

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA

RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO D'ABRUZZO
(LOTTO 3)

GEOTECNICA

Relazione di calcolo rilevati e trincee

SCALA:

-

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

IA6F 03 D 29 CL GE0006 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Lombardo	28.05.2019	L. Eboli	29.05.2019	T. Paoletti	30.05.2019	Dr. Ing. Fabrizio Arduini	1.05.2019

Dr. Ing. Fabrizio Arduini
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
ITALFERR S.p.A.
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 19902/2019

File: IA6F03D29CLGE0006001A

n. Elab.: 45

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	5
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO E DI BASE.....	6
2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	6
2.3 SOFTWARE.....	7
3. CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE.....	8
3.1 CRITERI GENERALI DI VERIFICA.....	8
3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI.....	9
3.2.1 <i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	9
3.2.2 <i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	12
3.3 STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	12
3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI.....	13
3.4.1 <i>Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche</i>	13
3.4.2 <i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	15
3.4.3 <i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	15
4. AZIONE SISMICA DI PROGETTO E VALUTAZIONE NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	17
4.1 DETERMINAZIONE DELL’AZIONE SISMICA.....	17
4.2 COMPONENTI DELL’ACCELERAZIONE EQUIVALENTE.....	19
4.3 SINTESI DELLE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE.....	20
5. CODICI DI CALCOLO E METODOLOGIE DI VERIFICA.....	22
5.1 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	22
5.1.1 <i>Slope/W</i>	22
5.1.2 <i>Plaxis 2D</i>	22
5.2 METODOLOGIE DI VERIFICA ADOTTATE.....	23
5.2.1 <i>Verifiche di stabilità in assenza di materiali liquefacibili</i>	23

5.2.2	<i>Valutazione degli spostamenti</i>	23
6.	CARATTERISTICHE DEL CORPO STRADALE FERROVIARIO.....	25
6.1	DESCRIZIONE DEI RILEVATI FERROVIARI.....	25
6.2	DESCRIZIONE DELLE TRINCEE.....	25
6.3	MATERIALI COSTITUENTI IL RILEVATO E LA SEDE FERROVIARIA	26
6.4	CARICHI DI PROGETTO	26
7.	CARATTERISTICHE DEGLI INTERVENTI DI TRATTAMENTO	28
7.1	COLONNE IN DEEP MIXING	28
7.1.1	<i>Descrizione della tecnica</i>	28
7.1.2	<i>Dimensionamento dell'intervento</i>	32
7.2	COLONNE DI GHIAIA	36
7.2.1	<i>Descrizione della tecnica</i>	36
7.2.2	<i>Dimensionamento dell'intervento</i>	38
8.	SELEZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO SIGNIFICATIVE.....	40
9.	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PROGRESSIVA 15+280.....	41
9.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	41
9.2	VERIFICHE SLU – STABILITÀ GLOBALE	42
9.2.1	<i>Verifiche SLU in condizioni statiche</i>	43
9.2.2	<i>Verifiche SLU in condizioni sismiche</i>	44
9.3	VERIFICHE SLE – VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	49
9.3.1	<i>Analisi preliminari del rilevato senza interventi</i>	49
10.	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PROGRESSIVA 15+440.....	57
10.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	57
10.2	VERIFICHE SLU – BACK ANALYSIS SU TRINCEA ESISTENTE.....	58
10.3	VERIFICHE SLU – STABILITÀ GLOBALE	61
10.3.1	<i>Verifiche SLU in condizioni statiche (Fasi costruttive)</i>	61
10.3.2	<i>Verifiche SLU in condizioni statiche (Fine costruzione)</i>	62

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA6F	03 D29	CL	GE0006 001	A	4 di 125

10.3.3 Verifiche SLU in condizioni sismiche (fine costruzione)63

11. CONSIDERAZIONI FINALI SUI RILEVATI E TRINCEE DA 12+852 A 15+942 (LOTTO 3)67

ALLEGATO A – RISULTATI ANALISI PLAXIS RIL. 15+280 SENZA INTERVENTI68

1. INTRODUZIONE

Il presente documento riporta le verifiche, ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif.[5] e [6]), relative alle sezioni caratteristiche dei tratti in rilevato e in trincea della sede ferroviaria tra la progressiva 12+852 e la progressiva 15+942 nella tratta Pescara Porta Nuova - Chieti (Lotto 3) nell’ambito del progetto di raddoppio ferroviario.

Il documento è così articolato:

Nel Cap. 2 si riportano i documenti di riferimento e la normativa citati nel testo.

Nel Cap. 3 si descrivono i criteri generali di progettazione in accordo alla Normativa vigente (Doc. Rif.[5] e [6]).

Nel Cap. 4 si definisce l’azione sismica di progetto e la valutazione del sito nei confronti della liquefazione.

Nel Cap. 5 si descrivono i codici di calcolo ed i criteri di verifica adottati.

Nel Cap. 6 si riporta la descrizione del corpo ferroviario in esame da un punto di vista geometrico, le caratteristiche geotecniche dei materiali costituenti il rilevato e i sovraccarichi presenti.

Nel Cap. 7 si riporta la descrizione tipologica degli interventi di trattamento proposti per il progetto.

Nel Cap. 8 si definiscono le sezioni caratteristiche nell’ambito della tratta in esame.

Nei Cap. 9 e 10 si riportano, per ciascuna delle sezioni caratteristiche selezionate per la tratta in esame, i dati geotecnici di calcolo, le descrizioni delle verifiche condotte e i risultati ottenuti.

Nel Cap. 11 sono invece riportate le considerazioni finali sulle valutazioni presentate e gli interventi proposti e quelli definitivi nel presente PD in relazione al contesto specifico, geotecnico, delle opere, delle fasi costruttive previste dal progetto di cantierizzazione.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Documentazione di progetto e di base

Si riporta di seguito l’elenco dei documenti utilizzati per la stesura della presente relazione:

- [1] PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA – Relazione geotecnica generale (Doc. rif. – IA6F03D29GEGE0006001B)
- [2] PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA – Plano-profilo geotecnico - Tav. 1 - (Doc. rif. –IA6F03D29F6GE0006001A)
- [3] PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA - Plano-profilo geotecnico - Tav. 2 - (Doc. rif. - IA6F03D29F6GE0006002A)
- [4] PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA - Plano-profilo geotecnico - Tav. 3 - (Doc. rif.- IA6F03D29F6GE0006003A)

2.2 Normativa e standard di riferimento

Si riporta di seguito l’elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [5] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- [6] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [7] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.
- [8] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”.
- [9] RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.

- [10] 2008/217/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)”.
- [11] 2011/275/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)”.
- [12] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [13] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.3 Software

- [1] SlopeW – GeoSlope (www.geo-slope.com)
- [2] PLAXIS B.V.. “Plaxis – Finite Element Code for Soil and Rock Analyses”. Plaxis 2D – AE.02. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherland. ([http:// w.plaxis.nl](http://w.plaxis.nl))

3. CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

3.1 Criteri generali di verifica

Per le opere in esame devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese (par. 6.2.3. del Doc. Rif. [5]):

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU);
- Verifiche agli Stati Limite d’Esercizio (SLE).

Per ogni **Stato Limite Ultimo (SLU)** deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif.}[5])$$

dove:

E_d = valore di progetto dell’azione o dell’effetto dell’azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ($A1$ e $A2$), per i parametri geotecnici ($M1$ e $M2$) e per le resistenze ($R1$, $R2$ e $R3$). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare (si vedano i paragrafi seguenti). Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto E_d tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 del Doc. Rif.[5]).

Per ogni **Stato Limite d’Esercizio (SLE)** deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.}[5])$$

dove:

E_d = valore di progetto dell’effetto dell’azione;

C_d = valore limite prescritto dell’effetto delle azioni (definito Progettista Strutturale).

La verifica della condizione $E_d \leq C_d$ deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

3.2 Verifiche di sicurezza in campo statico per opere in materiali sciolti

In base a quanto indicato dalle NTC 2018 le verifiche di sicurezza che devono essere condotte per opere costituite da materiali sciolti sono le seguenti.

3.2.1 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti, quali rilevati, devono essere eseguite secondo il seguente approccio (Par. 6.8.2 del Doc. Rif.[5]):

Approccio 1:

- Combinazione 2 : $A2 + M2 + R2$

tenendo conto dei coefficienti parziali sotto definiti.

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

essendo R resistenza globale del sistema (Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif.[6]), calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto

$$(R = R \left[\gamma_F \cdot F_k \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} ; a_d \right]).$$

La stabilità globale dell’insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive ed al termine della costruzione.

Facendo riferimento a quanto previsto al p.to 3.5.2.3.8 del Doc Rif. [7], per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tabella 1 (Tab. 5.2.V del Doc Rif. [5]) e i coefficienti di combinazione ψ in Tab. 5.2.VI.

		Coefficiente	EQU ¹	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00	1,00	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

Tabella 1: Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 5.2.V del Doc. Rif.[5])

In Tabella 1 (Tab. 5.2.V del Doc. Rif. [5]) il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell’acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

¹ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

Tabella 2: Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VI del Doc. Rif.[5])

Azioni	Descrizione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽³⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽³⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽³⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽³⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,00	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Tabella 3: Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VII Doc. Rif.[5])

Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁴	⁵	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽⁴⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 ⁽⁴⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽⁴⁾	-	-
	Centrifuga	⁽⁶⁾ ⁽⁴⁾	⁶	⁽⁶⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽⁴⁾	0,80	0,0

Tabella 4: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II, del Doc. Rif.[5])

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

² Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,00.

³ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari, e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁴ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,00.

⁵ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁶ Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO D’ABRUZZO (LOTTO 3) PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

Tabella 5: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) - (Tab. 6.8.1, Doc. Rif. [5])

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

3.2.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.5.3.2 del Doc. Rif. [5]), che gli spostamenti dell'opera in esame e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità della struttura e con la sicurezza e la funzionalità di manufatti adiacenti.

Nello specifico, come riportato nei Doc. Rif. [7][9], RFI stabilisce un valore soglia degli spostamenti residui attesi, corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio (S_{SLE}), pari a 5 cm. Tale valore deve essere opportunamente confrontato con i valori calcolati al di sotto del rilevato.

Deve essere tenuto presente che le verifiche agli Stati Limite di Esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli Stati Limite Ultimi.

3.3 Stabilità del sito nei confronti della liquefazione

In base a quanto indicato nelle NTC 2018 il sito presso il quale è ubicata l'opera deve essere stabile nei confronti della liquefazione. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr. a_{max}) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve tipiche per materiali con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

In caso contrario risulta necessario valutare il rischio di liquefazione e i potenziali effetti in superficie mediante procedimento descritto nel Doc. Rif. [1] basato sui risultati di prove CPT e SPT.

3.4 Verifiche di sicurezza in campo sismico per opere in materiali sciolti

3.4.1 Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche

Le NTC 2018 (Doc. Rif. [5]) stabiliscono differenti Stati Limite (sia d’Esercizio che Ultimi) in funzione, in primo luogo, dell’importanza dell’opera mediante l’identificazione della Classe d’Uso e poi in funzione del danno conseguente ad un certo Stato Limite. In particolare si definiscono i seguenti Stati Limite di Esercizio e Ultimi, come riportato al par. 3.2.1 del Doc. Rif. [5]:

- **Stati Limite di Esercizio (SLE):**
 - Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell’evento sismico. Tale stato limite non si applica per l’opera in oggetto.
 - Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell’opera ed il suo immediato utilizzo.
- **Stati Limite Ultimi (SLU):**
 1. Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

2. Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

La Tabella 6 riporta, in funzione della classe d’uso della struttura, lo stato limite da considerare in funzione della verifica di sicurezza appropriata per l’opera (Tabella C7.3.I del Doc. Rif.[6]).

Tabella 6: Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d’uso (Tab. C7.3.I, Doc. Rif.[6])

Stato Limite	Prestazione da verificare	Classe d’uso		
		I	II	III IV
SLO	Limitazione del danno degli elementi non strutturali o delle pareti delle costruzioni in muratura			X
	Funzionamento degli impianti			X
SLD	Controllo del danno degli elementi strutturali			X
	Controllo del danno degli elementi non strutturali o delle pareti delle costruzioni in muratura	X	X	
SLV	Livello di danno degli elementi strutturali coerente con il fattore di comportamento adottato, assenza di rotture fragili e meccanismi locali/globali instabili	X	X	X
	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l’incolumità, pur in presenza di danni diffusi		X	X
	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti		X	X
SLC	Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali		X	X
	Capacità di spostamento dei dispositivi nelle costruzioni con isolamento sismico		X	X

Con riferimento all’opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 del Doc. Rif.[6], le verifiche geotecniche in presenza di un evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 10\%$ nel periodo V_r);

- Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento $P_{vr} = 63\%$ nel periodo V_r).

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_r per l’azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

3.4.2 Stati limite ultimi (SLU)

Per tutte le verifiche l’azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all’opera da verificare (vedasi Doc. Rif. [5]). Per l’opera in oggetto, le verifiche agli Stati Limite Ultimi verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**).

Le verifiche di sicurezza agli SLU in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico. In particolare la stabilità globale in condizioni sismiche dei opere in materiali sciolti, quali rilevati, deve essere svolta ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$. (vedasi Par.7.11.4 del Doc. Rif. [5]). Le condizioni di stabilità del rilevato devono essere verificate affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni, ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

Come riportato al Par. 7.11.4 del Doc. Rif. [5] le verifiche possono essere condotte mediante metodi pseudo statici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

3.4.3 Stati limite di esercizio (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali, che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non alterino significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell’opera.

L’azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all’opera da verificare come definito nelle istruzioni per l’applicazione delle NTC2018. Per l’opera in oggetto,



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA.
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA CHIETI – INTERPORTO
D’ABRUZZO (LOTTO 3)
PROGETTO DI FATTIBILITA’ TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA IA6F	LOTTO 03 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 16 di 125
------------------	-----------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

le verifiche agli Stati Limite di Esercizio verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD).

4. AZIONE SISMICA DI PROGETTO E VALUTAZIONE NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

4.1 Determinazione dell’azione sismica

La definizione dell’azione sismica di progetto per le opere afferenti il tracciato è stata condotta secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche in vigore assunte alla base della progettazione in oggetto (Doc. Rif. [5]).

La descrizione di dettaglio della determinazione dell’azione sismica di riferimento per le verifiche geotecniche è riportata nella Relazione Geotecnica (Doc. Rif. [1]). Nel seguito si riprende tale descrizione nei contenuti e determinazioni principali.

In particolare, l’azione sismica in base alla quale è stato il rispetto dei diversi stati limite per le strutture in progetto, è stata definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, a sua volta espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell’azione sismica comprende la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastica in accelerazione $S_e(T)$ “ancorato” al valore di a_g , facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In particolare, nel caso in esame delle opere lungo la linea ferroviaria di PD, trattandosi di una opera infrastrutturale di elevata importanza, ma non inquadrata all’interno del sistema di grande viabilità ferroviaria, ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale (Doc. Rif. [1]):

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

e appartenente alla Classe d’Uso II, alla quale le NTC2018 fanno corrispondere un coefficiente d’uso:

$$C_U = 1.0.$$

Pertanto la vita di riferimento dell’opera V_R risulta pari a 75 anni.

Data la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, funzione dello Stato Limite di verifica, la forma spettrale è definita a partire dai valori dei seguenti parametri relativi ad un sito di riferimento rigido e orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Si è quindi proceduto alla definizione del tempo di ritorno T_R di riferimento per l’azione sismica, nel caso in esame corrispondente a 1068 anni (per lo stato limite SLV con P_{vr} del 10%) sulla base della classificazione delle opere in progetto, e successivamente sono stati definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, i periodi di ritorno corrispondenti dell’azione sismica per suolo rigido in corrispondenza dei punti di interesse collocati lungo il tracciato.

La determinazione della categoria di suolo (e topografica) è stata eseguita attraverso l’interpretazione delle indagini geotecniche e geofisiche, sulla base delle informazioni disponibili, ai fini della microzonazione.

In particolare, come specificato nel Doc. Rif. [1], ai fini normativi e di progetto l’intero tracciato può essere suddiviso in due tratte omogenee per categoria stratigrafica. In particolare da inizio Lotto 3 fino alla progressiva 15+450 il tracciato ricade nella categoria stratigrafica C mentre dalla progressiva 15+450 a fine Lotto il tracciato ricade nella categoria stratigrafica B.

L’amplificazione dell’azione sismica viene determinata, secondo le NTC2018, attraverso l’impiego di un fattore di sito S funzione sia della categoria di sottosuolo (S_s) sopra determinata, sia dell’andamento della superficie topografica (S_T):

$$S = S_s \cdot S_T$$

Per la **categoria di sottosuolo C**, Il coefficiente S_s si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_s = 1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50$$

Per la **categoria di sottosuolo B**, Il coefficiente S_s si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_S = 1.0 \leq 1.40 - 0.4 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.20$$

Per ciò che concerne l’amplificazione topografica, secondo quanto riportato nel Doc. Rif.[1], il tracciato corre all’interno di un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$, v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

$$S_T = 1$$

Il fattore di sito S e l’azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$ ottenuti per i diversi periodi di ritorno in corrispondenza dello stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV), sono:

Tabella 7-Parametri per la valutazione dell’azione sismica

SL	T _R (anni)	Da inizio a Prog. 15+450 (Categoria C)			Da Prog. 15+450 a termine Lotto 3 (Categoria B)		
		a _g (g)	S (-)	a _{max} (g)	a _g (g)	S (-)	a _{max} (g)
SLV	712	0.199	1.41	0.279	0.199	1.20	0.238

A partire dai valori sopra riportati risulta:

$$a_{max} [g] = S a_g [g] = 0.199 \times 1.41 \times 1.0 = 0.279 \text{ (da inizio fino a pk 15+450)}$$

$$a_{max} [g] = S a_g [g] = 0.199 \times 1.20 \times 1.0 = 0.238 \text{ (da pk 15+450 a fine lotto 3)}$$

4.2 Componenti dell’accelerazione equivalente

Come definito in normativa, a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza mediante analisi pseudo-statiche o analisi agli spostamenti.

4.2.1.1 Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale

Come descritto al Par. C7.11.4 del Doc. Rif. [6], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. Rif.[5], inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del Doc. Rif.[5], in mancanza di studi specifici, i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

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

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo

β_s = coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito.

Come chiarito al Par. 7.11.4 del Doc. Rif. [5] il valore del coefficiente β_s da assumere è pari a 0.38 per verifiche allo SLV su fronti di scavo o rilevati, come nel caso in oggetto.

Nel caso specifico tutte le sezioni indagate ricadono nella parte di tracciato con categoria stratigrafica C pertanto il valore di a_{max} considerato è unico e pari a 0.279g.

In accordo alle espressioni di cui sopra, si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica di stabilità globale allo SLV (Tabella 8):

Tabella 8: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

STATO LIMITE	T_R	k_h	k_v
	[anni]	[g]	[g]
SLV	1068	0.106	± 0.053

4.3 Sintesi delle verifiche a liquefazione

Al fine di definire se nella tratta oggetto della presente relazione vi siano zone potenzialmente instabili nei confronti della liquefazione, sono state condotte una serie di verifiche per la cui descrizione di dettaglio si rimanda alla Relazione Geotecnica (Doc. Rif.[1]).

Le verifiche sono state condotte in accordo al “metodo semplificato” originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR). Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT) e dinamiche (SPT) eseguite in sito lungo il tracciato.

Il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione, in accordo a Youd et al. (2001), vale:

$$FL = (CRR_{7.5}/CSR) MSF k_{\sigma}$$

L’indice di Potenziale di Liquefazione (in letteratura LPI, Liquefaction Potential Index) in accordo a Iwasaki et al. (1982) viene determinato come segue:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) dz$$

dove $W(z)$ rappresenta un moltiplicatore (peso) linearmente decrescente con la profondità z (da 0 a 20 m) in grado di assegnare una maggiore importanza a ciò che avviene all’interno degli strati più superficiali

Oltre a queste verifiche, sono stati valutati anche i cedimenti da riconsolidazione post-terremoto, a seguito di generazione di sovrappressioni interstiziali durante la fase di scuotimento, sulla base di relazioni derivate da prove di laboratorio, in generale buona relazione con effetti osservati su scala reale (Idriss & Boulanger, 2008). In particolare, i cedimenti attesi sono stati determinati in accordo alla procedura proposta da Ishihara and Yoshimine (1992), la quale mette in relazione le deformazioni volumetriche post-sisma con i valori massimi di sforzo a taglio sviluppati durante i cicli di carico non drenato e la densità relativa iniziale del suolo.

In sintesi, lungo tutto il tracciato del Lotto 3 non vi è presenza di spessori di materiale potenzialmente liquefacibile di entità rilevante ai fini progettuali, pertanto le verifiche di sicurezza sono state eseguite escludendo dai calcoli il fenomeno della liquefazione.

5. CODICI DI CALCOLO E METODOLOGIE DI VERIFICA

5.1 Codici di calcolo utilizzati

5.1.1 Slope/W

Slope/W è un codice di calcolo dedicato allo studio della stabilità dei pendii che permette di calcolare il fattore di sicurezza dei pendii in terreno e in roccia.

Il codice Slope/W utilizza il metodo dell’equilibrio limite e permette di prendere in considerazione superfici di scorrimento definite in diversi modi, condizioni stratigrafiche e idrostratigrafiche complesse mediante l’utilizzo di diversi modelli costitutivi per i materiali e condizioni di pressioni neutre variabili. Sono inoltre utilizzabili diversi metodi di analisi e possono essere applicate condizioni di carico di vario tipo.

La versione del software adottata per le verifiche condotte nel presente documento è Slope/W – GeoSlope ver. 7.17 - GEOSTUDIO 2007.

5.1.2 Plaxis 2D

Plaxis 2D è un codice di calcolo agli elementi finiti (sviluppato dalla Delft University of Technology) bidimensionale in grado di tenere conto del comportamento del terreno seguendo la variazione dello stato tensionale e deformativo nei vari punti dell’ammasso considerato e negli eventuali elementi strutturali collegati con i quali interagisce.

E’ utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell’ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plane strain) o a condizioni assialsimmetriche (axisymmetric).

Plaxis consente di svolgere diversi tipi di calcolo agli elementi finiti distinguendo tra calcoli di tipo Plastico (plastic), Analisi di consolidazione (consolidation), Analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza (phi-c reduction) e Analisi dinamiche (dynamic).

La versione del software adottata per le analisi condotte nel presente documento è Plaxis 2D AE.02.

5.2 Metodologie di verifica adottate

5.2.1 Verifiche di stabilità in assenza di materiali liquefacibili

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite.

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

$$F_s = \frac{T_{\text{disp}}}{T_{\text{mob}}}$$

Il codice Slope/W è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di stabilità sia in campo statico che in campo sismico (adottando il metodo pseudo-statico) costituenti le verifiche SLU richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti.

Per le analisi in condizioni sismiche è stata adottata cautelativamente, come già anticipato al punto 4, l'azione riferita alle sezioni oggetto del presente documento tra quelle individuate lungo il tracciato nella Relazione Geotecnica (Doc. rif. [1]).

Nelle analisi sono state escluse, perché considerate non significative, le superfici di rottura superficiali che coinvolgono volumi di terreno ridotti. A tal proposito si sottolinea che, nei calcoli, a favore di sicurezza, non è stato preso in conto in alcun modo l'effetto che la finitura a verde delle scarpate darà necessariamente, in termini di coesione efficace, allo strato più superficiale delle scarpate, né il pacchetto di pavimentazione stradale ferroviaria che contribuisce anch'esso ad incrementare la resistenza allo scivolamento nella porzione di meccanismo che attraversa tali materiali.

5.2.2 Valutazione degli spostamenti

Il codice Plaxis 2D è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di spostamento in campo statico costituenti le verifiche SLE richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti.

Il calcolo dei cedimenti attraverso il codice Plaxis 2D è stato condotto utilizzando un modello costitutivo di tipo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb per le formazioni

ghiaioso-sabbiose (G,S), un modello costitutivo di tipo Hardening (Hardening Soil Model) per l’unità L(S) e con un modello costitutivo tipo Cam Clay (Soft Soil Model), sempre con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb per le formazioni definite come coesive.

Attraverso questo calcolo è stato possibile ripercorrere la storia tenso-deformativa del sistema rilevato esistente-terreno di fondazione e valutare lo sviluppo nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria dovuti alla costruzione del nuovo rilevato e alla successiva applicazione dei sovraccarichi dovuti al traffico ferroviario.

I parametri adottati nel calcolo sono quelli riportati al paragrafo relativo.

6. CARATTERISTICHE DEL CORPO STRADALE FERROVIARIO

6.1 Descrizione dei rilevati ferroviari

Per quanto riguarda la geometria dei rilevati, si è fatto riferimento agli elaborati di progetto ad essi relativi ed in particolare alle sezioni trasversali, tipologiche e correnti.

In particolare i rilevati sono previsti con pendenza 3H:2V.

Al di sotto del rilevato è stato previsto uno scotico e bonifico per uno spessore pari a 1.0 m.

Per le scarpate è stata ipotizzata una finitura a verde.

Il rilevato è finito in sommità con la realizzazione di uno strato di super compattato di spessore pari a 30 cm, al di sopra del quale verrà realizzato uno strato di Sub-ballast di spessore pari a 12 cm.

Una volta completato il corpo del rilevato si posizioneranno ballast, traversine ed armamento ferroviario.

6.2 Descrizione delle trincee

Per quanto riguarda la geometria delle trincee, come per i rilevati si è fatto riferimento agli elaborati di progetto ad essi relativi ed in particolare alle sezioni trasversali, tipologiche e correnti.

In particolare le scarpate delle trincee sono generalmente previste con pendenza 3H:2V, tranne che in zone particolari dove la pendenza è stata abbassata per ragioni di stabilità geotecnica dello scavo.

Al di sotto della sede ferroviaria è stato previsto bonifico di imbasamento per uno spessore pari a 1.0 m.

Per le scarpate è stata ipotizzata una finitura a verde.

La sede ferroviaria è finita con la realizzazione di uno strato di super compattato di spessore pari a 30 cm, al di sopra del quale verrà realizzato uno strato di Sub-ballast di spessore pari a 12 cm.

Una volta completato il pacchetto di fondazione della pavimentazione, si posizioneranno ballast, traversine ed armamento ferroviario.

6.3 Materiali costituenti il rilevato e la sede ferroviaria

Per quanto riguarda il materiale costituente il corpo del rilevato è stato ipotizzato di ricorrere a materiale di natura granulare. Tale materiale dovrà avere le seguenti caratteristiche minime: peso specifico pari a 19 kN/m^3 , un angolo di attrito caratteristico ϕ'_k pari a 38° e coesione efficace nulla.

Lo strato di materiale supercompattato, di spessore pari a 30 cm, è caratterizzato da un peso specifico pari a 20 kN/m^3 , un angolo di attrito caratteristico ϕ'_k pari a 42° e coesione efficace nulla, mentre lo strato di Sub-ballast, di spessore pari a 14 cm, è caratterizzato da un peso specifico pari a 20 kN/m^3 , un angolo di attrito caratteristico ϕ'_k pari a 38° e coesione efficace pari a 600 kPa.

L’inerbimento superficiale delle scarpate non è stato considerato nelle analisi.

Una sintesi dei parametri geotecnici di calcolo per i materiali antropici è riportata alla successiva Tabella 9.

Tabella 9: Parametri geotecnici di calcolo – materiali costituenti il rilevato

STRATO	Spessore	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Modulo di Young operativo	Permeabilità
			ϕ'_k	$\phi'_d \text{ M2}$	c'_k	$c'_d \text{ M2}$		
	[m]	γ_d [kN/m ³]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	$E_{op.}$ [MPa]	k. [m/s]
SUB-BALLAST	0.12	20	38	32	600	480	400	1×10^{-9}
SUPER-COMPATTATO	0.3	20	42	36	0	0	60	1×10^{-9}
RILEVATO	Variabile	19	38	32	0	0	30	1×10^{-5}
STRATO DI BONIFICO	1.0	19	38	32	0	0	15	1×10^{-5}

6.4 Carichi di progetto

I carichi di progetto considerati nelle analisi oggetto del presente documento sono i seguenti:

- Carico rappresentativo del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie).
- Sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario.
- Carico da azione sismica.

L’armamento ferroviario è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita pari a 14,4 kPa, rappresentativo di uno strato di spessore pari a circa 0,80 m con un peso pari a 18,00 kN/m³. Il carico è stato applicato sulla sommità del rilevato per una larghezza complessiva di circa 10 m, laddove l’armamento non è effettivamente presente.

Il sovraccarico da traffico ferroviario è stato valutato in accordo a quanto riportato nel Doc. Rif. [7] per quanto riguarda il traffico normale (modello di carico LM71). In base a quanto indicato nella specifica di riferimento si è definita la pressione equivalente secondo le seguenti considerazioni:

- il carico dato dal treno LM71 risulta essere pari a 250 kN ad asse, con interasse pari a 1.6 m, (ossia $250/1.6 = 156.25$ kN/m);
- per riportare il carico ferroviario dalla traversina, di larghezza pari a 2.4 m, al piano al di sotto dell’armamento si è considerata una diffusione con pendenza 1:4. Pertanto la pressione equivalente è stata valutata come applicata su una fascia di larghezza pari a 3 m, centrata in corrispondenza dell’asse della linea ferroviaria (ossia $156.25/3 = 52.08$ kPa). In caso di doppio binario si sono considerate due fasce di larghezza pari a 3 m in corrispondenza delle due vie di corsa. In particolare per

La pressione considerata è stata assunta pertanto pari a 52.1 kPa. Da amplificarsi, sempre in base a quanto indicato dal Doc. Rif. [7] con un coefficiente α pari a 1.1. Pertanto il valore di pressione risultante è pari a 57.3 kPa.

