Firmato digitalmente da:
DE FERRARI ROLLERI ARIANNA
Firmato il 17/12/2024 16:54
Seriale Certificato: 2250457
Valido dal 03/03/2023 al 03/03/2026
InfoCamere Qualified Electronic Signature CA

Comune di Savona – Provincia di Savona

Intervento di messa in sicurezza e riempimento della valletta del rio Erxo

Progetto esecutivo

Progettazione

progettazione generale
TecGeo – Ingegneria e Geotecnica
geol. Massimo BOCHIOLO
ing. Enrico MASSA
via Nazario Sauro 4/5A – 17100 Savona
mob. +39 349 65 93 775
e-mail info@tecgeo.net
PEC massimo.bochiolo@pec.epap.it

collaboratori
dr. for. Andrea SAMBADO
via Nazario Sauro 4/5A – 17100 Savona

studi geotecnici
geol. Massimo BOCHIOLO
ing. Enrico MASSA

studi idraulici
geol. Massimo BOCHIOLO
ing. Enrico MASSA



Firmato digitalmente da Massimo Bochiolo
Data: 2024.06.26 01:55:17 +02'00'



Firmato digitalmente da Massa Enrico
Data: 2024.06.26 01:54:37 +02'00'

Committente

VALECO S.r.l.
località Sansobbia, 59/2 – 17044 Stella (SV)
C.F. e P.IVA 01487460097
e-mail comet@vislink.it
PEC valeco-srl@prontopec.com

amministratore unico
sig. Massimo SCOCCA
via Pero, 122/1 – 17019 Varazze (SV)
C.F. SCC MSM 73E20 I480J

codice elaborato								***scala***
commessa	*lotto*	*sogg.*	*fase*	*categoria*	*tipo*	*numero*	*rev.*	
2309	01	S	PE	GTC	TX	03	00	–

rev.	***descrizione***	***data***	***redatto***	***verificato***	***approvato***
4					
3					
2					
1					
0	*emesso ex novo per incarico*	*aprile 2024*	*E.M. – M.B.*	*E.M. – M.B.*	*M. Scocca*

titolo elaborato	***sigla elaborato***
relazione geotecnica	*R03*
nome file *R03 – relazione geotecnica (rev00).pdf*	

STRUTTURA DEL DOCUMENTO

1 OGGETTO E FINALITÀ 1
1.1 Oggetto 1
1.2 Normativa di riferimento 1
1.3 Documentazione di riferimento 1
1.4 Localizzazione dell'intervento 2
2 CARATTERIZZAZIONE DELLE OPERE E DEI MATERIALI 2
2.1 Opere in progetto 2
2.2 Caratteristiche dimensionali dell'opera 3
2.3 Caratteristiche dei materiali impiegati 4
3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI 5
3.1 Modello geologico 5
3.2 Modello geotecnico 5
3.2.1 Caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali impiegati per l'abbancamento 7
3.2.2 Curve di ritenzione e permeabilità in condizioni insature 9
4 IDENTIFICAZIONE DEGLI STATI LIMITE, DELLE COMBINAZIONI E DELLE AZIONI 10
4.1 Verifiche agli stati limite e combinazioni di calcolo 10
4.2 Coefficienti parziali adottati nella modellazione 10
4.3 Sintesi delle verifiche implementate 11
4.4 Verifiche omesse e relative motivazioni 12
4.5 Metodo di analisi e codici di calcolo implementati 12
5 AZIONI CARATTERISTICHE 12
5.1 Azioni permanenti 12
5.2 Azione sismica 12
5.2.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento 12
6 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE 14
6.1 Cenni sull'analisi di stabilità 14
6.2 Definizione degli scenari analizzati 14
6.3 Moti di filtrazione delle acque sotterranee 15
6.3.1 Definizione del livello di falda 15
6.3.2 Definizione degli ietogrammi di progetto 15
6.4 Esiti delle verifiche di stabilità 16
7 STIMA DELLE DEFORMAZIONI 21
7.1 Metodo di analisi 21
7.2 Risultati 25
8 CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI 25
9 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI 26

1 OGGETTO E FINALITÀ

1.1 Oggetto

L'elaborato è finalizzato ad illustrare la relazione di calcolo geotecnico e strutturale afferente alla costruzione di un rilevato in terra, da realizzarsi nell'abito degli interventi di messa in sicurezza e riempimento della valletta del rio Erxo, sita in località Maschio, in Comune di Savona (SV).
Le opere, commissionate dalla società VALECO S.r.l., con sede a Stella (SV), in località Sansobbia civ. 59 int. 2, sono da eseguirsi in Comune di Savona, territorio ricadente, ai sensi della D.G.R. n. 216 del 17 marzo 2017, in zona sismica 3.

