

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO**

**INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT
INFRASTRUTTURA TRATTO ALL'APERTO**

Relazione geotecnica opere all'aperto

GENERAL CONTRACTOR	ITALFERR S.p.A.
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 X	D	C V	R B	O C 0 0 0 0	0 0 1	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	A&T	27/07/2015	CO.C.I.V.	28/07/2015	A. Mancarella	28/07/2015	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: A301-0X-D-CV-RB-OC00-00-001-A00.DOC
-----------	---

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00
Relazione geotecnica opere all'aperto

Foglio
2 di 45

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto</p> <p style="text-align: right;">Foglio 3 di 45</p>

INDICE

1.	PREMESSA.....	4
2.	SCOPO DEL DOCUMENTO	5
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.1.	Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento.....	6
3.2.	Riferimenti bibliografici	7
4.	MATERIALI E MODALITA' DI POSA IN OPERA DEL RILEVATO	8
5.	DESCRIZIONE SEZIONI DI VERIFICA.....	10
6.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	14
7.	ANALISI DI STABILITA'	15
7.1.	Descrizione dell'algoritmo	15
7.2.	Ricerca delle superfici di scorrimento	18
7.1.	Criteri di verifica in condizioni statiche	19
7.2.	Verifiche di stabilità	19
8.	CALCOLO CAPACITA' PORTANTE.....	28
9.	CALCOLO DEI CEDIMENTI	29
9.1.	Cedimenti del rilevato WBS RIVA.....	31
9.2.	Cedimenti del rilevato WBS NVVG	36
9.3.	Rilevato in affiancamento.....	41

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto	Foglio 4 di 45

1. PREMESSA

Il presente documento è stato redatto sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche in sito e di laboratorio realizzate nell'ambito della campagna di indagini per il Progetto Preliminare della linea ferroviaria e delle campagne di approfondimento successive propedeutiche allo sviluppo del Progetto Definitivo ed Esecutivo, e con riferimento a quanto riportato nella relazione geologica e nei profili geologici del progetto esecutivo.

Oggetto del documento sono le verifiche geotecniche dei rilevati ferroviari, dei rilevati stradali e delle trincee previsti dal progetto esecutivo della tratta AV/AC Milano-Genova-III Valico dei Giovi e più in particolare nelle seguenti WBS:

- INVE
- INVJ
- INVN
- INVO
- IN1M
- IN1P
- INVB
- INVC
- INVD
- INVF
- INVH
- INVK
- INVP
- NVVH
- NVVI
- NVVN
- OC00
- RI41
- RIVA
- TRVA
- TRVB
- INVI
- NVVG
- NVVL

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto	Foglio 5 di 45

2. SCOPO DEL DOCUMENTO

La finalità del rapporto è la verifica dei rilevati ferroviari, dei rilevati stradali e delle trincee individuati dalla progettazione infrastrutturale delle WBS riportate nel capitolo precedente, con specifico riferimento alla stabilità globale dell'opera, alla capacità portante del terreno in loco, ai cedimenti indotti dall'opera sul terreno di fondazione e agli effetti indotti sui binari esistenti in caso di affiancamento alla linea storica.

Il presente documento si articola nei seguenti punti:

- 1) la descrizione dei materiali da utilizzare e delle modalità da impiegare per la costruzione dei rilevati, nonché delle prove di accettazione da effettuare ed i valori da raggiungere;
- 2) la descrizione delle sezioni tipologiche prescelte per le verifiche di stabilità globale, il calcolo di portanza ed il calcolo dei cedimenti;
- 3) la descrizione delle verifiche eseguite nell'ambito delle stabilità globale sia in condizioni statiche che sismiche;
- 4) la descrizione delle verifiche relativamente al calcolo dei cedimenti, sia immediati che differiti nel tempo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto
	Foglio 6 di 45

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1. Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento

La progettazione delle opere ferroviarie della tratta sarà redatta in ottemperanza dell'Art. 20 della Legge 28 febbraio 2008, n. 31, secondo i dettami normativi antecedenti all'emissione del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, come anche confermato dalla Circolare 5 agosto 2009 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. L'Art. 20 comma 3 recita *“Per le costruzioni e le opere infrastrutturali iniziate, nonché per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano affidato i lavori o avviato progetti definitivi o esecutivi prima dell'entrata in vigore della revisione generale delle norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture e trasporti 14 settembre 2005, continua ad applicarsi la normativa tecnica utilizzata per la redazione dei progetti, fino all'ultimazione dei lavori e all'eventuale collaudo”*.

I calcoli e le disposizioni esecutive sono pertanto conformi alle seguenti normative di legge:

- [1] D.M. 11.03.1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e le scarpate, i criteri generali, e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- [2] Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 “Norme tecniche per terreni e fondazioni - Istruzioni applicative”.
- [3] D.M. 09/01/1996 – “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- [4] Circ. LL.PP. 15 ottobre 1996 n. 252 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al DM 09/01/1996.
- [5] D.M. 16/01/1996 – “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- [6] Circ. LL.PP. 10 aprile 1997 n. 65 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al DM 16/01/1996.
- [7] Istruzioni relative alle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
- [8] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- [9] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. “Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03”.
- [10] Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico PAI - (Autorità di Bacino del Fiume Po), approvato con DPCM 24/05/2001.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto
	Foglio 7 di 45

[11] EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design".

[12] RFI "Manuale di progettazione";

3.2. Riferimenti bibliografici

[13] Bishop A.W. (1955) – "The use of slip circle on the stability analysis of slopes" – Geotechnique, vol. 5, n.1, pp.7-17.

[14] Rockscience – SETTLE3D – Settlement and consolidation analysis

[15] Università di Purdue (Indiana) - STABL7 "Computer Analysis for General Slope Stability Problems"

3.3. Documenti di riferimento

A301-0X-D-CV	RO	GE	00	0	0	001	INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT	GENERALI	Relazione geologico-geomorfologica e idrogeologica
A301-0X-D-CV	P5	GE	00	0	0	001	INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT	GENERALI	Carta geologica - geomorfologica
A301-0X-D-CV	G5	GE	00	0	0	001	INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT	GENERALI	Carta idrogeologica e dei punti d'acqua
A301-0X-D-CV	FX	GE	00	0	0	001	INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT	GENERALI	Profilo geologico Binario Pari e Binario Dispari
A301-0X-D-CV	RB	GN	00	0	0	001	INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT	GENERALI	Relazione geotecnica

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto
	Foglio 8 di 45

4. MATERIALI E MODALITA' DI POSA IN OPERA DEL RILEVATO

Nel seguito si descrivono le modalità di posa in opera dei materiali al fine di garantire i requisiti richiesti dalla normativa di riferimento.

Prima della formazione del rilevato, il terreno al di sotto del piano di campagna dovrà essere asportato per uno spessore minimo di 50 cm (scotico) e comunque per tutto lo strato di terreno vegetale. L'intervento dovrà avere larghezza pari all'ingombro del rilevato. Se la quota di progetto è superiore a quella dello scotico, la stessa dovrà essere raggiunta con l'apporto di materiale di caratteristiche analoghe a quelle del materiale utilizzato per la formazione del rilevato (descritte nel seguito). Il piano di posa dovrà essere costipato mediante rullatura in modo da ottenere un valore della densità secca non inferiore al 95% della densità massima ottenuta con la prova di costipamento AASHTO modificata (CNR-BU n. 69). Il controllo del raggiungimento del richiesto grado di costipamento sarà effettuato con misure di densità in sito. Il modulo di deformazione, misurato mediante prova di carico su piastra al primo ciclo di carico nell'intervallo 0,05 MPa ÷ 0,15 MPa, non dovrà essere inferiore a 20 MPa; inoltre il rapporto dei moduli del 1° e 2° ciclo dovrà essere non inferiore a 0,60 (CNR-BU n. 146).

Dovrà essere prevista la bonifica del piano di posa ogni volta che nel corso dei lavori si dovessero trovare delle zone di terreno non idoneo (ad esempio in presenza di terreni altamente comprimibili, dotati di scadenti caratteristiche meccaniche o contenenti notevoli quantità di sostanze organiche) e/o comunque non conformi alle specifiche di progetto o alle prescrizioni contrattuali.

Sulla base di quanto si riscontrerà effettivamente in sito in fase di realizzazione dei rilevati, qualora localmente le caratteristiche del terreno presente sul fondo scavo non risultassero idonee o se le prove di accettazione non restituissero i valori prescritti, sarà necessario effettuare la bonifica sostituendo il materiale di scadenti caratteristiche con i seguenti materiali, con riferimento alla classificazione CNR-UNI 10006:

- A1, A2, A3 se proveniente da cave di prestito;
- A1, A2, A3, A4 se proveniente dagli scavi.

I materiali dovranno essere messi in opera a strati di spessore non superiore a 50 cm; per i materiali dei gruppi A2 ed A4 gli strati dovranno avere spessore non superiore a 30 cm.

A costipamento avvenuto, i valori del modulo di deformazione e della densità secca dovranno essere non minori dei valori di riferimento per il piano di posa prima indicati.

Il corpo del rilevato ferroviario sarà realizzato mediante l'impiego di terre provenienti da scavi di sbancamento appartenenti ai gruppi, in ordine di priorità, A1, A2-4, A2-5, A3, A2-6, A2-7 e A4 ovvero terre provenienti da cave di prestito, appartenenti agli stessi gruppi. Non dovranno essere impiegate terre del gruppo A3 con coefficiente di disuniformità < 7.

In ogni caso, il grado di uniformità dei materiali utilizzati, definito come il rapporto tra il passante al setaccio D60 e il passante al setaccio D10 dovrà essere ≥ 15 .

Il materiale dovrà essere steso in strati di spessore non superiore a 50 cm per le terre dei gruppi A1, A2-4 e non superiore a 30 cm per il materiale dei gruppi A2-5, A2-6, A2-7, A3 e A4.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto</p>	<p>Foglio 9 di 45</p>

Su ciascuna sezione trasversale i materiali impiegati per ciascuno strato dovranno essere dello stesso gruppo o sottogruppo.

Ogni strato dovrà essere messo in opera con un contenuto d'acqua prossimo all'ottimale e dovrà essere costipato in modo da raggiungere in ogni punto un valore della densità secca almeno pari al 95% della densità massima AASHTO modificata. Il valore del modulo di deformazione dovrà risultare non inferiore a 20 MPa per le zone di rilevato a distanza inferiore a 1 m dai bordi e a 40 MPa per la restante zona centrale. Tali valori dovranno essere determinati al primo ciclo di carico nell'intervallo 0,15 MPa – 0,25 MPa; in entrambi i casi, il rapporto tra i moduli del 1° e 2° ciclo non dovrà essere inferiore a 0,60.

In relazione alla difficoltà di ottenere i prescritti valori minimi della densità AASHTO modificata e del modulo di deformazione (minimo 40 MPa), sarà necessario porre particolare attenzione nell'utilizzo delle terre appartenenti ai gruppi A2-5 e A2-7, per le quali bisognerà effettuare preventivamente opportune prove (in situ e in laboratorio) che attestino la possibilità di raggiungere i prescritti parametri.

Il primo strato di rilevato sarà costituito dallo "strato anticapillare", posto al di sopra del piano di posa, con uno spessore di 50 cm e dovrà essere costituito da pietrischetto con dimensioni comprese tra 2 e 25 mm. Questo strato dovrà essere protetto sia inferiormente, che superiormente, con uno strato di geotessile.

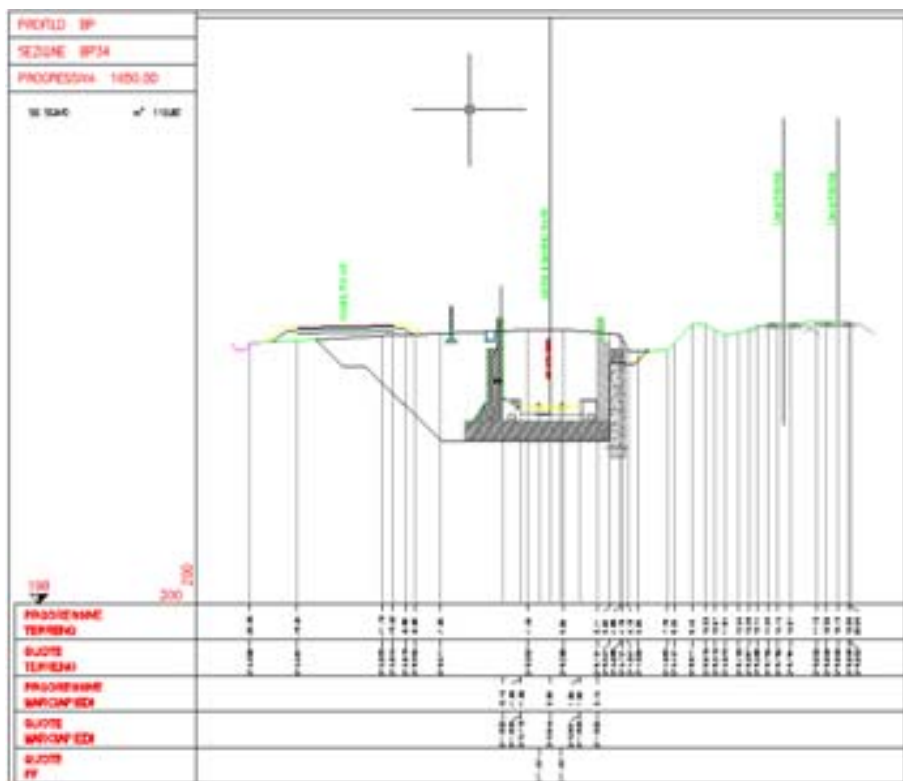
L'ultimo strato del rilevato sarà realizzato con un supercompattato caratterizzato da un elevato grado di costipamento, che costituisce il piano posa del ballast per i rilevati ferroviari.

In ogni caso, per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali da porre in opera e le modalità esecutive, si dovrà fare riferimento a quanto prescritto nel Capitolato ITALFERR.