Per la definizione dell’azione sismica di progetto si rimanda al punto 4 del presente documento.

Tali carichi e sovraccarichi sono stati inseriti nelle diverse verifiche agli SLU (statiche e sismiche) e agli SLE applicando laddove necessario gli opportuni coefficienti parziali di amplificazione come previsti dalla Normativa vigente.

Per le verifiche condotte sulle sezioni in trincea il carico da traffico ferroviario è stato conservativamente, in accordo alla normativa, considerato nullo.

7. CARATTERISTICHE DEGLI INTERVENTI DI TRATTAMENTO

In base alle caratteristiche delle opere in progetto in questa tratta e alla tipologia di terreni incontrati in sito, si possono riscontrare le seguenti problematiche da affrontare:

- cedimenti residui attesi per i rilevati di nuova costruzione durante la vita del rilevato stesso superiori al limite consentito di 5 cm in base a quanto indicato nei Doc. Rif. [7] e [9];
- Fattori di Sicurezza nei confronti della stabilità delle scarpate dei rilevati non soddisfacenti i requisiti minimi di normativa;

avendo precedentemente escluso un’ulteriore problematica connessa alla presenza di materiali potenzialmente liquefacibili che, in concomitanza con l’evento sismico, potrebbero mettere in discussione la stabilità del rilevato o generare cedimenti post-sisma ritenuti troppo elevati sia per l’opera ferroviaria sia per le opere adiacenti, il cui collasso può avere conseguenze sulla funzionalità dell’esercizio ferroviario in atto più gravi dei danni residui sulla piattaforma ferroviaria che saranno oggetto di successivo ripristino.

Al fine di risolvere tali problematiche si prevede, nell’ambito del progetto in esame, di poter utilizzare due tipologie diverse di trattamento del terreno: Colonne in Deep Mixing e Colonne di Ghiaia.

Nel seguito vengono presentate e descritte le due metodologie, con particolare riferimento alle caratteristiche specifiche delle due tecniche mirate alla risoluzione delle problematiche individuate.

7.1 Colonne in Deep Mixing

7.1.1 Descrizione della tecnica

Il trattamento in oggetto fa parte dei trattamenti colonnari che prevedono miscelazione profonda per mescolamento meccanico del terreno con miscele cementizie. Solitamente è identificato con il termine deep mixing oppure con gli acronimi DMM (Deep Mixing Method) o DCM (Deep Cement Mixing).

La tecnica del deep mixing risulta essere efficace ai fini sia di ridurre i cedimenti che di mitigazione nei confronti della liquefazione. L’adozione di tale tecnica è limitata principalmente

dalla necessità di operare con attrezzature di notevole ingombro che ne impediscono di fatto l'utilizzo per interventi in sottofondazione, in zone urbane o in siti di difficile accesso.

Si tratta di una particolare tecnica finalizzata a migliorare le caratteristiche meccaniche ed idrauliche del terreno miscelando lo stesso insieme ad un legante e/o ad altri materiali che vengono introdotti in forma secca o in forma umida (boiaccia). Attualmente sono disponibili differenti metodi di miscelazione profonda, ognuno dei quali è conosciuto con un proprio nome in funzione di come viene iniettato il legante (metodo secco e metodo umido) e di come viene eseguita la miscelazione. Il getto avviene a media-bassa pressione (20-40 bar).

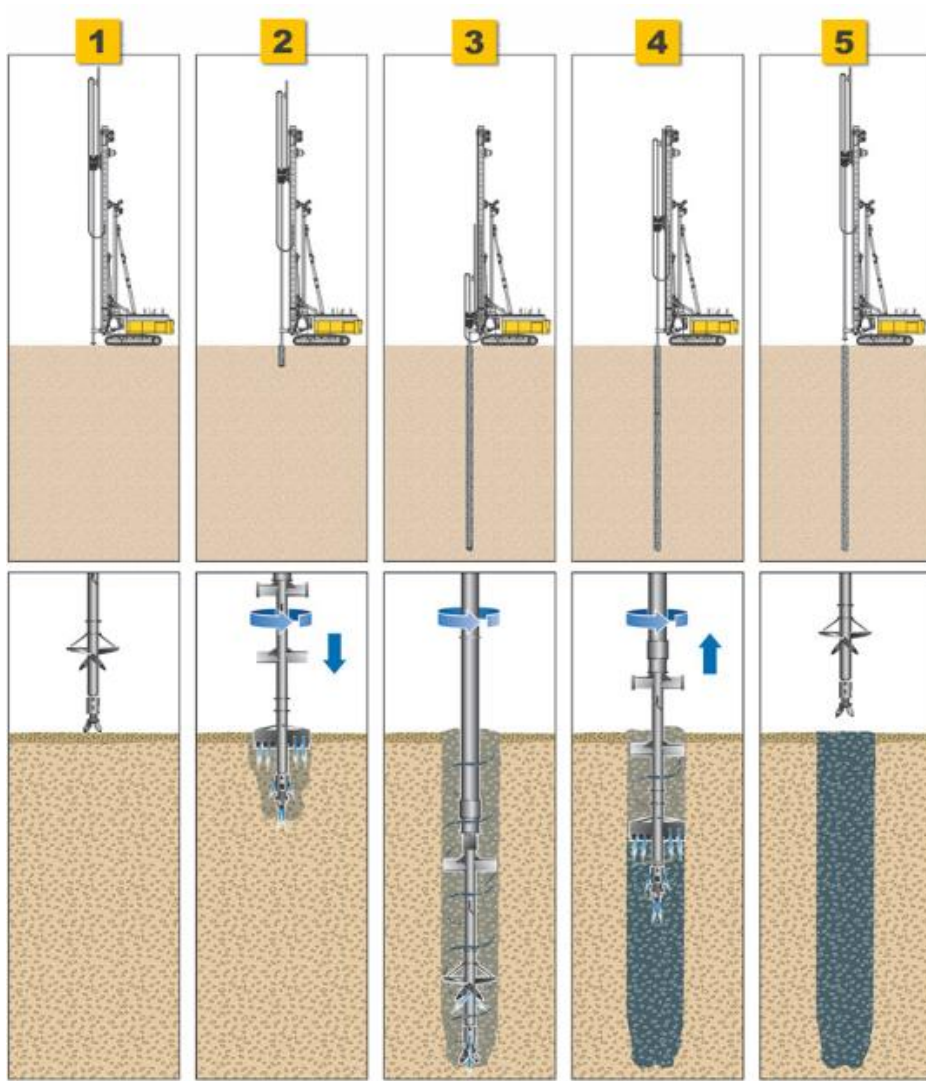


Figura 1: Schema di formazione colonne con la tecnica del deep mixing

Dry mixing

Il dry mixing è generalmente preferito per terreni limo-argillosi saturi, in virtù del loro elevato contenuto d’acqua necessario per sviluppare le reazioni di presa del legante. Ovviamente il presupposto affinché possa avvenire la reazione di idratazione nel dry mixing è che il terreno sia immerso in falda o che comunque presenti un livello d’umidità sufficiente.

L’attrezzatura è costituita dal gruppo principale di perforazione e trattamento e da un gruppo di stoccaggio ed invio del legante in polvere; se necessario è presente anche un gruppo di alimentazione d’acqua per umidificare eventuali livelli aridi. La perforazione viene realizzata tramite una batteria di aste modulari cave, all’estremità della quale è montato l’utensile, con una doppia serie di lame, opportunamente sagomate. Durante la perforazione, eseguita con velocità di avanzamento e rotazione determinate in funzione della consistenza dei materiali da attraversare, le lame disgregano il terreno sino a portarlo ad una condizione prossima al limite liquido. In questa fase l’acqua necessaria per trattare i terreni aridi viene immessa in prossimità delle lame attraverso un’apposita condotta. Ultimata la perforazione si inverte il senso di rotazione dell’utensile e si procede all’immissione del cemento attraverso gli ugelli posti in prossimità della zona di attacco delle lame all’asta. Il cemento viene trasportato da un flusso d’aria compressa utilizzando uno speciale dosatore che permette di immettere la quantità voluta di legante per metro cubo di volume trattato. In questa fase il cemento viene pertanto miscelato al terreno e la conformazione delle lame è tale da assicurare anche un costipamento verso il basso del materiale così miscelato. La qualità del prodotto viene assicurata dal controllo e dalla registrazione continua dei parametri operativi quali la velocità di avanzamento/recupero e di rotazione e la quantità di legante inviato per metro lineare di colonna.

Wet mixing

La tecnica di miscelazione per via umida consiste nella mescolazione in sito del terreno con una miscela a base di legante idraulico. L’attrezzatura è costituita da una macchina operatrice con una torre di perforazione costituita da una o più aste attrezzate con porzioni di spirale (terreni incoerenti) o lame (terreni coesivi). Ogni batteria termina con un utensile di perforazione provvisto di ugelli che consentono la fuoriuscita della miscela acqua-cemento necessaria. L’impianto di confezionamento e pompaggio prevede un agitatore dal quale la miscela viene inviata alle batterie

di perforazione. Un sistema di rilevamento registra in continuo i seguenti parametri: pressione del circuito idraulico della macchina, velocità di rotazione, profondità, volume progressivo del fluido iniettato, portata e pressione dell’iniettore. La realizzazione degli elementi consolidati avviene facendo penetrare nel terreno la batteria di attrezzi disagregatori sino alla quota di fine colonna; contemporaneamente alla discesa, dagli ugelli, viene iniettata la miscela cementizia ed è in questa fase che il terreno viene smosso e mescolato al legante. Terminata la perforazione, si inizia la fase di risalita invertendo il senso di rotazione della batteria ed eventualmente iniettando ulteriore miscela (eseguendo con ciò un’azione di compattazione del volume già trattato).



Figura 2: Particolare pulizia ugelli in wet deep mixing

Il volume di terreno trattato con deep mixing ha forma cilindrica, se si adotta la classica attrezzatura di scavo e iniezione della miscela ad elica (continua o discontinua), oppure una forma parallelepipedica a pannelli se si adotta una coppia di ruote fresanti.

Nel nostro caso sono previste colonne di diametro 600 mm.

Per quanto riguarda la tecnica di miscelazione, vista la tipologia di materiali presenti e l’elevazione della falda, si ritiene preferibile adottare il dry-mixing.

Una volta eseguite le colonne di trattamento si provvederà a stendere uno strato di ripartizione, di spessore indicativo pari ad 1 m, costituito da materiale granulare opportunamente selezionato su cui costruire il rilevato ferroviario.

Per tutti i dettagli dell’intervento e delle varie parti che lo compongono si rimanda ai plano-profili e alle sezioni tipologiche che fanno parte degli elaborati di progetto.

7.1.2 Dimensionamento dell’intervento

Da un punto di vista del dimensionamento dell’intervento si adottano due metodi diversi a seconda della funzione principale richiesta all’intervento: riduzione dei cedimenti dati dalla presenza di materiale cedevole o aumento delle caratteristiche di resistenza del materiale per eliminare il rischio di potenziale liquefazione e limitare i danni post-sisma.

1) Dimensionamento per riduzione dei cedimenti

In questo caso si procede nel seguente modo:

- si individua la sezione per la quale la valutazione dei cedimenti attesi in assenza di interventi risulta essere non compatibile con la funzionalità dell’opera e/o con la manutenzione ordinaria prevista;
- si ipotizza un trattamento, selezionando un diametro della colonna, un interasse e una profondità di intervento, valutata a partire dai calcoli dei cedimenti attesi di cui al punto precedente;
- si procede alla valutazione dei parametri di deformabilità equivalenti da associare al terreno trattato. Tale valutazione avviene mediante un calcolo con un modello assial-simmetrico ad elementi finiti, rappresentativo della singola colonna realizzata in Deep Mixing e del volume di terreno circostante che ricade nella zona di influenza della colonna stessa calcolato in funzione dell’interasse del trattamento;
- si calcolano nuovamente i cedimenti attesi per la sezione individuata, inserendo al di sotto dell’opera un volume di terreno rappresentativo del trattamento, a cui sono associati i parametri di deformabilità definiti al punto precedente;
- se i cedimenti così calcolati in presenza di trattamento risultano accettabili il dimensionamento dell’intervento è concluso, qualora non lo fossero perché ritenuti ancora

troppo elevati, o al contrario, troppo bassi, si procede con una nuova ipotesi di intervento e si ripete la procedura.

2) Dimensionamento per eliminazione rischio liquefazione

Innanzitutto si precisa che, mentre per gli interventi con colonne in Deep mixing mirati a ridurre i cedimenti si propongono maglie di trattamento omogenee classiche (quadrato o a quincce), per i trattamenti mirati a modificare le caratteristiche di resistenza del terreno naturale, fino a renderlo non più liquefacibile, si preferisce adottare un sistema di celle chiuse (setti perpendicolari tra loro) che con la loro geometria garantiscono maggiormente di offrire la resistenza al taglio prevista durante l’evento sismico (si veda a tal proposito le esperienze di Taki et al. 1991, Matsuo et al. 1996, Hausler et al. 2001 e Yamashita et al. 2008).

In questo caso si procede nel seguente modo:

- innanzitutto si verifica che le tensioni tangenziali indotte dal sisma possano essere adeguatamente assorbite dalla resistenza al taglio delle colonne di terreno trattato. Tale verifica viene effettuata calcolando il fattore di sicurezza disponibile dal rapporto tra $R_{tr,d}$ (capacità di resistenza a taglio delle colonne) ed E_d (forza indotta dal sisma).

$$FS = R_{tr,d} / E_d \geq 1.25$$

L’azione E_d viene calcolata in accordo alla procedura semplificata proposta da Seed e Idriss (1971) secondo cui il valore della tensione tangenziale di picco massima ad una data profondità è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{max} = a_{max}/g * \sigma_v * r_d * 1/C_m$$

Dove:

a_{max} = accelerazione di picco massima

g = accelerazione di gravità

σ_v = pressione verticale totale alla quota di interesse

r_d = coefficiente di riduzione funzione della profondità di verifica = $(1 - 0.015 * z)$

C_m = fattore di conversione della magnitudo in accordo a Seed

Sempre in accordo a Seed e Idriss la tensione tangenziale ciclica media vale:

$$\tau_{cyc} = 0.65 * \tau_{max}$$

Pertanto le forze di taglio risultanti nell’area trattata A risultano essere:

$$E_{d, max} = \tau_{max} * A$$

$$E_{d, cyc} = \tau_{cyc} * A$$

Per la valutazione della resistenza a taglio disponibile si procede come segue:

Si considera di adottare un dosaggio di cemento predefinito e, in accordo alle correlazioni suggerite da Taki et al. 1991 (Figura 3), si valuta la resistenza a compressione non confinata q_u delle colonne.

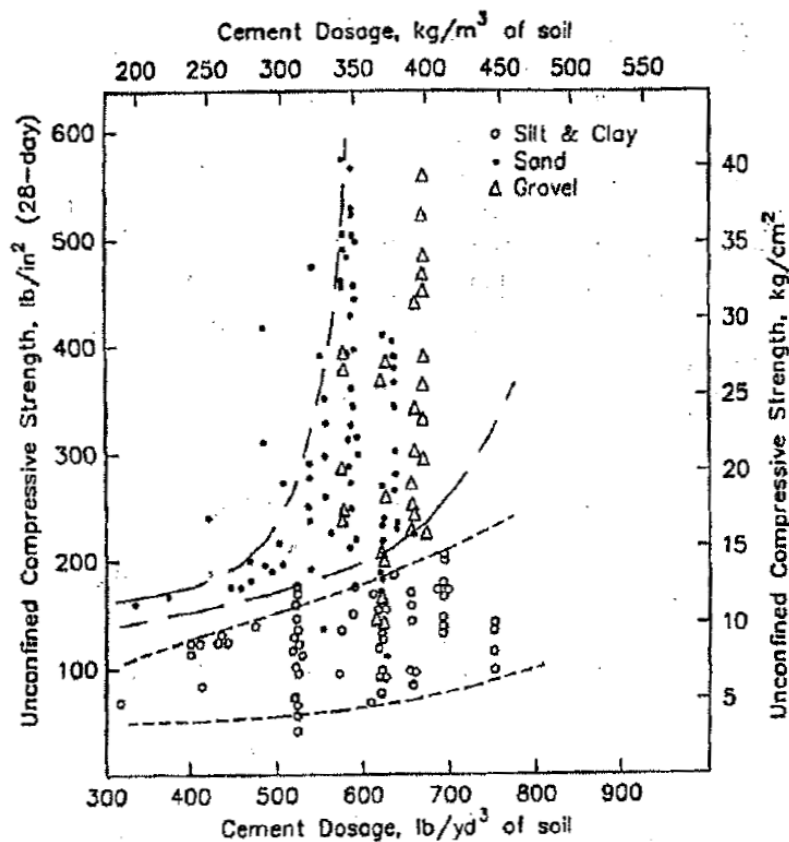


Figura 3: Resistenza del terreno trattato a cemento in funzione del dosaggio di cemento (Taki e Yang, 1991)

Utilizzando poi la relazione tra resistenza a compressione non confinata e resistenza al taglio proposta da Saitoh et al. 1980, secondo cui:

$$\tau_{rd} = 0.53 + 0.37 * q_u - 0.0014 * q_u^2$$

Quindi considerando l’area trattata A si ottiene la resistenza al taglio disponibile pari a:

$$R_{tr,d} = \tau_{rd} * A$$

- Successivamente si procede alla determinazione dei parametri di resistenza equivalenti da associare al volume di terreno trattato con le colonne e da utilizzare nelle verifiche di stabilità per valutare se, con la presenza del trattamento, le condizioni di stabilità in condizioni co-sismiche e post-sismiche siano soddisfacenti.

I parametri equivalenti vengono stimati omogeneizzando in funzione della percentuale di trattamento areale che viene eseguito, considerando che il terreno equivalente mantenga l’angolo di attrito interno del terreno di partenza e che la colonna cementata contribuisca, per la quota di pertinenza, con una coesione che dipende dal dosaggio di cemento usato nella miscelazione.

In particolare la coesione della colonna viene valutata a partire dal valore di resistenza a compressione non confinata della colonna q_u che dipende appunto dal dosaggio di cemento. Tale valore di partenza è quello usato per la verifica a liquefazione al punto precedente e proviene dal grafico di Taki et al. (1991) (Figura 3). Considerando che questo grafico riporta valori relativi a risultati di prove di laboratorio, si ipotizza di adottare una riduzione di tale valore, per tenere conto della effettiva resistenza disponibile in sito rispetto a quanto ottenuto da campioncini provati in laboratorio, e a partire da questa resistenza a compressione non confinata della colonna q_{u_sito} si calcola la coesione della colonna come $c = q_{u_sito} / 2$.

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità si rimanda alla procedura descritta al precedente punto “Dimensionamento per riduzione dei cedimenti”.

7.2 Colonne di Ghiaia

7.2.1 Descrizione della tecnica

Il trattamento in oggetto prevede di realizzare il miglioramento delle proprietà del terreno in sito mediante colonne di ghiaia realizzate con vibro-replacement mediante la tecnica con immissione della ghiaia a secco a fondo foro. Dove praticabili, infatti, tali tecniche risultano le più veloci ed economiche. Tuttavia, l’ingombro e gli spazi di manovra delle macchine (si veda la Figura 4), la necessità di alimentarle con apporti solidi (sabbia/ghiaia) con il rischio di caduta di tali materiali sulla sede ferroviaria, le dimensioni delle aree di disturbo create in superficie potrebbero rendere queste tecniche applicabili solo limitatamente nel caso in esame e dovendo prevedere opportune protezioni laddove si eseguissero in prossimità della linea esistente in esercizio.



Figura 4: Tipica attrezzatura per colonne di ghiaia con immissione della ghiaia a secco a fondo foro

In dettaglio, si utilizza il vibro a carica pneumatica, dove il materiale ghiaioso di apporto fuoriesce direttamente, sotto pressione d’aria, alla punta dell’utensile (metodo Bottom Feed a secco). L’infissione a secco è ottenuta grazie ad un tirabasso montato su specifica torreguida.

L’azione del tirabasso comporta una ottimale compattazione della colonna in ghiaia (attivazione) ed una estensione in profondità dell’addensamento oltre la massima profondità raggiunta. La colonna viene formata per passi successivi di estrazione, fuoriuscita e schiacciamento della ghiaia sia verso il basso, sia lateralmente. In questo modo si ottengono elementi colonnari che, interagendo con il terreno contribuiscono al miglioramento della capacità portante delle stratificazioni consolidate, sostengono i carichi e consentono la limitazione dei cedimenti attesi nei limiti di progetto.



Figura 5: Tipica attrezzatura per colonne di ghiaia con immissione della ghiaia a secco a fondo foro – Dettaglio della punta dell’utensile (nota ugelli per l’iniezione di acqua o aria) e tubo di consegna ghiaia

Il metodo a secco, senza fluidi di perforazione, associato all’utilizzo di sola ghiaia naturale consente di operare nelle condizioni di massima compatibilità ambientale.

La tecnologia è particolarmente adatta a risolvere problematiche di mitigazione del rischio liquefazione grazie a tre effetti: l’irrigidimento del terreno per la presenza delle colonne di ghiaia, la

compattazione del terreno intercluso tra le colonne, il drenaggio che garantisce la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali.

A completamento dell’intervento, al di sopra delle colonne, verrà realizzato uno strato di ripartizione dei carichi, costituito da materiale granulare selezionato, previa interposizione di un geotessuto di separazione, in modo da creare un cuscino tra il terreno trattato e la struttura sovrastante (rilevato o fondazione).

Per tutti i dettagli dell’intervento e delle varie parti che lo compongono si rimanda ai plano-profili e alle sezioni tipologiche che fanno parte degli elaborati di progetto.

7.2.2 Dimensionamento dell’intervento

Al contrario di quanto visto per il trattamento in deep mixing, per le colonne di ghiaia si adotta un unico metodo di dimensionamento che permette di definire sia i parametri di deformabilità per una efficace riduzione dei cedimenti dati dalla presenza di materiale cedevole, sia i parametri di resistenza per garantire la stabilità ed eliminare il rischio di potenziale liquefazione.

La dimensione delle colonne e la spaziatura tra esse necessarie per raggiungere gli obiettivi di progetto sono calcolate secondo il metodo proposto da Priebe (1998). Il metodo prende in considerazione il rinforzo del terreno dato dalla presenza delle colonne, ma trascura gli effetti benefici della possibilità di drenaggio fornito dagli colonne costituite da materiale grossolano e della compattazione (addensamento) del materiale tra le colonne stesse. Pertanto l’applicazione di questo metodo in cui si utilizzano quali dati di partenza i risultati delle indagini pre-trattamento, costituisce una stima conservativa dell’efficacia reale dell’intervento.

La procedura di dimensionamento prevede di ipotizzare una densità di trattamento (diametro della colonna e spaziatura dell’intervento) che corrisponde ad un rapporto r tra area del trattamento A e area della colonna A_c

$$\text{Dove: } r = A / A_c$$

Con questo valore di rapporto A / A_c si valuta, in base al grafico proposto da Priebe e riportato nella successiva Figura 6, il valore di CSR (cyclic stress ratio) residuo come frazione della CSR totale. Il beneficio dato dalla presenza del trattamento con colonne di ghiaia è valutato quindi come riduzione dell’azione CSR agente e pertanto può essere espresso anche come riduzione della

PGA. Se la verifica a liquefazione dell’area condotta nuovamente con il nuovo valore ridotto di PGA risulta soddisfatta, allora l’intervento è dimensionato correttamente e si considera che l’effetto benefico dato dalla presenza delle colonne di ghiaia sia tale da non permettere nemmeno l’innesco del fenomeno di liquefazione.

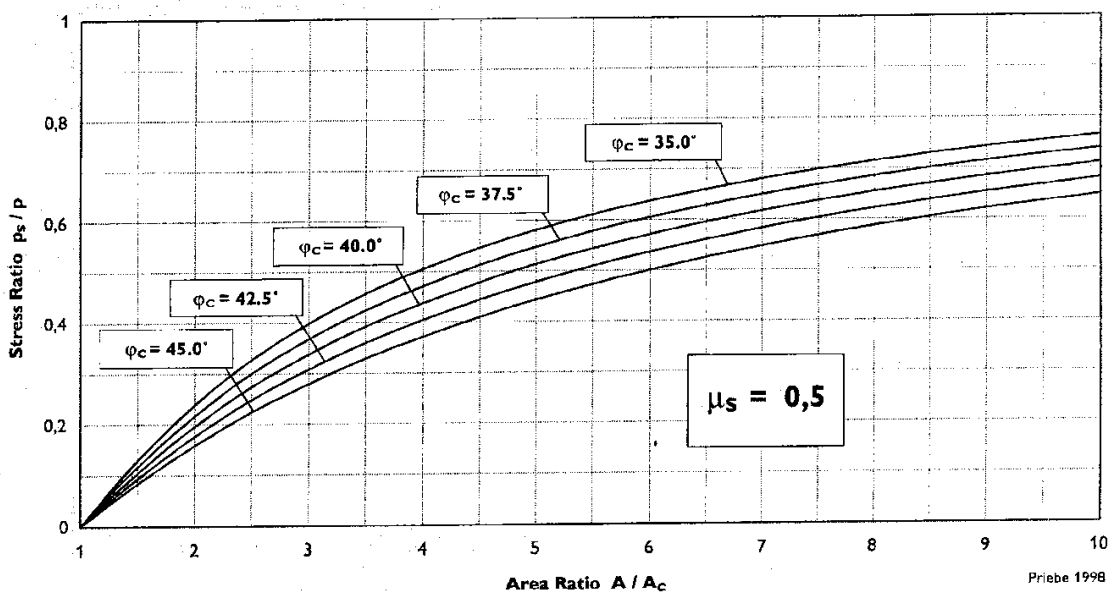


Figura 6: Grafico per stimare la resistenza residua da associare al terreno tra le colonne (Priebe 1998)

Una volta che l’intervento è dimensionato, sempre facendo riferimento alle teorie proposte da Priebe (“The design of Vibro-replacement”, Ground Engineering, 1995), a partire dai parametri della colonna (diametro, spaziature, modulo di deformabilità, angolo di attrito interno del materiale costituente la colonna) e dai parametri del terreno naturale in sito (spessore dei diversi strati attraversati, pesi specifici, moduli di deformabilità, angoli di attrito interno dei diversi strati) è possibile determinare i parametri equivalenti da associare al volume di terreno trattato.

Per il dettaglio sulla procedura di calcolo si rimanda all’articolo suddetto.

8. SELEZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO SIGNIFICATIVE

Oggetto della presente relazione sono i rilevati e le trincee lungo la tratta di linea ferroviaria compresa tra il km 12+852 e il km 15+592 (Lotto 3). In questo tratto la sede ferroviaria si sviluppa alternativamente in rilevato e in trincea pertanto è stata selezionata una sezione rappresentativa dei tratti in rilevato e una sezione rappresentativa del tratto in trincea.

Nello specifico sono state individuate come significative le seguenti sezioni:

- Sezione 15+280: sezione in rilevato caratterizzata da un'altezza massima del rilevato pari a circa 5.5 m che risulta essere significativa per il calcolo dei cedimenti attesi durante la vita utile dell'opera e per le verifiche di stabilità globale in condizioni statiche e co-sismiche data anche la presenza di alcuni spessori di materiale nel terreno di fondazione con caratteristiche meccaniche tra le peggiori caratterizzanti l'intero tracciato;
- Sezione 15+440: sezione in trincea con profondità pari a circa 2.8 m. Tale sezione risulta essere quella con maggiore profondità nell'intera tratta tra il km 12+852 e il km 15+942 e pertanto viene selezionata per effettuare verifiche di stabilità globale.

Nel seguito sono riportate le verifiche relative alle sezioni individuate per le quali sono state definite le stratigrafie di riferimento ed i relativi parametri geotecnici di progetto, per la cui definizione si rimanda alla Relazione Geotecnica (Doc. rif. [1]).

9. SEZIONE DI CALCOLO ALLA PROGRESSIVA 15+280

9.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

In accordo a quanto riportato nella Relazione Geotecnica (Doc. rif.[1]) e sulla base di quanto descritto nel Cap. 3, nella Tabella 10 e Tabella 11 sono riportati la stratigrafia definita a partire da base rilevato, al di sotto del pacchetto di armamento ferroviario ed i valori dei parametri geotecnici caratteristici e di progetto, fattorizzati utilizzando i coefficienti M2 contenuti nella Tabella 4 della presente relazione.

Si rimanda invece alla Tabella 9 per i valori dei parametri geotecnici relativi ai materiali antropici utilizzati per lo strato di bonifico (100 cm al di sotto del rilevato) e per il pacchetto di armamento ferroviario.