1.2 Normativa di riferimento

L'elaborato in oggetto è redatto in osservanza delle seguenti normative:

Eurocodici

- EN 1990:2006 – *"Eurocode – Basis of structural design"*;
- EN 1995-1-1:2005 – *"Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules for buildings"*;
- EN 1992-1:2004 – *"Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings"*;
- EN 1993-1-1:2005 – *"Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings"*;
- EN 1997-1:2004 – *"Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules"*;
- EN 1997-2:2007 – *"Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing"*;
- EN 1998-1:2004 – *"Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings"*;
- EN 1998-5:2004 – *"Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects"*.

Norme tecniche per le costruzioni

- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 17 gennaio 2018 – *"Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»"*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – *"Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*.

Norme tecniche, documentazione e riferimenti di geotecnica

- Raccomandazione A.G.I. – *"Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"* del giugno 1977;
- D.M. LL.PP. 11 marzo 1988 – *"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"*;
- Circolare LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 – *"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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione"*;

Norme tecniche, documentazione e riferimenti di calcolo per il dimensionamento di rilevati e terre armate

- BS 8006-1:2010 – *"Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills"*.

1.3 Documentazione di riferimento

L'elaborato è stato redatto con riferimento alla seguente ulteriore documentazione:

- relazione geologica a firma del geol. Francesco Valle.
- R01 – relazione tecnica generale (rev. 00) di aprile 2024 a firma degli scriventi;
- R02 – relazione idraulica (rev. 00) di aprile 2024 a firma degli scriventi.

1.4 Localizzazione dell'intervento

L'area interessata dalle opere è ubicata in località Maschio, nel tratto terminale del bacino del rio Erxo, affluente di sinistra del Torrente Lavanestro e a sua volta tributario del Torrente Letimbro. L'area di intervento è situata immediatamente a monte della S.P. n. 29 del Colle di Cadibona, presso la progressiva chilometrica 9+500 della suddetta viabilità. Le coordinate baricentriche dell'area di intervento, espresse in coordinate UTM Gauss-Boaga Roma 1940, sono 1 454 345 E e 4 908 211 N.

2 CARATTERIZZAZIONE DELLE OPERE E DEI MATERIALI

2.1 Opere in progetto

L'ipotesi progettuale (cfr. P02 – planimetria stato di progetto) prevede la realizzazione di un abbancamento all'interno del tratto terminale della valle del rio Erxo con la messa in sicurezza geomorfologica della parte inferiore del bacino e la contestuale sistemazione idraulica di un tratto dell'asta fluviale.
L'abbancamento consiste nella realizzazione di un rilevato con volumetria totale di circa 637 000 m³, sviluppato tra la quota di sbocco del rio Erxo nella fascia di raccordo coi depositi terrazzati del Torrente Lavanestro (142 m s.l.m. circa) e la quota massima del riempimento (230 m s.l.m.).
L'opera (cfr. P02 – planimetria stato di progetto, P03 – planimetria di raffronto, S01 – sezioni topografiche e Figura 2.1) presenta caratteristiche geometriche di sostanziale regolarità morfologica e può essere suddivisa in due comparti principali:

- il primo ha un volume di circa 413 000 m³, è collocato tra il piede del rilevato e la quota del piazzale inferiore (200 m s.l.m.), interessa entrambi i versanti dell'impluvio, ha geometria triangolare e andamento irregolare, allungato verso NW e adattato per adeguarsi all'andamento planimetrico del rio Erxo; la scarpata inferiore (cfr. S01, sezione 2-2' e sezione 3-3') presenta un dislivello altimetrico di circa 58 m e inclinazione media di 30.1°, è interrotta da due bancate (entrambe larghe 1.5 m e poste a quota 165 e 180 m s.l.m.) e suddivisa in tre scarpate interne tutte con pendenza 3:5 (inclinazione circa 31°);
- il secondo ha un volume di circa 224 000 m³, si sviluppa tra quota 200 (piazzale inferiore) e 230 m s.l.m. (piazzale superiore), è caratterizzato da morfologia vagamente troncopiramidale ed è adagiato sul versante sinistro dell'impluvio; il rilevato superiore si estende tra la linea ferroviaria e la sommità della scarpata inferiore (quota 200); al suo interno è prevista la realizzazione e il mantenimento di una pista interna che parte dal piede dell'opera (in corrispondenza dell'innesto con la pista di arroccamento) e si sviluppa con due tratti in rettifilo (pendenza del 12%) alternati da altrettante curve (a quota 215 m s.l.m., con funzioni di area di manovra, e a quota 226.5 m s.l.m.); il rilevato superiore ha un'altezza di 30 m, è suddiviso in due scarpate da una bancata (larghezza 1.5 m) posta a quota 215 m s.l.m., ha inclinazione media di 27.8° (cfr. S01, sezione 4-4' e sezione 5-5') e pendenza delle scarpate 3:5 (inclinazione circa 31°).