5. DESCRIZIONE SEZIONI DI VERIFICA

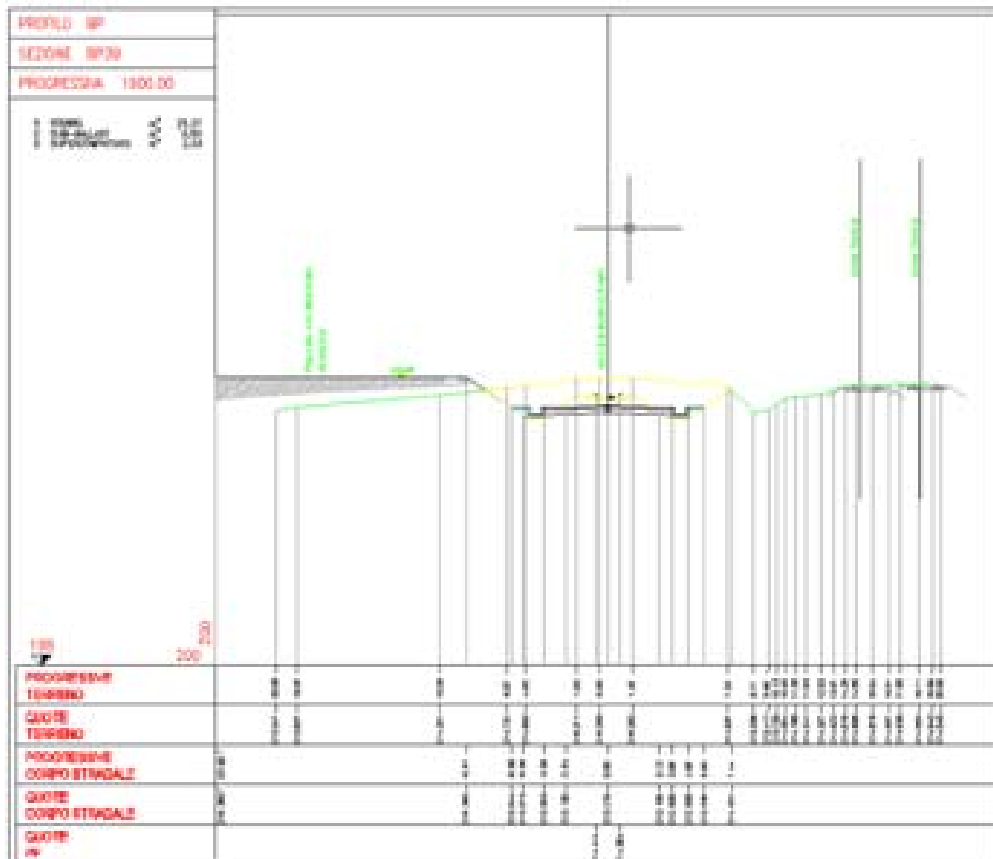
Di seguito, vengono descritte le sezioni analizzate per le verifiche di stabilità, per i calcoli dei cedimenti e della capacità portante. Suddette sezioni sono state scelte in quanto risultano essere le più sfavorevoli delle diverse tipologie a cui ci si riferiscono nelle WBS analizzate.

- TRVA: sezione BP34 (Pk 1650) trincea riferita all' interconnessione di Novi Ligure alternativa allo shunt. Questa sezione presenta un $H_{max}=6,78m$ e falda a 5,80m dal P.C. Questa trincea risulta essere provvisoria e verrà quindi ritombata una volta realizzata l'opera definitiva.



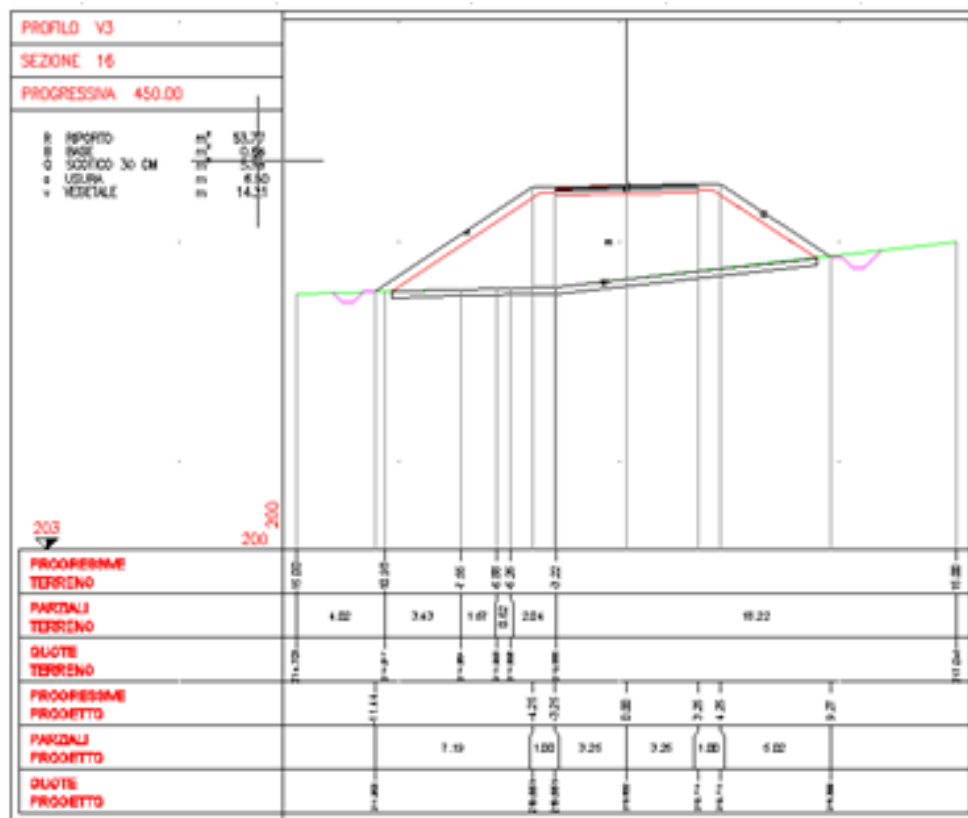


- TRVA: sezione BP39 (Pk 1900) trincea riferita all' interconnessione di Novi Ligure alternativa allo shunt. Questa presenta un $H_{max}=1,81$ e falda a 5,80m dal P.C. Questa trincea è da considerarsi definitiva.





- NVVG sezione 16 (Pk 0+786,00 a Pk 1+371,00) rilevato stradale riferito all'interconnessione di Novi Ligure alternativa allo shunt. Questa sezione presenta un $H_{max}=4,75$ m



6. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica generale contenente i parametri geotecnici definiti a partire dai risultati delle indagini geognostiche.

I parametri geotecnici assunti per le verifiche di stabilità sono sintetizzati nella tabella seguente:

Unità geotecnica	Profondità da estradosso trave di testata	Peso di volume γ (kN/m ³)	Coesione efficace c' (kPa)	Angolo di attrito ϕ' (°)	Modulo def. E (MPa)	Coeff. Poisson ν (-)
fL2 – Depositi di alluvioni medi – ghiaie e sabbie	fino a – 7.0 m	18.00	10.00	30.00	35.00	0.3
aL2 – Argille di Lugagnano alterate	da – 7.0 m, fino a - 20.0 m	19.50	40.00	24.00	100.00	0.3
aL1 - Argille di Lugagnano	da - 20.0 m fino a - 22.0 m	20.50	70.00	28.00	200.00	0.3
aL1_sott - Argille di Lugagnano sottofondo	oltre - 22.0 m	20.50	70.00	28.00	600.00	0.3

	Parametri di progetto		
	γ (kN/m ³)	c (kg/cm ²)	ϕ' (°)
Rilevato	20.0	0.0	38

Il livello di falda è assunto pari a -5.8m da p.c.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto
	Foglio 15 di 45

7. ANALISI DI STABILITA'

Le analisi di stabilità sono state eseguite utilizzando il programma PC STABL7 "Computer Analysis for General Slope Stability Problems", sviluppato nella Università di Purdue (Indiana) nel 1975 da Ronald A. Siegel (Graduate Instructor), nell'ambito del progetto di ricerca Joint Highway Research Project della Engineering Experiment Station in cooperazione con la Indiana State Highway Commission.

Esso è stato successivamente aggiornato con una serie di opzioni che riguardano sia la modellazione del pendio sia l'algoritmo di calcolo nell'ambito degli studi inerenti la stabilità dei pendii.

Il programma è in grado di fornire una soluzione generale ai problemi bidimensionali di stabilità dei pendii, analizzando superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

L'approccio utilizzato è del tipo all'equilibrio limite e rappresenta una variante del metodo Bishop. Il calcolo del fattore di sicurezza relativo alla stabilità del versante viene condotto ripartendo in conci verticali il corpo di scorrimento potenziale ed assumendo orizzontali le forze di interfaccia tra i conci verticali.

PCSTABL7 è programmato per tener conto dei terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle idrostatiche e di sollecitazioni sismiche con il metodo pseudostatico.

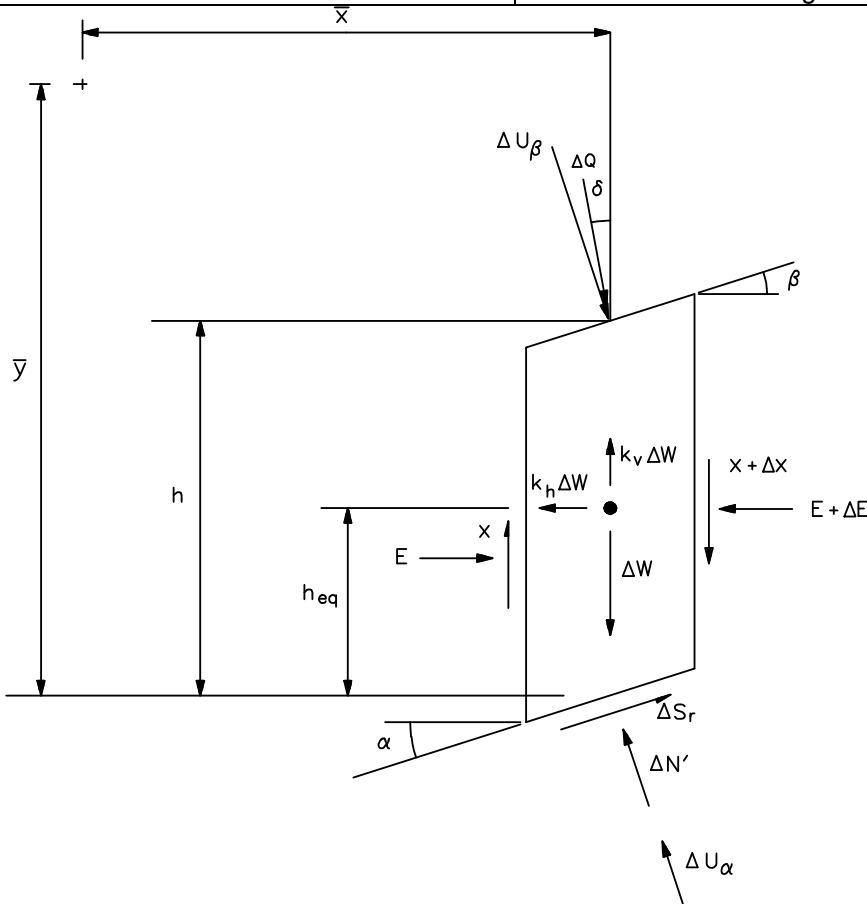
Quest'ultimo rappresenta gli effetti del sisma con una forza di inerzia orizzontale pari al prodotto del peso del terreno individuato dalla superficie di scorrimento considerata per il coefficiente di intensità sismica.

7.1. Descrizione dell'algoritmo

Le forze agenti sul generico concio sono rappresentate nella Fig. A. La geometria di ciascun concio è descritta dalla sua altezza h misurata lungo la verticale baricentrica, dalla sua larghezza x , e dall'inclinazione del segmento di base e di quello di sommità, rispettivamente α e β .

Fig. A

FORZE CONSIDERATE NEL MODELLO DI CALCOLO



L'equilibrio di tutte le forze attorno ad un arbitrario punto 0 viene espresso dalla seguente equazione:

$$\sum_1^n I (\Delta N' + \Delta U_\alpha) (\bar{y} \sin \alpha - \bar{x} \cos \alpha) + \Delta U_\beta (\bar{x} \cos \beta - \bar{a} \sin \beta) + \Delta Q (\bar{x} \cos \delta - \bar{a} \sin \delta) + \Delta W (1 - k_v) \bar{x} + k_h \Delta W (\bar{y} - h_{eq}) - \Delta S_r (\bar{x} \sin \alpha + \bar{y} \cos \alpha) J = 0 \quad [1]$$

dove:

ΔU_α e ΔU_β

sono le spinte idrostatiche alla base ed alla sommità di ciascun concio;

ΔQ

è la risultante di un sovraccarico uniformemente distribuito sulla superficie del pendio;

δ

ne misura l'angolo di incidenza;

k_v e k_h

sono i coefficienti sismici verticali ed orizzontali relativi al peso del concio;

h_{eq}

è la distanza tra la base di ciascun concio e la componente orizzontale dell'azione sismica;

\bar{a}

$\bar{y} - h$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto
	Foglio 17 di 45

L'equilibrio delle forze verticali applicate al concio è espresso da

$$\left(\Delta N' + \Delta U_{\alpha}\right) \bar{x} \cos \alpha + \Delta S r \sin \alpha + \Delta X - \Delta W \left(1 - k_v\right) - \Delta U_{\beta} \cos \beta - \Delta Q \cos \delta = 0 \quad [2]$$

Si sostituisce nella [1] e [2]:

$$\Delta S r = \frac{\Delta C'_{\alpha} + \Delta N' \tan \phi'_{\alpha}}{F}$$

dove:

$\Delta N'$ sono le spinte idrostatiche alla base ed alla sommità di ciascun concio;

$\Delta C'_{\alpha}$ e ϕ'_{α} sono rispettivamente la coesione e l'angolo di attrito caratteristici del materiale, disponibili alla base del concio.

Risolvendo l'equazione [2] rispetto a $\Delta N'$ e sostituendo l'espressione risultante nella [1] si ottiene, dopo alcuni passaggi, la seguente equazione contenente n+1 incognite, F ed i valori ΔX

dove:

$$\sum_l^n y \frac{A1 - F A2}{F + A3} = \sum_l^n y \Delta X \left(\frac{\tan \alpha - \tan \frac{\phi'_a}{F} - \frac{\bar{x}}{y}}{1 + \tan \alpha \tan \frac{\phi'_a}{F}} \right) \quad [3]$$

dove:

$$\begin{aligned} A1 & \frac{\Delta C'_{\alpha}}{\cos \alpha} + \tan \phi'_{\alpha} \left[\Delta W \left(1 - k_v - k_h \left(1 - \frac{h_e}{y} \right) \tan \alpha \right) - \frac{\Delta U_{\alpha}}{\cos \alpha} + \Delta U_{\beta} \left(\cos \beta + \frac{\bar{a}}{y} \tan \alpha \sin \beta \right) + \right. \\ & \left. \Delta Q \left(\cos \delta + \frac{\bar{a}}{y} \tan \alpha \sin \beta \right) + \Delta Q \left(\cos \delta + \frac{\bar{a}}{y} \tan \alpha \sin \delta \right) \right] \\ A2 & \Delta W \left[\left(1 - k_v \right) \tan \alpha + k_h \left(1 - \frac{h_e}{y} \right) \right] + \Delta U_{\beta} \left(\tan \alpha \cos \beta - \frac{\bar{a}}{y} \sin \beta \right) + \Delta Q \left(\tan \alpha \cos \delta - \frac{\bar{a}}{y} \sin \delta \right) \\ A3 & \tan \alpha \tan \phi'_{\alpha} \end{aligned} \quad [4]$$

Facendo uso dell'ipotesi semplificativa di Bishop

$$\Delta X = 0$$

l'espressione [3] diventa

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto	Foglio 18 di 45

$$\sum_i^n y \frac{A1 - F A2}{F + A3} = 0 \quad [5]$$

Allorché la coordinata \bar{y} del polo rispetto al quale si opera l'equilibrio alla rotazione tende all'infinito, la differenza tra i singoli valori di ogni concio diviene trascurabile e y può essere considerato uguale per tutti i conci e quindi la [5] diventa:

$$\sum_i^n y \frac{A1 - F A2}{F + A3} = 0 \quad [6]$$

dove l'espressione dei coefficienti A1 e A2 è semplificata rispetto alla [4].

