analisi di stabilità globale allo SLU

Fig. A2.1 – Condizioni statiche, lato monte – Sezione 7 – 7



Method: bishop simplified

FS: 1.545600

Center: -79.428, 115.525

Radius: 95.620

Left Slip Surface Endpoint: -80.977, 19.917

Right Slip Surface Endpoint: -31.947, 32.526

Resisting Moment=83903 kN-m

Driving Moment=54284.9 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.541770

Center: -79.428, 115.525

Radius: 95.620

Left Slip Surface Endpoint: -80.977, 19.917

Right Slip Surface Endpoint: -31.947, 32.526

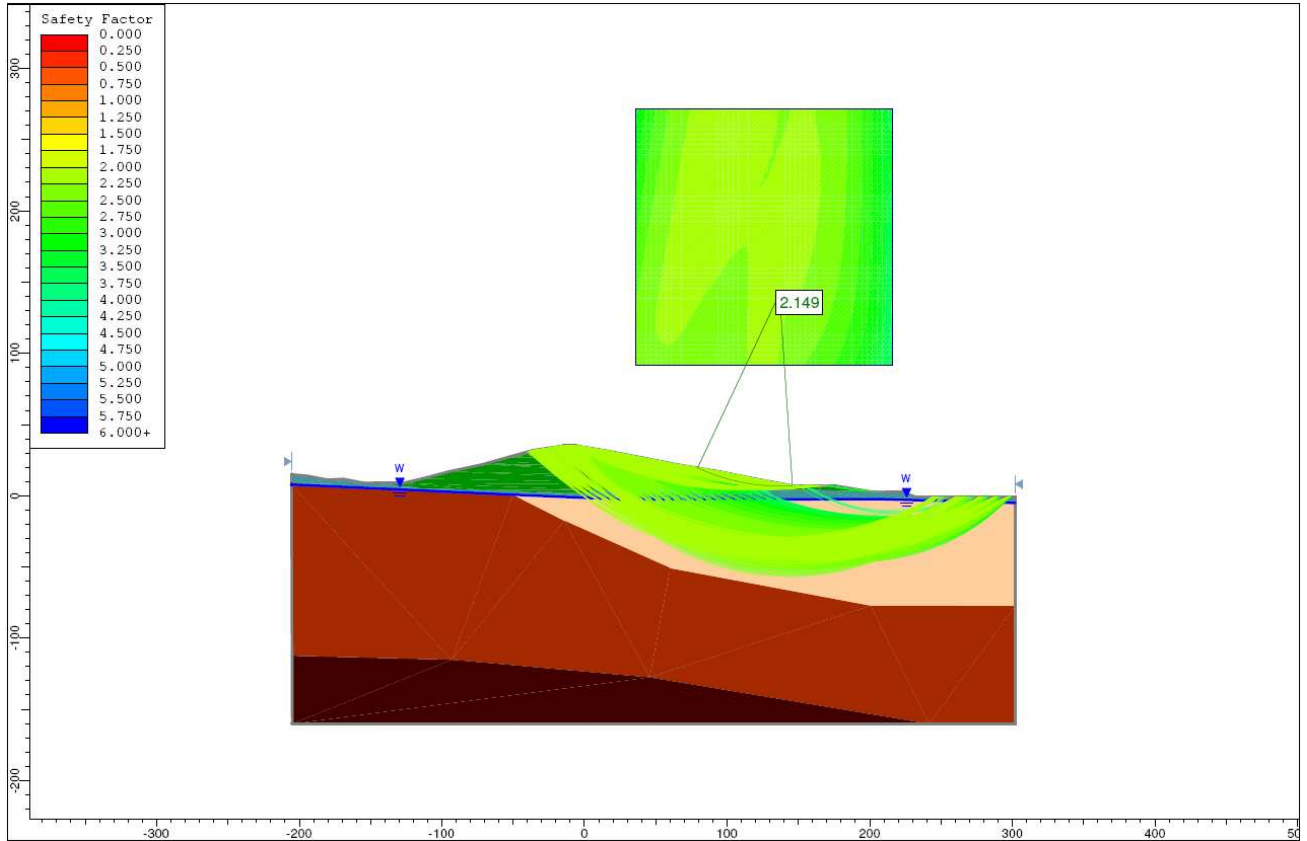
Resisting Moment=83695.1 kN-m

Driving Moment=54284.9 kN-m

Resisting Horizontal Force=842.004 kN

Driving Horizontal Force=546.127 kN

Fig. A2.2 – Condizioni statiche, lato valle – Sezione 7 – 7



Method: bishop simplified

FS: 2.149000

Center: 136.768, 141.945

Radius: 135.301

Left Slip Surface Endpoint: 79.285, 19.462

Right Slip Surface Endpoint: 145.781, 6.944

Resisting Moment=204509 kN-m

Driving Moment=95164.8 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 2.147560