Allo scopo di garantire la funzionalità e la conservazione dei requisiti statici dell'abbancamento in condizioni economicamente compatibili con la destinazione d'uso dell'area, l'intervento prevede l'esecuzione di (cfr. P07 – planimetrie e dettagli dei drenaggi di fondo del rilevato e dei sistemi di regimazione delle acque superficiali):

- opere di drenaggio interno al rilevato costituite da un apparato di trincee drenanti di tipo tradizionale

(cfr. P07, dettaglio A), collocate in corrispondenza della superficie di base del rilevato, con organizzazione planimetrica di tipo dendritico, preferibilmente a contatto col livello litoide scarsamente permeabile; le trincee saranno realizzate con l'impiego di ghiaia priva di frazione fine, compattata e avvolta all'interno di un geosintetico filtrante tessuto non-tessuto. Alla base delle trincee saranno collocate tubazioni corrugate esternamente e lisce internamente, flessibili e microfessurate, del diametro minimo di 400 (per il dreno principale, di fondo) e 300 mm (per i dreni laterali). Il sistema, con punto di rilascio collocato al piede del rilevato, ha la funzione di deprimere l'eventuale falda freatica originatasi per infiltrazione e accumulo entro il corpo del rilevato delle acque del rio Erxo e delle precipitazioni meteoriche;

- opere di regimazione delle acque superficiali rappresentate da canali di gronda perimetrali, al contatto tra rilevato e versante (cfr. P07, dettaglio B), e da canalette su bancate e viabilità interna (cfr. P07, dettaglio C), sempre con recapito entro il nuovo canale del rio Erxo. Tutti i fossi di collettamento saranno realizzati in terra e rivestiti con geostuoia sintetica tridimensionale di tipo Trenchmat© o similare, risvoltata (a monte) all'interno della coltre in sito o del rilevato e fissata con picchetti in acciaio. Sul fondo dei canali, al fine di ridurre le velocità di scorrimento e la capacità erosiva delle acque, sarà collocato uno strato di ghiaietto con dimensioni medie di 2÷5 cm;
- opere di rivestimento dell'abbancamento con funzioni di protezione dall'erosione da ruscellamento areale e dilavamento e di rinaturalizzazione del sito costituite dalla posa in opera, su tutte le scarpate e i piazzali, di uno strato di terreno vegetale proveniente (almeno in parte) da operazioni di scotico delle aree oggetto di abbancamento o da materiali di scavo in regime di sottoprodotto. Le scarpate saranno inoltre interessate dalla posa di un rivestimento superficiale formato da residui vegetali derivanti da operazioni di recupero di ramaglia e tronchetti secchi, adeguatamente compattati (bricchettatura), fissati al rilevato mediante picchetti in legno.