L'equazione [6] costituisce l'algoritmo del programma di calcolo STABL, nella versione sviluppata nel 1975 da R.Siegel, che si può definire come metodo di Janbu semplificato.

Essa viene utilizzata nei casi in cui si esaminino superfici di scorrimento di forma irregolare o a cuneo.

Se, per una superficie di forma circolare, consideriamo il momento attorno al centro del cerchio, $y = r \cos\alpha$, l'equazione [5] diventa

$$\sum r \cos\alpha \frac{A1 - F A2}{F + A3} = 0$$

oppure, poiché $r = \text{costante}$

$$\sum \cos\alpha \frac{A1 - F A2}{F + A3} = 0 \quad [7]$$

dove A1, A2 ed A3 sono espressi nella [4].

L'equazione [7] è l'algoritmo di calcolo del coefficiente di sicurezza secondo il metodo di Bishop semplificato.

Esso viene adottato per le superfici di scorrimento di forma circolare.

7.2. Ricerca delle superfici di scorrimento

Il programma esamina superfici di scorrimento di forma qualsiasi, con numerose opzioni per l'individuazione di quella critica.

Invero un algoritmo di generazione può ricercare in modo automatico un numero richiesto di superfici con caratteristiche predeterminate o, in alternativa, consente l'esame di una prefissata superficie singola.

Nel caso attuale lo studio è stato svolto utilizzando superfici circolari.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-0X-D-CV-RB-0C00-00-001_A00 Relazione geotecnica opere all'aperto	Foglio 19 di 45

Il programma prevede che si assegnino gli intervalli di inizio e di termine dei cerchi ed esplora la fascia da essi individuata, generando un numero prefissato di superfici di tentativo.

In questo studio ogni condizione è stata esaminata mediante cento superfici, rappresentando graficamente le dieci più critiche.

7.1. Criteri di verifica in condizioni statiche

In condizioni statiche il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto dal programma dovrà risultare superiore ad 1.3 in base a quanto previsto dal DM 1988.

Le verifiche sono state condotte considerando un sovraccarico dovuto al traffico ferroviario pari a $q=40$ kPa ed un sovraccarico dovuto al traffico stradale pari a $q=20$ kPa.

Azione sismica

Per valutare lo stato deformativo e tensionale in condizione di carico sismica, sono applicate le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo, secondo il metodo pseudostatico previsto dall'Ordinanza Ministeriale n° 3274.

I parametri relativi alla categoria di suolo (S) e alla deformabilità della struttura (r) sono pari a:

$$S = 1.25; \quad r = 1.0$$

I coefficienti sismici orizzontale e verticale sono pari a: $k_h = 0.06$; $k_v = 0.03$

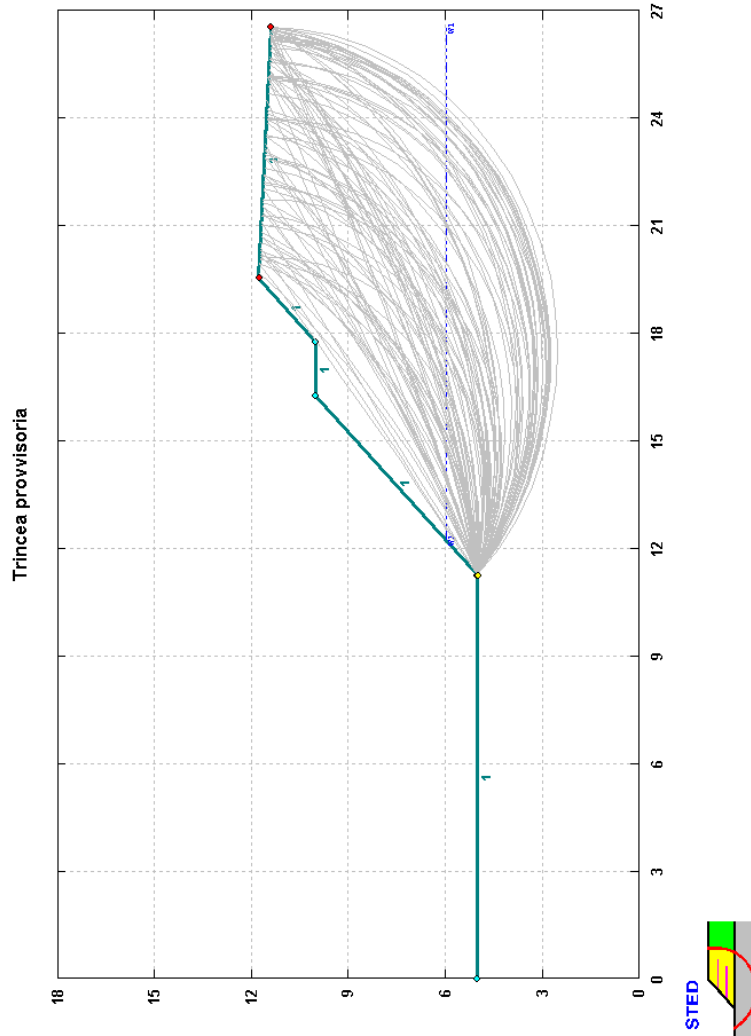
Il sovraccarico accidentale dovuto alle operazioni di cantiere è considerato nullo in concomitanza all'azione sismica.

7.2. Verifiche di stabilità

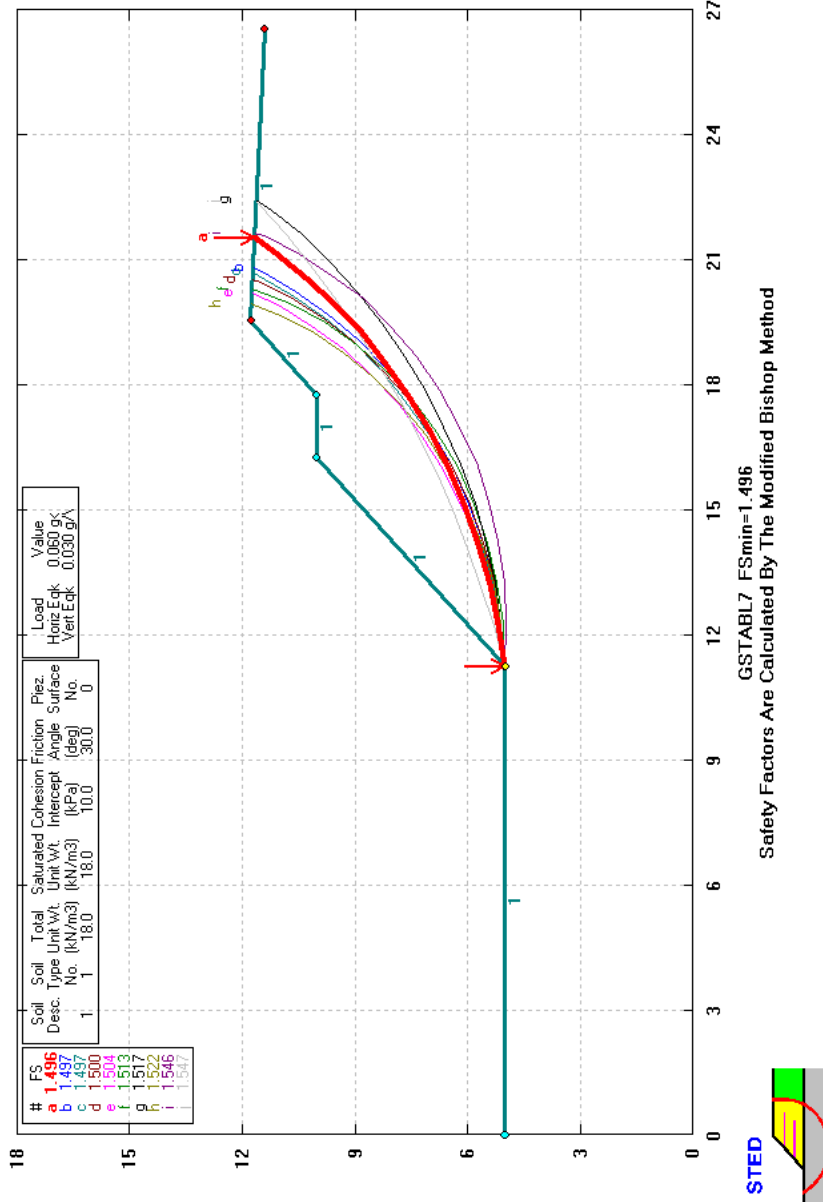
Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi di stabilità dei rilevati stradale e ferroviario e delle trincee provvisorie e definitive ferroviarie delle rispettive WBS NVVG, RIVA, TRVA descritte in precedenza. Le verifiche sono condotte considerando la presenza dello strato di scotico pari a 50 cm. La falda è stata considerata a vantaggio di sicurezza a 5.80 m circa da p.c. Per ciascuna sezione analizzata, sono riportate le cento superfici di scivolamento considerate e le dieci con fattore di sicurezza minore.

Come si vede nelle tabelle di riepilogo, tutte le sezioni analizzate risultano verificate come da Normativa di riferimento, sia in condizione statica che sismica.

- **TRVA (sezione BP34 - Pk 1650) – Trincea ferroviaria (provvisoria)**

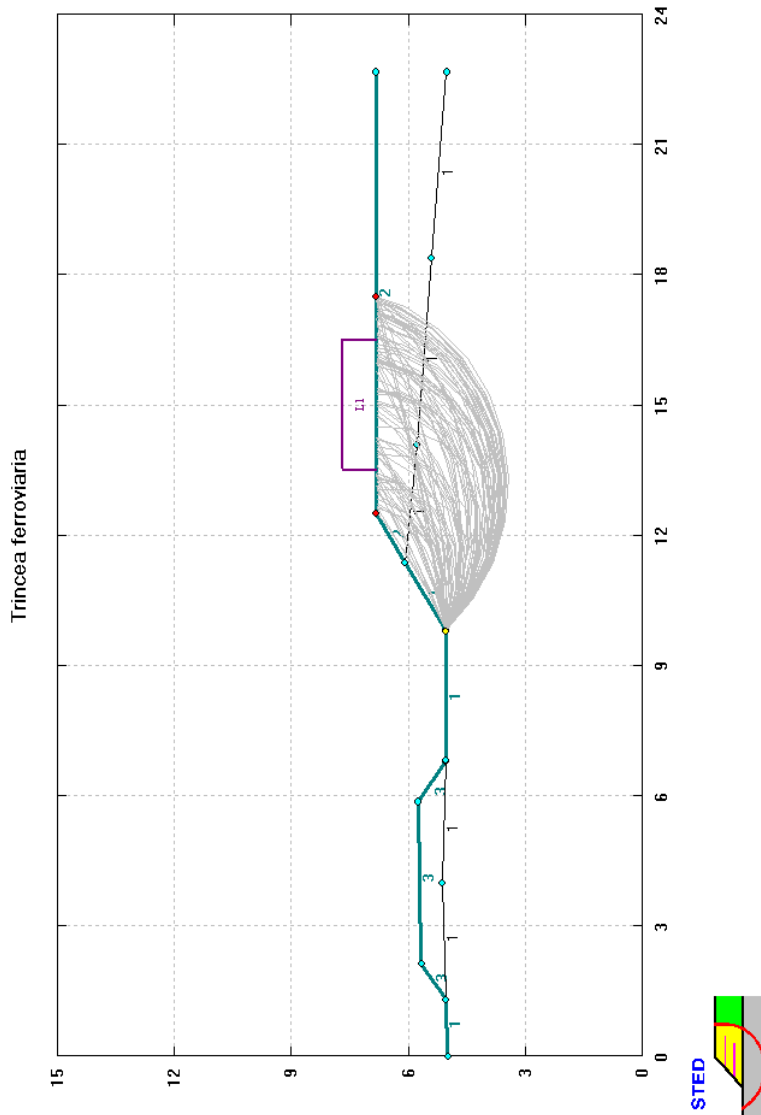


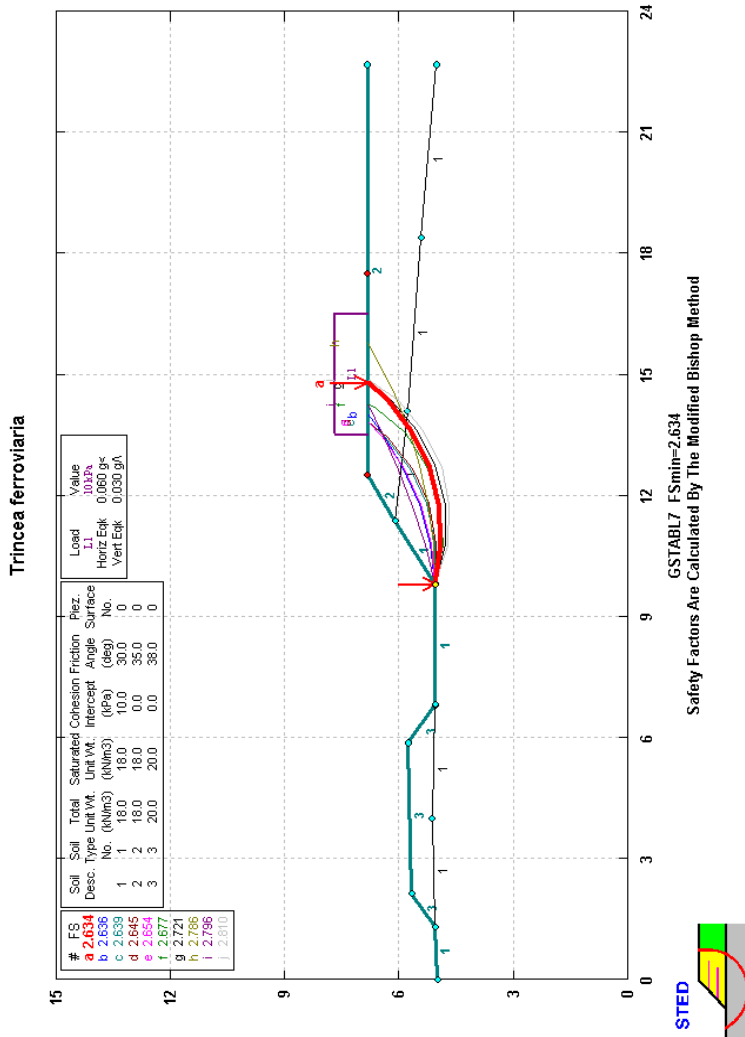
Trincea provvisoria



Analisi	Sovraccarico q (kPa)	FS _{min}	FS _{richiesto}	Verifica
Statica	0	1.601	1.3	SI