Si ricorda che, come definito al Cap. 7 del Doc. Rif.[4], le verifiche geotecniche SLU di stabilità globale dei rilevati e delle trincee, in campo statico, richiedono l’adozione della sola Combinazione 2 dell’Approccio 1 e pertanto l’applicazione dei soli coefficienti parziali M2, mentre per le verifiche sismiche e per le verifiche SLE, finalizzate alla determinazione dei cedimenti, sono richiesti i parametri caratteristici.

Tabella 10: Stratigrafia di calcolo per la sezione 15+280

Strato	Profondità da [m da p. terreno naturale]	Elevazione da [m slm]	Profondità a [m da p. terreno naturale]	Elevazione a [m slm]	Descrizione
LA2	0.0	+41.20	8.80	+32.40	L(A);L,A
LA3	8.80	+41.20	10.00	+40.00	L(A,S); L(S,A)
AL1	10.00	+40.00	13.80	+27.30	L,A;A(L)
L(S)1	13.80	+27.30	15.00	+26.10	L(S);S(L);S(L,A)
G,S	15.00	+26.10	20.50	+20.60	S; S(G);G(S);G
M	20.50	+20.60	-	-	A(M); M

Tabella 11: Parametri geotecnici di calcolo per la sezione 15+280 – Materiali in sito

STRATO	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Resistenza al taglio non drenata		Modulo di Young operativo	Rapporto di compressione	Rapporto di ricompressione	Permeabilità
	γ_d	ϕ'_k	ϕ'_d	c'_k	c'_d	c_u	c_u	$E_{op.}$	CR	RR	k
	[kN/m ³]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[-]	[-]	[m/s]
LA2	19	28	22.4	5	4	30-60	24-48	15	0.14	0.013	1x 10 ⁻⁷
LA3	18.5	28	22.4	0	0	50	40	12	0.18	0.03	1x 10 ⁻⁶
AL1	17.5	23	18.4	0	0	30	24	8	0.17	0.03	1x 10 ⁻⁹
L(S)1	19.5	32	25.6	0	0	-	-	15	-	-	1x 10 ⁻⁶
G,S	19	38	32	0	0	-	-	25	-	-	1x 10 ⁻⁴
M	20	28	22.4	25	20	200-500	160-400	40	0.1	0.017	1x 10 ⁻⁹

La falda di progetto è stata assunta nei calcoli ad una quota di 30.7 m slm..

9.2 Verifiche SLU – Stabilità globale

Le verifiche SLU della stabilità globale del rilevato (sia in condizioni statiche che sismiche) sono state condotte tramite il codice di calcolo Slope/W (Doc. Rif. [1]). Le combinazioni di carico adottate nelle analisi fanno riferimento rispettivamente ai coefficienti parziali (A2+M2) per le analisi in campo statico e ai valori caratteristici per le analisi sismiche. Tali coefficienti sono contenuti nella Tabella 1 e nella Tabella 4 della presente relazione.

Come da NTC 2018 (Doc. Rif. [5]), la verifica SLU di stabilità globale è soddisfatta se la relazione:

$$FS \geq R2 = 1.1$$

è verificata in condizioni statiche e la relazione:

$$FS \geq R2 = 1.2$$

È verificata in condizioni sismiche.

Il coefficiente R2 è contenuto nella Tabella 5 della presente relazione.

9.2.1 Verifiche SLU in condizioni statiche

L’analisi di stabilità globale in campo statico del rilevato tipologico con altezza pari a circa 5.5 m è stata condotta in accordo alla combinazione DA1C2 assumendo i parametri geotecnici M2 di cui in Tabella 12 e in Tabella 9 rispettivamente per i materiali in sito e per i materiali antropici.

Il carico da traffico ferroviario (q), assunto pari a 57.3 kPa, è stato modellato come un carico distribuito applicato in corrispondenza delle impronte delle traversine ferroviarie. Tale sovraccarico è di tipo variabile/sfavorevole pertanto, in accordo al coefficiente parziale sulle azioni A2 riportato in Tabella 1; il valore di calcolo è stato assunto pari a:

$$q_d = q_k \times \gamma_{Qi [A2]} = 57.3 \text{ kPa} \times 1.3 = 74.5 \text{ kPa}.$$

L’armamento ferroviario è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita pari a 14,4 kPa, rappresentativo di uno strato di spessore pari a circa 0,80 m con un peso pari a 18,00 kN/m³. Tale carico è di tipo permanente sfavorevole pertanto in accordo al coefficiente parziale sulle azioni A2 riportato in Tabella 1; il valore di calcolo è stato assunto pari a:

$$q_d = q_k \times \gamma_{Gi [A2]} = 14.4 \text{ kPa} \times 1.3 = 18.72 \text{ kPa}.$$

L’analisi di stabilità globale è stata finalizzata all’individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il carico ferroviario. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto e che non interessano la sede ferroviaria.

In Figura 7, sono riportate le superfici di rottura critica per la combinazione DA1C2; il fattore di sicurezza FS relativo a tali meccanismi, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS^{MIN} (DA1C2) = 1.225$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS^{MIN} \geq R2 = 1.1,$$

la verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.

9.2.2 Verifiche SLU in condizioni sismiche

L’analisi di stabilità globale in campo sismico del rilevato tipologico con altezza pari a 5.5 m alla sezione 15+280 è stata condotta assumendo i parametri geotecnici caratteristici di cui in Tabella 11 e in Tabella 9 rispettivamente per i materiali in sito e per i materiali antropici.

In accordo a quanto riportato al punto 4, la forza sismica è stata modellata tramite i coefficienti sismici:

$$K_H = + 0.106 \text{ (concorde alla direzione di scivolamento)}$$

$$K_V = \pm 0.053 \text{ (verificando la più cautelativa tra negativo e positivo)}$$

Il carico ferroviario (q), assunto pari a 57.3 kPa, è stato moltiplicato per un coefficiente $\psi=0.2$ in accordo a Doc. Rif. [5] e modellato come un carico distribuito applicato in corrispondenza delle impronte delle traversine ferroviarie. Tale sovraccarico è stato inserito nei calcoli col proprio valore caratteristico in accordo a quanto specificato dalle NTC 2018 (vedasi Par.7.11.1 del Doc. Rif. [5]) che indicano per le analisi in condizioni sismiche di porre tutti pari ad uno i coefficienti parziali sulle azioni. Pertanto:

$$q_d = 0.2q_k = 11.45 \text{ kPa.}$$

L’armamento ferroviario è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita pari a 14,4 kPa, rappresentativo di uno strato di spessore pari a circa 0,80 m con un peso pari a 18,00 kN/m³. Tale carico è stato inserito nei calcoli col proprio valore caratteristico in accordo a quanto specificato dalle NTC 2018 (vedasi Par.7.11.1 del Doc. Rif. [5]) che indicano per le analisi in condizioni sismiche di porre tutti pari ad uno i coefficienti parziali sulle azioni. Pertanto:

$$q_d = q_k = 14.4 \text{ kPa.}$$

L’analisi di stabilità globale è stata finalizzata all’individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il carico ferroviario. Tra esse, è definita “critica”, quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto e che non interessano la sede ferroviaria.

In Figura 9 e Figura 10 è riportata la superficie di rottura critica; il fattore di sicurezza FS relativo a tale meccanismo, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS^{\text{MIN}} = 1.273$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS^{\text{MIN}} \geq R2 = 1.2,$$

la verifica di stabilità globale in campo sismico risulta soddisfatta.

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

Analisi di stabilità di rilevati

Sezione pk 15+280

Condizioni statiche A2+M2

Sovraccarico permanente armamento 18.72 kPa

Sovraccarico da traffico Ferroviario 74.5 KpA

Name: AL1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 17.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 18.4 °
Name: LA3	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 22.4 °
Name: LA2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 4 kPa	Phi: 22.4 °
Name: LS1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 25.6 °
Name: G,S	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 32 °
Name: M	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 20 kPa	Phi: 22.4 °
Name: R	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 32 °
Name: SC	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 36 °
Name: SB	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 480 kPa	Phi: 32 °

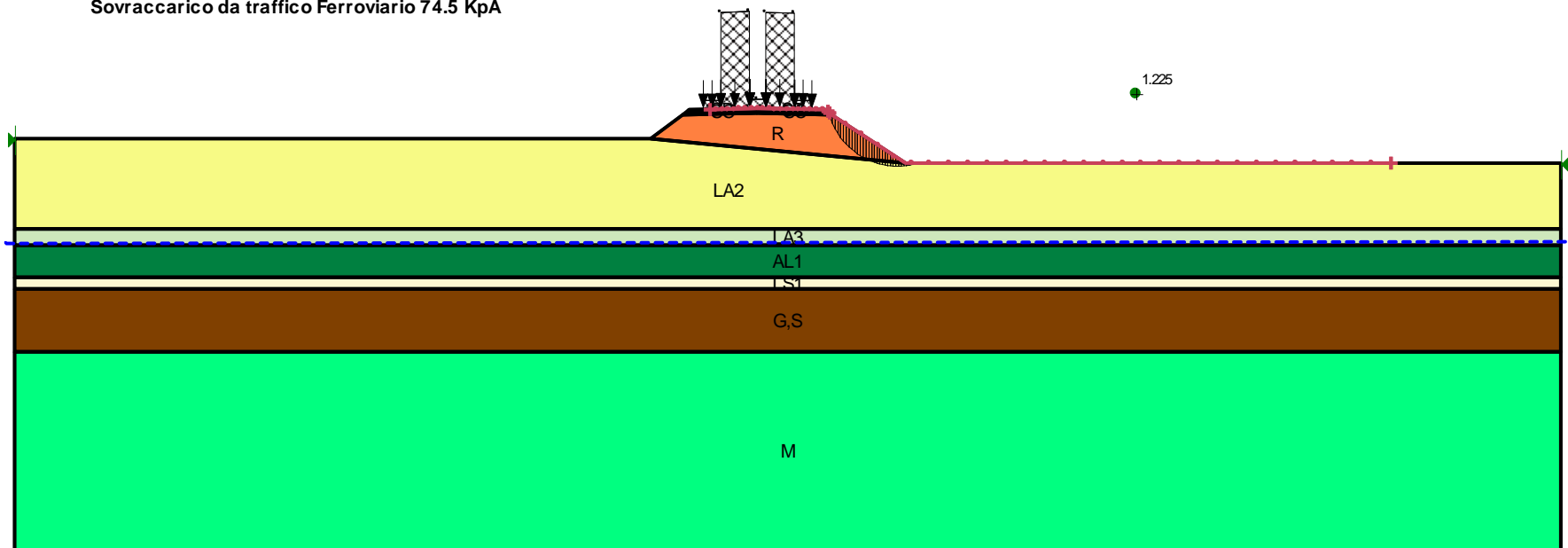


Figura 8: Rilevato H=5.5 m, sez. 15+280 - Analisi di stabilità globale in campo statico DA1

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

Analisi di stabilità di rilevati

Sezione pk 15+280

Condizioni co-sismiche $k_h=0.106$ $k_v=-0.053$
Sovraccarico permanente armamento 14.4 kPa
Sovraccarico da traffico Ferroviario 11.46 KpA

Name: AL1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 17.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 23 °
Name: LA3	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 28 °
Name: LA2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 5 kPa	Phi: 28 °
Name: LS1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 32 °
Name: G,S	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 38 °
Name: M	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 25 kPa	Phi: 28 °
Name: R	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 38 °
Name: SC	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 42 °
Name: SB	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 480 kPa	Phi: 38 °

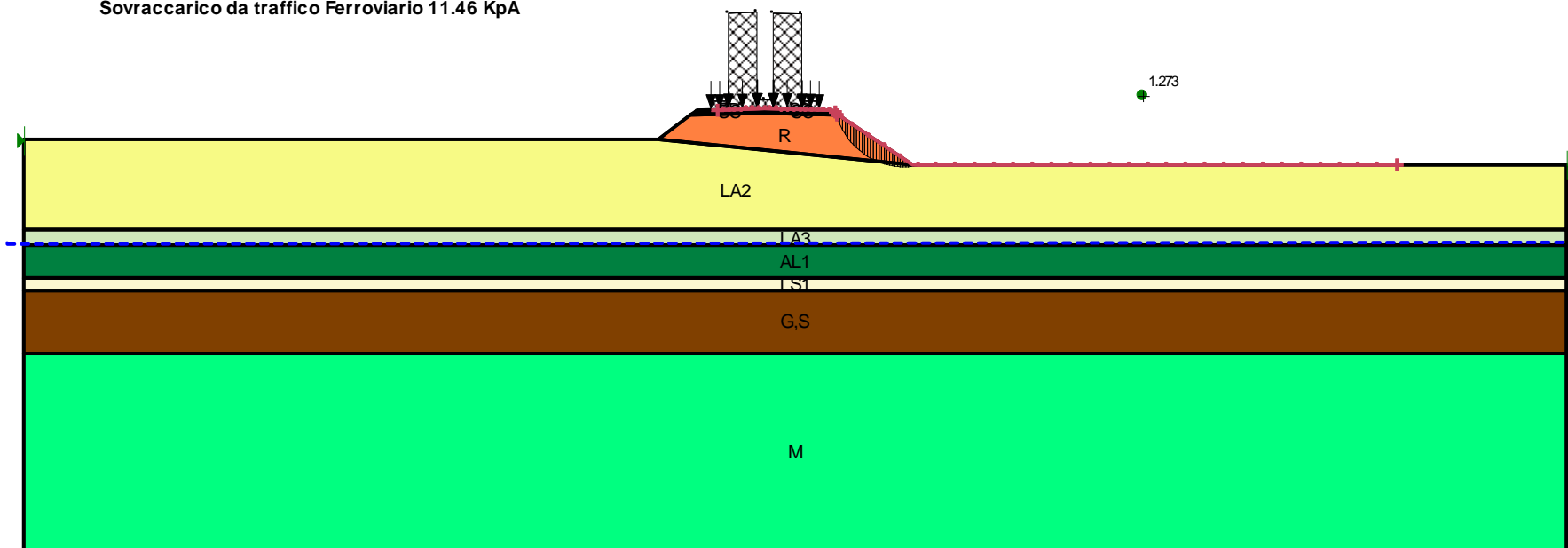


Figura 9: Rilevato $H=5.5$ m, sez. 15+280 - Analisi di stabilità globale in campo sismico (+)

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

Analisi di stabilità di rilevati

Sezione pk 15+260

Condizioni co-sismiche $k_h=0.106$ $k_v=0.053$
Sovraccarico permanente armamento 14.4kPa
Sovraccarico da traffico Ferroviario 11.46 KpA

Name: AL1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 17.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 23 °
Name: LA3	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 28 °
Name: LA2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 5 kPa	Phi: 28 °
Name: LS1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 32 °
Name: G,S	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 38 °
Name: M	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 25 kPa	Phi: 28 °
Name: R	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 38 °
Name: SC	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 42 °
Name: SB	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 480 kPa	Phi: 38 °

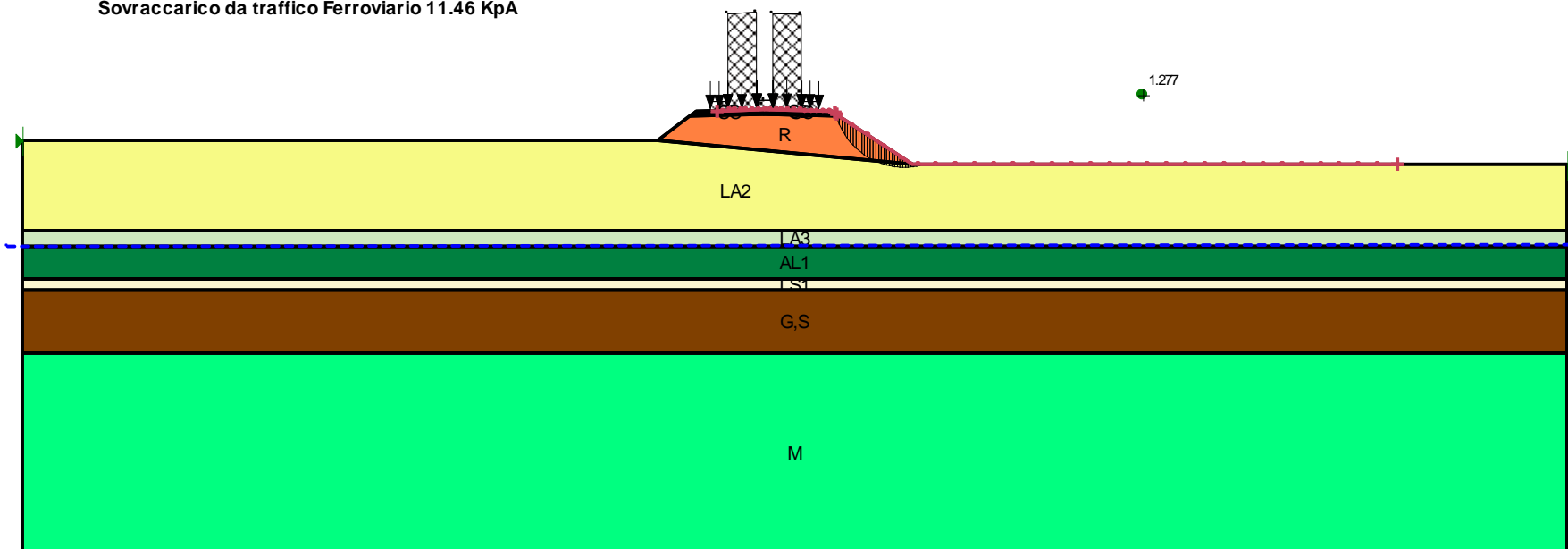


Figura 10: Rilevato H=5.5 m, sez. 15+280 - Analisi di stabilità globale in campo sismico (-)

9.3 Verifiche SLE – Valutazione dei cedimenti

9.3.1 Analisi preliminari del rilevato senza interventi

9.3.1.1 Modelli e fasi di calcolo

Il modello utilizzato per queste analisi è mostrato nella Figura 11 e rappresenta il rilevato di progetto alla progressiva 15+280. Il rilevato raggiunge un'altezza massima di circa 5.5 metri incluso il pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine e rotaie) che ha uno spessore di 0.65 metri (non rappresentato nel modello ma convertito in sovraccarico).

La stratigrafia di calcolo utilizzata è riportata in Tabella 10.

Si tratta di modelli bi-dimensionali in cui è mostrato il rilevato in sezione, con la propria geometria ed i sovraccarichi.

Per definire l'andamento dei cedimenti nel tempo viene omissso nell'analisi il sovraccarico da traffico ferroviario in accordo a quanto specificato in Doc. Rif. [7].

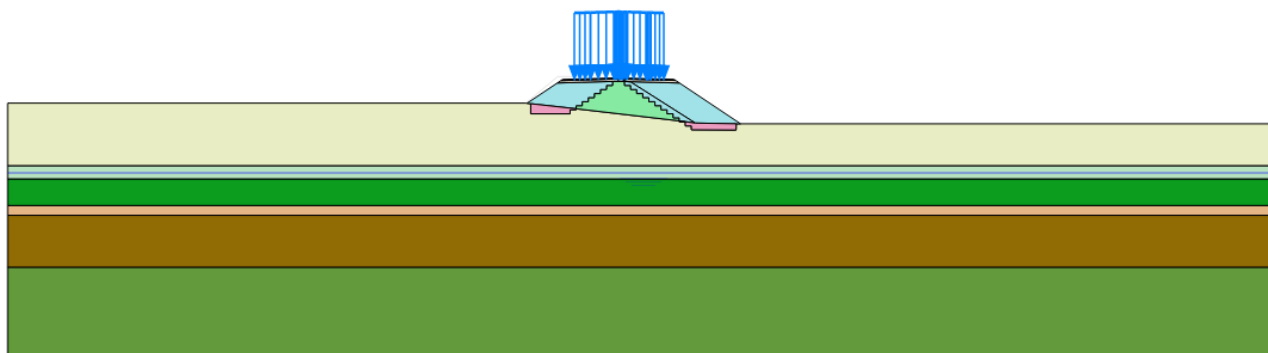


Figura 12: Modello rilevato Sez. 15+280 – senza interventi

In Figura 13 è rappresentata la configurazione finale di progetto del rilevato, sebbene per l'analisi dei cedimenti sia stata presa in considerazione una fase preliminare di esecuzione e consolidazione del rilevato esistente, il cui modello è illustrato in Figura 12.

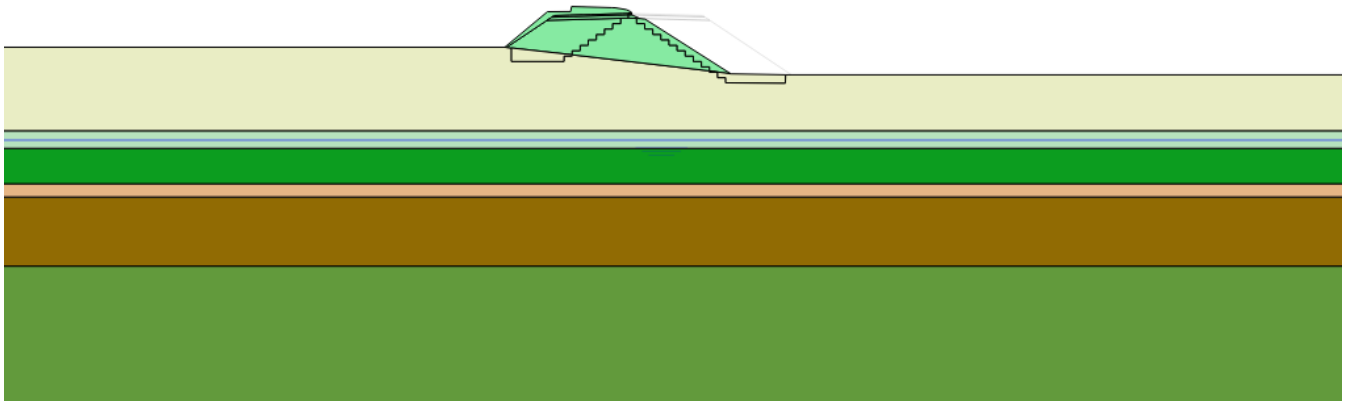


Figura 14: Modello rilevato esistente Sez. 15+280

Le fasi di calcolo simulate sono le seguenti (il modello di calcolo per ciascuna fase è riportato in ALLEGATO A – Risultati analisi Plaxis ril. 15+280 senza interventi:

- Generazione dello stato tensionale iniziale con piano campagna attuale;
- Costruzione del rilevato esistente, esecuzione dello strato di supercompattato, sub-ballast e armamento ferroviario (durata 1 anno);
- Consolidazione del terreno di fondazione nel corso dell'esercizio della linea ferroviaria esistente (durata 50 anni);
- Scavo al piede destro del rilevato (durata 20 gg);
- Costruzione della parte destra del rilevato sino all'altezza di progetto (durata 82 gg);
- Applicazione dello strato di supercompattato e sub-ballast con l'applicazione del sovraccarico da armamento ferroviario (durata 620 gg);
- Entrata in esercizio della nuova linea (nuovo binario pari) (durata 8 gg per l'applicazione);
- Demolizione della parte sinistra del rilevato esistente con scavo al piede della scarpata sinistra (durata 100 gg);
- Applicazione dello strato di supercompattato e sub-ballast con l'applicazione del sovraccarico da armamento ferroviario (durata 265 gg);

- Entrata in esercizio della nuova linea (nuovo binario dispari) e consolidazione del terreno di fondazione (durata totale 1 anno);
- Consolidazione del terreno di fondazione nel corso dell'esercizio della nuova linea ferroviaria fino a 75 anni dall'entrata in esercizio del binario dispari.

I risultati ottenuti sono mostrati e commentati al successivo punto 9.3.1.2.

9.3.1.2 Risultati

Nelle figure seguenti sono riportati i punti di interesse selezionati per il calcolo degli spostamenti verticali nelle singole fasi e per valutare l'andamento dei cedimenti nel tempo (Figura 15) e i risultati ottenuti per il rilevato in oggetto in termini di spostamenti verticali u_y al termine delle seguenti fasi:

- Al termine di tutte le fasi di costruzione della parte destra del rilevato e subito prima dell'entrata in esercizio del nuovo binario pari;
- Al termine di tutte le fasi di costruzione della parte sinistra del rilevato e subito prima dell'entrata in esercizio del nuovo binario dispari;
- Dopo 75 anni dall'entrata in esercizio della linea ferroviaria.

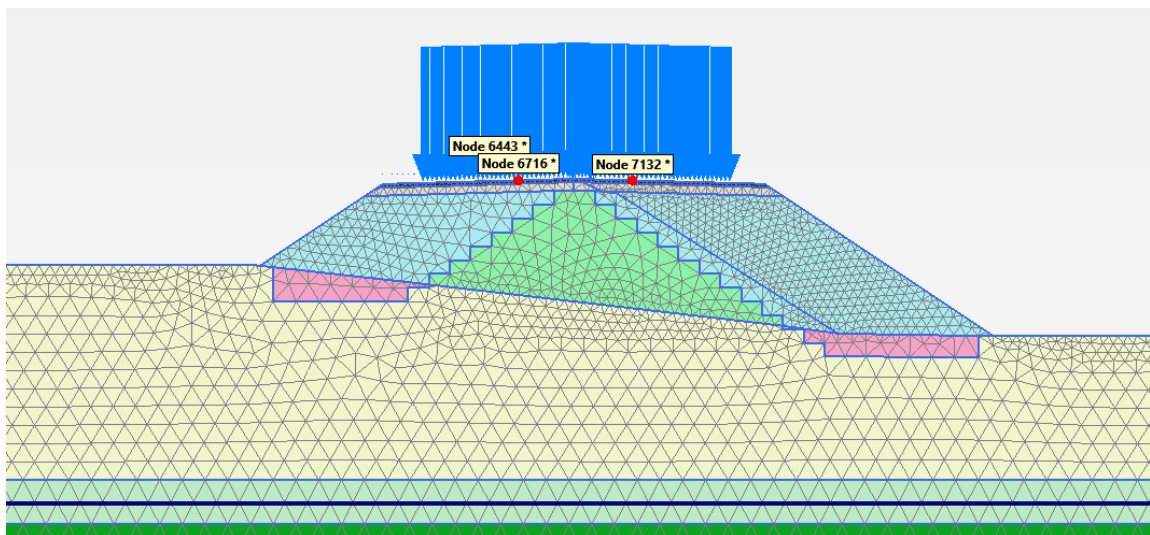


Figura 16: Rilevato sez. 15+280 senza interventi – Punti di interesse per calcolo spostamenti verticali

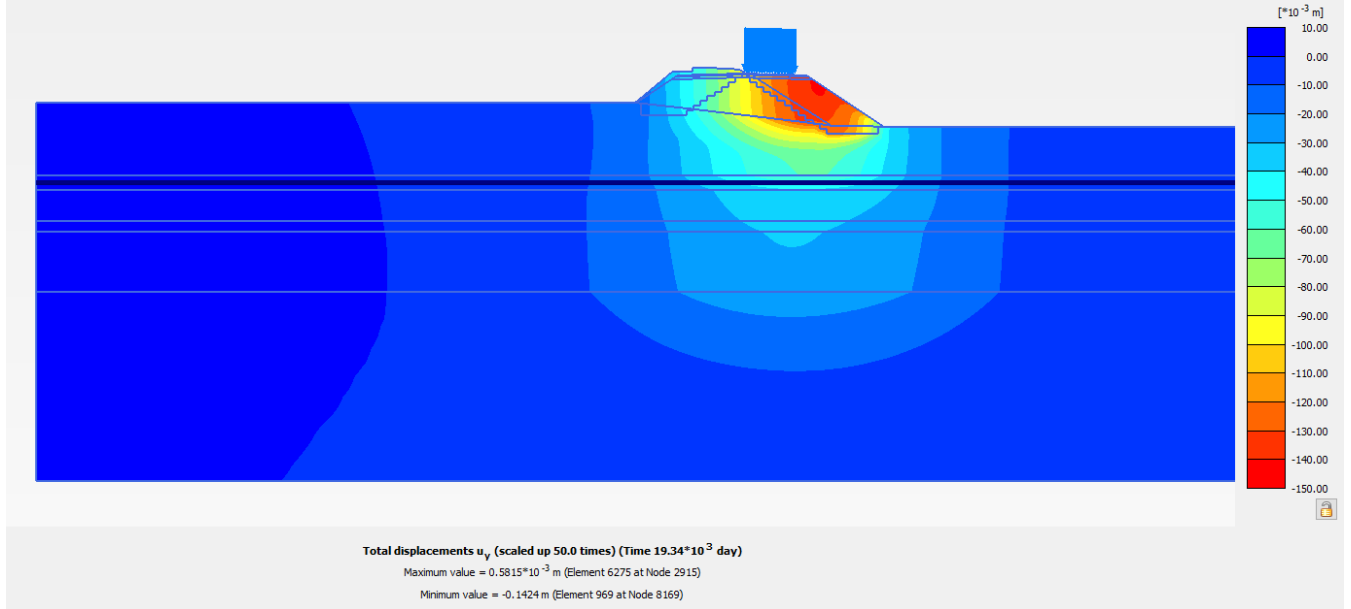


Figura 17: Rilevato sez. 15+280 senza interventi – Spostamenti verticali prima dell'attivazione del nuovo binario pari