Center: 136.768, 141.945

Radius: 135.301

Left Slip Surface Endpoint: 79.285, 19.462

Right Slip Surface Endpoint: 145.781, 6.944

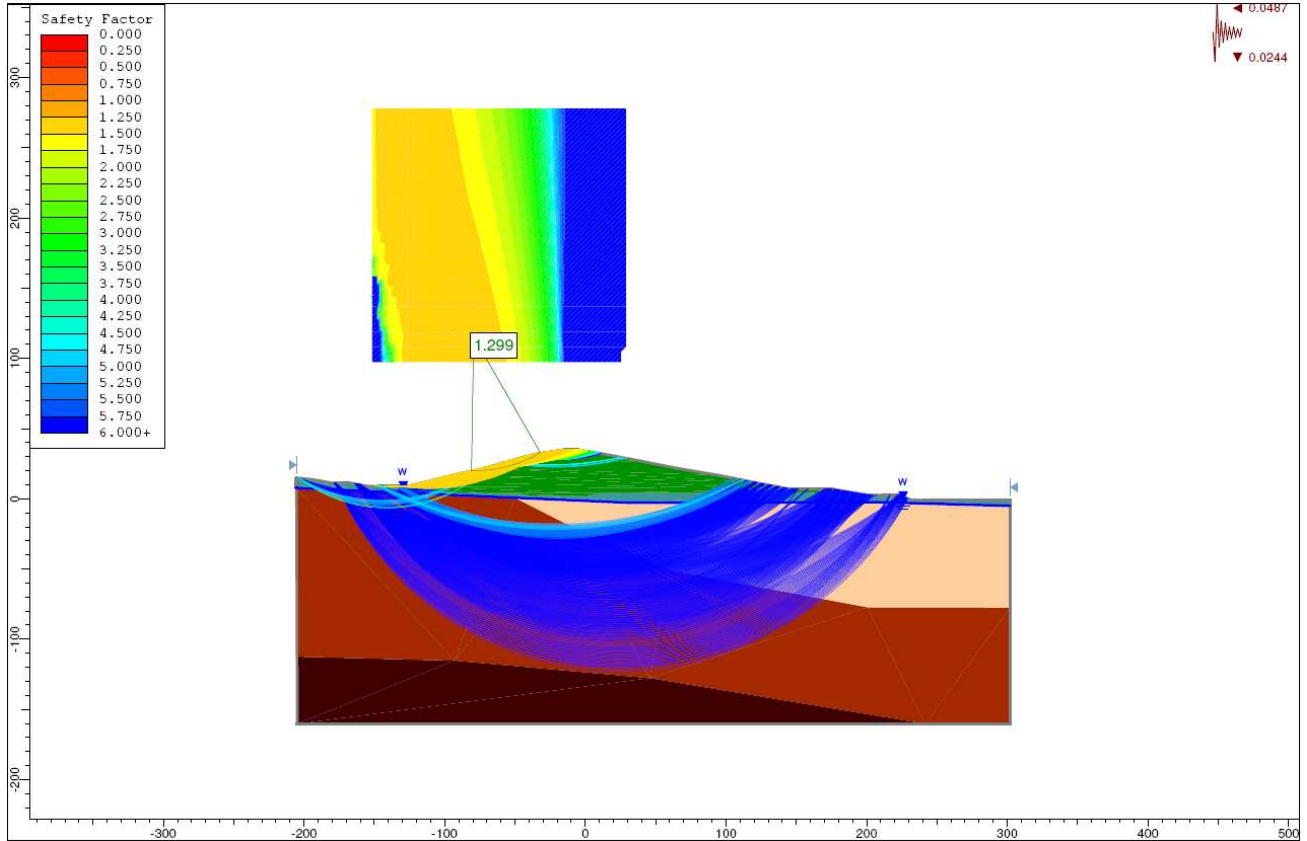
Resisting Moment=204372 kN-m

Driving Moment=95164.8 kN-m

Resisting Horizontal Force=1475.87 kN

Driving Horizontal Force=687.231 kN

Fig. A2.3 – Condizioni sismiche, lato monte – Sezione 7 – 7



Method: bishop simplified

FS: 1.298690

Center: -79.428, 115.525

Radius: 95.620

Left Slip Surface Endpoint: -80.977, 19.917

Right Slip Surface Endpoint: -31.947, 32.526

Resisting Moment=84837.2 kN-m

Driving Moment=65325.5 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.295460