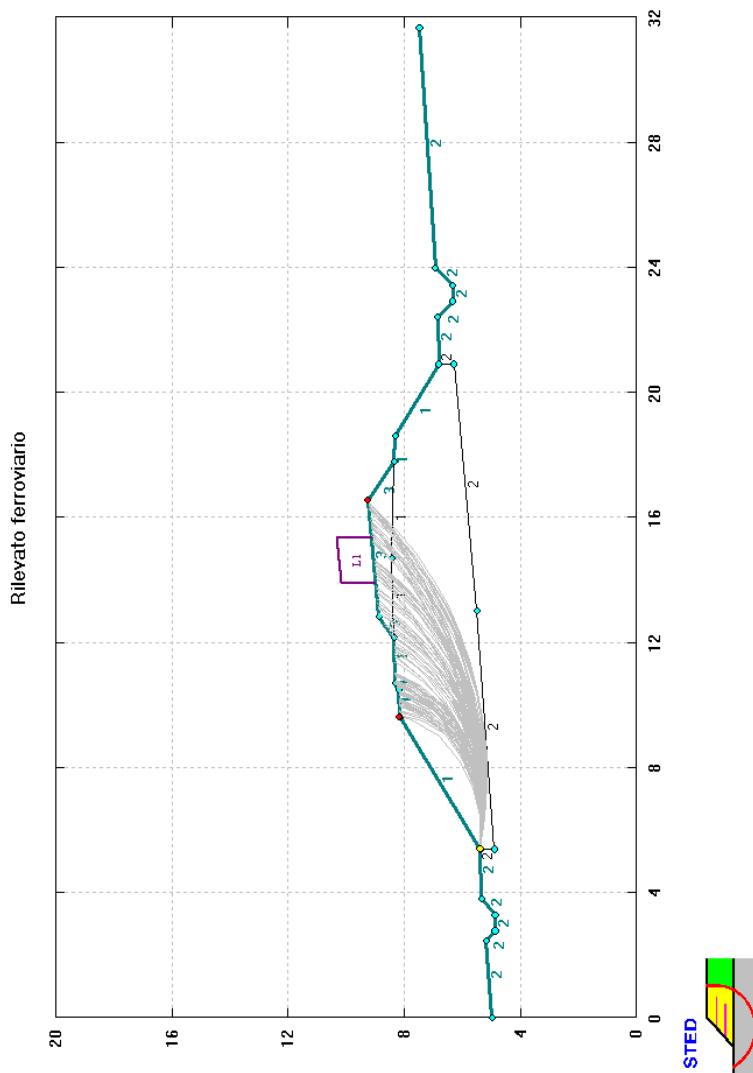
- **TRVA (sezione BP39- Pk 1900) - Trincea ferroviaria**

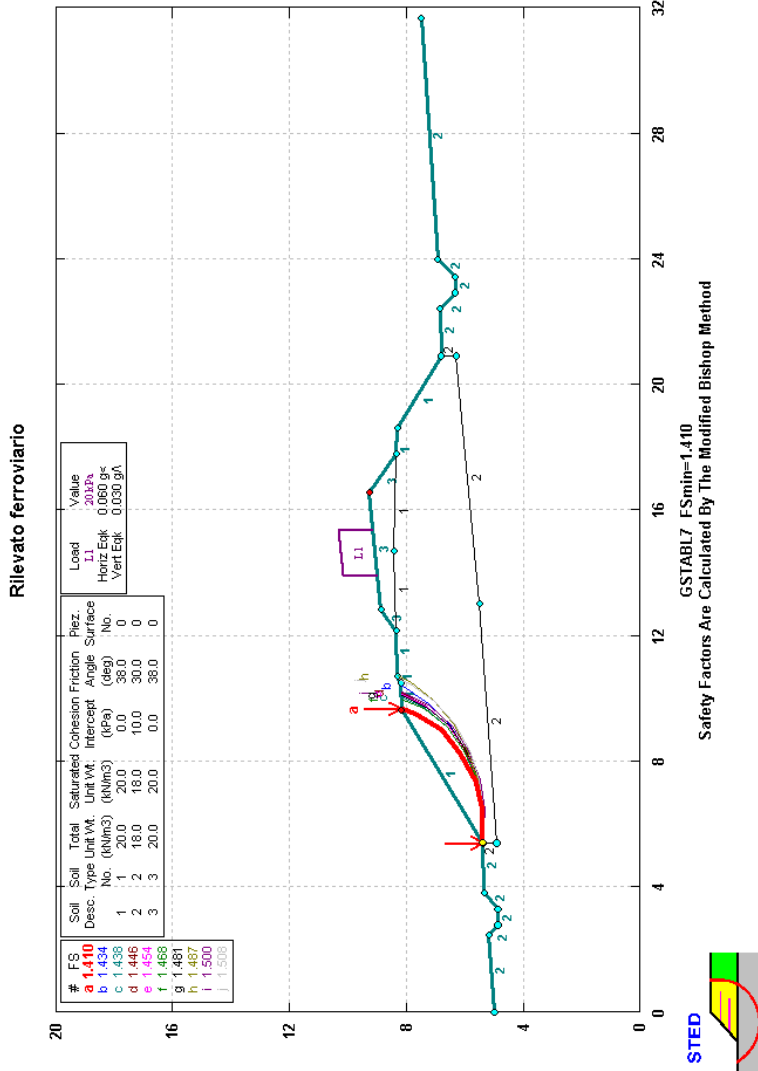




Analisi	Sovraccarico q (kPa)	FS _{min}	FS _{richiesto}	Verifica
Sismica	10	2.634	1.1	SI

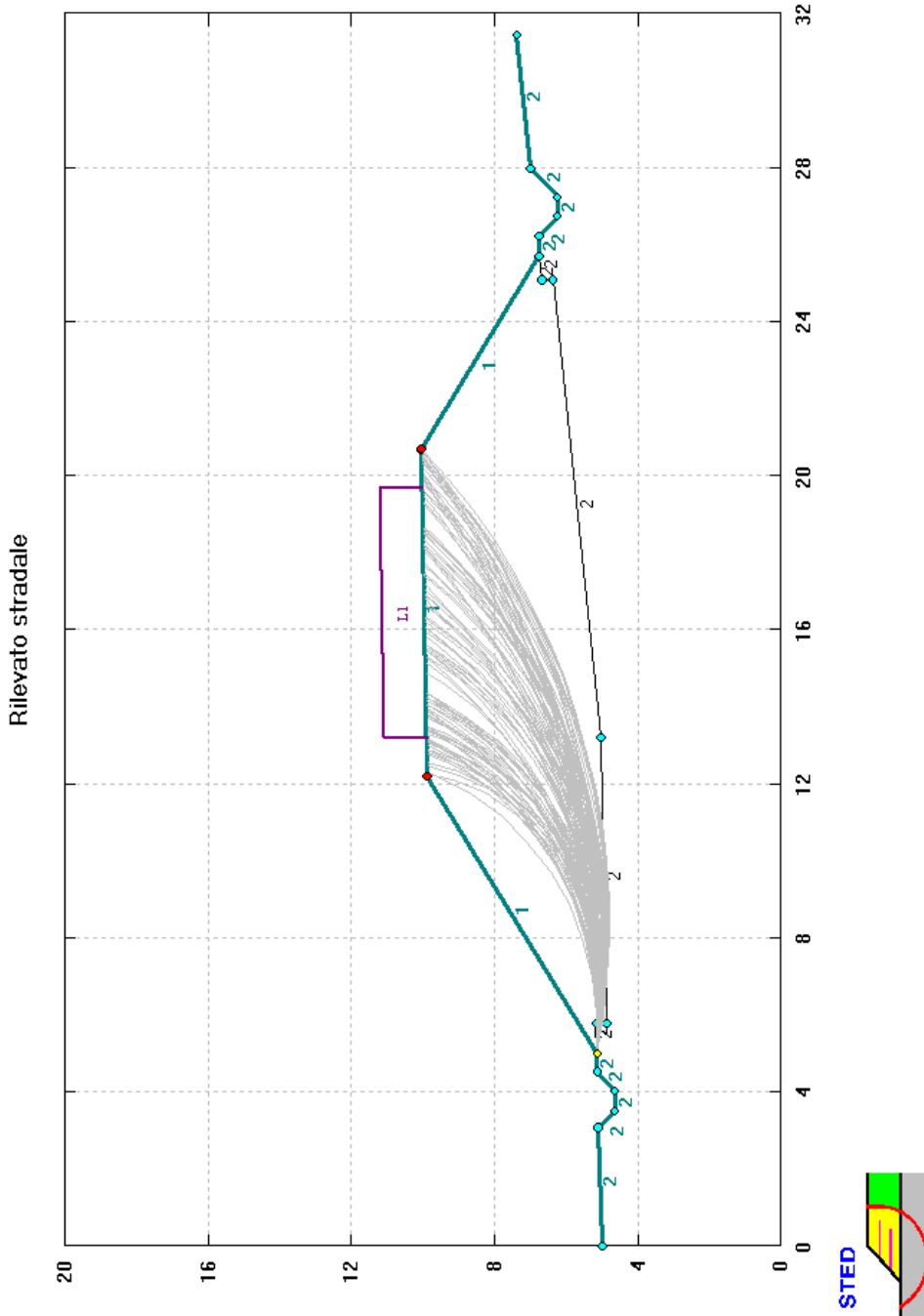
- RIVA (sezione BD49 – Pk 1+859,00 a Pk 2+741,00)



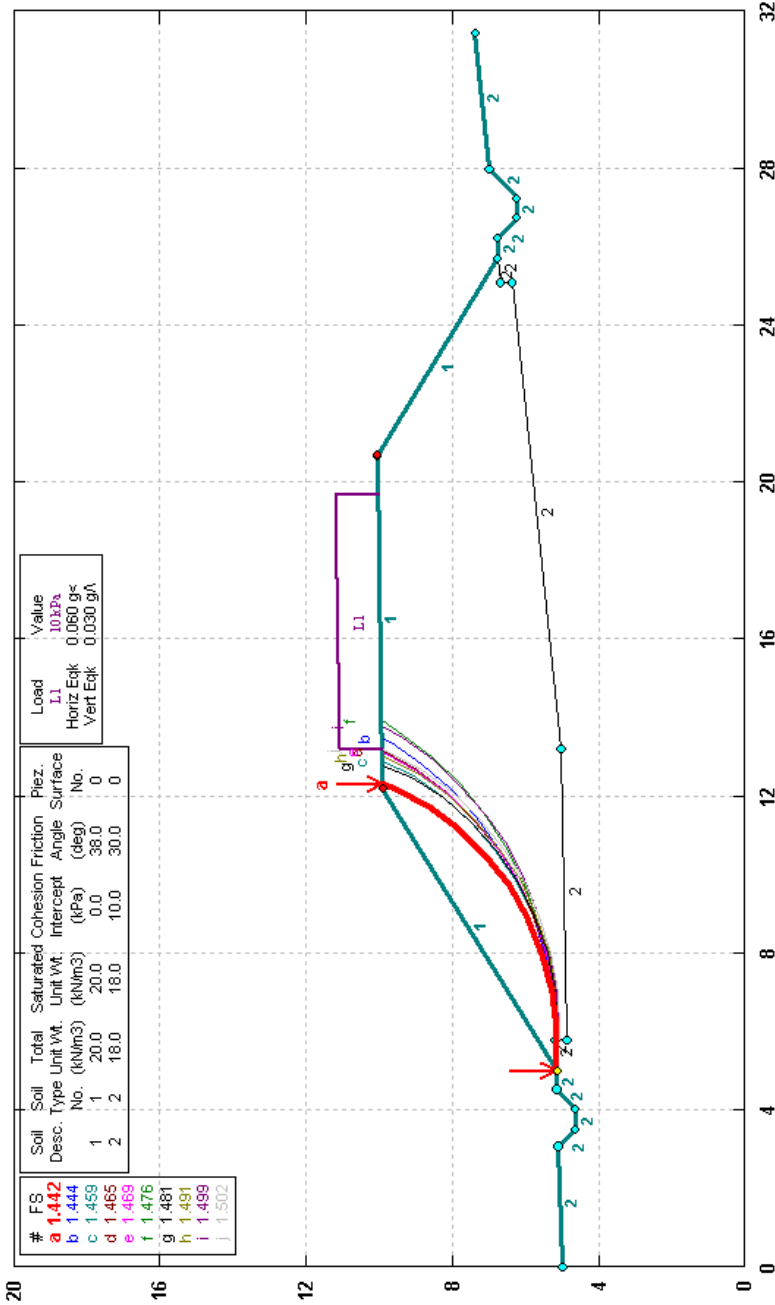


Analisi	Sovraccarico q (kPa)	FS _{min}	FS _{richiesto}	Verifica
Sismica	20	1.410	1.1	SI

• NVVG (sezione 16 – Pk 0+786 a Pk 1+371,36) – Rilevato stradale



Rilevato stradale



GSTABL7 FSmin=1.442
Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method

#	FS	Soil Desc.	Total Unit Wt. (kNm3)	Saturated Unit Wt. (kNm3)	Cohesion (kPa)	Friction Angle (deg)	Piez. Surface No.
a	1.442	1	20.0	20.0	0.0	38.0	0
b	1.444	1	20.0	20.0	0.0	38.0	0
c	1.459	2	18.0	18.0	10.0	30.0	0
d	1.465	2	18.0	18.0	10.0	30.0	0
e	1.469	2	18.0	18.0	10.0	30.0	0
f	1.476	2	18.0	18.0	10.0	30.0	0
g	1.481	2	18.0	18.0	10.0	30.0	0
h	1.491	2	18.0	18.0	10.0	30.0	0
i	1.499	2	18.0	18.0	10.0	30.0	0
j	1.502	2	18.0	18.0	10.0	30.0	0

Analisi	Sovraccarico q (kPa)	FS _{min}	FS _{richiesto}	Verifica
Sismica	10	1.442	1.1	SI

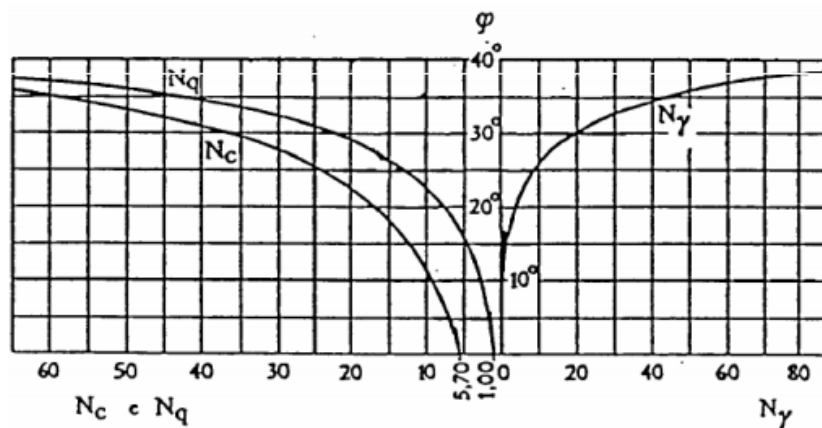
8. CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Per il calcolo della capacità portante del terreno al di sotto del rilevato si è utilizzata la formula trinomia di Terzaghi:

$$q_{lim} = N_c c + N_q q_0 + N_\gamma \frac{1}{2} \gamma B$$

con

N_c , N_q , N_γ = fattori di capacità portante funzione di φ .