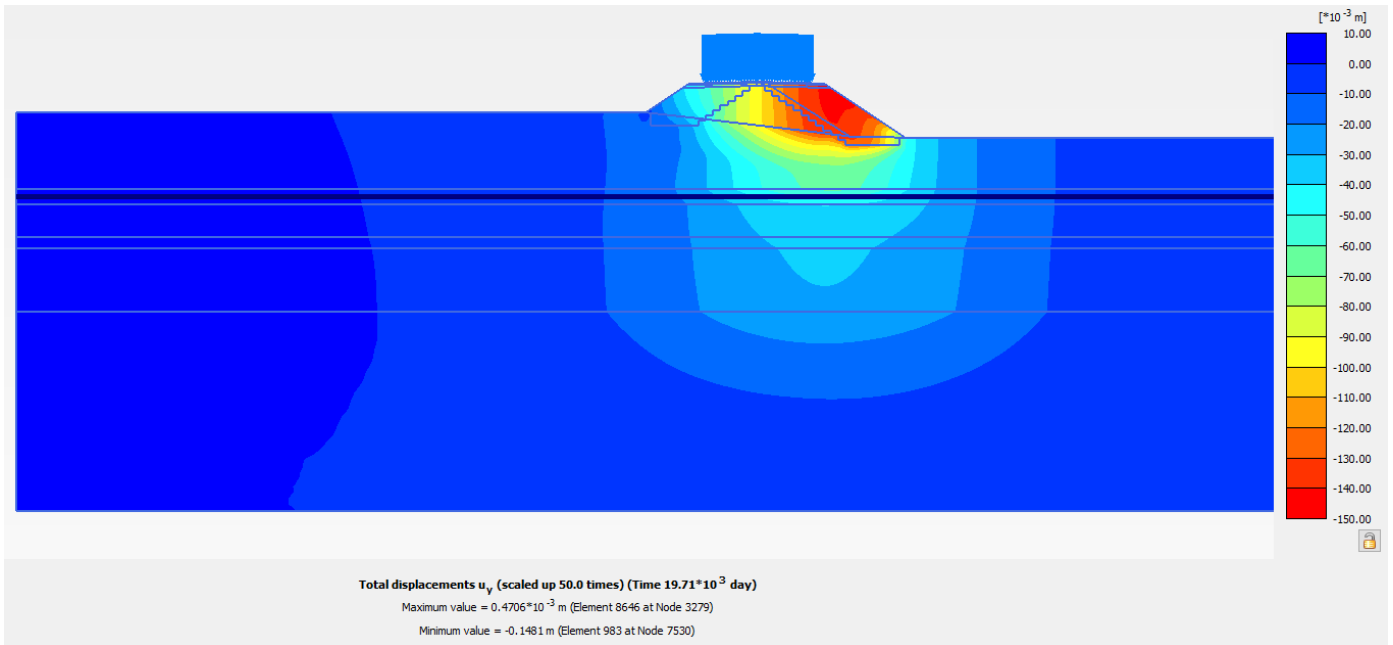


Figura 18: Rilevato sez. 15+280 senza interventi – Spostamenti verticali prima dell'attivazione del nuovo binario dispari

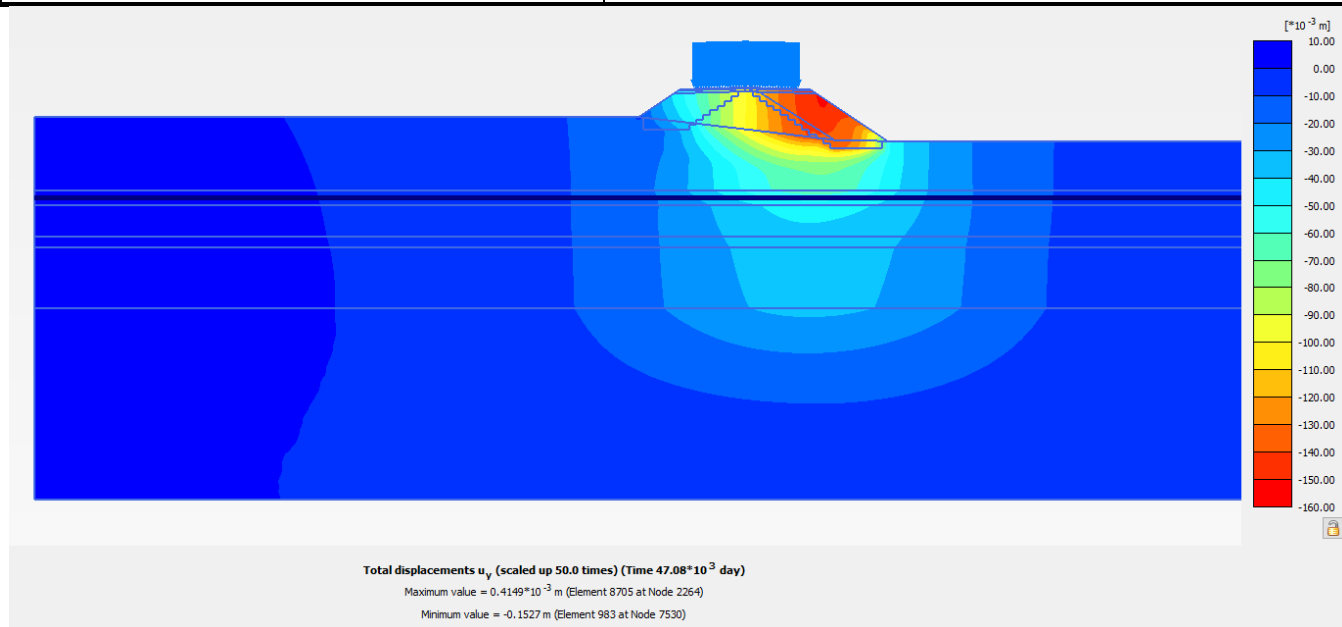


Figura 19: Rilevato sez 15+280 senza interventi – Spostamenti verticali a 75 anni dalla messa in esercizio della linea ferroviaria

In Figura 20 e Figura 21 viene riportato l'andamento nel tempo dello spostamento verticale di due punti posizionati in sommità al rilevato in corrispondenza dell'asse del nuovo binario pari e dell'asse del nuovo binario dispari e di un punto in sommità al rilevato esistente in corrispondenza dell'asse binario.

Nella prima figura viene preso in considerazione un arco temporale superato il quale non si osserva una ulteriore evoluzione degli spostamenti verticali nel tempo, mentre nella seconda è riportato uno zoom sui primi 10 anni.

In Tabella 13 e Tabella 14 sono riportati, inoltre, i valori degli spostamenti verticali residui calcolati nei medesimi punti in corrispondenza dei diversi istanti temporali, partendo dall'entrata in esercizio del binario pari fino a 75 anni dall'entrata in esercizio di tutta la linea ferroviaria.

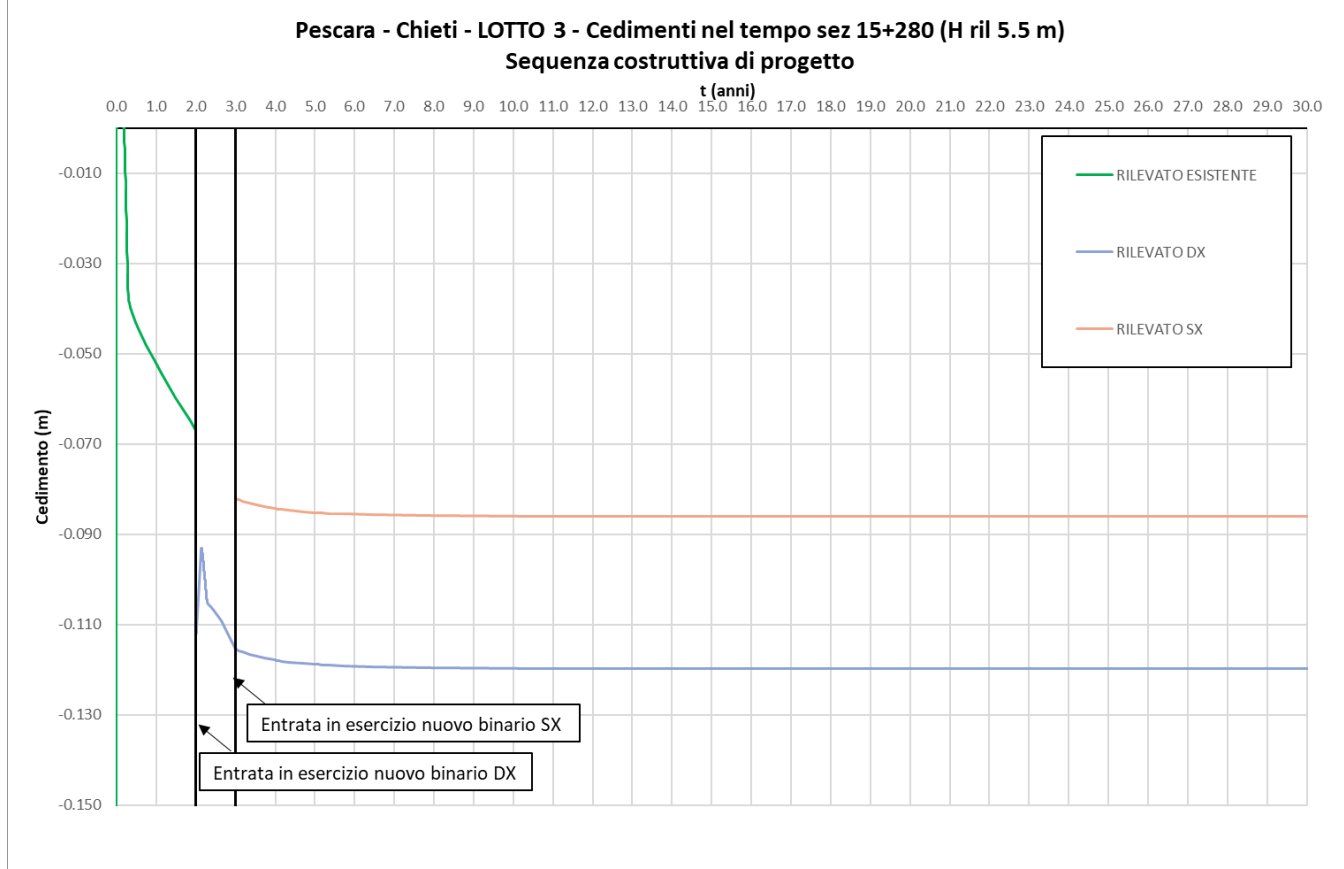


Figura 20: Rilevato sez. 15+280 senza interventi – Spostamenti verticali nel tempo in sommità al rilevato

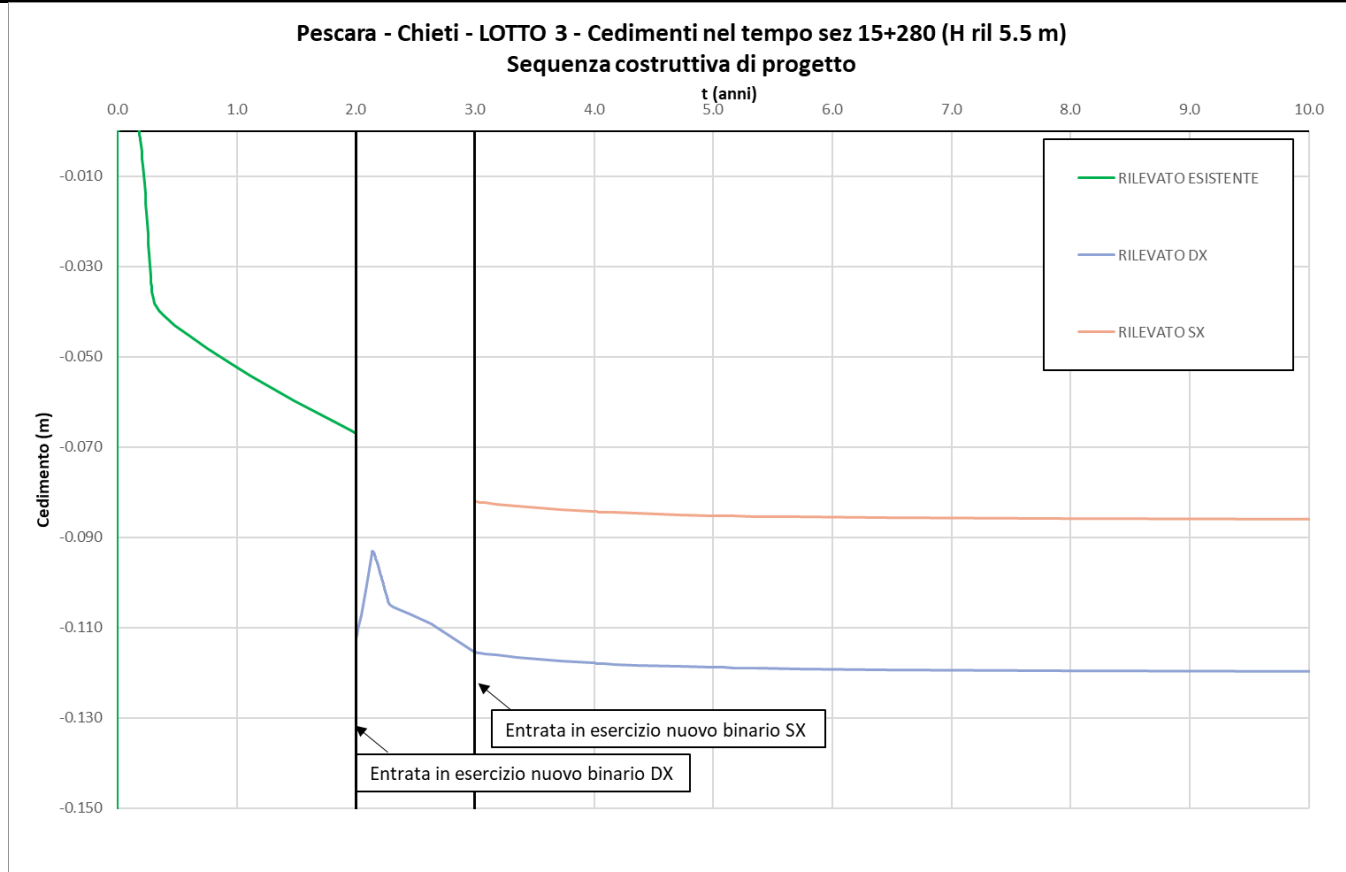


Figura 21: Rilevato 15+280 senza interventi – Spostamenti verticali nel tempo in sommità al rilevato (fino a 10 anni)

Tabella 13: Cedimenti assoluti e residui in asse a binario esistente e di progetto

Sezione	Calcolo dei cedimenti						
	Stima cedimento* a t = 2 anni	Stima cedimento* a t = 2 anni	Stima cedimento** a t = 3+75anni	Stima cedimento** a t >= 2 anni	Stima cedimento** a t = 3 anni	Stima cedimento** a t = 3+75anni	Stima cedimento** a t >= 3 anni
	assoluto	assoluto	assoluto	residuo	assoluto	assoluto	residuo
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
15+280	6.7	11.2	12	0.8	8.2	8.6	0.4

* in asse al binario esistente

** in asse al nuovo binario in dx

*** in asse al nuovo binario in sx

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO- CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

Tabella 14: Cedimenti residui in asse a binario esistente e di progetto al termine di ciascuna fase

TEMPI	FASE	Binario esistente	Binario DX	Binario SX
		Cedimento residuo		
		[cm]	[cm]	[cm]
2 anni	Attivazione binario pari	6.7	-	-
3 anni	Attivazione binario dispari	-	0.4	-
3+1 anni	Ced residuo a 1 anno	-	0.6	0.2
3+2 anni	Ced residuo a 2 anni	-	0.7	0.3
3+10 anni	Ced residuo a 10 anni	-	0.8	0.4
3+30 anni	Ced residuo a 30 anni	-	0.8	0.4
3+75 anni	Ced residuo a 75 anni	-	0.8	0.4

Come si può notare i valori che si ottengono sono compatibili con la funzionalità della linea ferroviaria e con gli interventi di manutenzione ordinaria che si prevede di realizzare durante la vita dell'opera, in accordo ai Doc. Rif. [5][9] e come specificato al precedente punto 3.2.2 poiché inferiori a 5 cm. Pertanto non è necessaria l'esecuzione di un intervento di consolidamento mirato a ridurre i cedimenti attesi.

Per quanto riguarda il rilevato esistente, che le fasi costruttive prevedono rimanga attivo fino al completamento e messa in esercizio del nuovo binario pari, si calcolano valori di cedimenti attesi pari a circa 6.7 cm. A fronte di questi risultati, è stato valutato che questi spostamenti possano ritenersi accettabili (entro 7 – 8 cm), mettendo in atto opportune misure di sicurezza, quali per quali per esempio i rallentamenti provvisori (ove necessari), e realizzando un adeguato sistema di monitoraggio degli spostamenti del binario che verrà rilevato con opportuna frequenza. Inoltre, tali valori sono considerati comunque limitati poiché gestibili come manutenzione della piattaforma ferroviaria con un minimo di ricalzo del ballast.

10. SEZIONE DI CALCOLO ALLA PROGRESSIVA 15+440

10.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

In accordo a quanto riportato nella Relazione Geotecnica (Doc. rif.[1]) e sulla base di quanto descritto nel Cap. 3, nella Tabella 10 e Tabella 11 sono riportati la stratigrafia definita a partire da base trincea, al di sotto del pacchetto di armamento ferroviario ed i valori dei parametri geotecnici caratteristici e di progetto, fattorizzati utilizzando i coefficienti M2 contenuti nella Tabella 4 della presente relazione.

Si rimanda invece alla Tabella 9 per i valori dei parametri geotecnici relativi ai materiali antropici utilizzati per lo strato di bonifico (100 cm al di sotto del rilevato) e per il pacchetto di armamento ferroviario.

Si ricorda che, come definito al Cap. 7 del Doc. Rif.[4], le verifiche geotecniche SLU di stabilità globale dei rilevati e delle trincee, in campo statico, richiedono l'adozione della sola Combinazione 2 dell'Approccio 1 e pertanto l'applicazione dei soli coefficienti parziali M2, mentre per le verifiche sismiche e per le verifiche SLE, finalizzate alla determinazione dei cedimenti, sono richiesti i parametri caratteristici.

Tabella 15: Stratigrafia di calcolo per la sezione 15+440

Strato	Profondità da [m da p.c]	Profondità a [m da p. terreno naturale]	Descrizione
R	0.00	2.28	Riporto
LA2	2.28	12.20	L(A);L,A
LA3	12.20	14.30	L(A,S); L(S,A)
G,S	14.30	22.00	S; S(G);G(S);G
M	22.00	-	A(M); M

Tabella 16: Parametri geotecnici di calcolo per la sezione 8+450 – Materiali in sito

STRATO	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Resistenza al taglio non drenata		Modulo di Young operativo	Rapporto di compressione	Rapporto di ricompressione	Permeabilità
	γ_d	ϕ'_k	ϕ'_d	c'_k	c'_d	c_u	c_u	E_{op}	CR	RR	k
	[kN/m ³]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[-]	[-]	[m/s]
R (*)	19	34	27.2	-	-	-	-	15	-	-	-
LA2	19	28	22.4	5	4	30-60	24-48	15	0.14	0.013	1x 10 ⁻⁷
LA3	18.5	28	22.4	0	0	50	40	12	0.18	0.03	1x 10 ⁻⁶
AL1	17.5	23	18.4	0	0	30	24	8	0.17	0.03	1x 10 ⁻⁹
L(S)1	19.5	32	25.6	0	0	-	-	15	-	-	1x 10 ⁻⁶
G,S	19	38	32	0	0	-	-	25	-	-	1x 10 ⁻⁴
M	20	28	22.4	25	20	200-500	160-400	40	0.1	0.017	1x 10 ⁻⁹

Nota:

(*) i parametri di resistenza del materiale di riporto (ϕ'_k) sono stati stimati sulla base dei risultati di una back analysis condotta sulla trincea esistente, riportati al punto successivo.

La falda di progetto è stata assunta nei calcoli ad una quota di 30 m slm..

10.2 Verifiche SLU – Back analysis su trincea esistente

Al fine di determinare il valore caratteristico dell'angolo di attrito interno (ϕ'_k) del materiale di riporto che costituisce lo strato più superficiale del terreno coinvolto nelle analisi e che non è stato indagato specificatamente in fase di indagine geognostica, è stata effettuata una back analysis sulla trincea esistente (Figura 22). La back-analysis è stata condotta facendo una verifica di stabilità globale della trincea in condizioni statiche, tramite il codice di calcolo Slope/W, assumendo i parametri geotecnici caratteristici di cui in Tabella 17 e in Tabella 9, rispettivamente per i materiali in sito e per i materiali antropici.

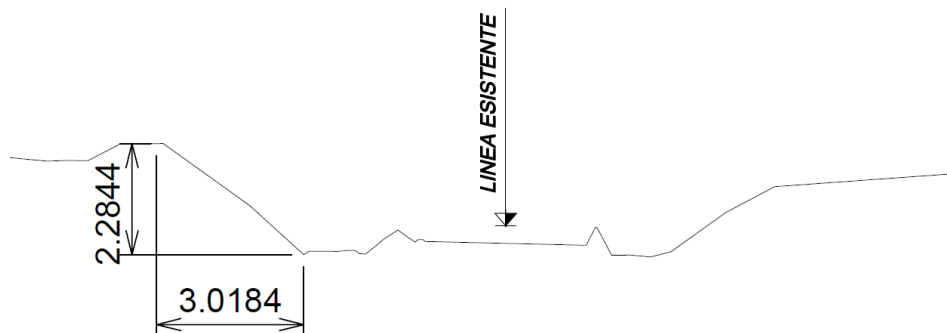


Figura 22: Sezione pk 15+440 – Trincea esistente

Trattandosi di una back-analysis anche le combinazioni di carico adottate nell'analisi fanno riferimento ai valori caratteristici (carico da ballast e armamento esistenti). Il carico da traffico ferroviario (q), non è stato considerato nel modello di calcolo.

L'armamento ferroviario è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita pari a 14,4 kPa, rappresentativo di uno strato di spessore pari a circa 0,80 m con un peso pari a 18,00 kN/m³.

L'analisi di stabilità globale, di tipo iterativo, è stata finalizzata all'individuazione del ϕ'_k critico a cui corrisponde il fattore di sicurezza:

$$FS = T_r / T_m = (c'_k + \sigma_n \tan \phi'_k) / T_m = 1$$

e conseguentemente le superfici di rottura associate.

Sono state escluse tutte le superfici di rottura con uno spessore inferiore a 50-60 cm ritenute non significative. Dall'analisi condotta è risultato che il valore di ϕ'_k minimo necessario per soddisfare la relazione sopra riportata è pari a 34°. Di seguito vengono mostrati i risultati dell'analisi.

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

Analisi di stabilità di rilevati e trincee

Sezione pk 15+440

Trincea esistente

Sovraccarico permanente armamento 14.40 kPa

Sovraccarico da traffico Ferroviario -

Name: LA3 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18.5 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 28 °
 Name: LA2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m³ Cohesion: 5 kPa Phi: 28 °
 Name: G,S Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 38 °
 Name: M Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 20 kN/m³ Cohesion: 25 kPa Phi: 28 °
 Name: riporto Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m³ Cohesion: 0 kPa Phi: 34 °

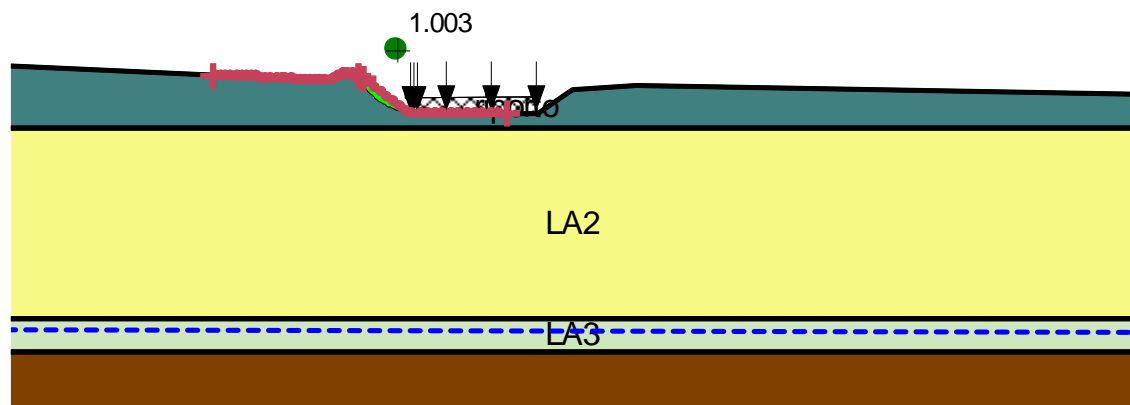


Figura 23: Sezione pk 15+440 – Trincea esistente, back analysis di stabilità globale in campo static

10.3 Verifiche SLU – Stabilità globale

Le verifiche SLU della stabilità globale della trincea (sia in condizioni statiche che sismiche) sono state condotte tramite il codice di calcolo Slope/W (Doc. Rif. [1]). Le combinazioni di carico adottate nelle analisi fanno riferimento rispettivamente ai coefficienti parziali (A2+M2) per le analisi in campo statico e ai valori caratteristici per le analisi sismiche. Tali coefficienti sono contenuti nella Tabella 1 e nella Tabella 4 della presente relazione.

Come da NTC 2018 (Doc. Rif. [5]), la verifica SLU di stabilità globale è soddisfatta se la relazione:

$$FS \geq R2 = 1.1$$

è verificata in condizioni statiche e la relazione:

$$FS \geq R2 = 1.2$$

È verificata in condizioni sismiche.

Il coefficiente R2 è contenuto nella Tabella 5 della presente relazione.

10.3.1 Verifiche SLU in condizioni statiche (Fasi costruttive)

L'analisi di stabilità globale in campo statico della trincea tipologica di profondità pari a 2.8 m è stata condotta in accordo alla combinazione DA1C2 assumendo i parametri geotecnici M2 di cui in Tabella 18 e in Tabella 9 rispettivamente per i materiali in sito e per i materiali antropici.

Il carico da traffico ferroviario (q), non è stato considerato nel modello di calcolo.

Il sovraccarico da armamento ferroviario rappresentativo di uno strato di spessore pari a circa 0,80 m con un peso pari a 18,00 kN/m³ non è stato considerato nel modello.

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il carico ferroviario. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto e che non interessano la sede ferroviaria.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO- CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

In Figura 24, sono riportate le superfici di rottura critica per la combinazione DA1C2; il fattore di sicurezza FS relativo a tali meccanismi, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS^{MIN} (DA1C2) = 1.1$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS^{MIN} \geq R2 = 1.1,$$

la verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.

10.3.2 Verifiche SLU in condizioni statiche (Fine costruzione)

L'analisi di stabilità globale in campo statico della trincea tipologica di profondità pari a 2.8 m è stata condotta in accordo alla combinazione DA1C2 assumendo i parametri geotecnici M2 di cui in Tabella 16 e in Tabella 9 rispettivamente per i materiali in sito e per i materiali antropici.

Il carico da traffico ferroviario (q), non è stato considerato nel modello di calcolo.

L'armamento ferroviario è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita pari a 14,4 kPa, rappresentativo di uno strato di spessore pari a circa 0,80 m con un peso pari a 18,00 kN/m³. Tale carico è di tipo permanente favorevole pertanto in accordo al coefficiente parziale sulle azioni A2 riportato in Tabella 1; il valore di calcolo è stato assunto pari a:

$$q_d = q_k \times \gamma_{Gi [A2]} = 14.4 \text{ kPa} \times 1 = 14.4 \text{ kPa}.$$

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il carico ferroviario. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto e che non interessano la sede ferroviaria.

In Figura 25, sono riportate le superfici di rottura critica per la combinazione DA1C2; il fattore di sicurezza FS relativo a tali meccanismi, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS^{MIN} (DA1C2) = 1.1$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS^{MIN} \geq R2 = 1.1,$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO- CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A

la verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.

10.3.3 Verifiche SLU in condizioni sismiche (fine costruzione)

L'analisi di stabilità globale in campo sismico della trincea tipologica con altezza pari a 2.8 m alla sezione 15+440 è stata condotta assumendo i parametri geotecnici caratteristici di cui in Tabella 11 e in Tabella 9 rispettivamente per i materiali in sito e per i materiali antropici.

In accordo a quanto riportato al punto 4, la forza sismica è stata modellata tramite i coefficienti sismici:

$$K_H = + 0.106 \text{ (concorde alla direzione di scivolamento)}$$

$$K_V = \pm 0.053 \text{ (verificando la più cautelativa tra negativo e positivo)}$$

Il carico ferroviario (q) non è stato considerato nel modello di calcolo.

L'armamento ferroviario è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita pari a 14,4 kPa, rappresentativo di uno strato di spessore pari a circa 0,80 m con un peso pari a 18,00 kN/m³. Tale carico è stato inserito nei calcoli col proprio valore caratteristico in accordo a quanto specificato dalle NTC 2018 (vedasi Par.7.11.1 del Doc. Rif. [5]) che indicano per le analisi in condizioni sismiche di porre tutti pari ad uno i coefficienti parziali sulle azioni. Pertanto: $q_d = q_k = 14.4 \text{ kPa}$.