Center: -75.818, 104.694

Radius: 84.607

Left Slip Surface Endpoint: -79.760, 20.178

Right Slip Surface Endpoint: -31.565, 32.582

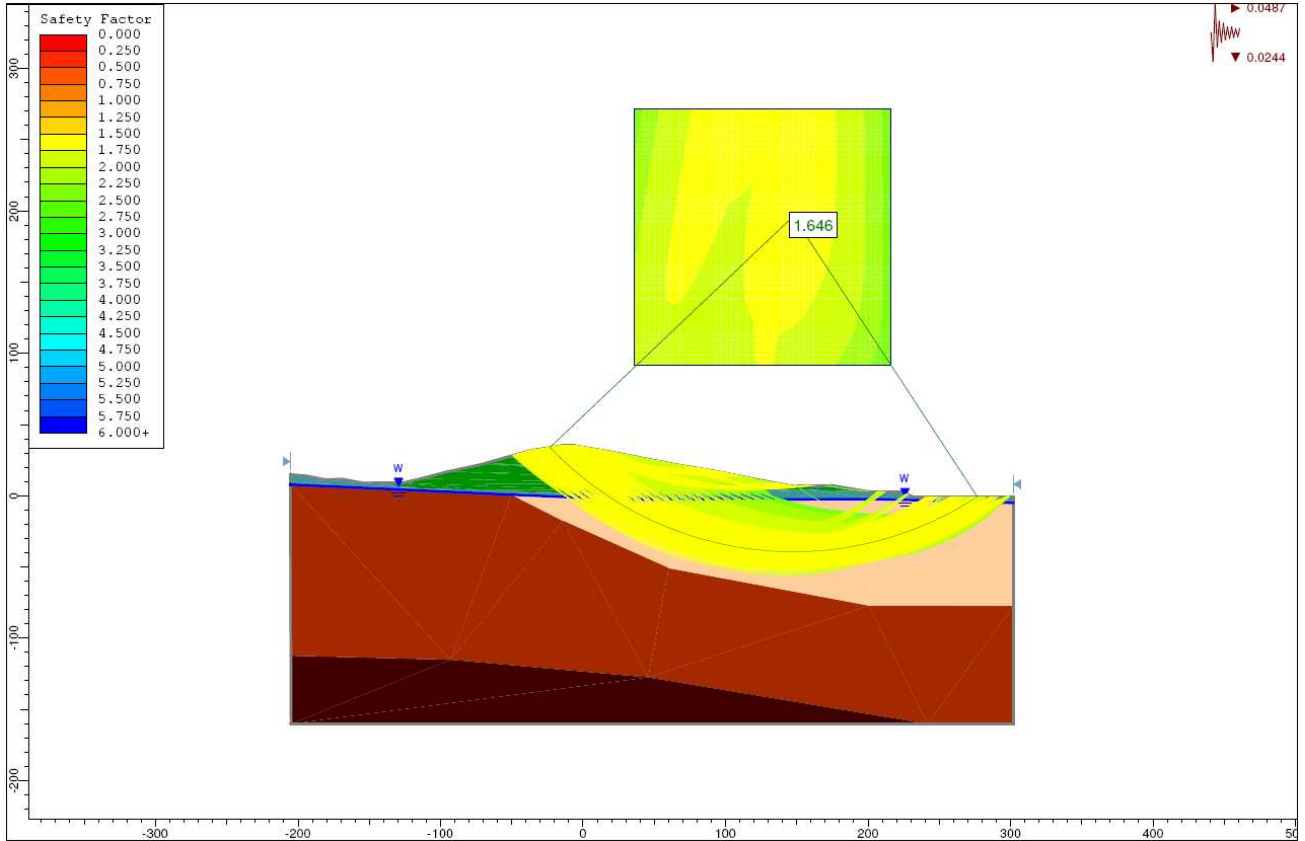
Resisting Moment=81847.6 kN-m

Driving Moment=63180.2 kN-m

Resisting Horizontal Force=930.51 kN

Driving Horizontal Force=718.284 kN

Fig. A2.4 – Condizioni sismiche, lato valle – Sezione 7 – 7



Method: bishop simplified

FS: 1.645850

Center: 147.599, 196.100

Radius: 235.579

Left Slip Surface Endpoint: -23.167, 33.815

Right Slip Surface Endpoint: 276.760, -0.915

Resisting Moment=1.24185e+007 kN-m

Driving Moment=7.54536e+006 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.648160

Center: 147.599, 192.490

Radius: 232.585

Left Slip Surface Endpoint: -22.540, 33.907

Right Slip Surface Endpoint: 276.790, -0.915

Resisting Moment=1.23471e+007 kN-m

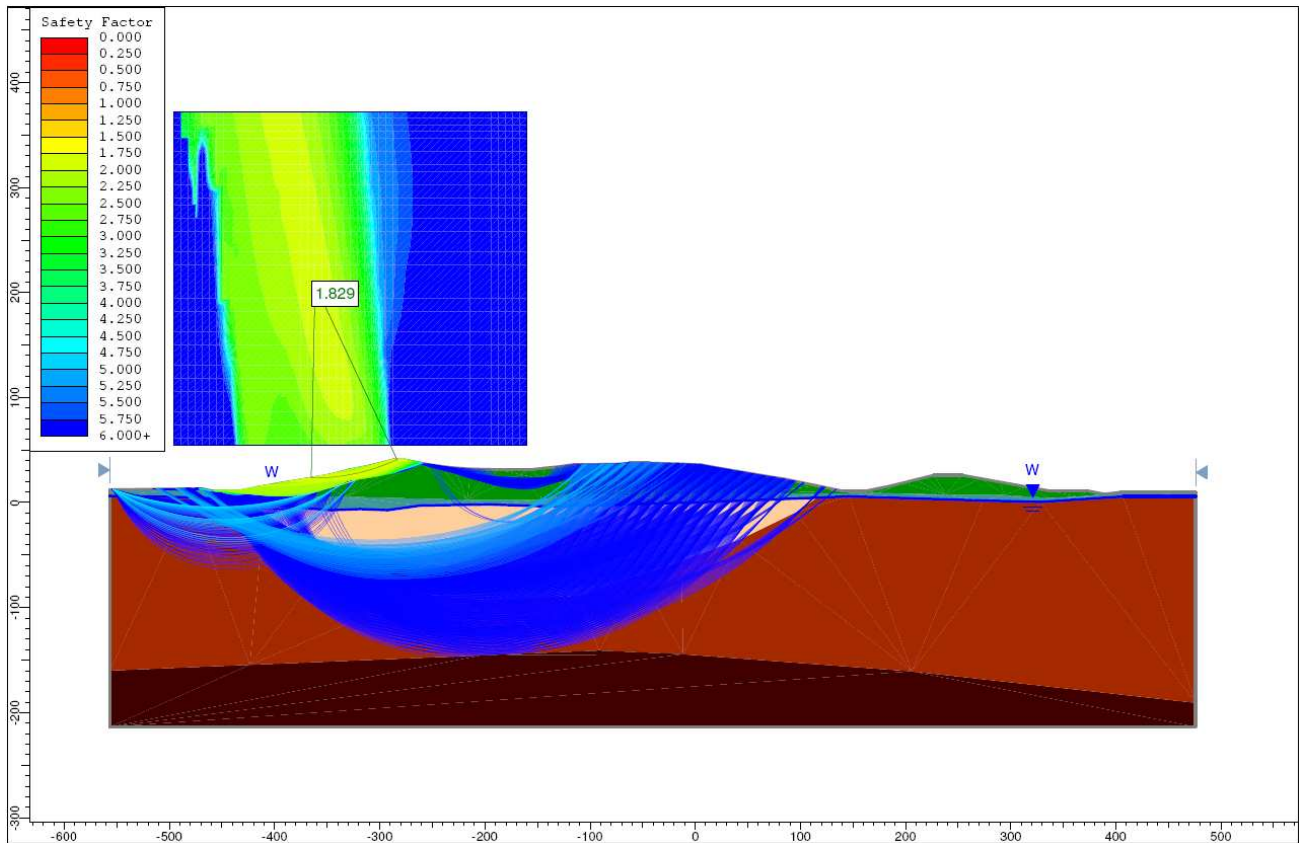
Driving Moment=7.49144e+006 kN-m

Resisting Horizontal Force=49506.3 kN

Driving Horizontal Force=30037.3 kN

A2.2 - Sezione B – B, Analisi di stabilità globale allo SLU

Fig. A2.5 – Condizioni statiche, lato monte – Sezione B – B



Method: bishop simplified

FS: 1.828630

Center: -361.687, 207.138

Radius: 183.829

Left Slip Surface Endpoint: -365.305, 23.345

Right Slip Surface Endpoint: -283.586, 40.725

Resisting Moment=361437 kN-m

Driving Moment=197654 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.827350