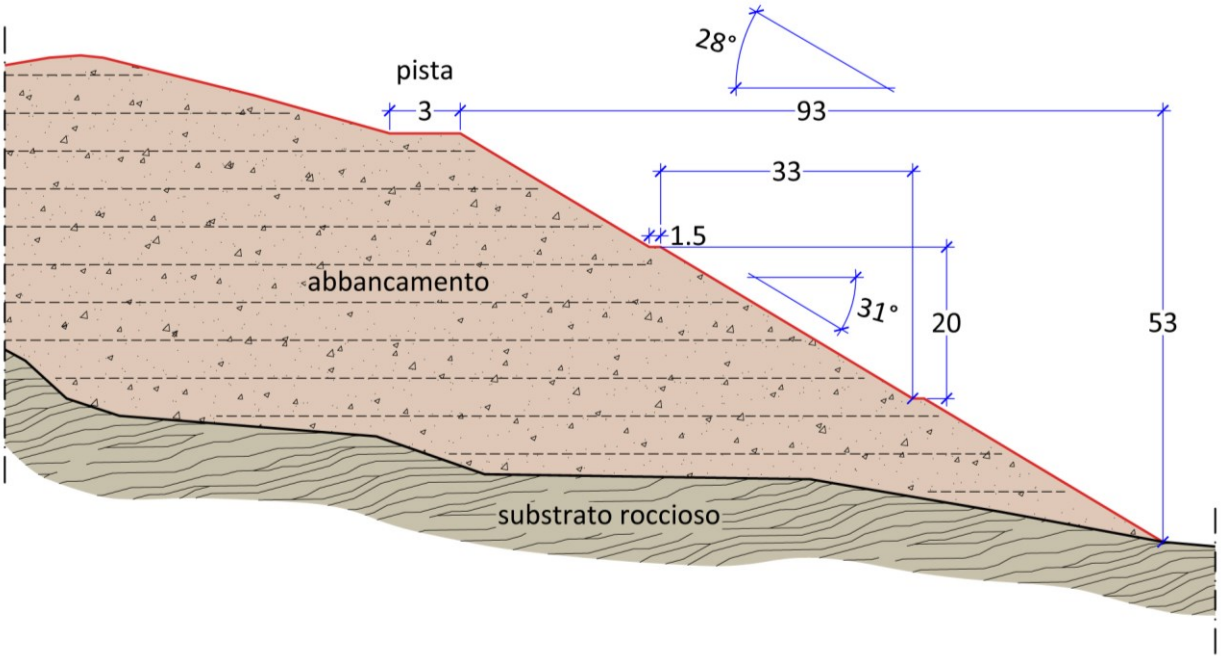


Figura 2.1 – Sezione tipologica del rilevato (scala 1:100 con misure in metri) con indicazione dei principali elementi dimensionali e costitutivi dell'opera.

2.2 Caratteristiche dimensionali dell'opera

Di seguito si riportano le principali caratteristiche dimensionali e geometriche del rilevato.

Tabella 2.1 – Caratteristiche dimensionali dell'opera.

caratteristica	valore
volumetria complessiva	637 000 m³
quota di base del rilevato	142 m s.l.m.
quota sommitale del rilevato	230 m s.l.m.
inclinazione delle scarpate	31°
inclinazione complessiva del rilevato	28°
larghezza delle bancate	1.5 m
larghezza delle piste	3.0 m

2.3 Caratteristiche dei materiali impiegati

Nelle tabelle che seguono si elencano le caratteristiche prestazionali dei materiali da utilizzare per la realizzazione delle opere idrauliche. I valori delle grandezze sono da intendersi in termini indicativi e non prescrittivi. In relazione alle caratteristiche dei materiali costituenti il rilevato si rimanda al Capitolo 3.2.1.

Tabella 2.2 – Caratteristiche dei massi da scogliera da impiegare per le opere di difesa spondale e per la realizzazione della pista di arroccamento.

caratteristica	notazione	valore	u.m.
peso volumico	γ	> 25	kN/m³
resistenza alla compressione		> 50	N/mm²
perdita peso prova Los Angeles (ASTM C131–AASHO T96)		≤ 30	%
coefficiente di usura		≤ 1.5	mm
coefficiente di imbibizione		≤ 5	%
gelività (R.D. 16-11-1939 art. 8)		≤ 5	%
grado di arrotondamento degli spigoli		"quasi vivo" o "vivo"	
forma		"appiattita e allungata"	

Tabella 2.3 – Caratteristiche del geotessuto-non tessuto filtrante a protezione dei dreni.

caratteristica	notazione	valore	u.m.
massa areica (EN ISO 9864)		≥ 200	g/m²
spessore a 2 kPa (EN ISO 9863)		≥ 1.0	mm
resistenza a trazione MD (EN ISO 10319)		≥ 2	kN/m
resistenza a trazione CMD (EN ISO 10319)		≥ 2	kN/m
allungamento a carico max MD (EN ISO 10319)		≤ 55	%
allungamento a carico max CMD (EN ISO 10319)		≤ 65	%
resistenza al punzonamento statico CBR (EN ISO 12236)		≥ 0.3	kN
perforazione al cone drop (EN ISO 13433)		≤ 50 mm	mm
permeabilità ViH50 (EN ISO 11058)		≥ 98	l/s m²

Tabella 2.4 – Caratteristiche del geocomposito antierosivo tipo TRENCHMAT S© per la canalizzazione delle acque superficiali.