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare la piattaforma ferroviaria. Tra esse, è definita "critica", quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto e che non interessano la sede ferroviaria.

In Figura 26 è riportata la superficie di rottura critica; il fattore di sicurezza FS relativo a tale meccanismo, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS^{MIN} = 1.2$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS^{MIN} \geq R_2 = 1.2,$$

la verifica di stabilità globale in campo sismico risulta soddisfatta

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

Analisi di stabilità di rilevati

Sezione pk 15+440-Fase provvisoria

Condizioni statiche A2+M2

Sovraccarico permanente armamento -

Sovraccarico da traffico Ferroviario -

Name: LA3	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 22.4 °
Name: LA2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 4 kPa	Phi: 22.4 °
Name: G,S	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 32 °
Name: M	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 20 kPa	Phi: 22.4 °
Name: R	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 27.2 °
Name: SC	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 36 °
Name: SB	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 480 kPa	Phi: 32 °

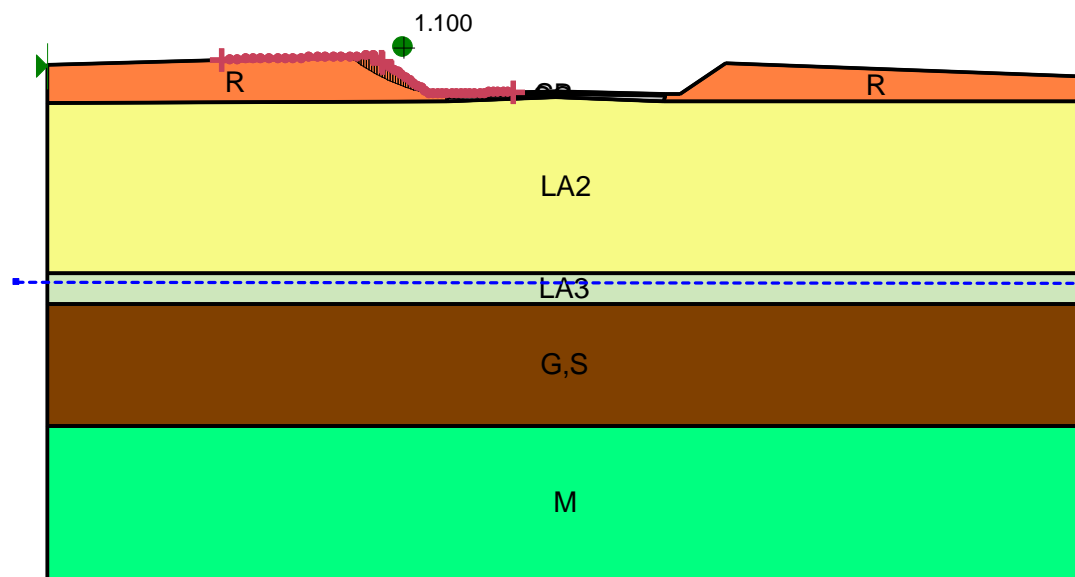


Figura 24: Trincea H=2.8 m, sez. 15+440 - Analisi di stabilità globale in campo statico DA1 (fasi costruttive)

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

Analisi di stabilità di rilevati e trincee

Sezione pk 15+440

Condizioni statiche A2+M2

Sovraccarico permanente armamento 14.4 kPa

Sovraccarico da traffico Ferroviario -

Name: LA3	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 22.4 °
Name: LA2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 4 kPa	Phi: 22.4 °
Name: G,S	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 32 °
Name: M	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 20 kPa	Phi: 22.4 °
Name: R	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 27.2 °
Name: SC	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 36 °
Name: SB	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 480 kPa	Phi: 32 °

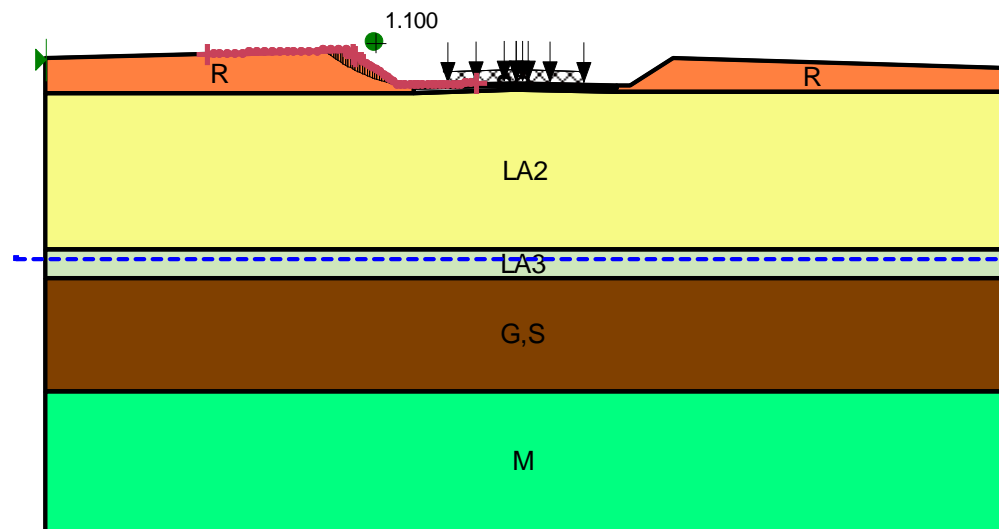


Figura 25: Trincea H=2.8 m, sez. 15+440 - Analisi di stabilità globale in campo statico DA1 (fine costruzione)

RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 3)

Analisi di stabilità di rilevati e trincee

Sezione pk 15+440

Condizioni co-sismiche $k_h=0.106$ $k_v=-0.053$

Sovraccarico permanente armamento 14.4kPa

Sovraccarico da traffico Ferroviario -

Name: LA3	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18.5 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 28 °
Name: LA2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 5 kPa	Phi: 28 °
Name: G,S	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 38 °
Name: M	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 25 kPa	Phi: 28 °
Name: R	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 34 °
Name: SC	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 0 kPa	Phi: 42 °
Name: SB	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m ³	Cohesion: 600 kPa	Phi: 38 °

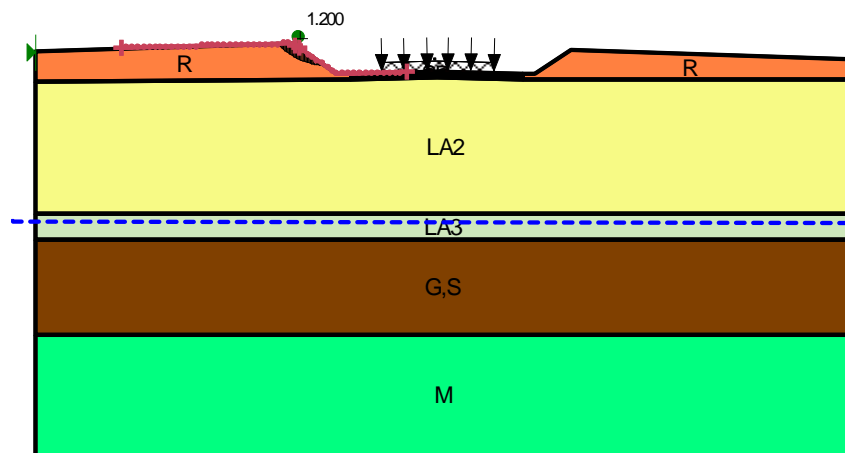


Figura 26: Trincea H=2.8 m, sez. 15+440 - Analisi di stabilità globale in campo sismico (+)

11. CONSIDERAZIONI FINALI SUI RILEVATI E TRINCEE DA 12+852 A 15+942 (LOTTO 3)

Relativamente alla tratta di sede ferroviaria dalla 12+852 A 15+942 (LOTTO 3) sono state svolte una serie di verifiche basate sulle seguenti considerazioni:

- La sede ferroviaria nella tratta in esame si sviluppa alternativamente in rilevato e in trincea, con altezze di rilevato massime pari a circa 5.5 m e profondità di trincea massime pari a circa 2.8 m. La nuova sede ferroviaria a doppio binario viene realizzata interamente in affiancamento al rilevato della linea esistente che ha altezze paragonabili a quelle di progetto.

Viste le altezze dei rilevati non trascurabili, si è deciso di verificare se la stima di cedimenti attesi fosse compatibile con la funzionalità dell'opera durante la vita utile. Parallelamente si sono verificate anche le condizioni di stabilità del rilevato medesimo e della trincea selezionata.

I risultati delle analisi condotte sulle sezioni selezionate lungo il Lotto 3 hanno escluso la necessità di intervenire lungo il tracciato ferroviario con trattamenti di consolidamento del terreno di fondazione.



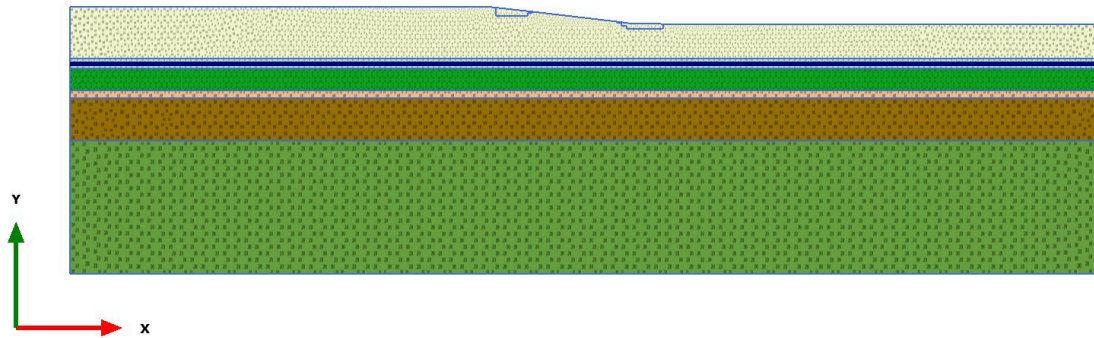
VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA
- CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO-
CHIETI
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02 D29	CL	GE0006 001	A	68 di 125

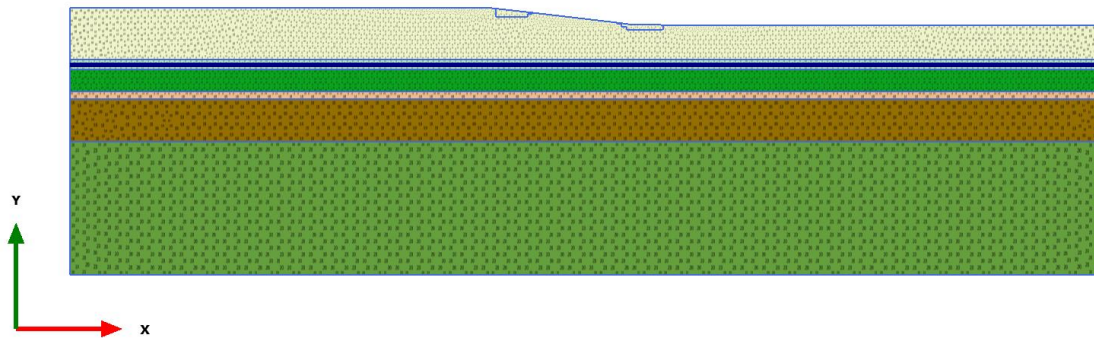
ALLEGATO A – RISULTATI ANALISI PLAXIS RIL. 15+280 SENZA INTERVENTI

1.1.1.1 Calculation results, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Connectivity plot



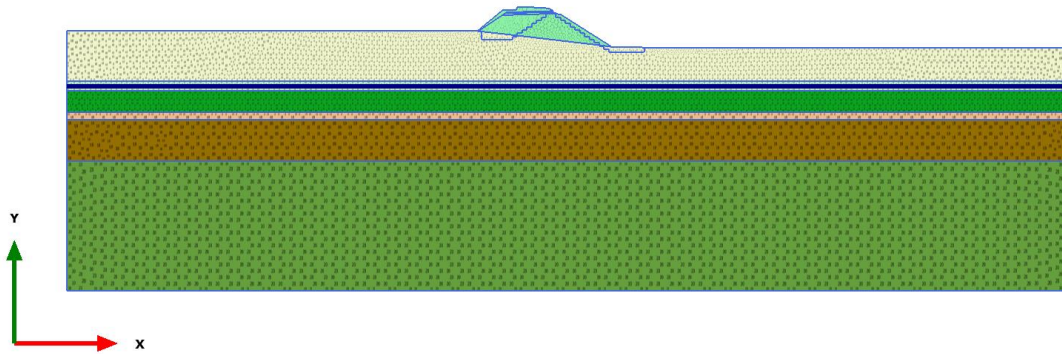
Connectivity plot

1.1.1.2 Calculation results, Cond. iniziale [Phase_1] (1/3), Connectivity plot



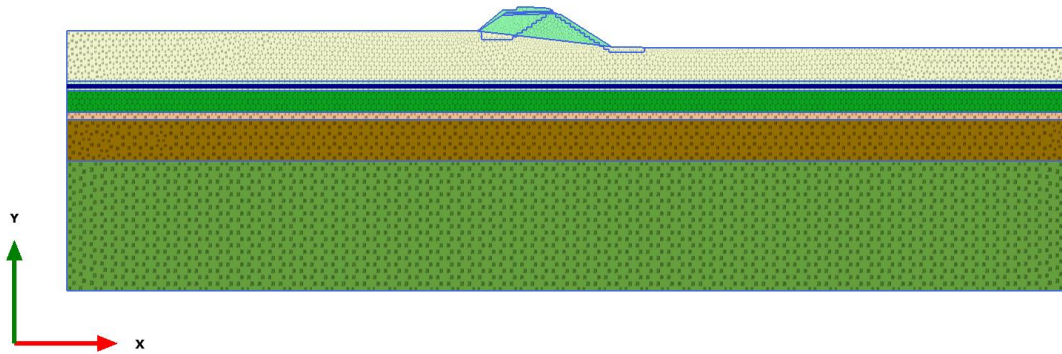
Connectivity plot

1.1.1.3 Calculation results, costr. ril. esistente [Phase_2] (2/37), Connectivity plot



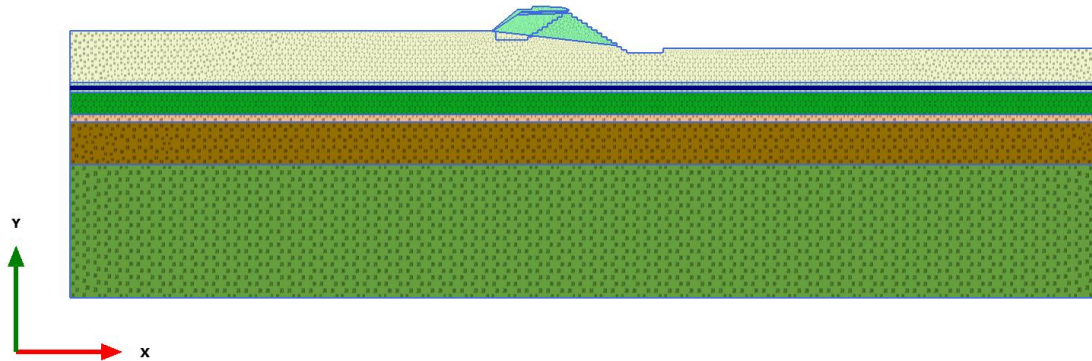
Connectivity plot

1.1.1.4 Calculation results, consolidaz. ril. esistente [Phase_3] (3/49), Connectivity plot



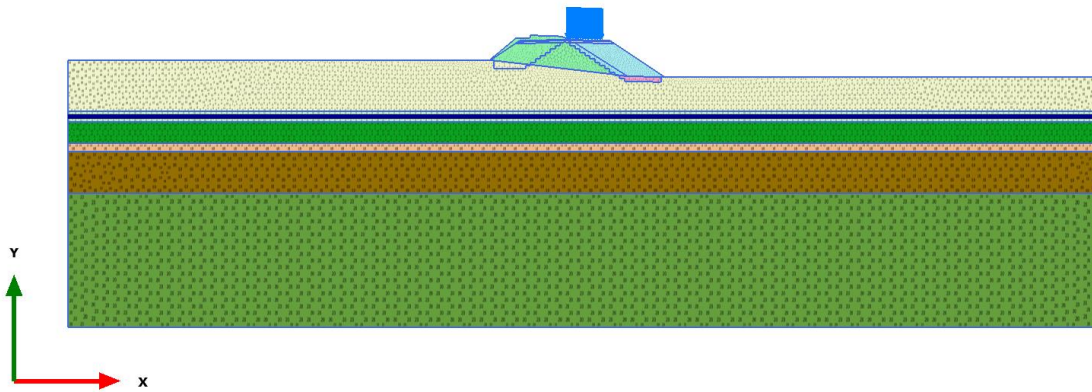
Connectivity plot

1.1.1.5 Calculation results, scavo ril. dx [Phase_15] (15/55), Connectivity plot



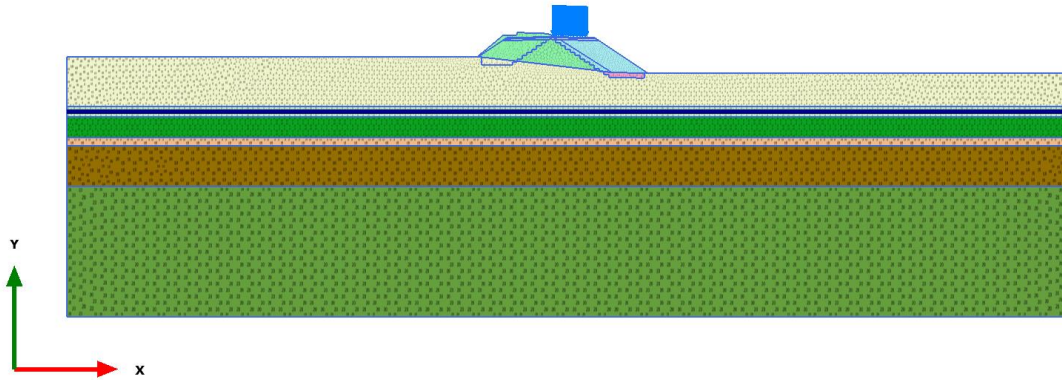
Connectivity plot

1.1.1.6 Calculation results, armamento dx [Phase_5] (5/70), Connectivity plot



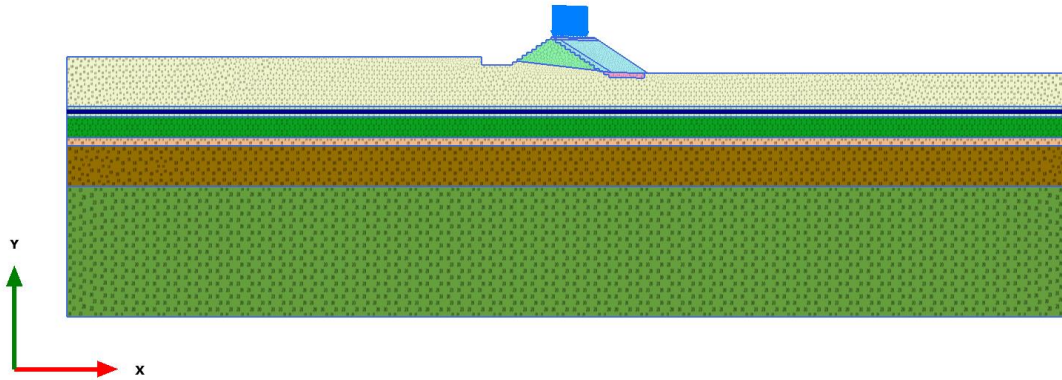
Connectivity plot

1.1.1.7 Calculation results, esercizio nuova linea [Phase_6] (6/73), Connectivity plot



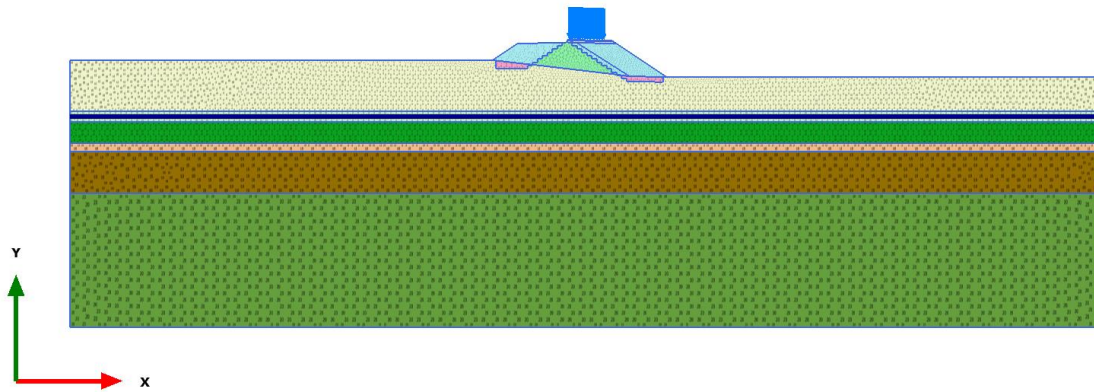
Connectivity plot

1.1.1.8 Calculation results, scavo rilevato sx [Phase_7] (7/80), Connectivity plot



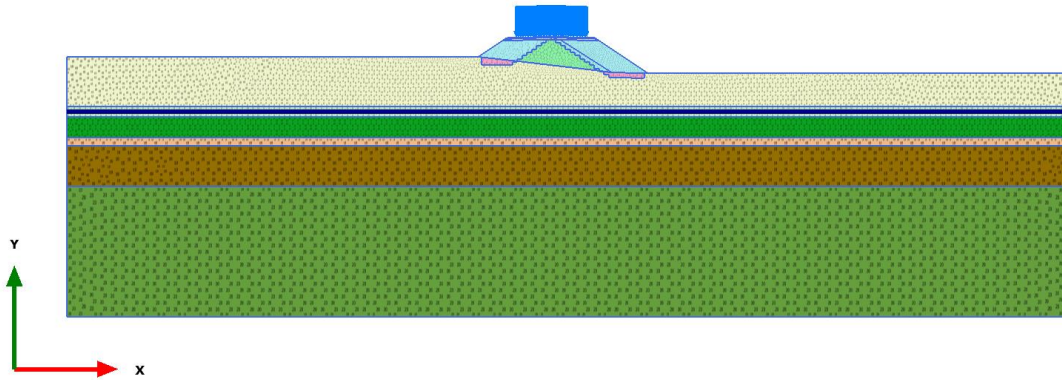
Connectivity plot

1.1.1.9 Calculation results, costruz. ril. sx [Phase_8] (8/138), Connectivity plot



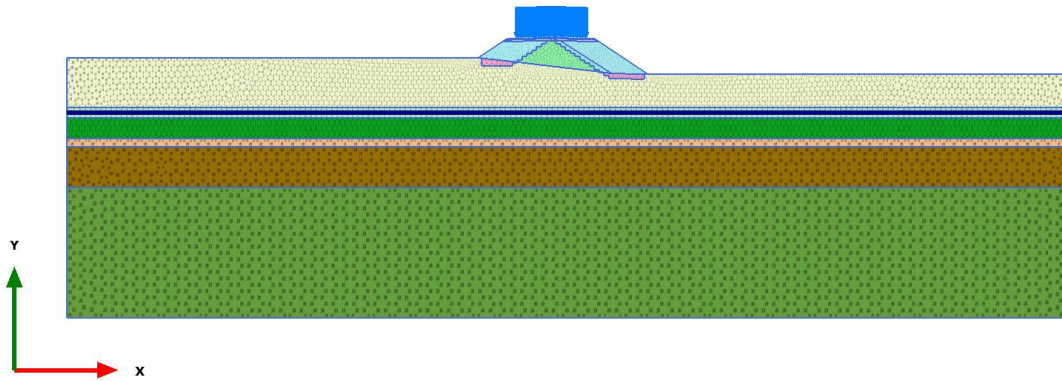
Connectivity plot

1.1.1.10 Calculation results, armamento sx [Phase_9] (9/146), Connectivity plot



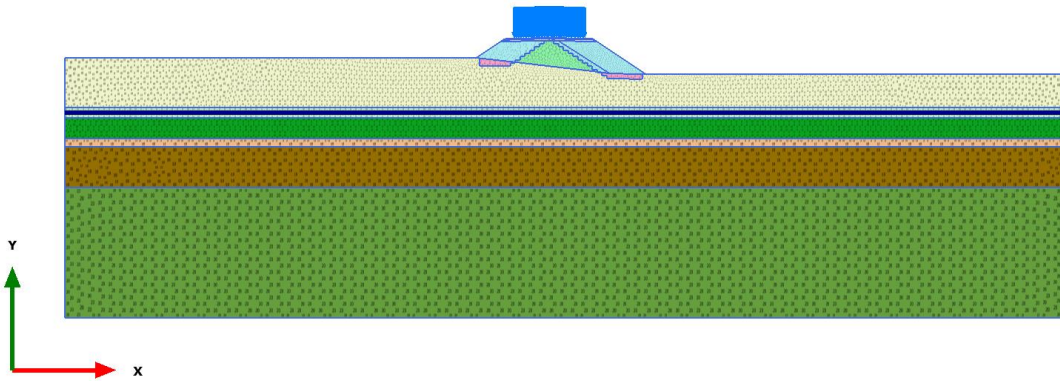
Connectivity plot

1.1.1.11 Calculation results, consolidazione (1 anno) [Phase_10] (10/155), Connectivity plot



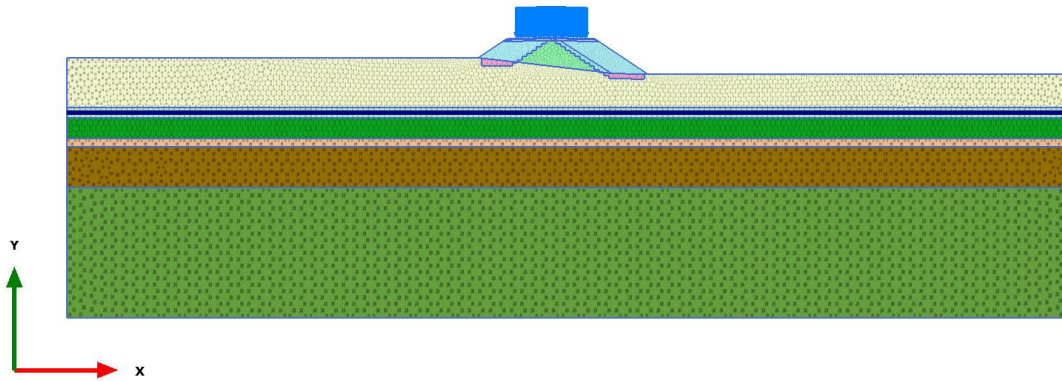
Connectivity plot

1.1.1.12 Calculation results, consolidazione (2 anni) [Phase_11] (11/164), Connectivity plot



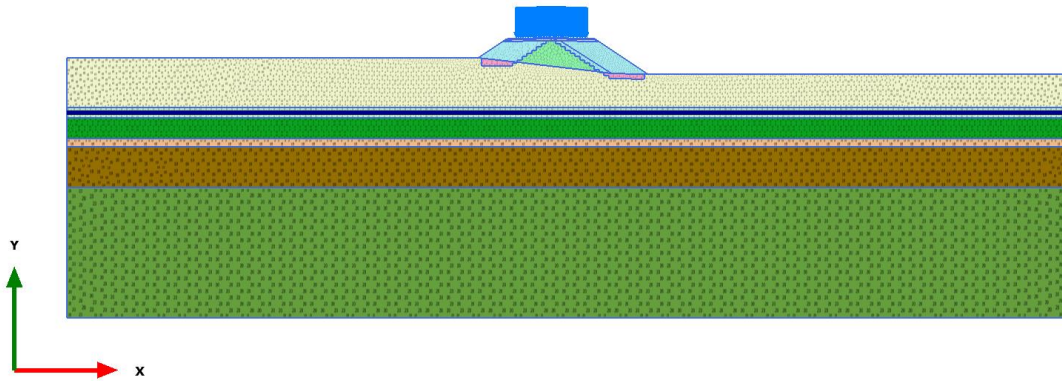
Connectivity plot

1.1.1.13 Calculation results, consolidazione (10 anni) [Phase_12] (12/176), Connectivity plot



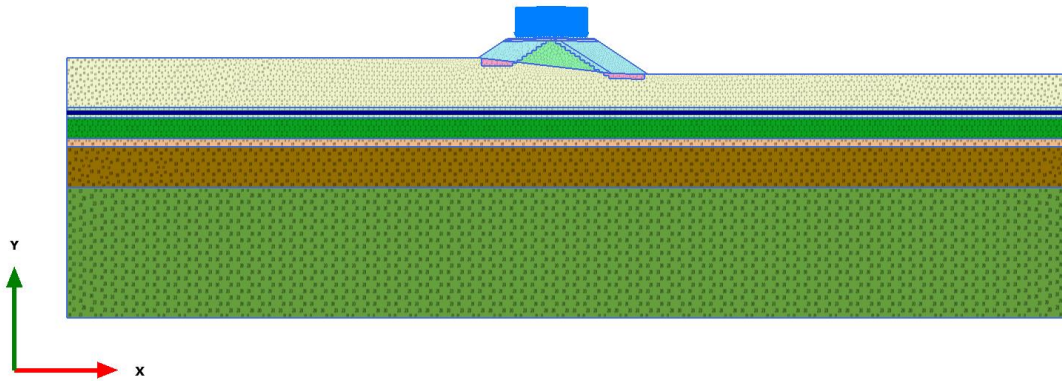
Connectivity plot

1.1.1.14 Calculation results, consolidazione (30 anni) [Phase_13] (13/188), Connectivity plot



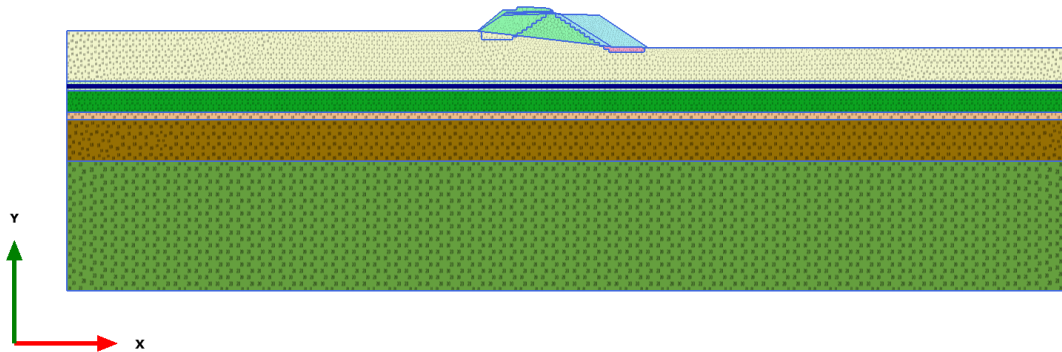
Connectivity plot

1.1.1.15 Calculation results, consolidazione (75 anni) [Phase_14] (14/200), Connectivity plot








Connectivity plot

1.1.1.16 Calculation results, costr. rilev. dx [Phase_4] (4/291), Connectivity plot



Connectivity plot

Identification		LA2	LA1	M	AL1	LA3
Identification number		1	2	4	10	14
Drainage type		Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m ³	19.00	19.50	20.00	17.50	18.50
γ_{sat}	kN/m ³	19.00	19.50	20.00	17.50	18.50
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
ϵ_{init}		0.7300	0.6500	0.7800	1.270	1.000
ϵ_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ϵ_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
λ^* (lambda*)		0.06032	0.04743	0.05374	0.07393	0.07826
κ^* (kappa*)		0.01106	7.378E-3	0.01954	0.02605	0.02609
Use alternatives		No	No	No	No	No
C_c		0.2400	0.1800	0.2200	0.3860	0.3600
C_s		0.02200	0.01400	0.04000	0.06800	0.06000