Center: -354.975, 181.731

Radius: 158.304

Left Slip Surface Endpoint: -363.500, 23.657

Right Slip Surface Endpoint: -283.038, 40.716

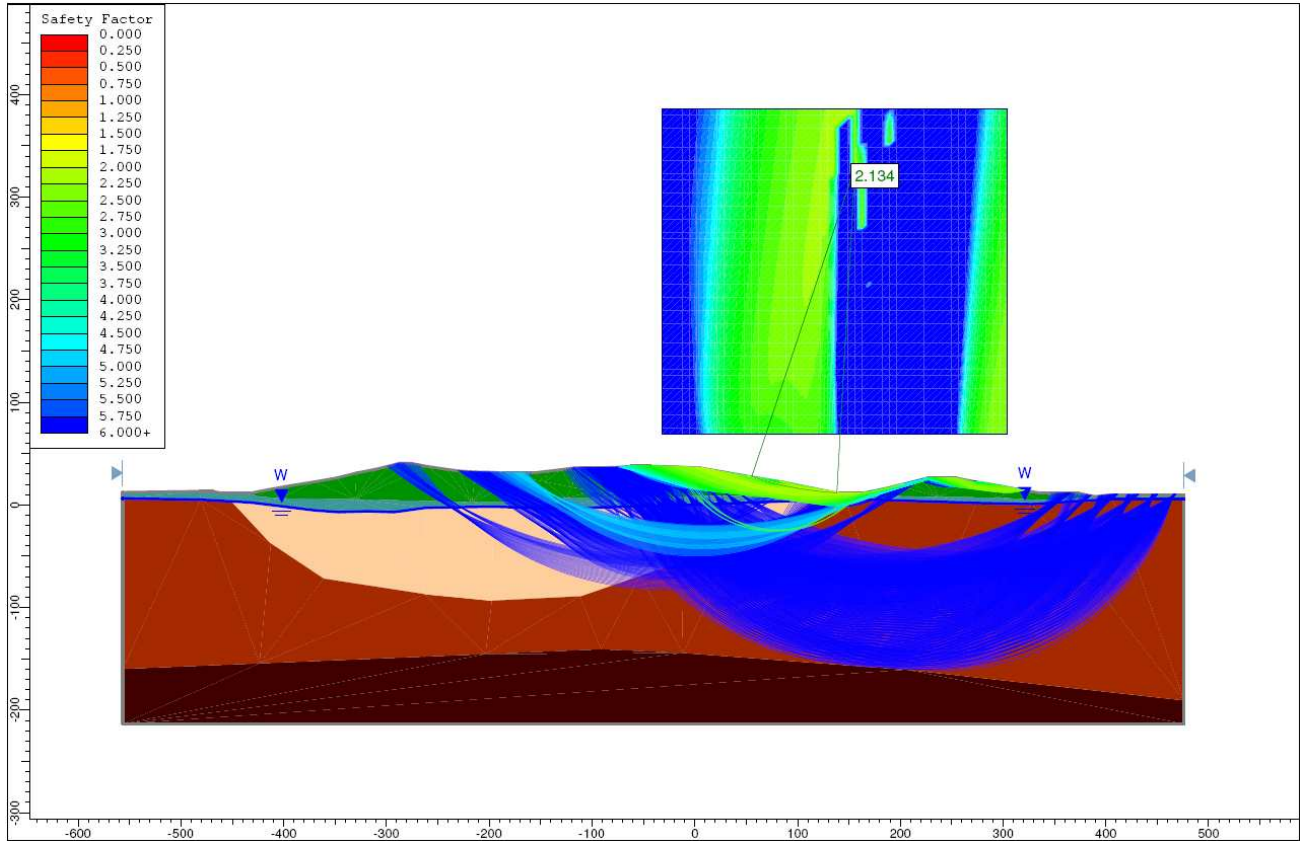
Resisting Moment=355003 kN-m

Driving Moment=194272 kN-m

Resisting Horizontal Force=2177.18 kN

Driving Horizontal Force=1191.44 kN

Fig. A2.6 – Condizioni statiche, lato valle – Sezione B – B



Method: bishop simplified

FS: 2.134440

Center: 155.839, 329.148

Radius: 318.136

Left Slip Surface Endpoint: 55.202, 27.348

Right Slip Surface Endpoint: 138.201, 11.501

Resisting Moment=454974 kN-m

Driving Moment=213158 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 2.131790