I fattori di capacità portante sono stati calcolati tramite le formulazioni di Vesic, per cui risulta per $\varphi=30^\circ$:

$$N_c = 30.14$$

$$N_q = 18.40$$

$$N_\gamma = 22.40$$

Trascurando la coesione del primo strato e utilizzando l'approccio 2 delle NTC 2008 (A1+M1+R3) risulta:

$$q_{amm} = 8.1 \text{ kg/cm}^2$$

Come si vedrà nelle modellazioni riportate di seguito, i rilevati analizzati scaricano sul terreno di fondazione un carico massimo pari a $1 \text{ kg/cm}^2 \ll q_{amm} = 8.1 \text{ kg/cm}^2$. La capacità portante del terreno di fondazione risulta quindi verificata.

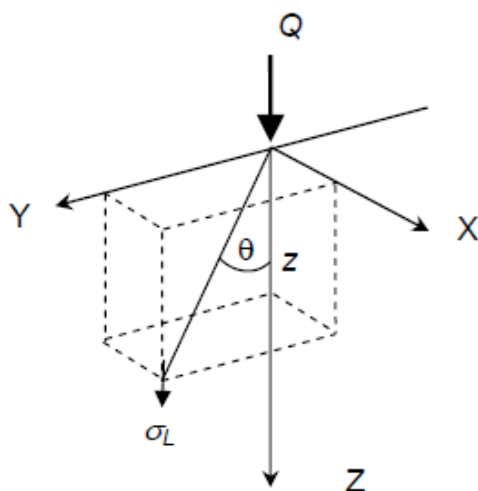
9. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il calcolo dei cedimenti dei rilevati è stato effettuato mediante la modellazione utilizzando il software SETTLE 3D sviluppato da Rockscience.

Per il calcolo delle sovrappressioni dovute all'applicazione del carico, il programma utilizza la teoria di Boussinesq per la quale:

$$\sigma_L = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^5 \theta$$

Dove σ_L rappresenta la pressione dovuta al carico in ogni punto del semispazio



Per quanto riguarda i cedimenti vengono calcolati utilizzando le seguenti formulazioni:

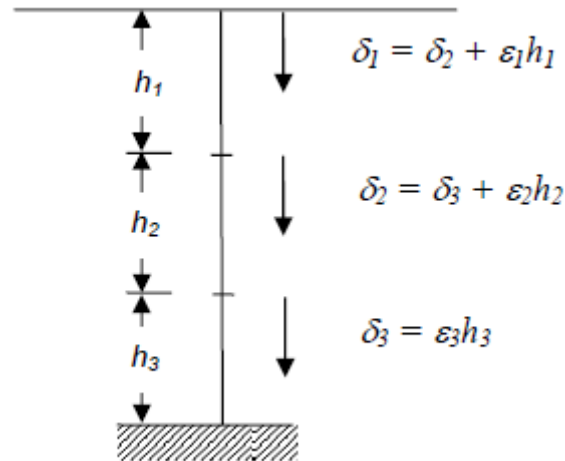
- Cedimento immediato dopo l'applicazione del carico

$$E = E_s \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E_s}$$

$$\delta = \Delta z = \varepsilon h$$

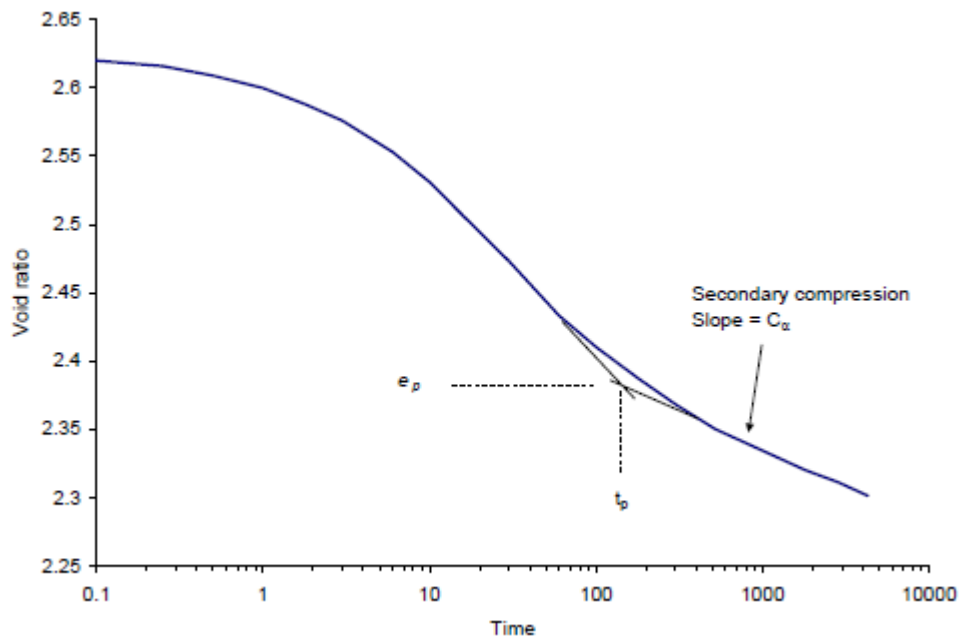
$$\delta_i = \delta_{i+1} + \varepsilon_i h_i$$



- Cedimento dovuto alla consolidazione

$$\Delta \varepsilon = \frac{C_r}{1 + e_0} \log \left(\frac{P_c}{\sigma_i} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma_f'}{P_c} \right)$$

- Cedimento secondario



$$\Delta \varepsilon_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} \log \frac{t_2}{t_1}$$

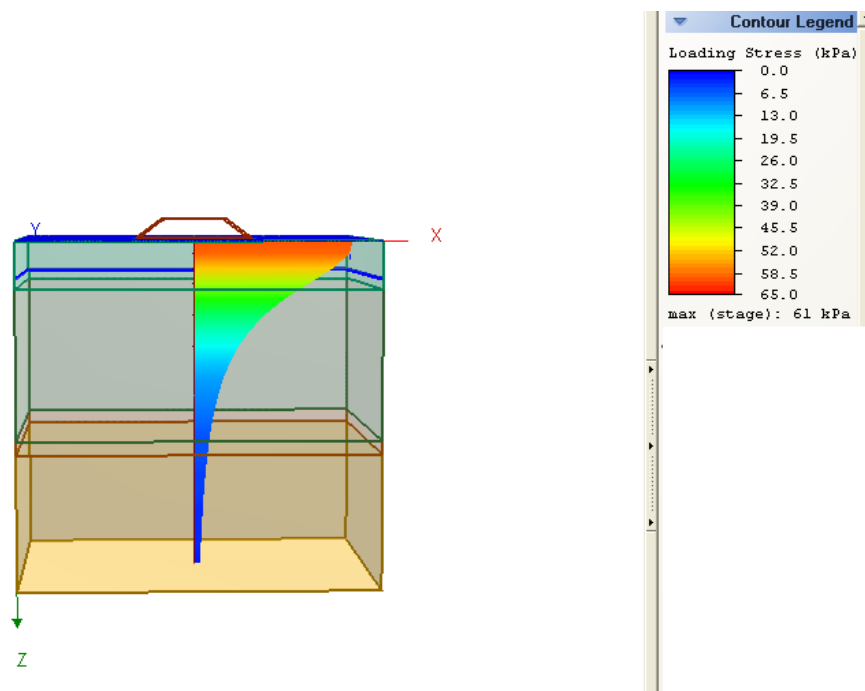
Vengono riportati di seguito i risultati per i rilevati analizzati a diversi stage temporali, considerando il cedimento totale come somma di tutti i cedimenti sopra descritti. Secondo la teoria del Lancellotta i cedimenti secondari risultano essere dell'ordine del 10-15% dei cedimenti totali

9.1. Cedimenti del rilevato WBS RIVA

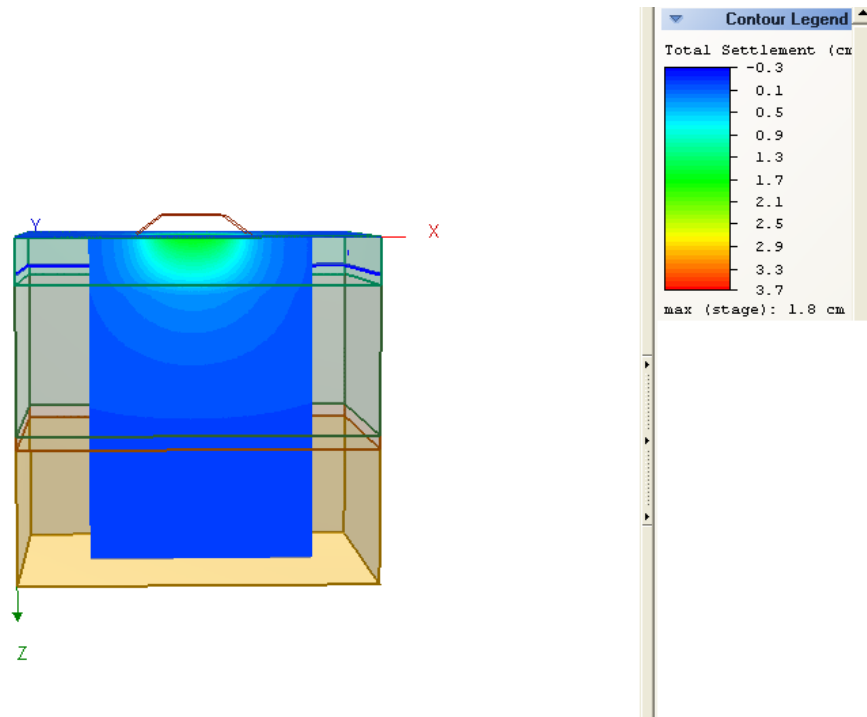
Vengono riportati di seguito i risultati in termini di pressioni e cedimenti del rilevato a diversi stage di calcolo che tengono in considerazione i diversi tipi di cedimenti che occorrono nel tempo.

Il cedimento massimo totale risulta essere pari a 2.87cm ed è compatibile con la funzionalità dell'opera.

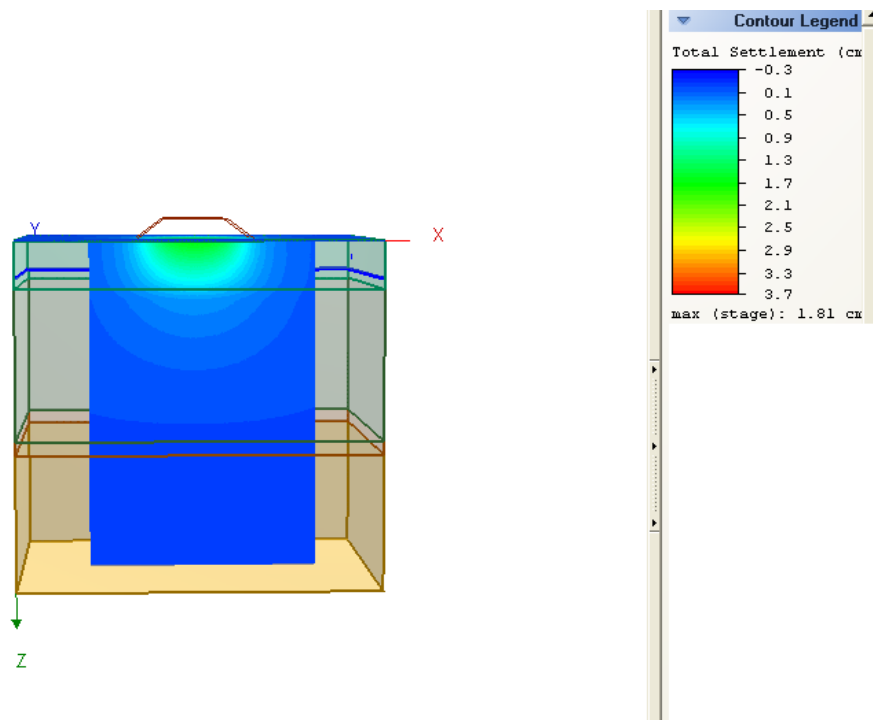
Stage	Tempo [anni]	Cedimento totale [cm]
1 (costruzione del rilevato)	0	1.8
2	0.1	1.81
3	1	1.87
4	10	2.18
5	50	2.62
6	100	2.87



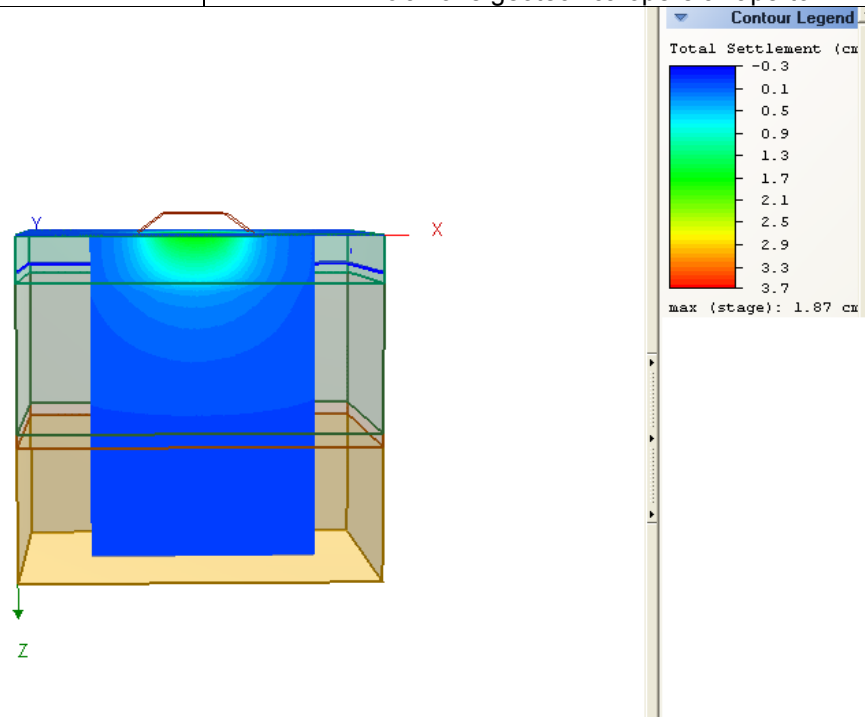
Andamento delle pressioni al di sotto del rilevato