1.1.2.1.1.1 Materials - Soil and interfaces - Soft soil (1/2)

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 86 di 125
------------------	-----------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

Identification		LA2	LA1	M	AL1	LA3
E_{init}		0.7300	0.6500	0.7800	1.270	1.000
C_{ref}	kN/m ²	5.000	5.000	25.00	0.000	0.000
φ (phi)	°	28.00	33.00	28.00	23.00	28.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
V_{ur}		0.1500	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500
K_0^{nc}		0.5305	0.4554	0.5305	0.6093	0.5305
M		1.505	1.752	1.406	1.193	1.424
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9890	0.9890	0.9890	0.9890	0.9890
v_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	813.9E3	1.220E6	460.6E3	345.5E3	345.0E3
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0.6600	0.6600	0.6600	0.6600	0.6600
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 87 di 125
------------------	-----------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

Identification		LA2	LA1	M	AL1	LA3
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K ₀ determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0.8846	0.7900	0.5482	1.129	0.6367
K _{0,z}		0.8846	0.7900	0.5482	1.129	0.6367
OCR		2.000	2.200	1.050	2.200	1.300
POP	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Fine	Fine	Fine	Coarse	Fine
< 2 μm	%	46.00	46.00	46.00	10.00	46.00
2 μm - 50 μm	%	26.00	26.00	26.00	13.00	26.00
50 μm - 2 mm	%	28.00	28.00	28.00	77.00	28.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k _x	m/day	8.640E-3	8.640E-3	0.08640E-3	0.08640E-3	0.08640
k _y	m/day	8.640E-3	8.640E-3	0.08640E-3	0.08640E-3	0.08640
-Ψ _{unsat}	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e _{init}		0.7300	0.6500	0.7800	1.270	1.000
S _s	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C _k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

Identification

LA,S

Identification number

16

Drainage type

Undrained (A)

Colour



Comments

γ_{unsat}

kN/m³

20.00

γ_{sat}

kN/m³

20.00

Dilatancy cut-off

No

ϵ_{init}

0.6700

ϵ_{min}

0.000

ϵ_{max}

999.0

Rayleigh α

0.000

Rayleigh β

0.000

λ^* (lambda*)

0.05207

κ^* (kappa*)

0.01041

Use alternatives

No

C_c

0.2000






C_s

0.02000

1.1.2.1.1.2 Materials - Soil and interfaces - Soft soil (2/2)

Identification		LA,S
E _{init}		0.6700
C _{ref}	kN/m ²	0.000
φ (phi)	°	30.00
ψ (psi)	°	0.000
Set to default values		Yes
V _{ur}		0.1500
K ₀ ^{nc}		0.5000
M		1.589
Undrained behaviour		Standard
Skempton-B		0.9890
V _u		0.4950
K _{w,ref} / n	kN/m ²	864.2E3
Tension cut-off		Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000
Strength		Manual
R _{inter}		0.6600
Consider gap closure		Yes
δ _{inter}		0.000
Cross permeability		Impermeable

Identification		LA,S
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000
K ₀ determination		Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes
K _{0,x}		0.5647
K _{0,z}		0.5647
OCR		1.200
POP	kN/m ²	0.000
Data set		Standard
Type		Fine
< 2 μm	%	46.00
2 μm - 50 μm	%	26.00
50 μm - 2 mm	%	28.00
Use defaults		None
k _x	m/day	0.08640
k _y	m/day	0.08640
-ψ _{unsat}	m	10.00E3
e _{init}		0.6700
S _s	1/m	0.000
C _k		1000E12

Identification		G,S	supercompattato	rilevato	sub-ballast	BONIFICO
Identification number		3	5	6	7	11
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Undrained (A)
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m ³	19.00	20.00	19.00	20.00	19.00
γ_{sat}	kN/m ³	19.00	20.00	19.00	20.00	19.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
ϵ_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
ϵ_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
ϵ_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E	kN/m ²	50.00E3	60.00E3	30.00E3	400.0E3	15.00E3
ν (nu)		0.2000	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
G	kN/m ²	20.83E3	23.08E3	11.54E3	153.8E3	5769
E_{oed}	kN/m ²	55.56E3	80.77E3	40.38E3	538.5E3	20.19E3

1.1.2.1.2.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (1/2)



RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 001	REV. A	FOGLIO 92 di 125
------------------	-----------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

Identification		G,S	supercompattato	rilevato	sub-ballast	BONIFICO
C _{ref}	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	600.0	0.000
φ (phi)	°	38.00	42.00	38.00	38.00	36.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
V _s	m/s	103.7	106.4	77.18	274.7	54.58
V _p	m/s	169.4	199.0	144.4	513.9	102.1
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E _{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y _{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C _{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y _{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9866	0.9783	0.9783	0.9783	0.9783
v _u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
K _{w,ref} / n	kN/m ²	2.049E6	2.250E6	1.125E6	15.00E6	562.5E3
C _{v,ref}	m ² /day	0.000	0.000	0.000	0.000	1745
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R _{inter}		0.6600	0.1000	0.6600	0.1000	0.6600

Identification		G,S	supercompattato	rilevato	sub-ballast	BONIFICO
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K ₀ determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0.3843	0.3309	0.3843	0.3843	0.4122
K _{0,z}		0.3843	0.3309	0.3843	0.3843	0.4122
OCR		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
POP	kN/m ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Medium fine	Medium	Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10.00	19.00	19.00	10.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00	74.00	41.00	13.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00	7.000	40.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	From data set	None	None
k _x	m/day	8.640	0.08640E-3	0.1206	0.08640E-3	0.8640
k _y	m/day	8.640	0.08640E-3	0.1206	0.08640E-3	0.8640
-ψ _{unsat}	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3

Identification		G,S	supercompattato	rilevato	sub-ballast	BONIFICO
E _{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S _s	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C _k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12




Identification		Riporto antropico esistente	L(S)1
Identification number		13	15
Drainage type		Drained	Drained
Colour			
Comments			
γ_{unsat}	kN/m ³	19.00	19.50
γ_{sat}	kN/m ³	19.00	19.50
Dilatancy cut-off		No	No
e_{init}		0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000
E	kN/m ²	15.00E3	15.00E3
ν (nu)		0.3000	0.2500
G	kN/m ²	5769	6000
E_{oed}	kN/m ²	20.19E3	18.00E3

1.1.2.1.2.2 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (2/2)

Identification		Riporto antropico esistente	L(S)1
C_{ref}	kN/m ²	0.000	0.000
φ (phi)	°	34.00	32.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000
V_s	m/s	54.58	54.94
V_p	m/s	102.1	95.16
Set to default values		Yes	Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000
γ_{ref}	m	0.000	0.000
C_{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000
γ_{ref}	m	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9833
v_u		0.4950	0.4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	562.5E3	588.0E3
Strength		Manual	Manual
R_{inter}		0.6600	0.6600
Consider gap closure		Yes	Yes

Identification		Riporto antropico esistente	L(S)1
δ_{inter}		0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000	0.000
K ₀ determination		Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes
K _{0,x}		0.4408	0.4701
K _{0,z}		0.4408	0.4701
OCR		1.000	1.000
POP	kN/m ²	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00	77.00
Use defaults		None	None
k _x	m/day	0.8640	0.08640
k _y	m/day	0.8640	0.08640
-ψ _{unsat}	m	10.00E3	10.00E3
e _{init}		0.5000	0.5000

Identification		Riporto antropico esistente	L(S)1
S _s	1/m	0.000	0.000
C _k		1000E12	1000E12

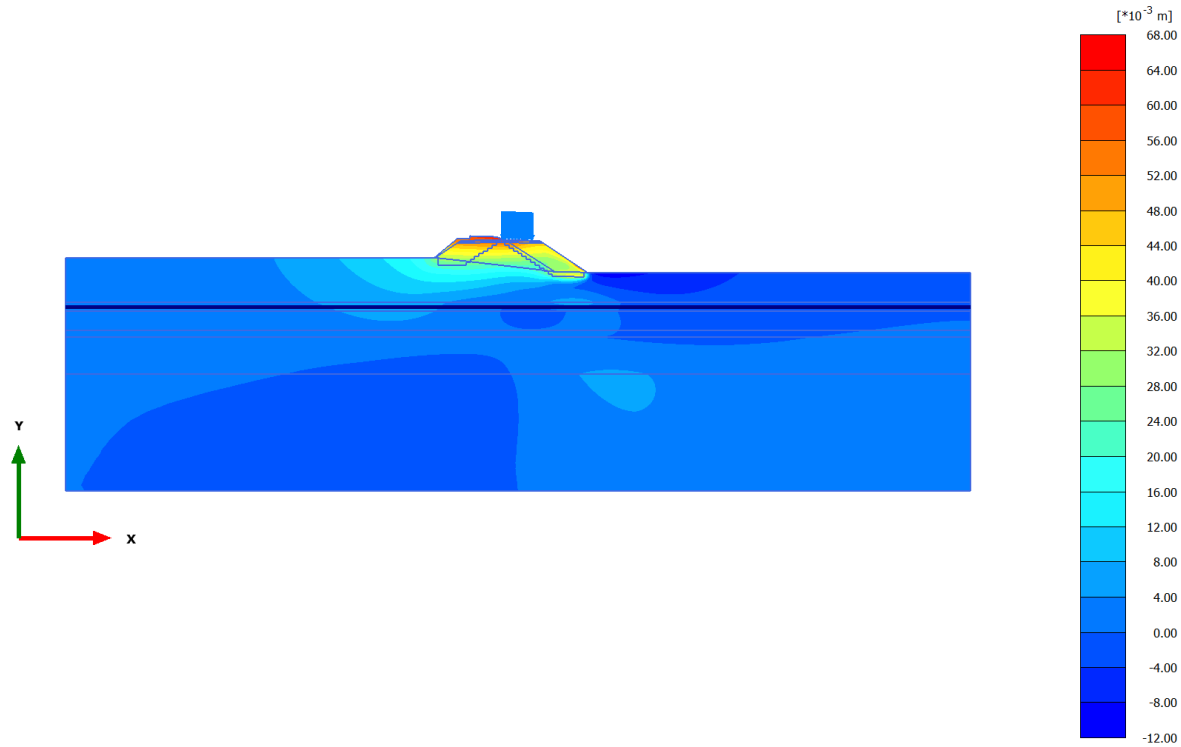
Identification		cls	Rilevato esistente	pali
Identification number		8	9	12
Drainage type		Non-porous	Drained	Non-porous
Colour				
Comments				
γ_{unsat}	kN/m ³	25.00	19.00	25.00
γ_{sat}	kN/m ³	25.00	19.00	25.00
Dilatancy cut-off		No	No	No
e_{init}		0.000	0.5000	0.000
e_{min}		0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000
E	kN/m ²	25.00E6	30.00E3	4.909E6
ν (nu)		0.1000	0.3000	0.1000
G	kN/m ²	11.36E6	11.54E3	2.231E6
E_{oed}	kN/m ²	25.57E6	40.38E3	5.020E6
V_s	m/s	2112	77.18	935.7

1.1.2.1.3 Materials - Soil and interfaces - Linear elastic

Identification		cls	Rilevato esistente	pali
V _p	m/s	3167	144.4	1404
Set to default values		Yes	Yes	Yes
E _{inc}	kN/m ² /m	0.000	0.000	0.000
Y _{ref}	m	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9908	0.9783	0.9908
v _u		0.4950	0.4950	0.4950
K _{w,ref} / n	kN/m ²	1.122E9	1.125E6	220.3E6
Strength		Manual	Manual	Manual
R _{inter}		0.1000	0.6600	0.6600
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes
δ _{inter}		0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0.000	0.000	0.000
K ₀ determination		Automatic	Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0.5000	0.5000	0.5000
K _{0,z}		0.5000	0.5000	0.5000
OCR		1.000	1.000	1.000

Identification		cls	Rilevato esistente	pali
POP	kN/m ²	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Medium	Coarse
< 2 μm	%	10.00	19.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00	41.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00	40.00	77.00
Use defaults		None	From data set	None
k _x	m/day	0.000	0.1206	0.000
k _y	m/day	0.000	0.1206	0.000
-ψ _{unsat}	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e _{init}		0.000	0.5000	0.000
S _s	1/m	0.000	0.000	0.000
C _k		1000E12	1000E12	1000E12

2.1.1.1.1 Calculation results, armamento dx [Phase_5] (5/70), Total displacements u_x

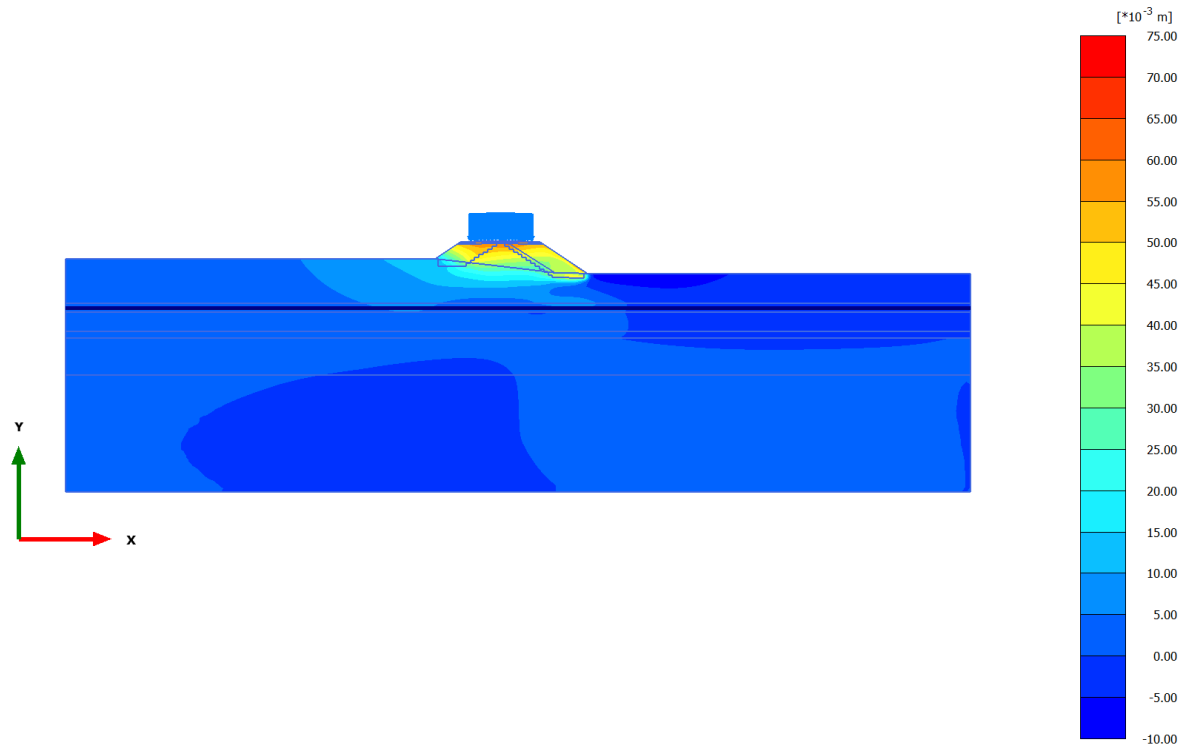


Total displacements u_x (scaled up 50.0 times) (Time $19.34 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 0.06542 m (Element 653 at Node 13460)

Minimum value = -0.01061 m (Element 5361 at Node 13924)

2.1.1.1.2 Calculation results, armamento sx [Phase_9] (9/146), Total displacements u_x

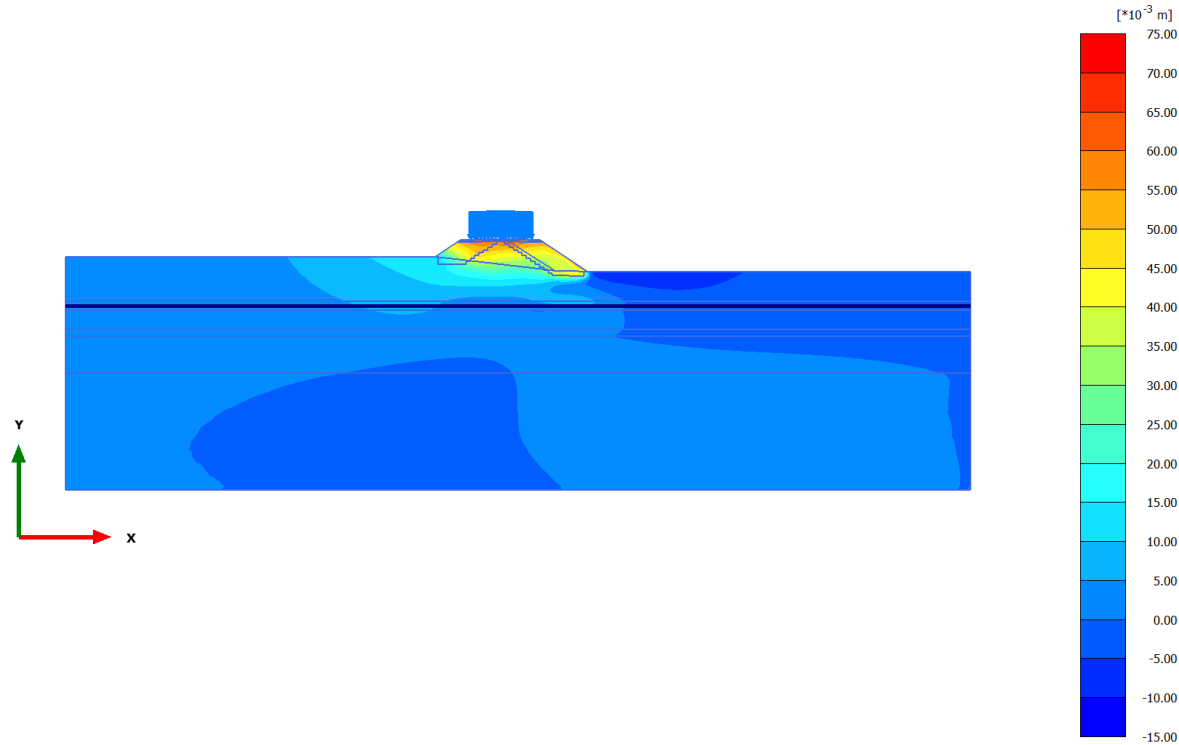


Total displacements u_x (scaled up 50.0 times) (Time $19.71 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 0.07186 m (Element 45 at Node 7339)

Minimum value = $-9.728 \cdot 10^{-3}$ m (Element 5401 at Node 13926)

2.1.1.1.3 Calculation results, consolidazione (1 anno) [Phase_10] (10/155), Total displacements u_x

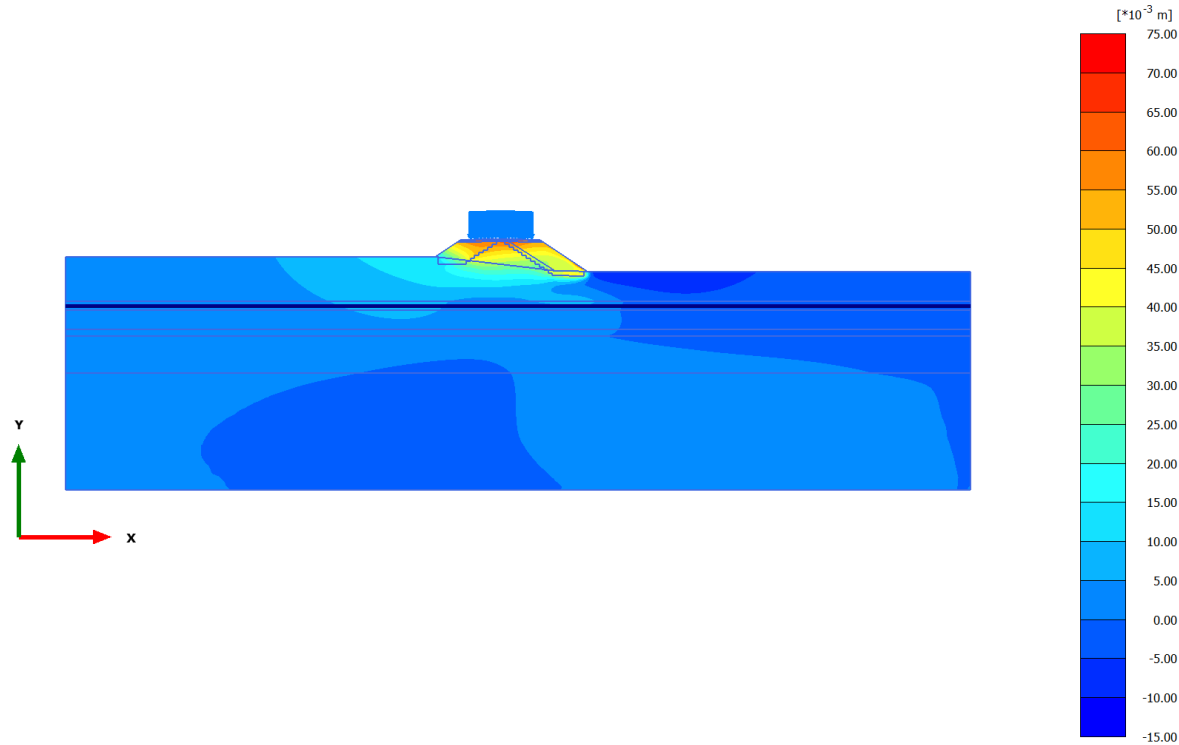


Total displacements u_x (scaled up 50.0 times) (Time 20.08*10³ day)

Maximum value = 0.07246 m (Element 45 at Node 7339)

Minimum value = -0.01006 m (Element 5398 at Node 13929)

2.1.1.1.4 Calculation results, consolidazione (75 anni) [Phase_14] (14/200), Total displacements u_x

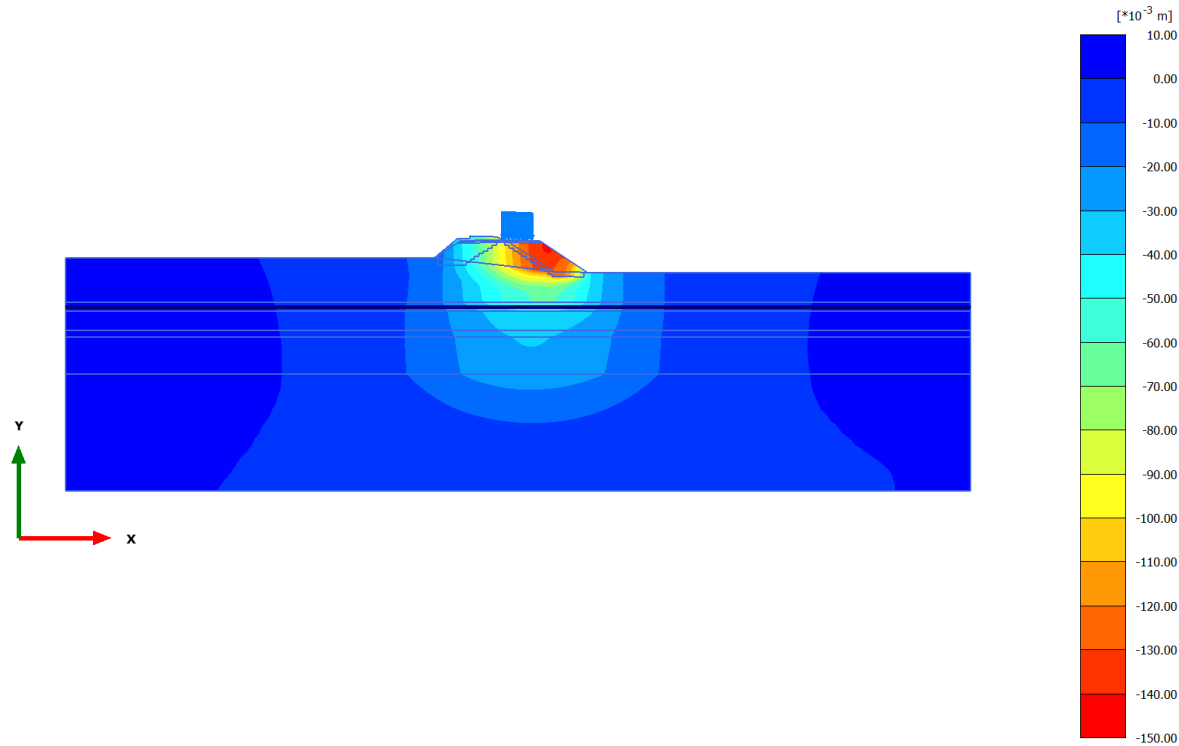


Total displacements u_x (scaled up 50.0 times) (Time 47.08*10³ day)

Maximum value = 0.07311 m (Element 45 at Node 7339)

Minimum value = -0.01051 m (Element 5355 at Node 13932)

2.1.1.2.1 Calculation results, armamento dx [Phase_5] (5/70), Total displacements u_y

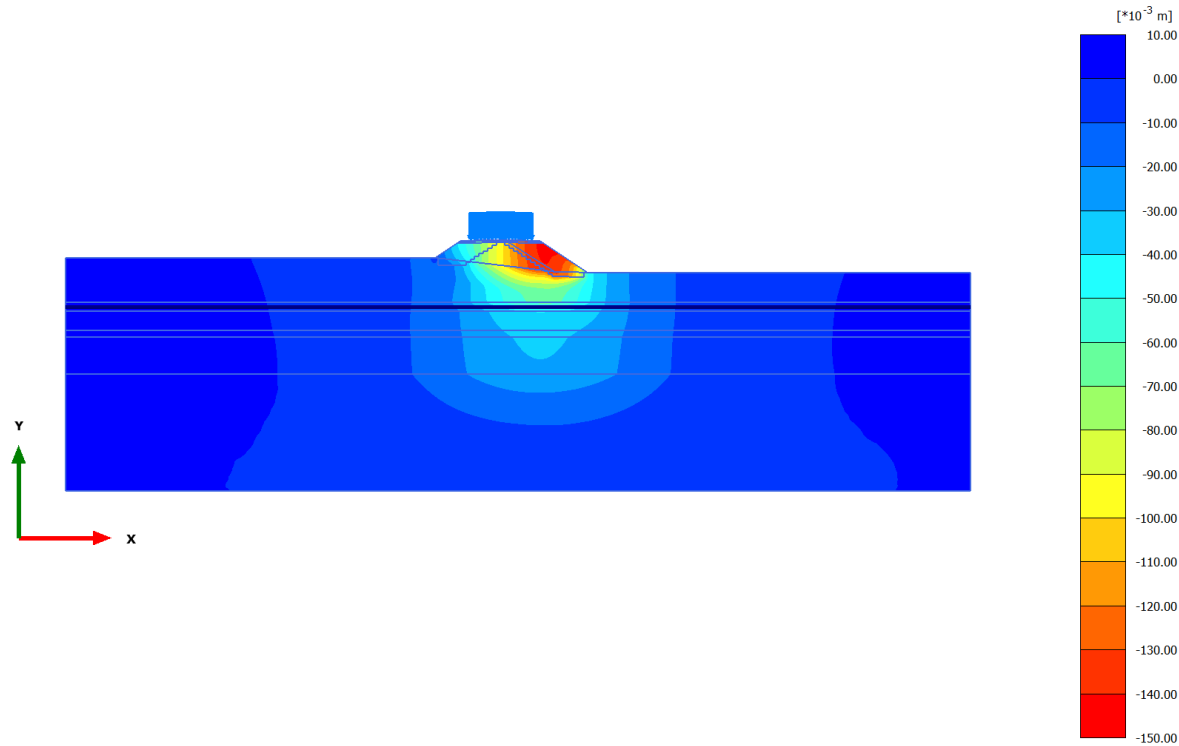


Total displacements u_y (scaled up 50.0 times) (Time $19.34 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = $0.5815 \cdot 10^{-3}$ m (Element 6275 at Node 2915)