Center: 155.839, 329.148

Radius: 318.136

Left Slip Surface Endpoint: 55.202, 27.348

Right Slip Surface Endpoint: 138.201, 11.501

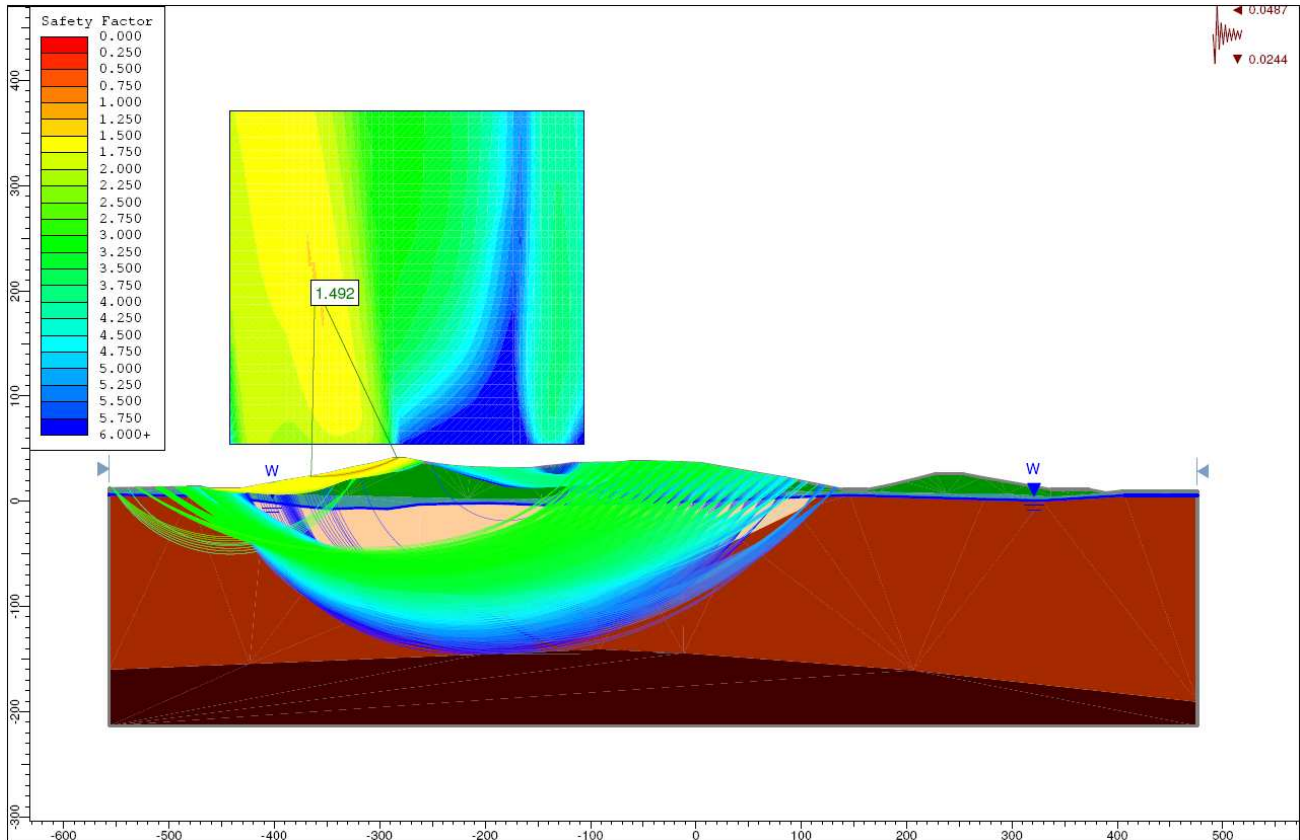
Resisting Moment=454410 kN-m

Driving Moment=213158 kN-m

Resisting Horizontal Force=1401.97 kN

Driving Horizontal Force=657.65 kN

Fig. A2.7 – Condizioni sismiche, lato monte – Sezione B – B



Method: bishop simplified

FS: 1.492260

Center: -361.365, 206.388

Radius: 183.055

Left Slip Surface Endpoint: -365.150, 23.372

Right Slip Surface Endpoint: -283.489, 40.724

Resisting Moment=366977 kN-m

Driving Moment=245921 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.490230

Center: -368.077, 238.147

Radius: 214.834

Left Slip Surface Endpoint: -365.394, 23.330

Right Slip Surface Endpoint: -283.360, 40.722

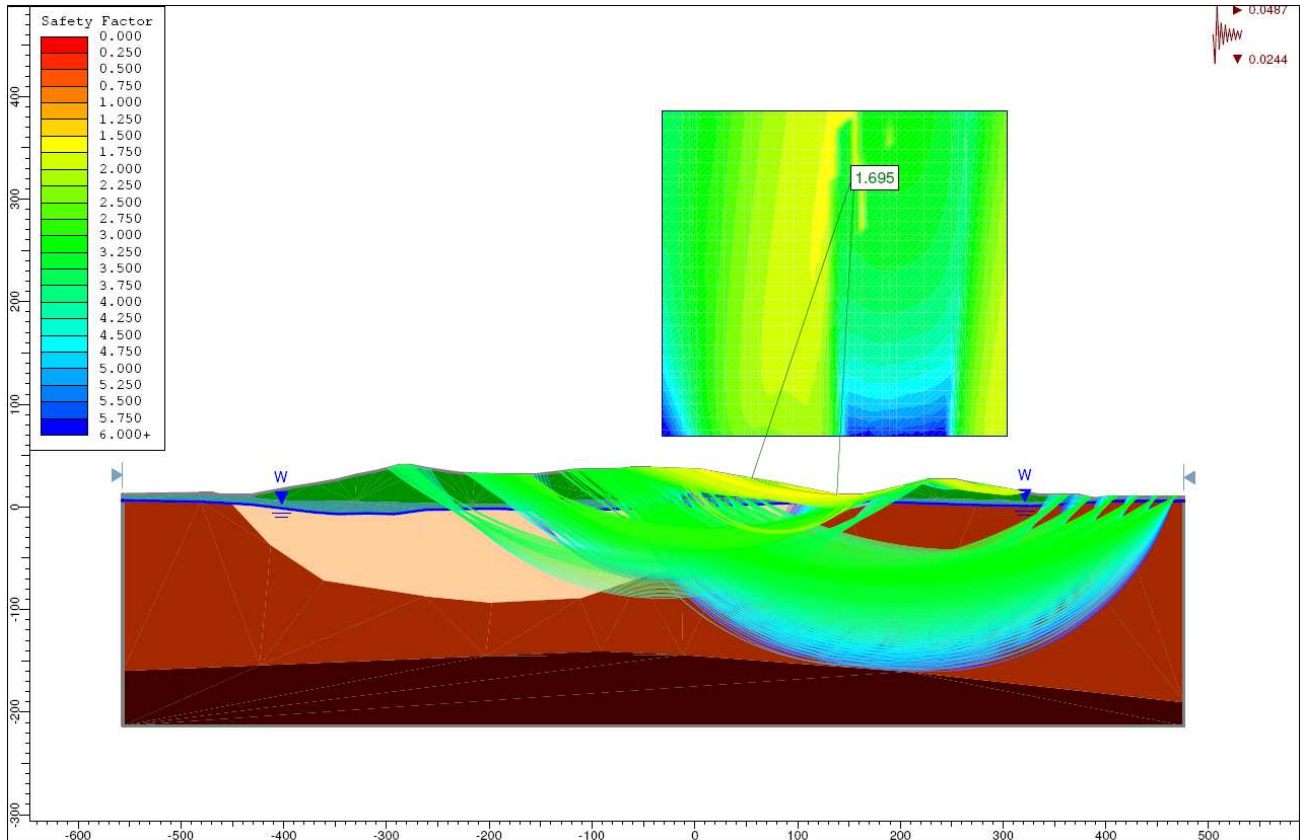
Resisting Moment=371544 kN-m

Driving Moment=249319 kN-m

Resisting Horizontal Force=1686.9 kN

Driving Horizontal Force=1131.97 kN

Fig. A2.8 – Condizioni sismiche, lato valle – Sezione B – B



Method: bishop simplified

FS: 1.695080

Center: 155.839, 329.148

Radius: 318.136

Left Slip Surface Endpoint: 55.202, 27.348

Right Slip Surface Endpoint: 138.201, 11.501

Resisting Moment=461451 kN-m

Driving Moment=272229 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.690740