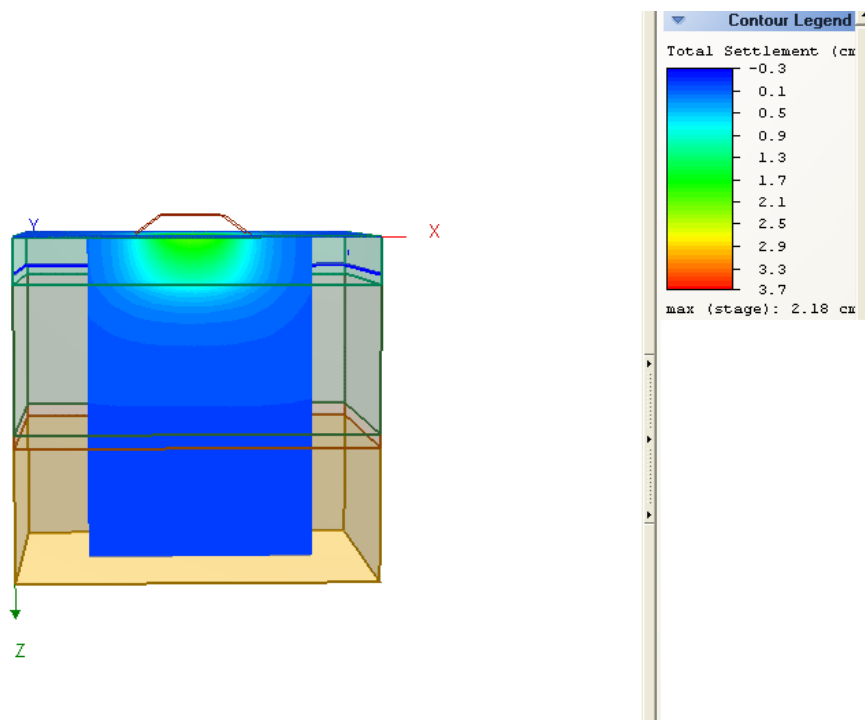
Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 1 t=0y



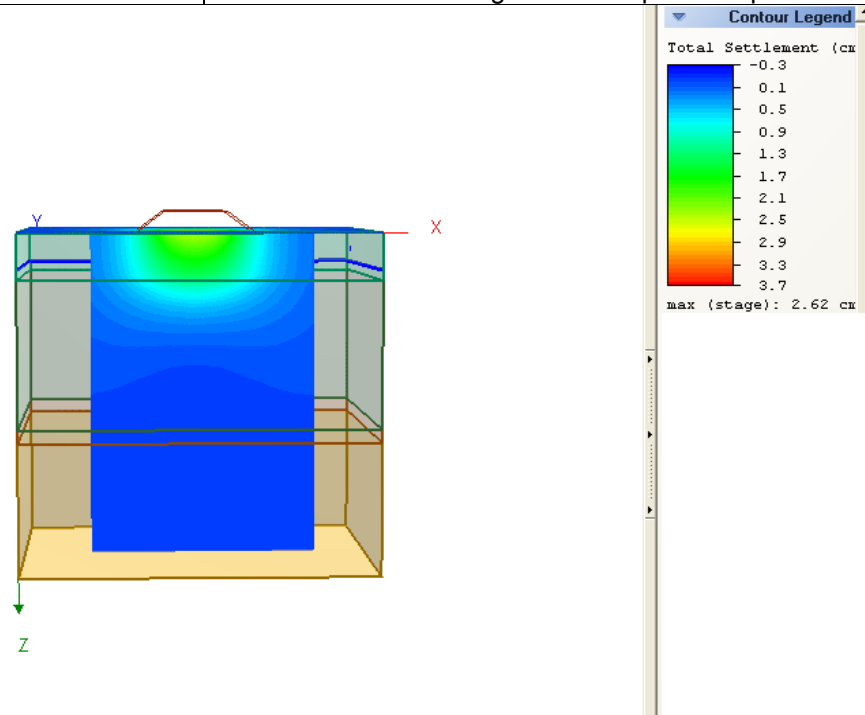
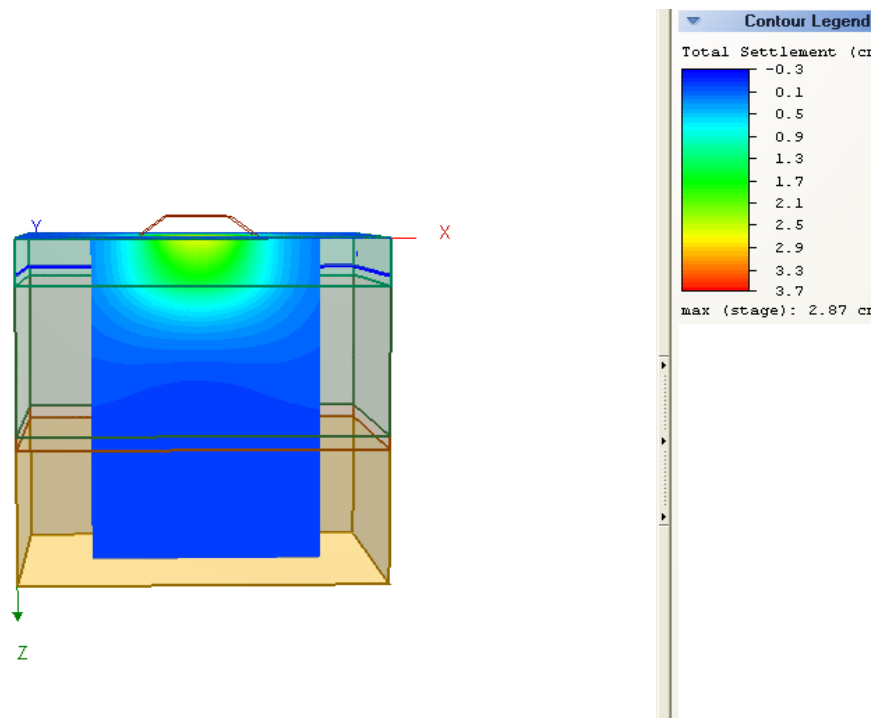
Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 2 t=0.1y



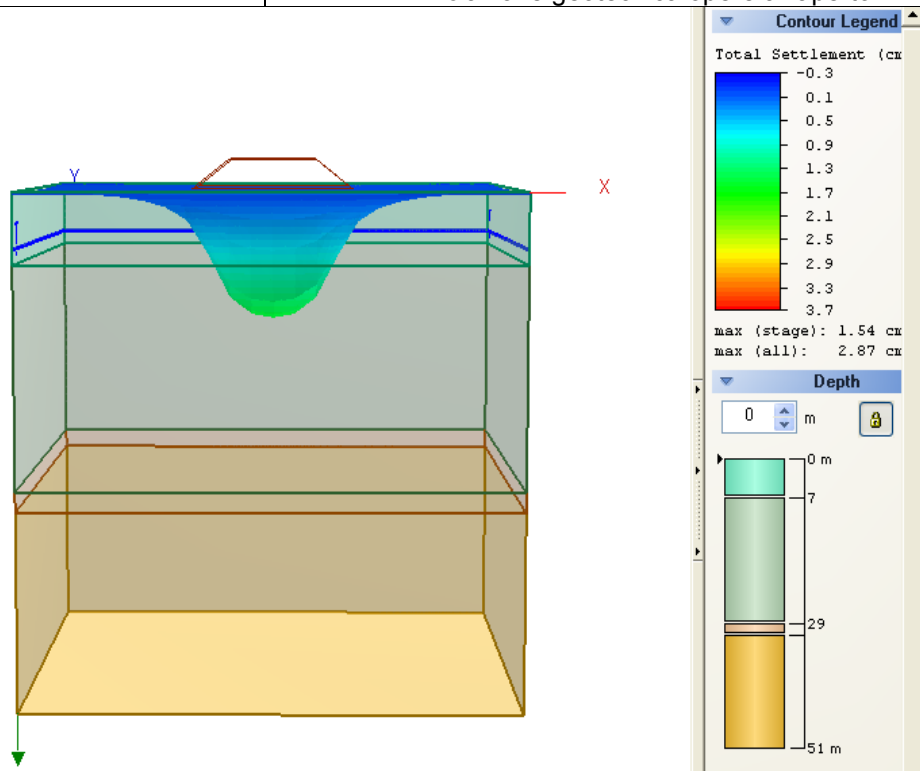
Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 3 t=1y



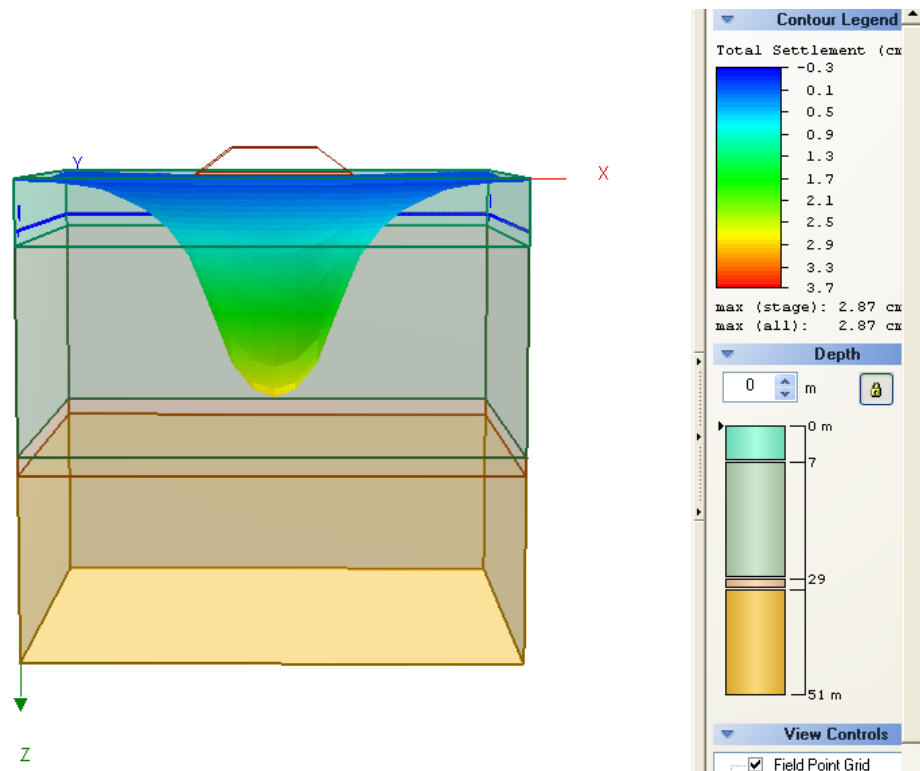
Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 4 t=10y

Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 5 $t=50y$ Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 6 $t=100y$

Di seguito si riportano le visualizzazioni dei cedimenti 3D per gli stage 1 e 6.



Cedimenti 3D sotto del rilevato – Stage 1 t=0y



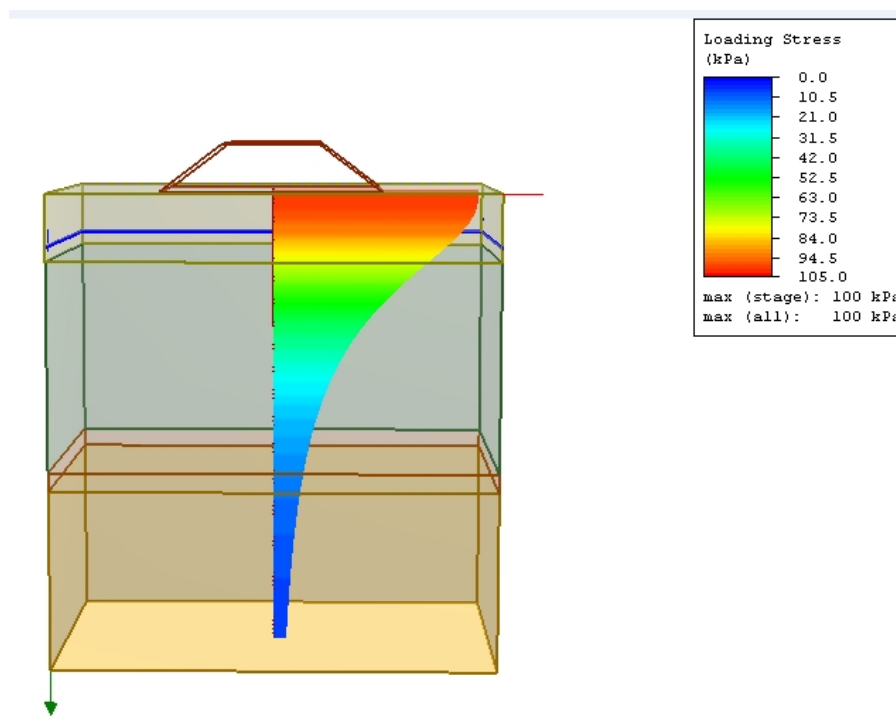
Cedimenti 3D sotto del rilevato – Stage 6 t=100y

9.2. Cedimenti del rilevato WBS NVVG

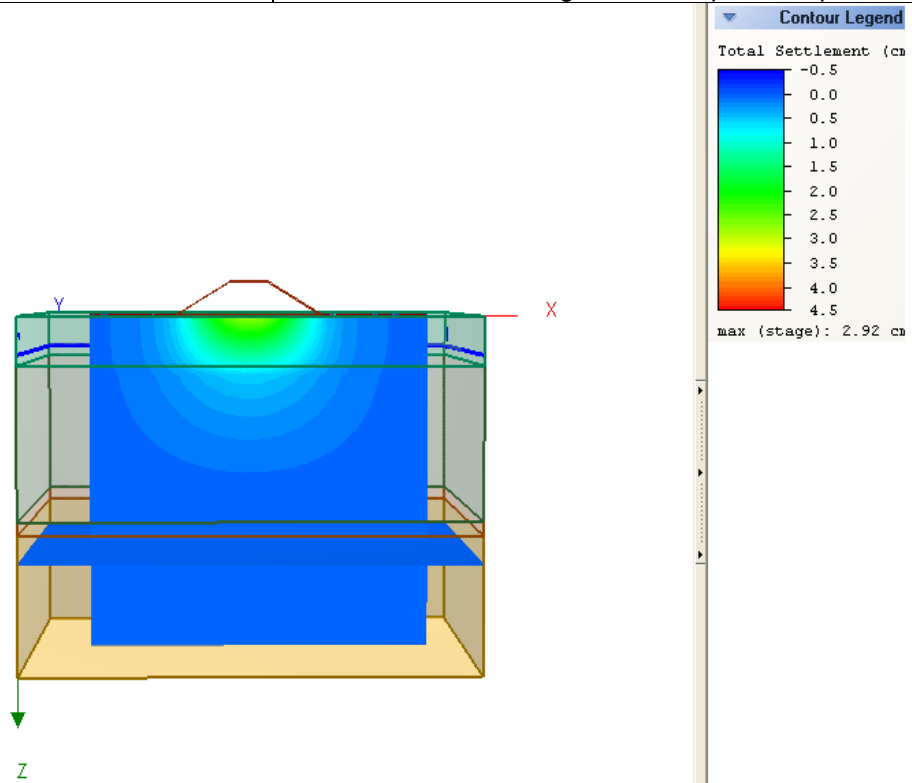
Vengono riportati di seguito i risultati in termini di pressioni e cedimenti del rilevato a diversi stage di calcolo che tengono in considerazione i diversi tipi di cedimenti che occorrono nel tempo.

Il cedimento massimo totale risulta essere pari a 4.49cm è compatibile con la funzionalità dell'opera.