Minimum value = -0.1424 m (Element 969 at Node 8169)

2.1.1.2.2 Calculation results, armamento sx [Phase_9] (9/146), Total displacements u_y

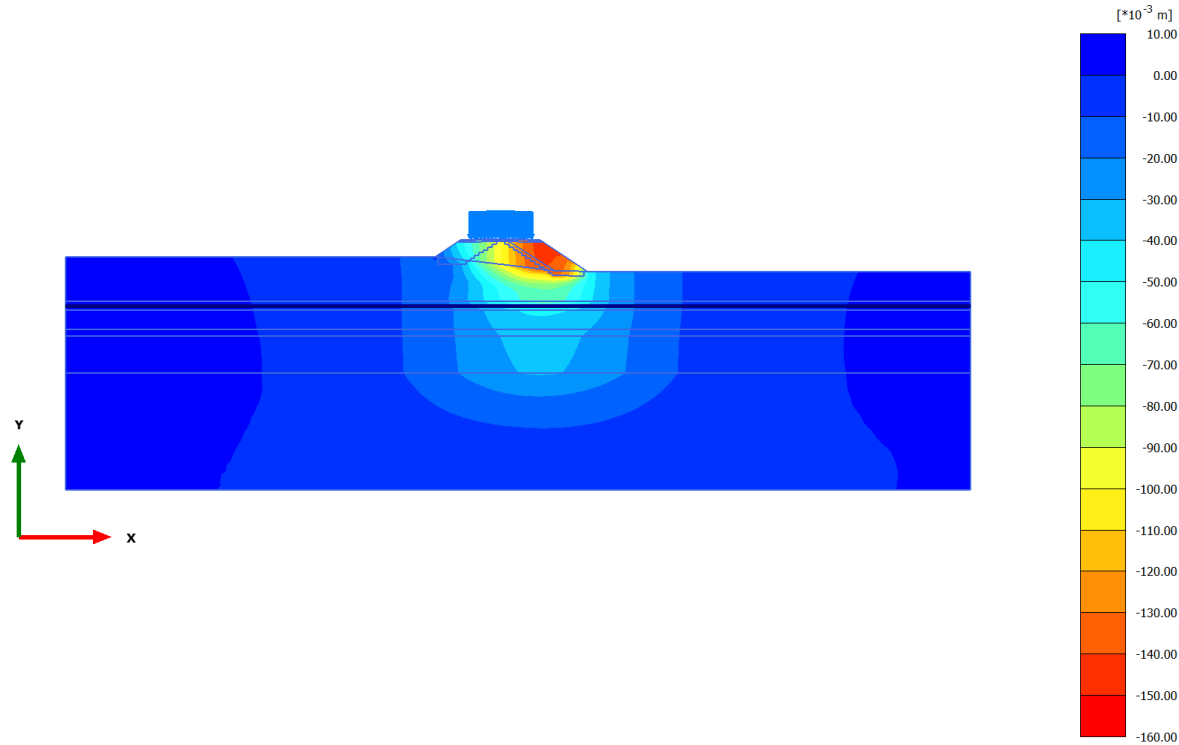


Total displacements u_y (scaled up 50.0 times) (Time $19.71 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = $0.4706 \cdot 10^{-3}$ m (Element 8646 at Node 3279)

Minimum value = -0.1481 m (Element 983 at Node 7530)

2.1.1.2.3 Calculation results, consolidazione (1 anno) [Phase_10] (10/155), Total displacements u_y

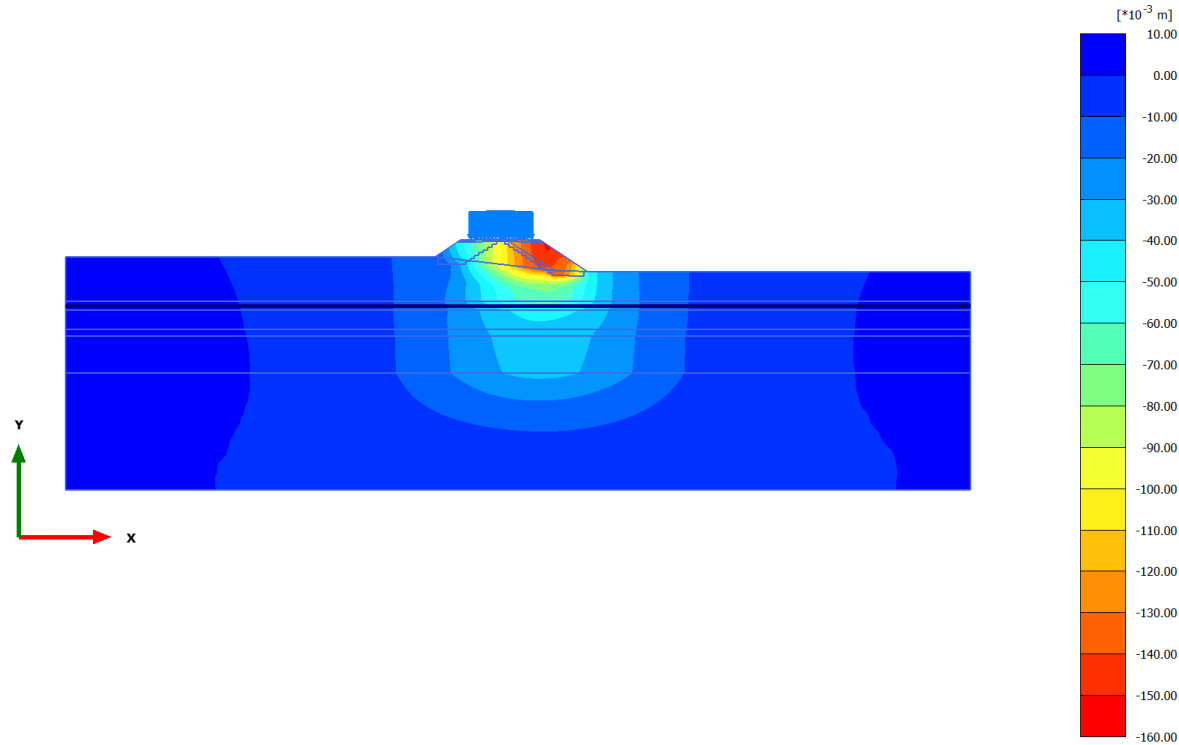


Total displacements u_y (scaled up 50.0 times) (Time $20.08 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = $0.4218 \cdot 10^{-3}$ m (Element 8672 at Node 2862)

Minimum value = -0.1506 m (Element 983 at Node 7530)

2.1.1.2.4 Calculation results, consolidazione (75 anni) [Phase_14] (14/200), Total displacements u_y

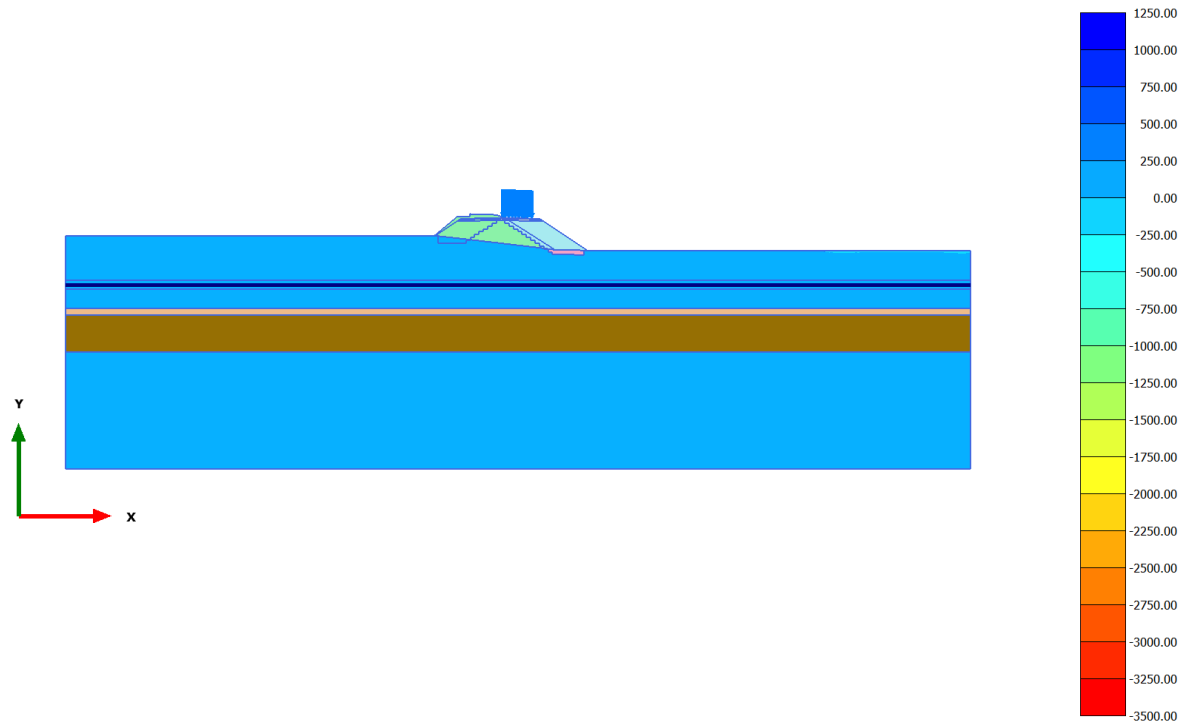


Total displacements u_y (scaled up 50.0 times) (Time 47.08*10³ day)

Maximum value = 0.4149*10⁻³ m (Element 8705 at Node 2264)

Minimum value = -0.1527 m (Element 983 at Node 7530)

2.2.1.1.1 Calculation results, armamento dx [Phase_5] (5/70), Isotropic overconsolidation ratio

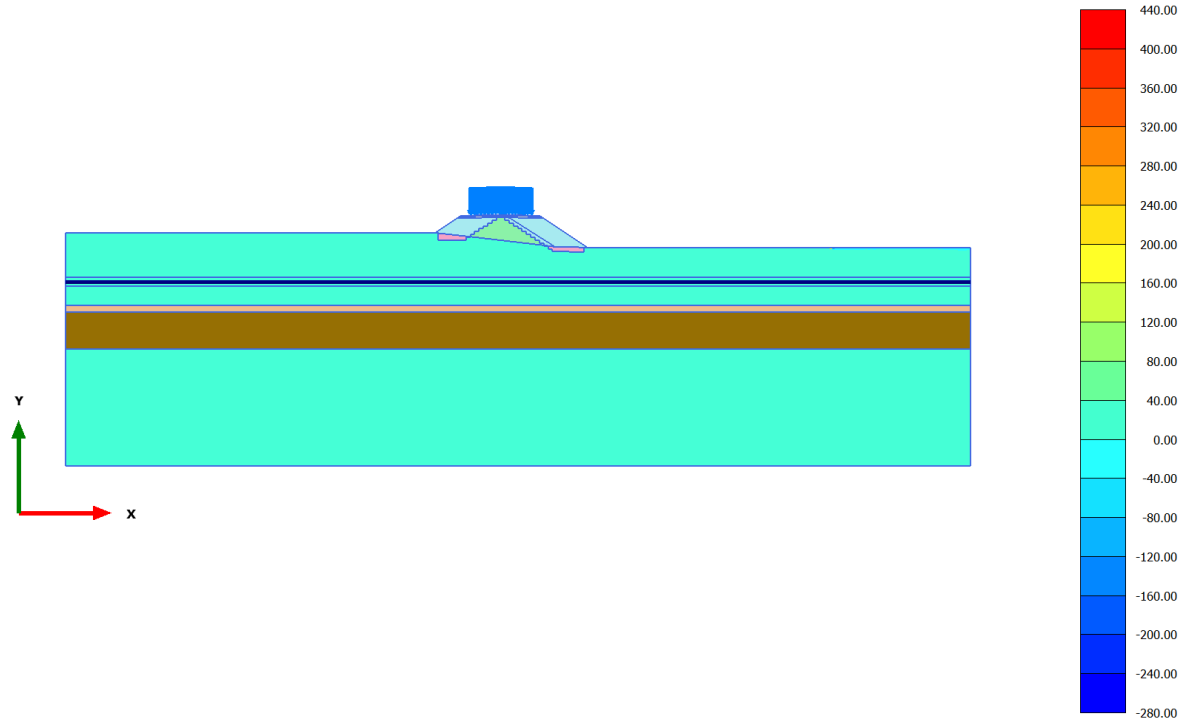


Isotropic overconsolidation ratio (scaled up $1.00 \cdot 10^{-3}$ times) (Time $19.34 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 1000 (Element 2457 at Node 19931)

Minimum value = -3303 (Element 5185 at Node 5044)

2.2.1.1.2 Calculation results, armamento sx [Phase_9] (9/146), Isotropic overconsolidation ratio

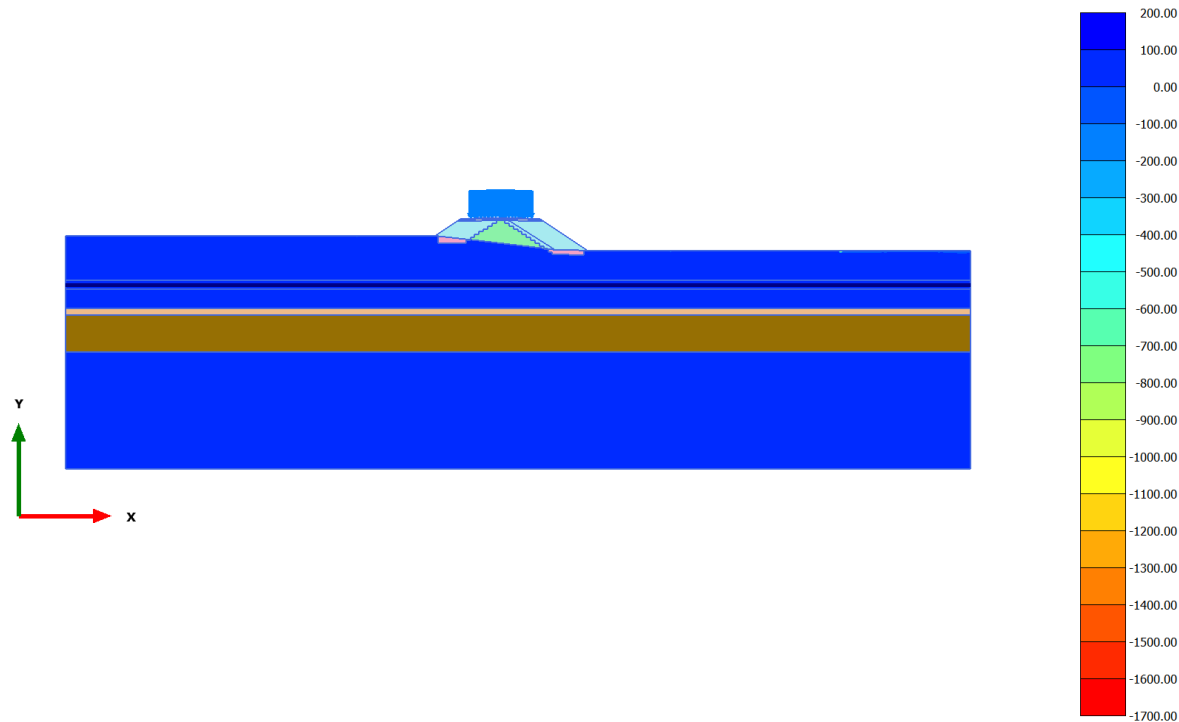


Isotropic overconsolidation ratio (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times) (Time $19.71 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 410.2 (Element 2357 at Node 20089)

Minimum value = -260.6 (Element 4925 at Node 15712)

2.2.1.1.3 Calculation results, consolidazione (1 anno) [Phase_10] (10/155), Isotropic overconsolidation ratio

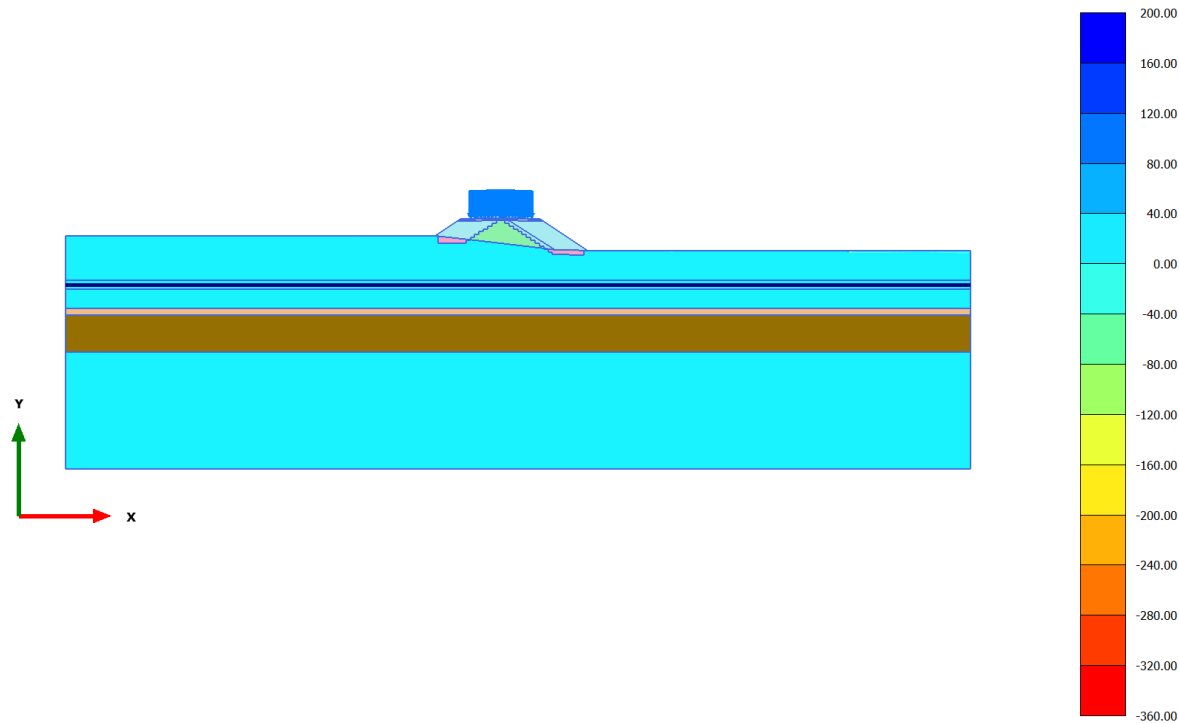


Isotropic overconsolidation ratio (scaled up $2.00 \cdot 10^{-3}$ times) (Time $20.08 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 119.0 (Element 2226 at Node 20390)

Minimum value = -1683 (Element 2226 at Node 20392)

2.2.1.1.4 Calculation results, consolidazione (75 anni) [Phase_14] (14/200), Isotropic overconsolidation ratio

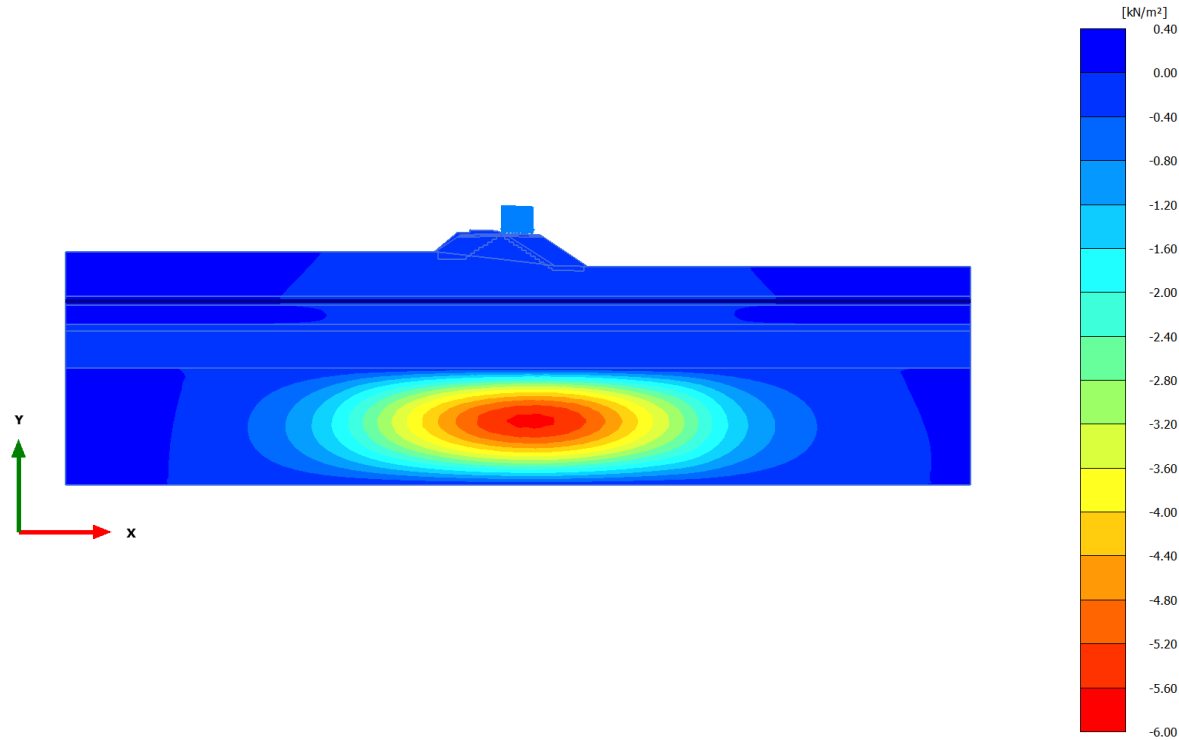


Isotropic overconsolidation ratio (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times) (Time $47.08 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 164.2 (Element 2131 at Node 20667)

Minimum value = -358.5 (Element 2131 at Node 20669)

2.2.2.1.1 Calculation results, armamento dx [Phase_5] (5/70), Excess pore pressures p_{excess}

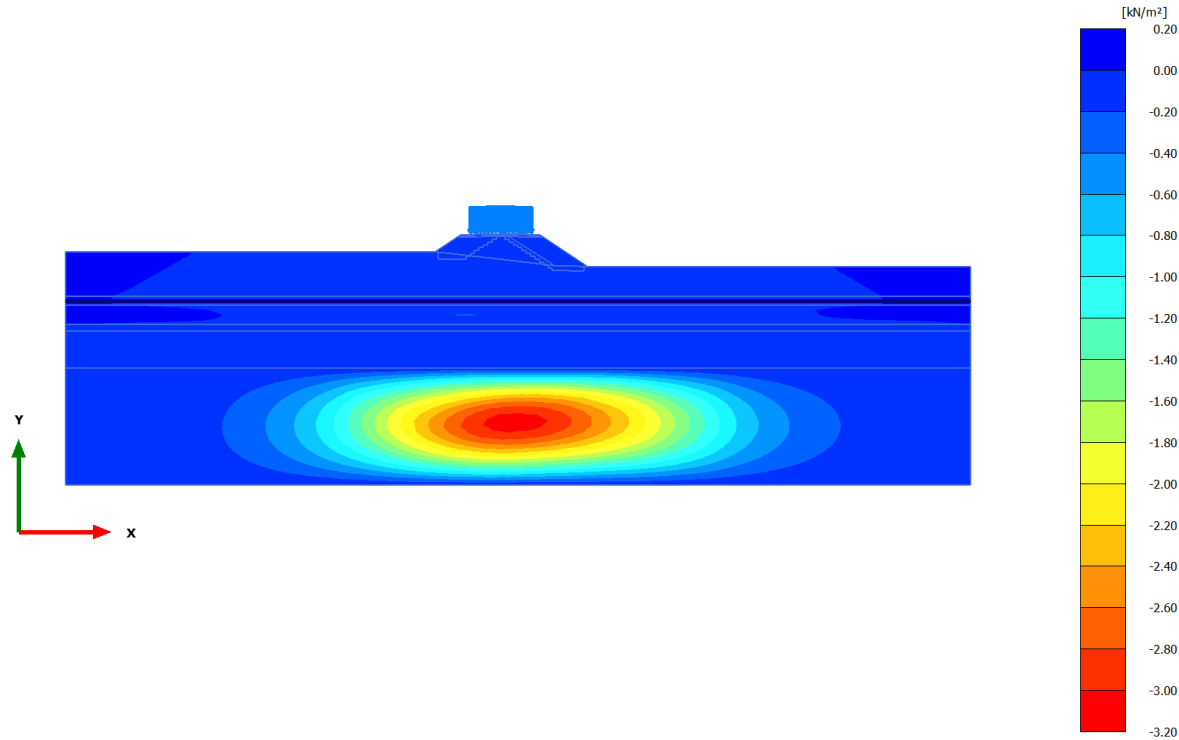


Excess pore pressures p_{excess} (scaled up 0.500 times) (Pressure = negative) (Time $19.34 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 0.08489 kN/m² (Element 8986 at Node 1482)

Minimum value = -5.728 kN/m² (Element 10180 at Node 14390)

2.2.2.1.2 Calculation results, armamento sx [Phase_9] (9/146), Excess pore pressures p_{excess}

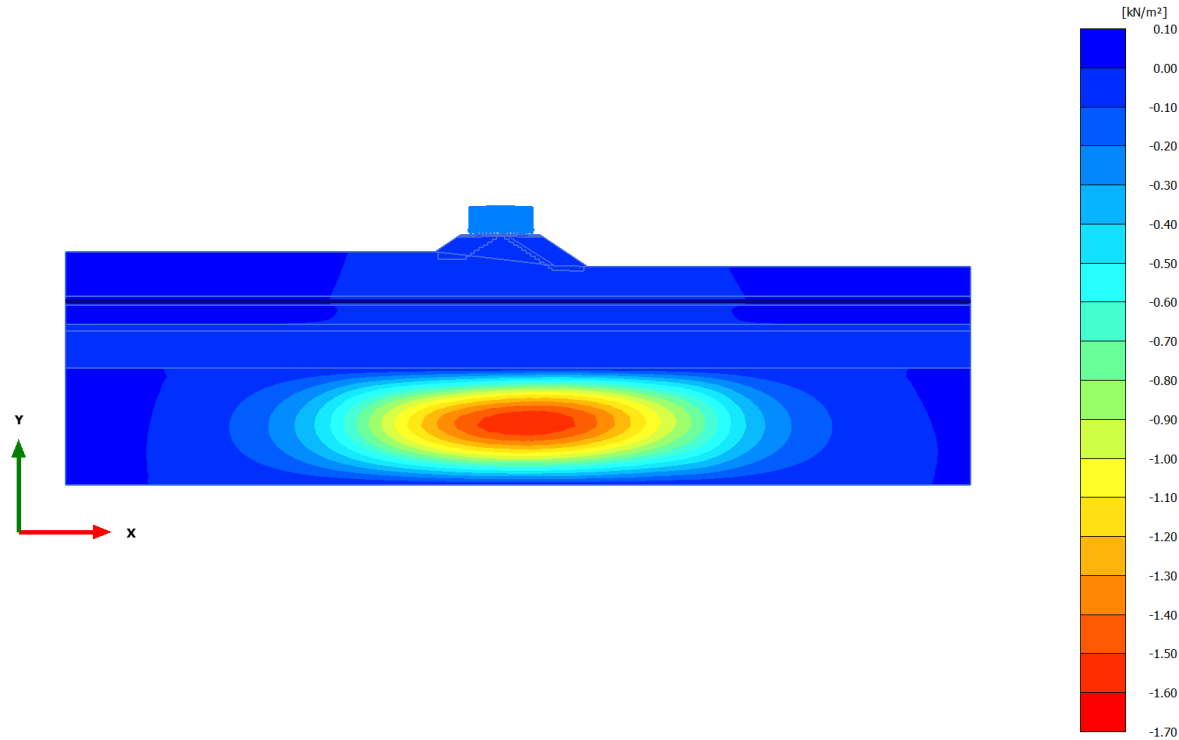


Excess pore pressures p_{excess} (scaled up 5.00 times) (Pressure = negative) (Time $19.71 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = $4.316 \cdot 10^{-3}$ kN/m² (Element 55 at Node 6866)