Center: 155.839, 329.148

Radius: 318.136

Left Slip Surface Endpoint: 55.202, 27.348

Right Slip Surface Endpoint: 138.201, 11.501

Resisting Moment=460269 kN-m

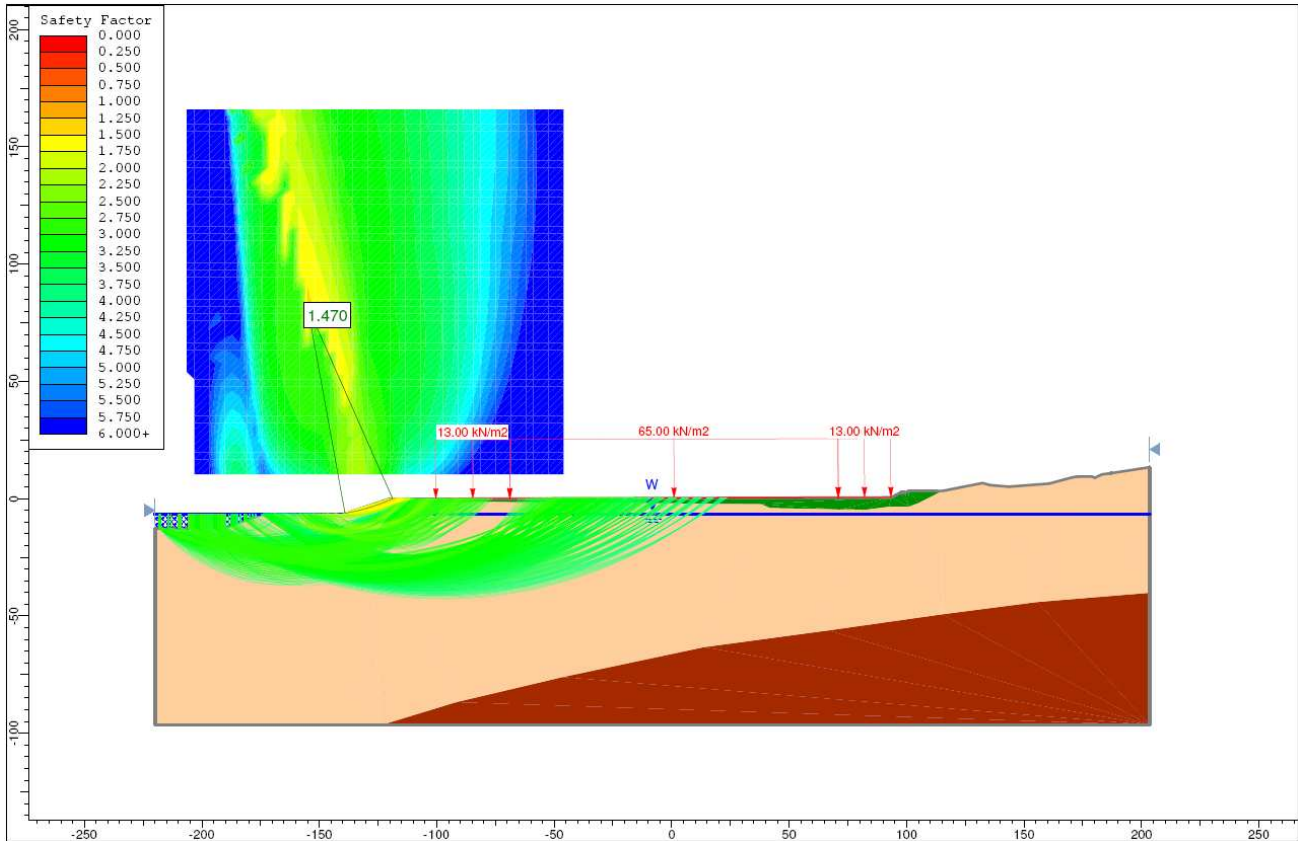
Driving Moment=272229 kN-m

Resisting Horizontal Force=1421.91 kN

Driving Horizontal Force=840.999 kN

A2.3 - Sezione N – N, Analisi di stabilità globale allo SLU

Fig. A2.9 – Condizioni statiche – Sezione N – N



Method: bishop simplified

FS: 1.470070

Center: -155.054, 81.958

Radius: 89.790

Left Slip Surface Endpoint: -139.073, -6.398

Right Slip Surface Endpoint: -118.720, -0.152

Resisting Moment=10757.3 kN-m

Driving Moment=7317.55 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.465970