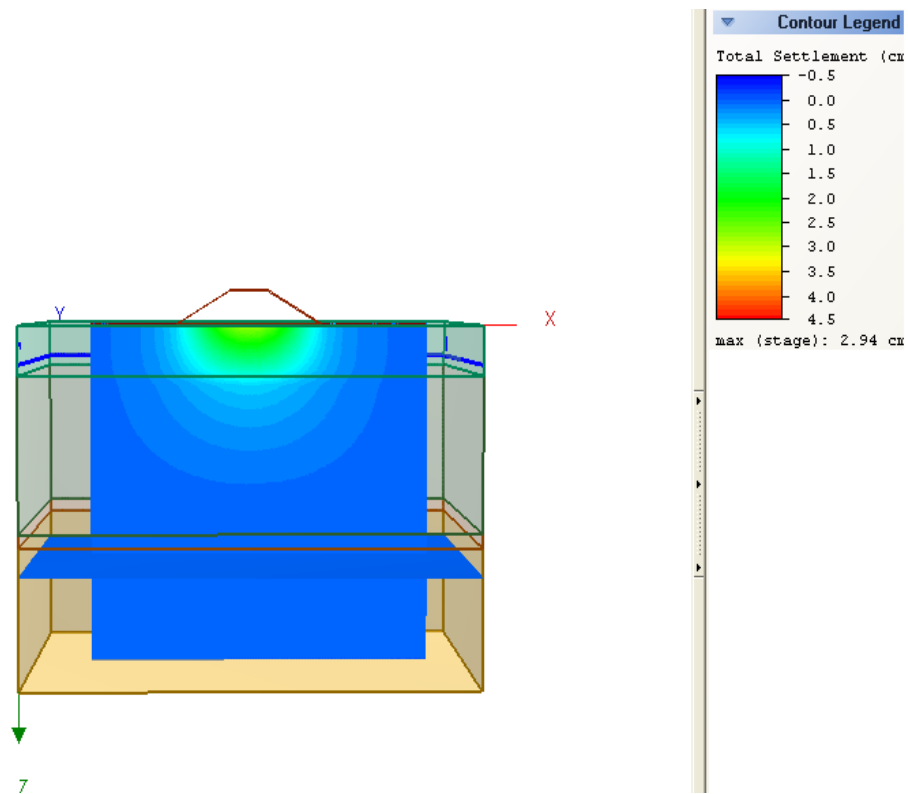
Stage	Tempo [anni]	Cedimento totale [cm]
1 (costruzione del rilevato)	0	2.92
2	0.1	2.94
3	1	3.02
4	10	3.48
5	50	4.15
6	100	4.49



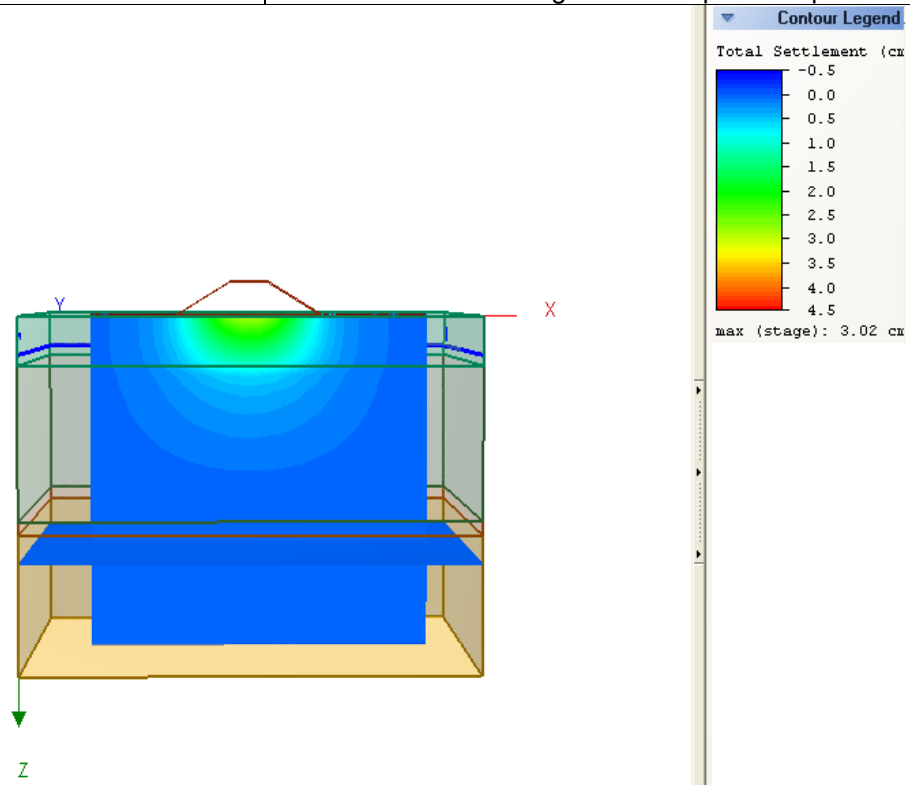
Andamento delle pressioni al di sotto del rilevato



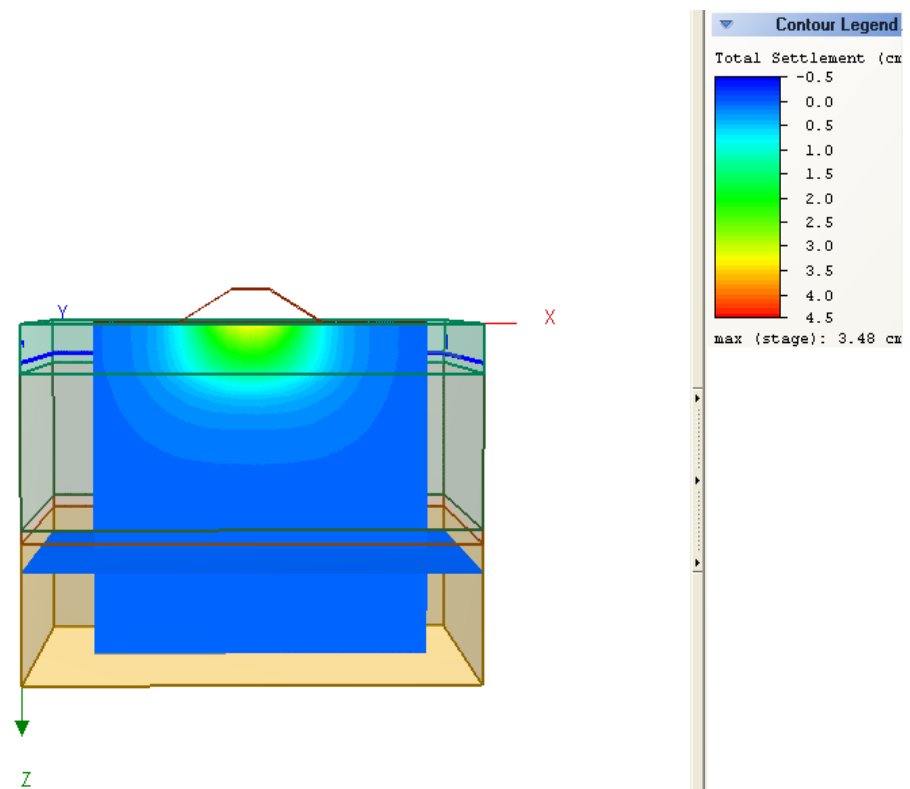
Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 1 t=0y



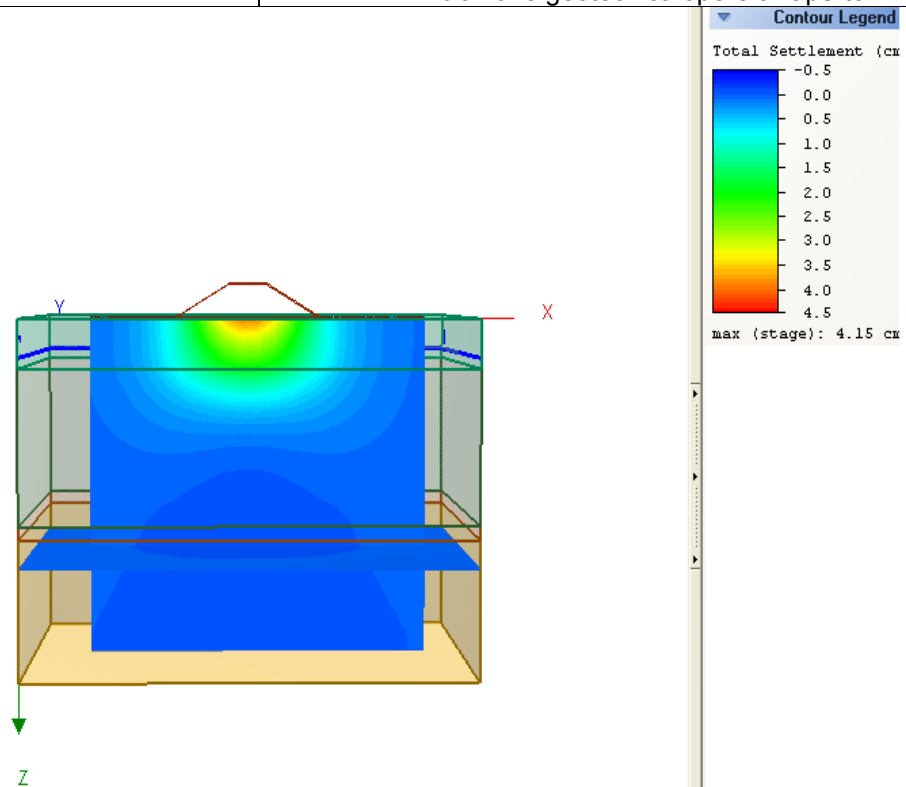
Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 2 t=0.1y



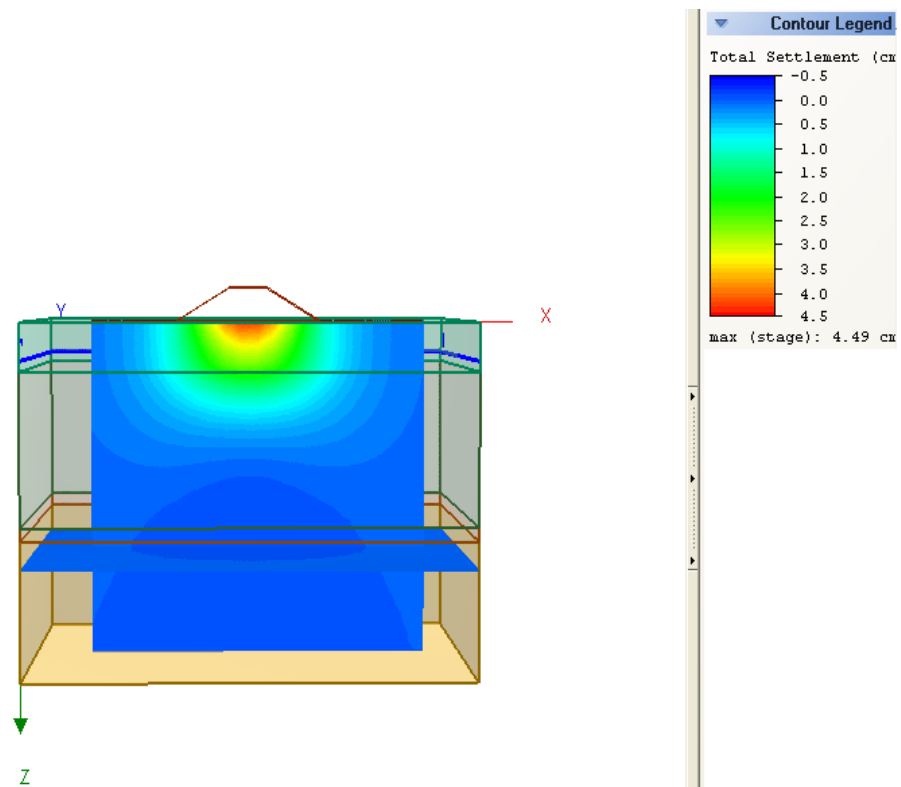
Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 3 t=1y



Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 4 t=10y

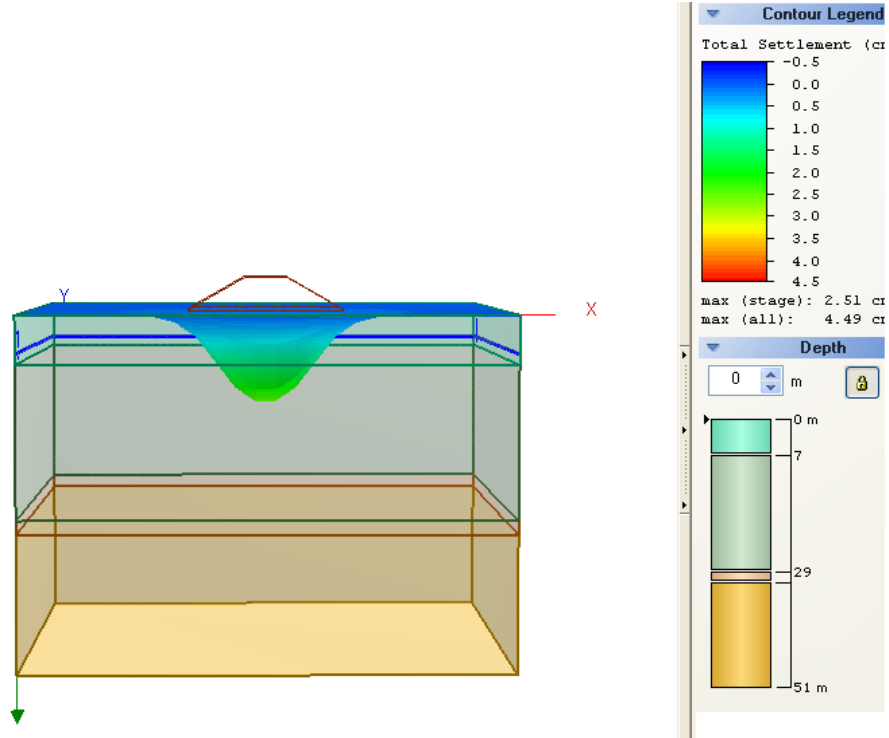


Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 5 t=50y

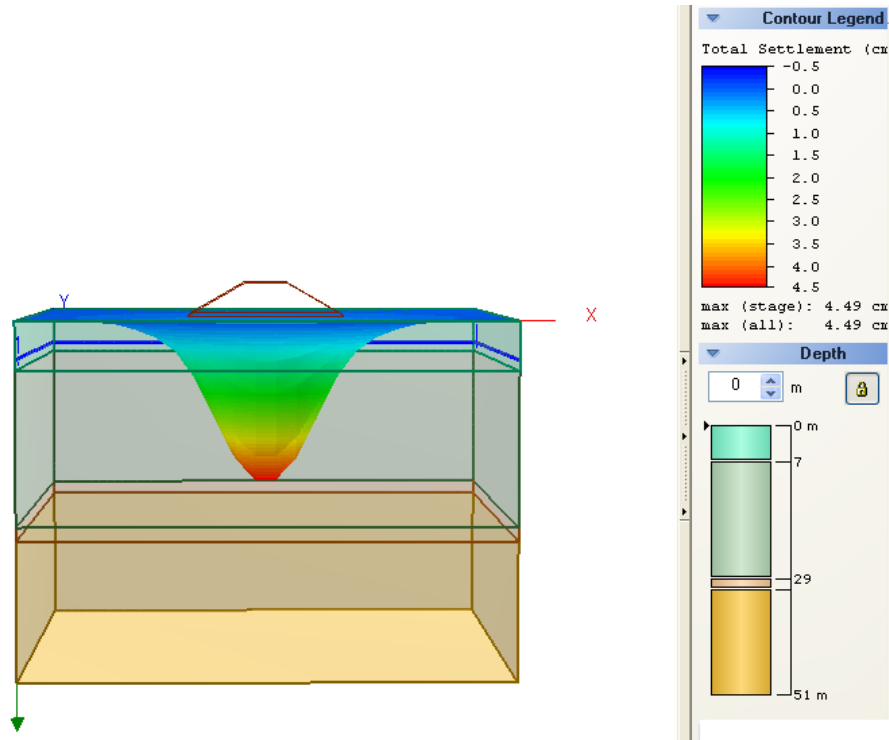


Cedimenti al di sotto del rilevato – Stage 6 t=100y

Di seguito si riportano le visualizzazioni dei cedimenti 3D per gli stage 1 e 6.