Minimum value = -3.110 kN/m² (Element 10193 at Node 13948)

2.2.2.1.3 Calculation results, consolidazione (1 anno) [Phase_10] (10/155), Excess pore pressures p_{excess}

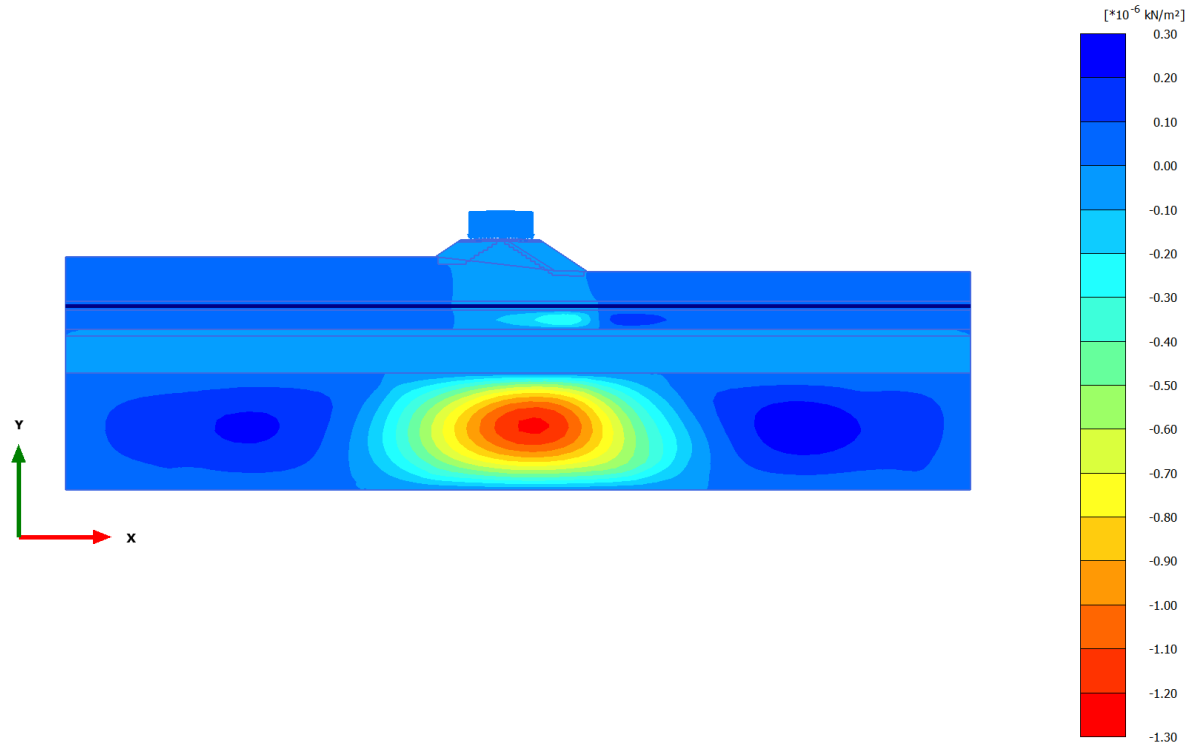


Excess pore pressures p_{excess} (scaled up 5.00 times) (Pressure = negative) (Time $20.08 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 0.01567 kN/m² (Element 8930 at Node 1165)

Minimum value = -1.599 kN/m² (Element 10180 at Node 14390)

2.2.2.1.4 Calculation results, consolidazione (75 anni) [Phase_14] (14/200), Excess pore pressures p_{excess}

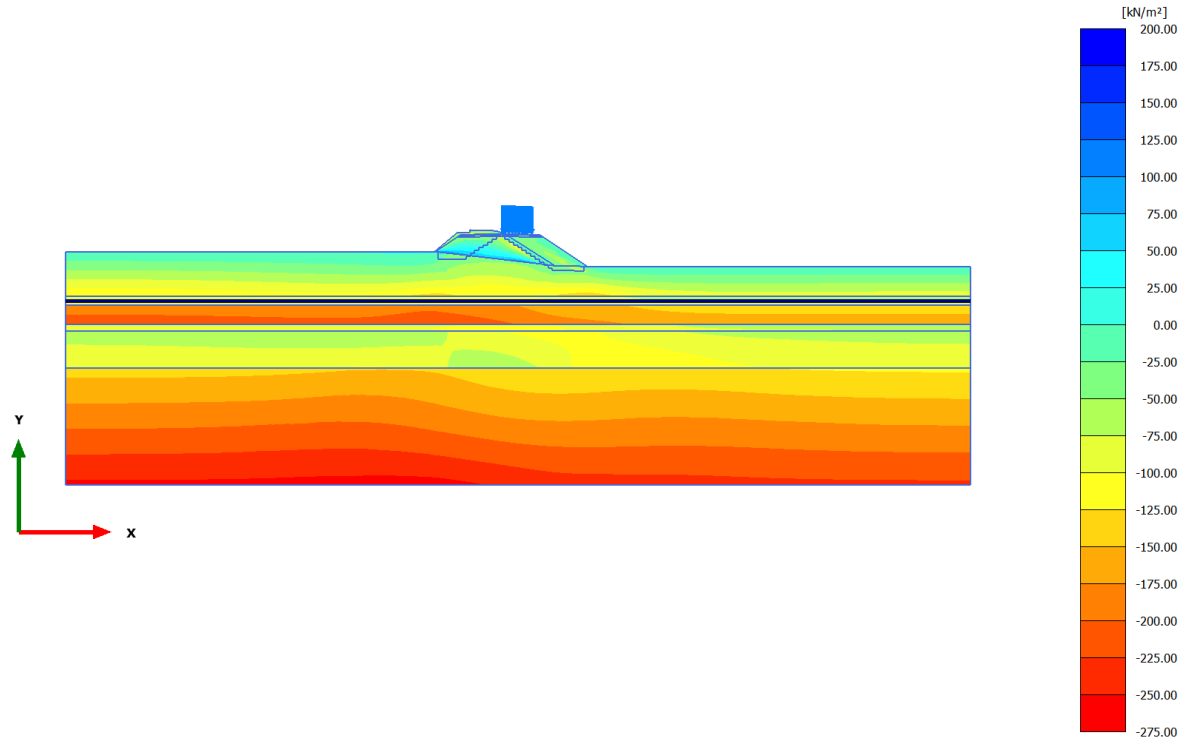


Excess pore pressures p_{excess} (scaled up $5.00 \cdot 10^6$ times) (Pressure = negative) (Time $47.08 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = $0.2589 \cdot 10^{-6}$ kN/m² (Element 9381 at Node 19454)

Minimum value = $-1.227 \cdot 10^{-6}$ kN/m² (Element 10180 at Node 14390)

2.2.3.1.1 Calculation results, armamento dx [Phase_5] (5/70), Cartesian effective stress σ'_{xx}

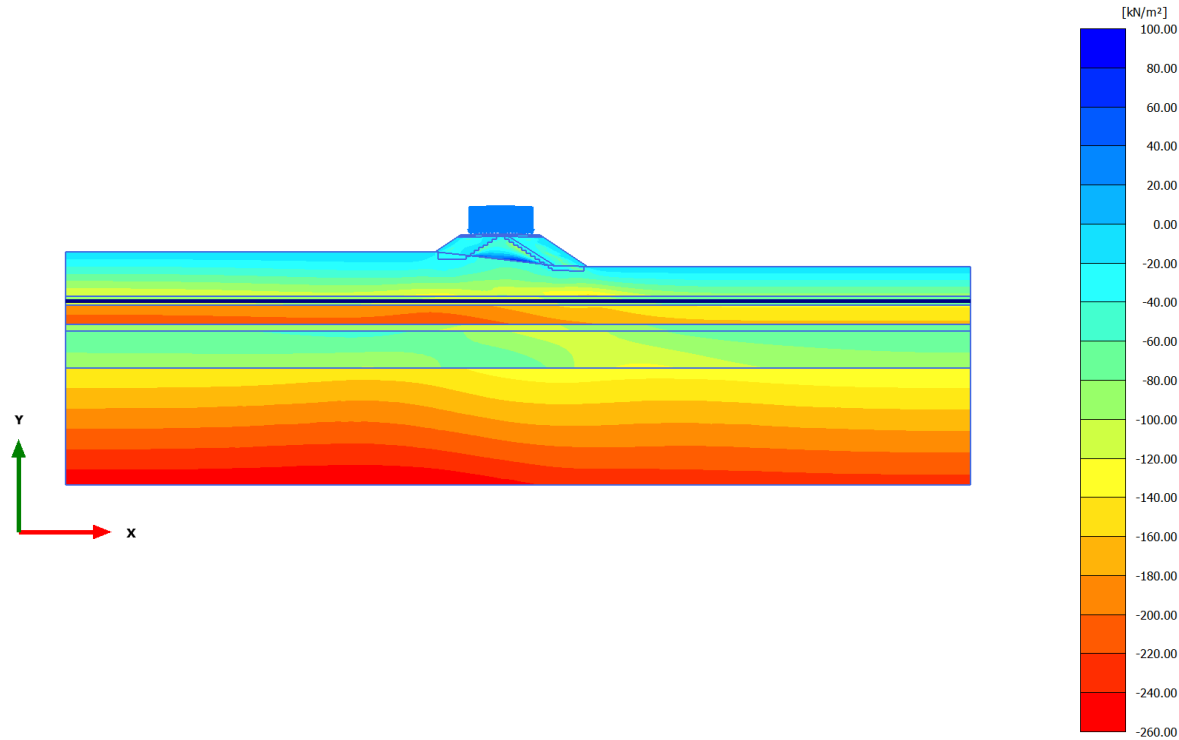


Cartesian effective stress σ'_{xx} (scaled up 0.0100 times) (Time 19.34*10³ day)

Maximum value = 184.9 kN/m² (Element 428 at Node 7533)

Minimum value = -259.7 kN/m² (Element 10783 at Node 10589)

2.2.3.1.2 Calculation results, armamento sx [Phase_9] (9/146), Cartesian effective stress σ'_{xx}

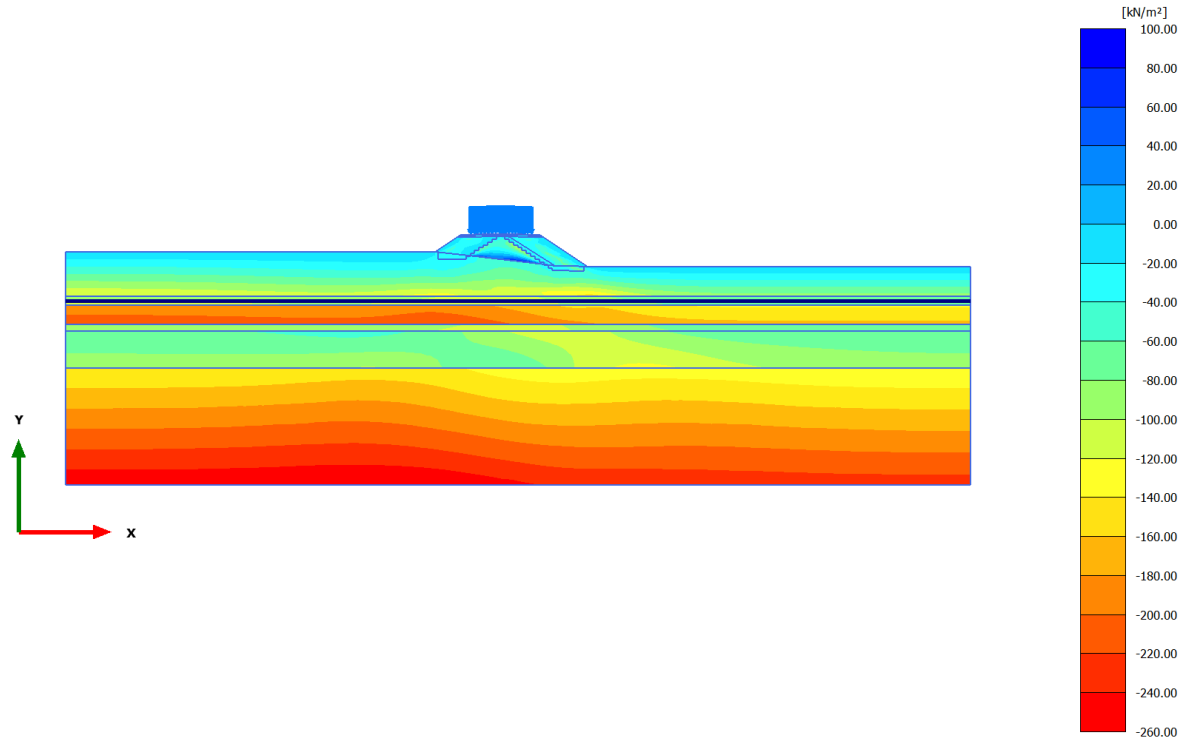


Cartesian effective stress σ'_{xx} (scaled up 0.0100 times) (Time $19.71 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 90.18 kN/m² (Element 1637 at Node 11010)

Minimum value = -259.5 kN/m² (Element 10783 at Node 10589)

2.2.3.1.3 Calculation results, consolidazione (1 anno) [Phase_10] (10/155), Cartesian effective stress σ'_{xx}

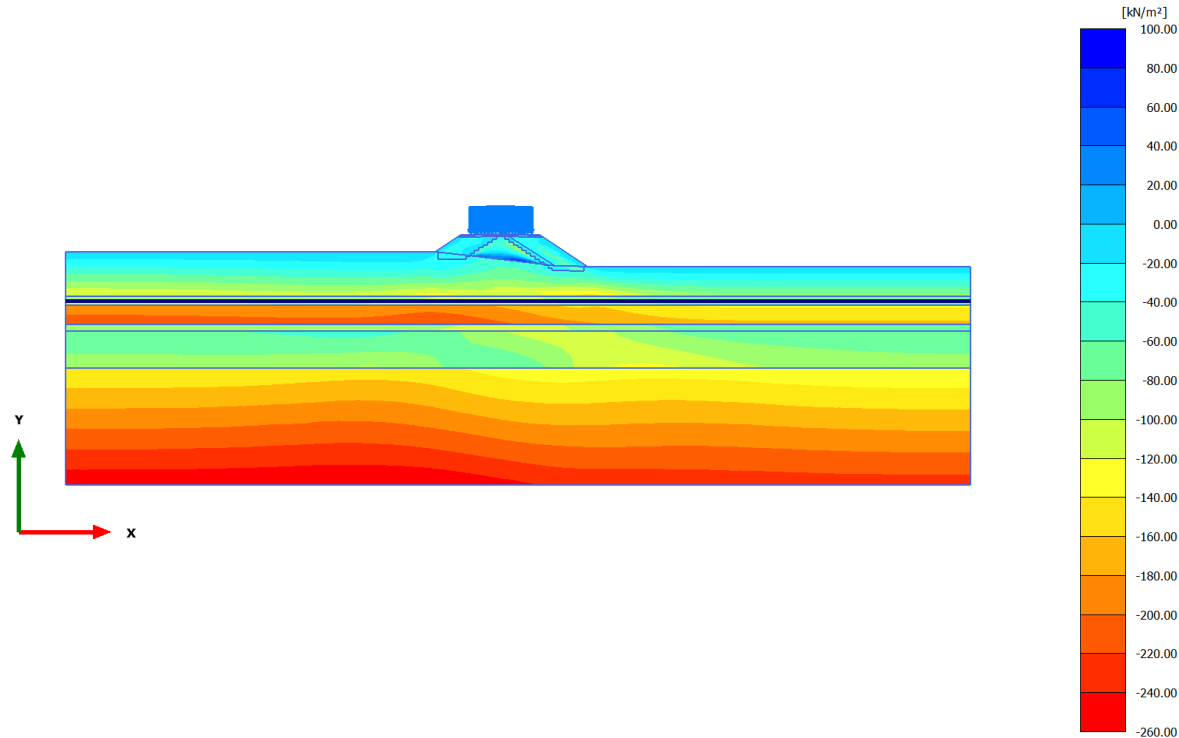


Cartesian effective stress σ'_{xx} (scaled up 0.0100 times) (Time $20.08 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 89.82 kN/m² (Element 1637 at Node 11010)

Minimum value = -259.5 kN/m² (Element 10781 at Node 10587)

2.2.3.1.4 Calculation results, consolidazione (75 anni) [Phase_14] (14/200), Cartesian effective stress σ'_{xx}

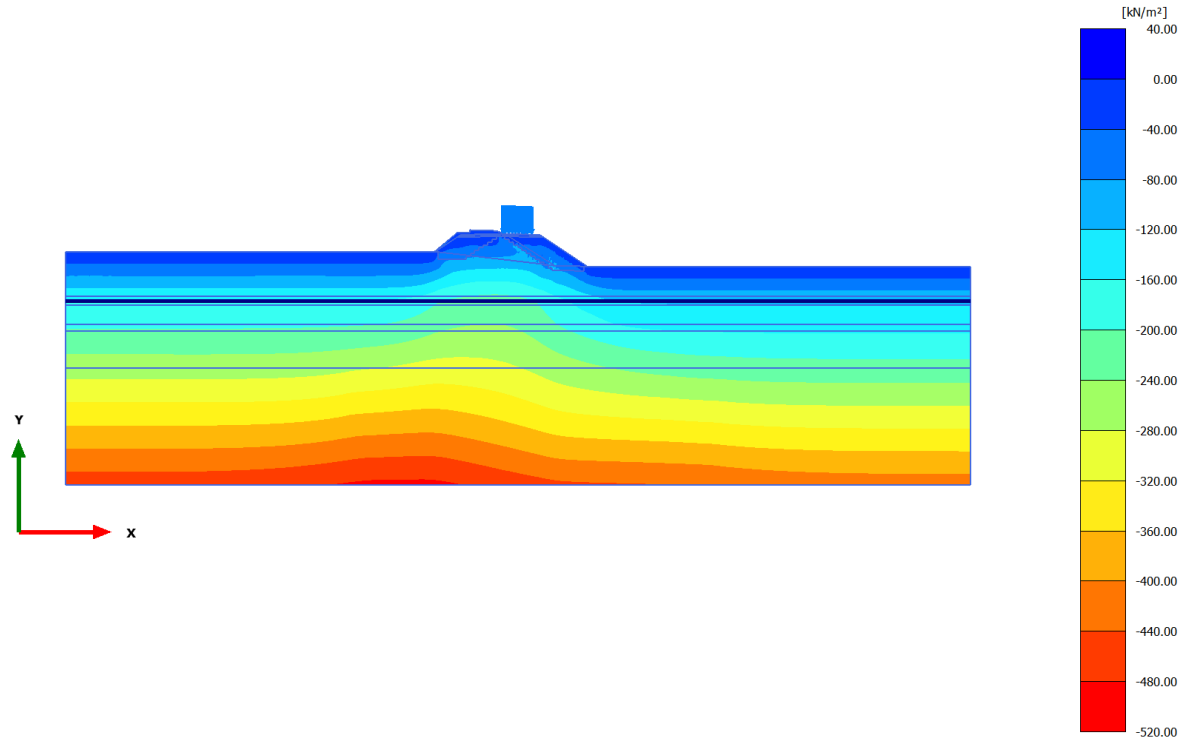


Cartesian effective stress σ'_{xx} (scaled up 0.0100 times) (Time 47.08*10³ day)

Maximum value = 89.56 kN/m² (Element 1637 at Node 11010)

Minimum value = -259.5 kN/m² (Element 10781 at Node 10587)

2.2.3.2.1 Calculation results, armamento dx [Phase_5] (5/70), Cartesian effective stress σ'_{yy}

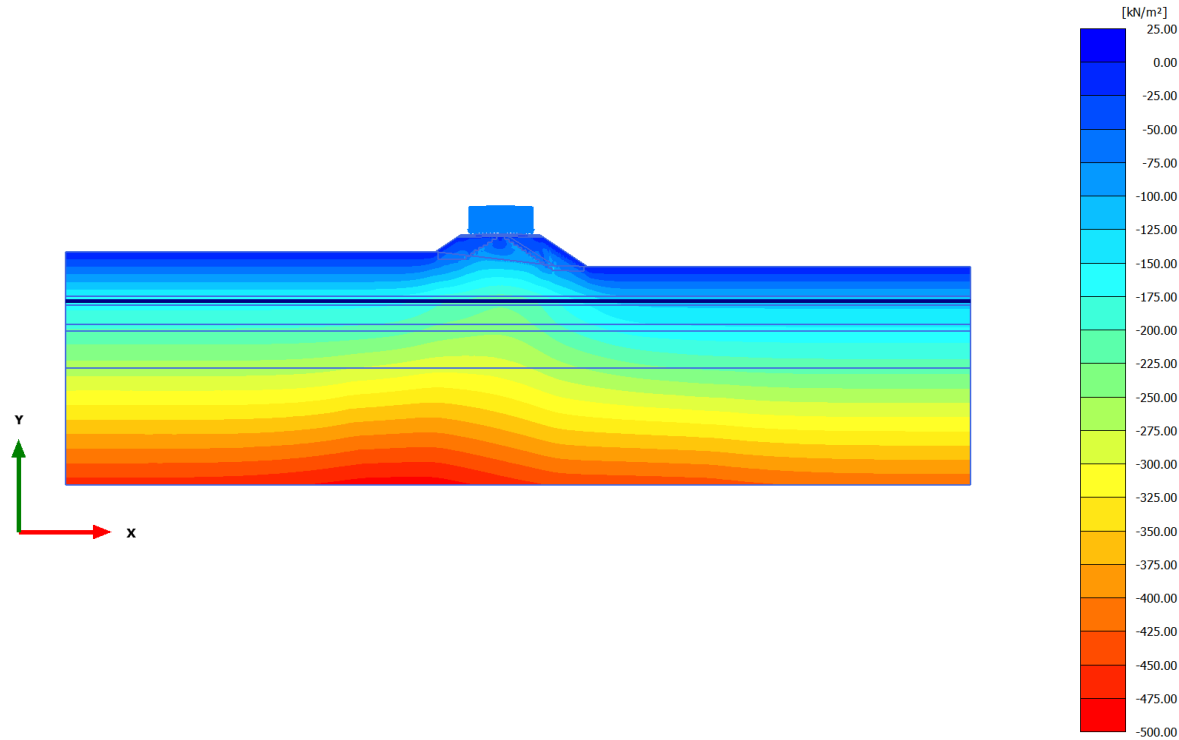


Cartesian effective stress σ'_{yy} (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times) (Time $19.34 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 10.44 kN/m² (Element 213 at Node 6875)

Minimum value = -489.5 kN/m² (Element 10789 at Node 11297)

2.2.3.2.2 Calculation results, armamento sx [Phase_9] (9/146), Cartesian effective stress σ'_{yy}

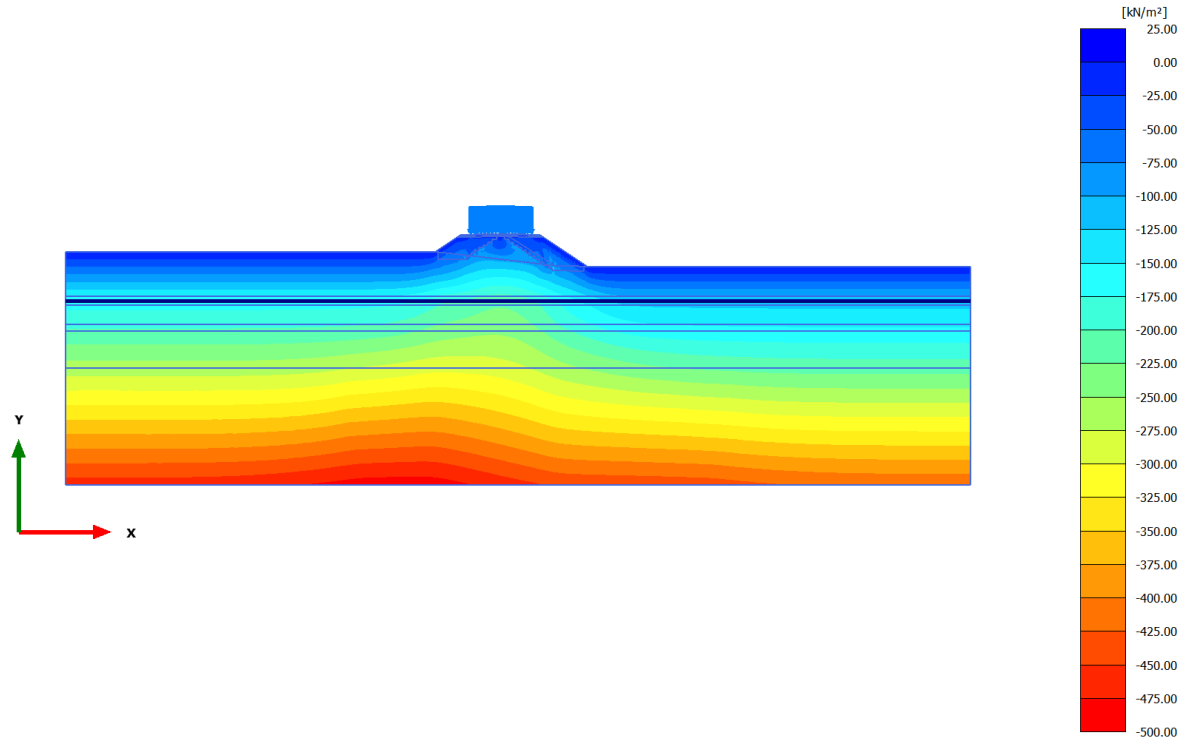


Cartesian effective stress σ'_{yy} (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times) (Time $19.71 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 7.586 kN/m² (Element 279 at Node 7301)

Minimum value = -488.6 kN/m² (Element 10783 at Node 10589)

2.2.3.2.3 Calculation results, consolidazione (1 anno) [Phase_10] (10/155), Cartesian effective stress σ'_{yy}

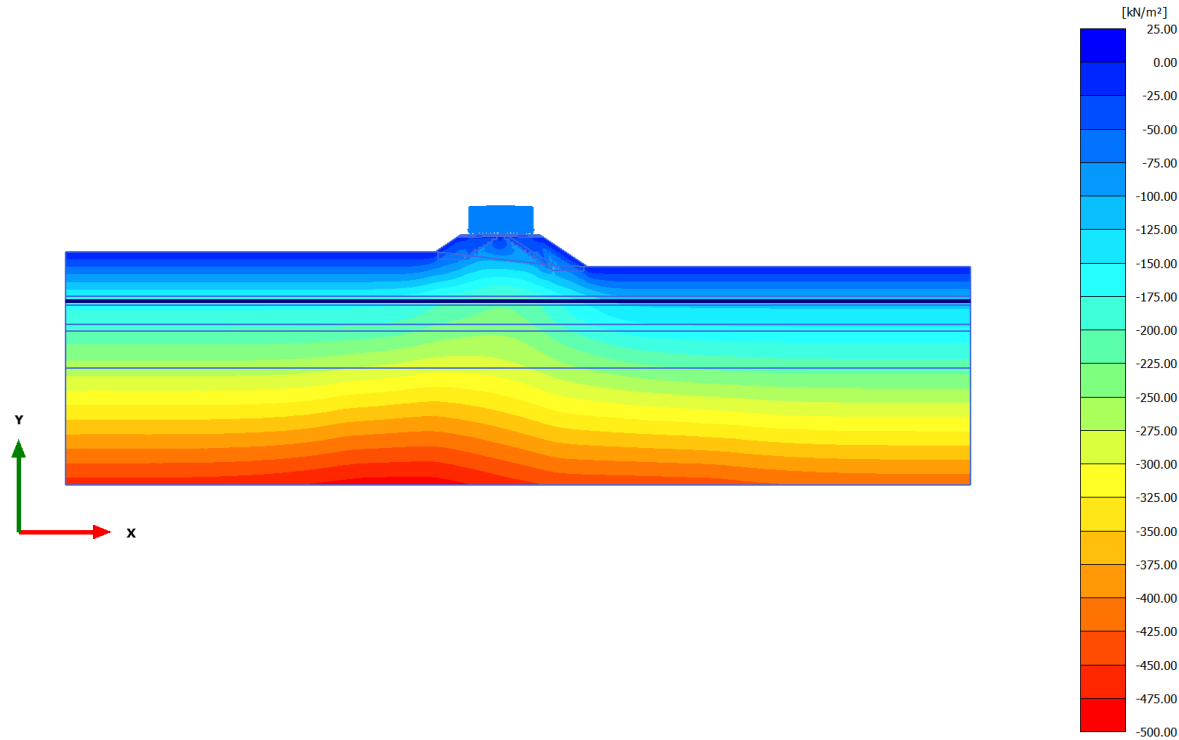


Cartesian effective stress σ'_{yy} (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times) (Time $20.08 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 9.147 kN/m² (Element 405 at Node 8455)

Minimum value = -488.4 kN/m² (Element 10783 at Node 10589)

2.2.3.2.4 Calculation results, consolidazione (75 anni) [Phase_14] (14/200), Cartesian effective stress σ'_{yy}



Cartesian effective stress σ'_{yy} (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times) (Time $47.08 \cdot 10^3$ day)

Maximum value = 9.049 kN/m² (Element 405 at Node 8455)

Minimum value = -488.3 kN/m² (Element 10783 at Node 10589)