Center: -155.054, 81.958

Radius: 89.790

Left Slip Surface Endpoint: -139.073, -6.398

Right Slip Surface Endpoint: -118.720, -0.152

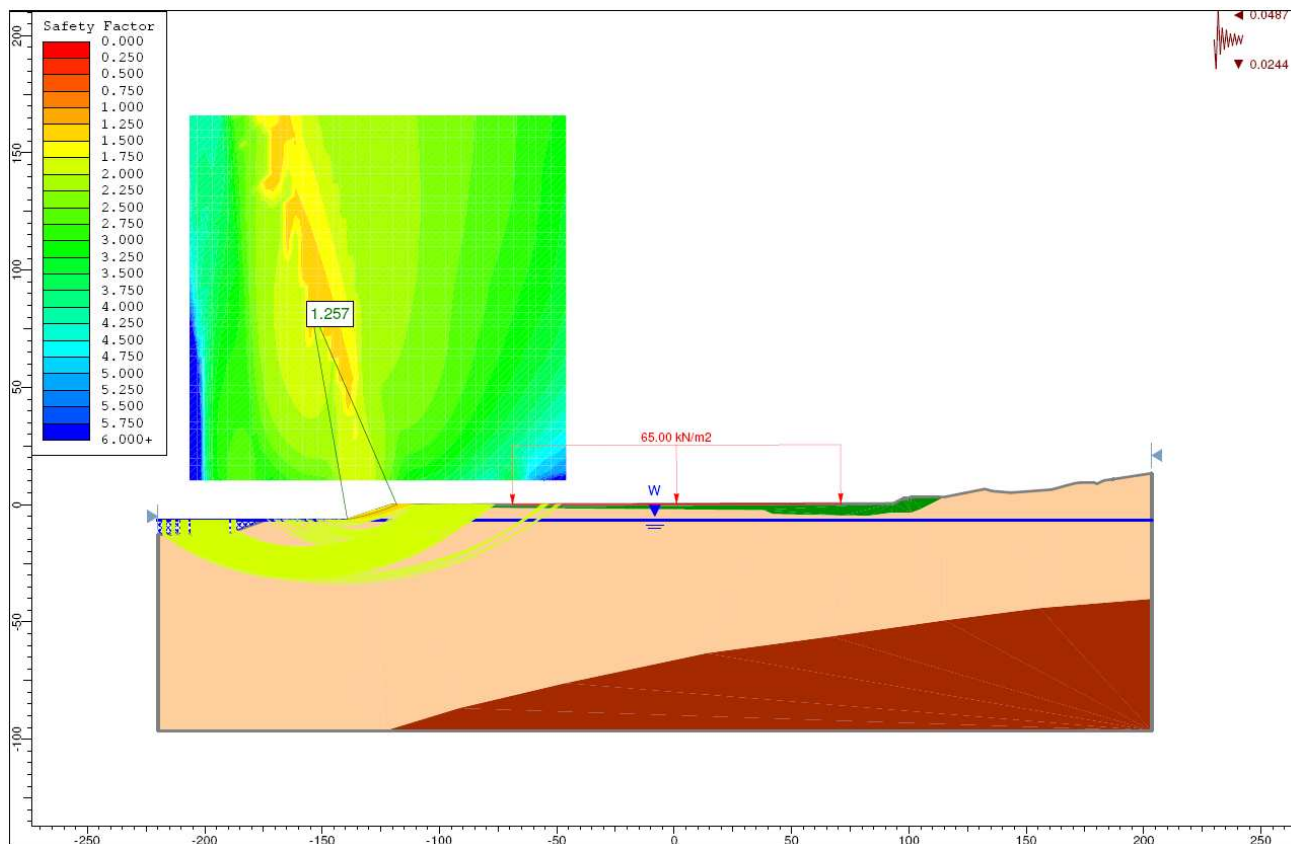
Resisting Moment=10727.3 kN-m

Driving Moment=7317.55 kN-m

Resisting Horizontal Force=114.012 kN

Driving Horizontal Force=77.7728 kN

Fig. A2.10 – Condizioni sismiche – Sezione N – N



Method: bishop simplified

FS: 1.256950

Center: -155.054, 85.068

Radius: 92.874

Left Slip Surface Endpoint: -139.208, -6.444

Right Slip Surface Endpoint: -118.131, -0.150

Resisting Moment=12911.8 kN-m

Driving Moment=10272.3 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.253400