Cedimenti 3D sotto del rilevato – Stage 1 t=0y



Cedimenti 3D sotto del rilevato – Stage 6 t=100y

9.3. Rilevato in affiancamento

Per la valutazione del cedimento indotto al di sotto del rilevato nelle sezioni in cui si affianca a quello della linea esistente, si sono valutati i cedimenti già assorbiti dal terreno sottostante il rilevato esistente (stage 1 e 2) che andranno sottratti ai cedimenti dovuti alla costruzione del nuovo.

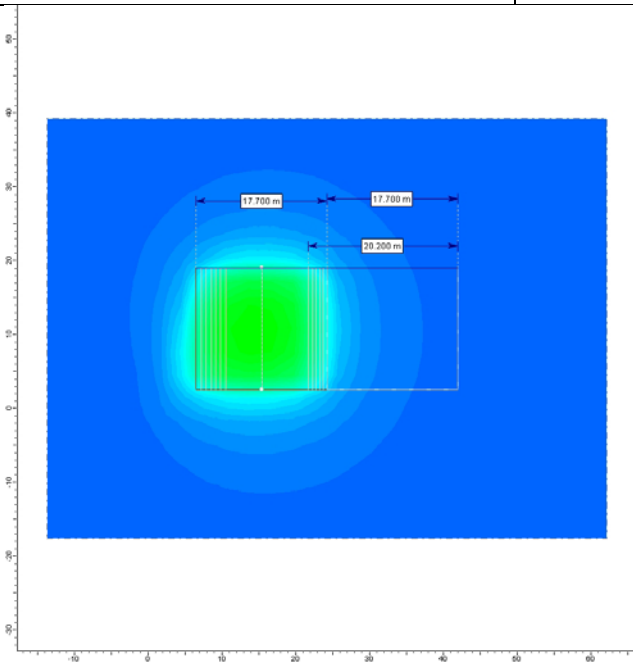
È stato effettuato un calcolo secondo la seguente fasistica:

- Calcolo cedimento rilevato esistente (già esaurito)
- Calcolo cedimento indotto dall'affiancamento nuovo rilevato (i cedimenti calcolati sono comprensivi di quelli già esauriti e di quelli che saranno indotti dalla nuova opera),

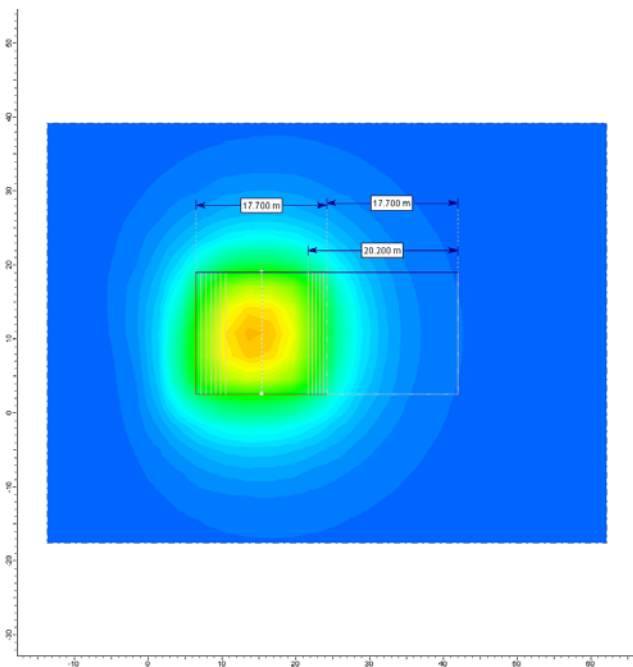
Sulla base di quanto suddetto, sono stati sottratti ai cedimenti totali quelli già scontati dall'opera considerando quindi solo i valori di assestamento futuri. Di seguito si riporta la tabella con il dettaglio delle calcolazioni.

Il cedimento massimo al di sotto del nuovo rilevato depurato dei cedimenti già avvenuti risulta essere quindi pari a 0.64cm ed è compatibile con i cedimenti ferroviari.

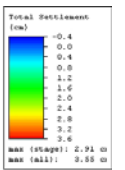
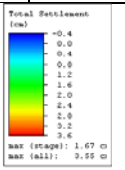
Stage	Tempo [anni]	Cedimento totale [cm]	Cedimento del rilevato esistente (già esaurito) [cm]	Cedimento indotto dal rilevato in affiancamento [cm]
1 (costruzione del rilevato esistente)	0	1.67	1.67	
2	50	2.91	2.91	
3 (costruzione nuovo rilevato)	50.1	2.99	2.91	0.08
4	51	2.99	2.91	0.08
5	60	3.08	2.91	0.17
6	100	3.34	2.91	0.43
7	150	3.55	2.91	0.64

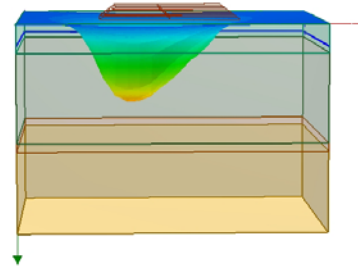
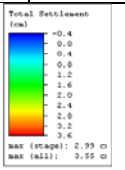
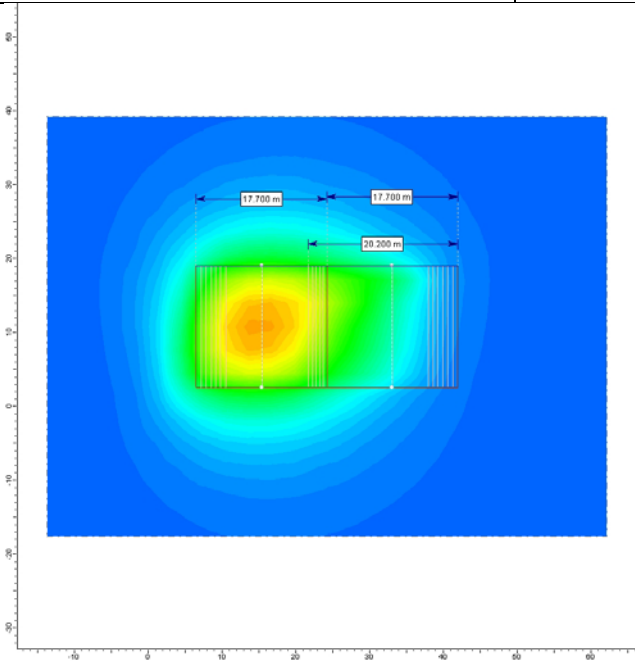


Cedimenti rilevato esistente – Stage 1 t=0y

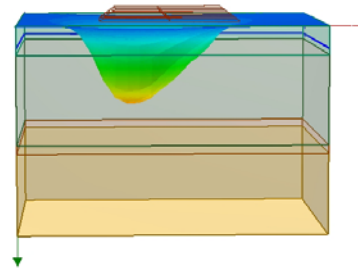
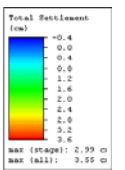
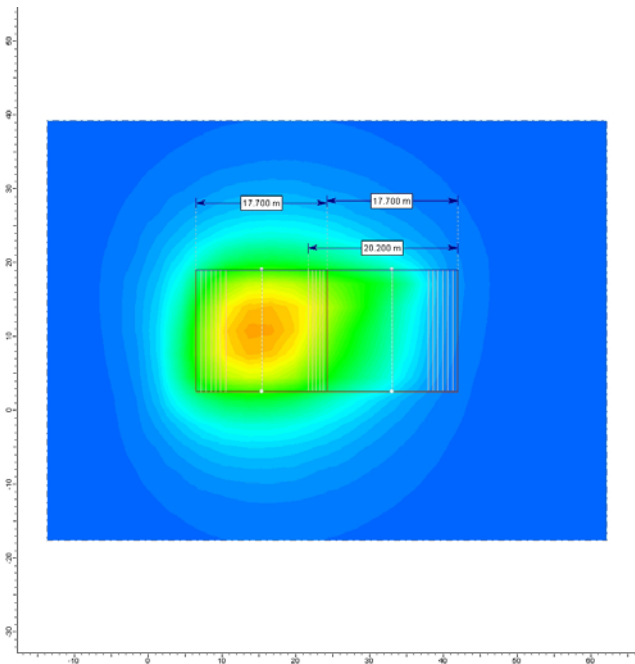


Cedimenti rilevato esistente – Stage 2 t=50y

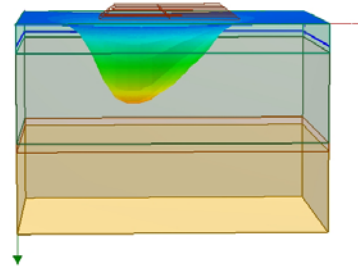
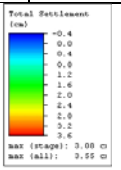
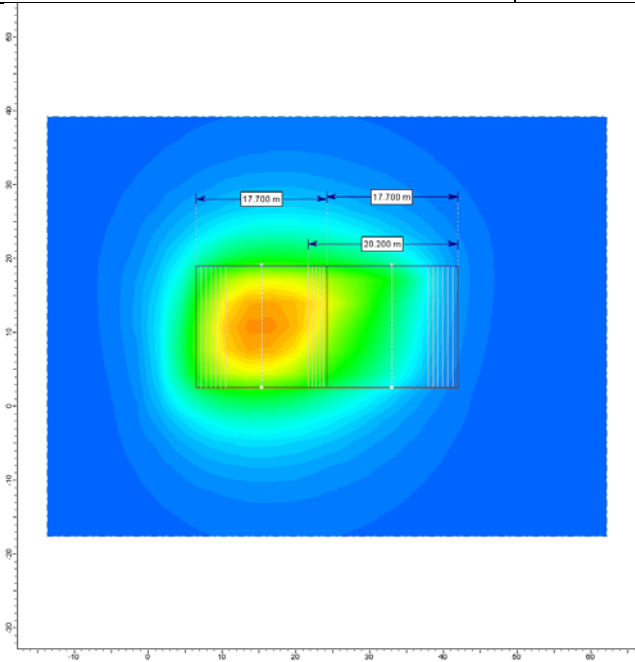




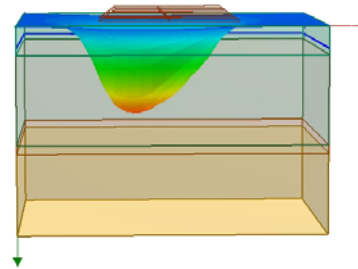
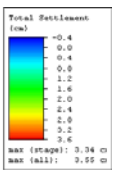
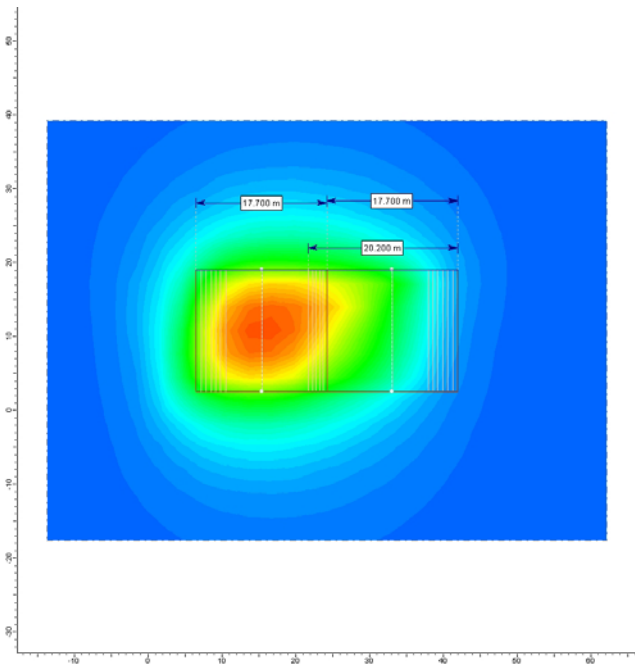
Cedimenti rilevato esistente + nuovo rilevato– Stage 3 t=50.1y



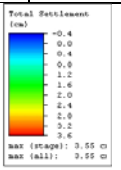
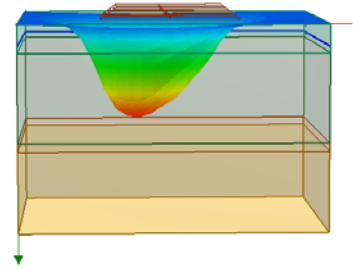
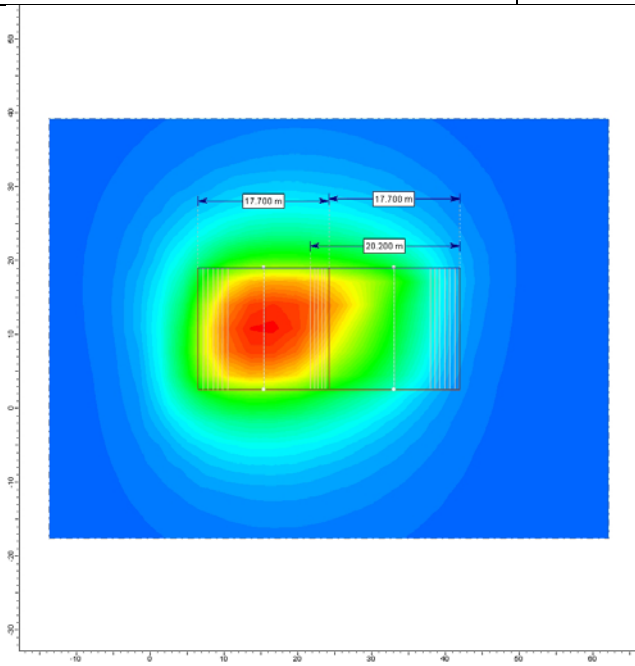
Cedimenti rilevato esistente + nuovo rilevato– Stage 4 t=51y



Cedimenti rilevato esistente + nuovo rilevato– Stage 5 t=60y



Cedimenti rilevato esistente + nuovo rilevato– Stage 6 t=100y



Cedimenti rilevato esistente + nuovo rilevato- Stage 7 t=150y