Center: -155.054, 85.068

Radius: 92.874

Left Slip Surface Endpoint: -139.208, -6.444

Right Slip Surface Endpoint: -118.131, -0.150

Resisting Moment=12875.3 kN-m

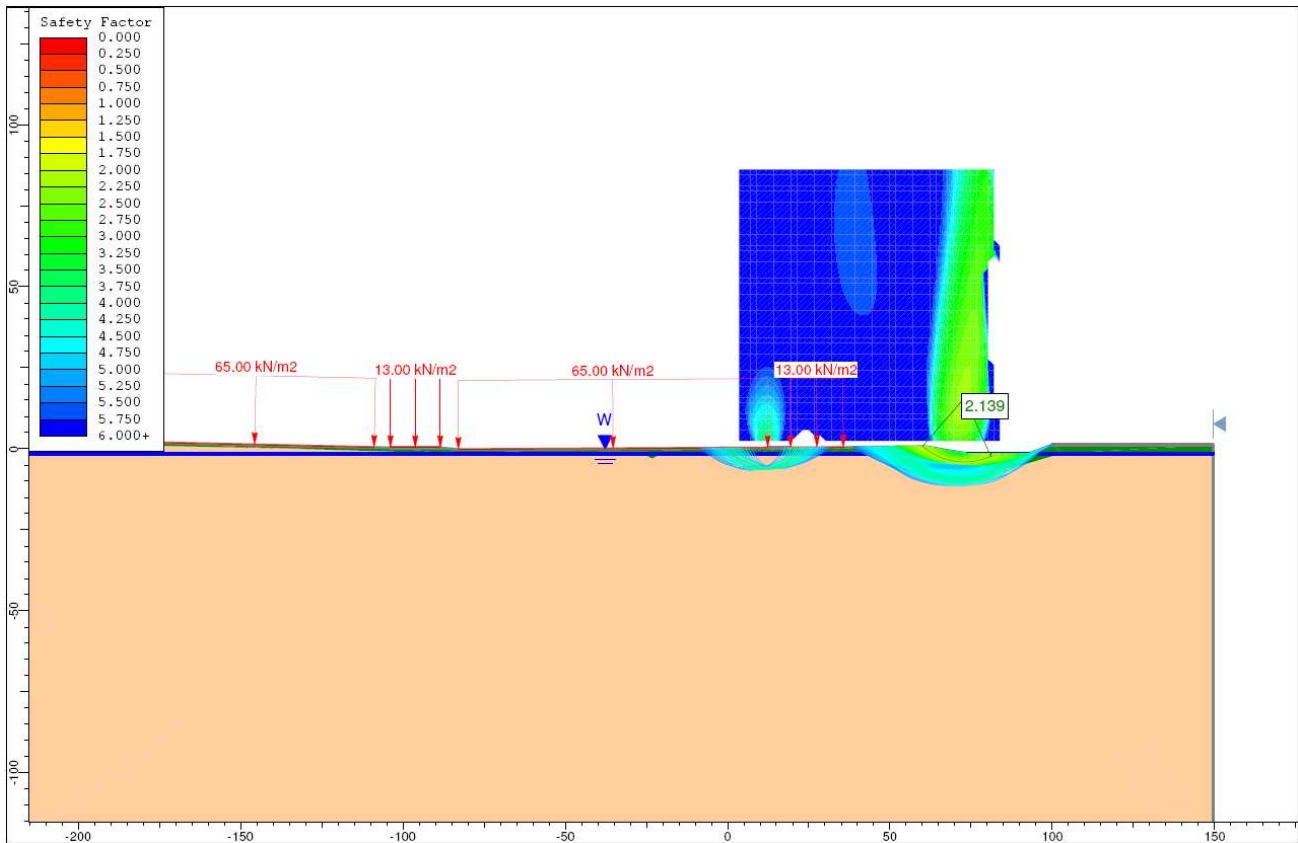
Driving Moment=10272.3 kN-m

Resisting Horizontal Force=132.574 kN

Driving Horizontal Force=105.772 kN

A2.3 - Sezione W – W, Analisi di stabilità globale allo SLU

Fig. A2.11 – Condizioni statiche – Sezione W – W



Method: bishop simplified

FS: 2.138630

Center: 73.073, 15.836

Radius: 20.010

Left Slip Surface Endpoint: 59.996, 0.691

Right Slip Surface Endpoint: 81.084, -2.500

Left Slope Intercept: 59.996 0.691

Right Slope Intercept: 81.084 -1.560

Resisting Moment=4622.81 kN-m

Driving Moment=2161.58 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 2.136270

Center: 73.073, 15.836

Radius: 20.010

Left Slip Surface Endpoint: 59.996, 0.691

Right Slip Surface Endpoint: 81.084, -2.500

Left Slope Intercept: 59.996 0.691

Right Slope Intercept: 81.084 -1.560

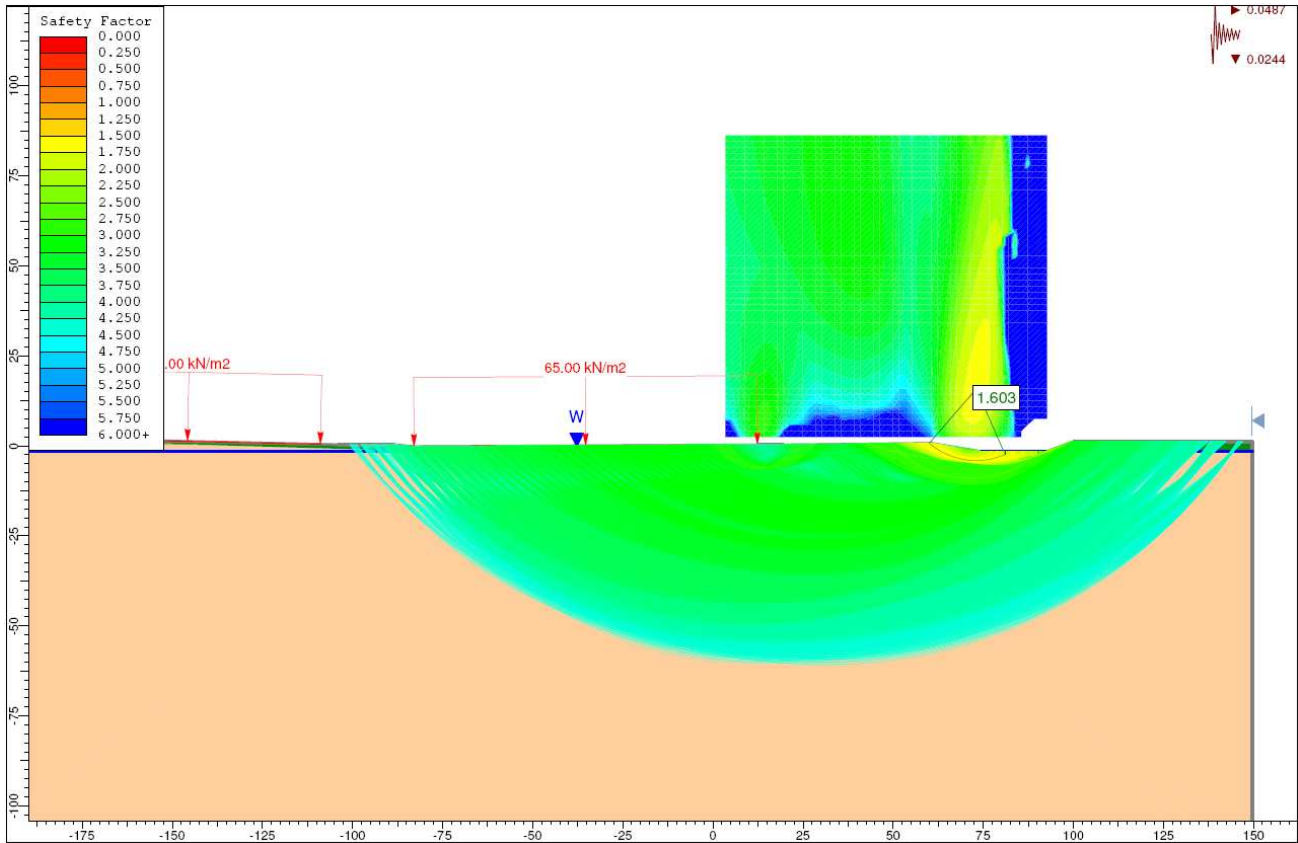
Resisting Moment=4617.7 kN-m

Driving Moment=2161.58 kN-m

Resisting Horizontal Force=219.031 kN

Driving Horizontal Force=102.53 kN

Fig. A2.12 – Condizioni sismiche – Sezione W – W



Method: bishop simplified

FS: 1.602960

Center: 73.073, 15.836

Radius: 20.010

Left Slip Surface Endpoint: 59.996, 0.691

Right Slip Surface Endpoint: 81.084, -2.500

Left Slope Intercept: 59.996 0.691

Right Slope Intercept: 81.084 -1.560

Resisting Moment=4726.83 kN-m

Driving Moment=2948.82 kN-m

Method: gle/morgenstern-price

FS: 1.608260

Center: 73.073, 15.836

Radius: 20.010

Left Slip Surface Endpoint: 59.996, 0.691

Right Slip Surface Endpoint: 81.084, -2.500

Left Slope Intercept: 59.996 0.691

Right Slope Intercept: 81.084 -1.560

Resisting Moment=4742.49 kN-m

Driving Moment=2948.82 kN-m

Resisting Horizontal Force=224.612 kN

Driving Horizontal Force=139.661 kN