caratteristica	notazione	valore	u.m.
massa areica (EN ISO 9864)		≥ 890	g/m²
spessore a 2 kPa (EN ISO 9863)		≥ 15.0	mm
resistenza a trazione MD (EN ISO 10319)		≥ 10	kN/m
resistenza a trazione CMD (EN ISO 10319)		≥ 10	kN/m
allungamento a carico max MD (EN ISO 10319)		≤ 50	%
allungamento a carico max CMD (EN ISO 10319)		≤ 50	%
resistenza al punzonamento statico CBR (EN ISO 12236)		≥ 1.8	kN
perforazione al cone drop (EN ISO 13433)		≤ 10 mm	mm

Tabella 2.5 – Caratteristiche materassi in rete metallica saturati con pietrame sul fondo del canale.

caratteristica	notazione	valore	u.m.
tipo maglia esagonale (UNI EN 10223-3)		8×10	mm
apertura della maglia (UNI EN 10223-3)	D	60	mm
diametro filo maglia/filo bordatura esterna (UNI EN 10218)		2.70/3.00	mm
carico di rottura filo metallico (UNI EN 10218)		350÷500	N/mm²
resistenza nominale a rottura (UNI EN 15381)		> 50	kN/m
carico medio a punzonamento (UNI EN 11437)		> 67	kN
allungamento		≤ 10	%

Tabella 2.6 – Caratteristiche del pietrame di saturazione dei materassi metallici.

caratteristica	notazione	valore	u.m.
peso volumico	γ	> 25	kN/m³
resistenza alla compressione		> 50	N/mm²
perdita peso prova Los Angeles (ASTM C131–AASHO T9)		≤ 30	%
coefficiente di usura		≤ 1.5	mm
coefficiente di imbibizione		≤ 5	%
gelività (R.D. 16-11-1939 art. 8)		≤ 5	%
grado di arrotondamento degli spigoli		idoneo qualsiasi grado	
forma		idonea qualsiasi forma	

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

3.1 Modello geologico

In Tabella 3.1 si riportano i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali costituenti il modello geologico, posti alla base dell'elaborazione del modello geotecnico e dedotti dalla "*Relazione geologica*" a firma del geol. Francesco VALLE.

Circa i rapporti stratigrafici tra le unità geologiche, tenuto conto dell'estensione dell'area di intervento e delle caratteristiche geologiche (e di degradabilità chimico-fisica) del substrato roccioso, si assegna alla coltre eluvio-colluviale uno spessore costante, pari a 3 m. Atteso che il rilevato ha spessori che superano i 50 m, l'ipotesi adottata introduce semplificazioni che appaiono trascurabili ai fini della modellazione geologica.

Tabella 3.1 – Modello geologico e valori caratteristici del peso di volume con contenuto naturale di umidità e dei parametri di resistenza al taglio delle unità geologiche.

codice	unità geologica	$\gamma_{nat,k}$ [kN/m³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]
GEO01	[1] – coltre eluvio-colluviale	18	30	20
GEO02	[2] – substrato roccioso	26	resistenza infinita	

3.2 Modello geotecnico

Relativamente al modello geotecnico, considerato il numero e le caratteristiche delle unità geologiche, nonché il grado di approfondimento e accuratezza delle indagini geognostiche, si è fatto riferimento alle caratteristiche geomeccaniche elencate in Tabella 3.1.

Le analisi di sicurezza allo stato limite ultimo sono state sviluppate lungo le sezioni 3-3' e 4-4', ubicate in corrispondenza delle linee di massima pendenza del rilevato inferiore (tra il piede e quota 200 m s.l.m.) e del rilevato superiore (tra quota 200 e 230 m s.l.m.).

Le verifiche geotecniche sono state eseguite in condizioni statiche e sismiche, con presenza di falda libera soggiacente alla base dell'abbancamento, tavola d'acqua stabile all'interno del nuovo canale del rio Erxo e

infiltrazione di acqua meteorica nel rilevato in concomitanza con precipitazioni piovose di tipo prolungato e intenso (Capitolo 6.3).
Si riporta di seguito una raffigurazione schematica del modello geotecnico adottato per la sezione di studio 3-3' (Figura 3.1).

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	C/Phi Function	Allow Sliding Along Boundary	Phi b (°)	Air Entry Value (kPa)
[1] - coltre eluvio-colluviale		18	Mohr-Coulomb	20	30			0	0
[2] - substrato roccioso		26	Infinite Strength				Yes	0	0
[3] - abbancamento		19	C/Phi Function			Resistenza al taglio di picco (Bolton, 1986)		0	0
[5] - piede drenante		21	Mohr-Coulomb	0	38			0	0

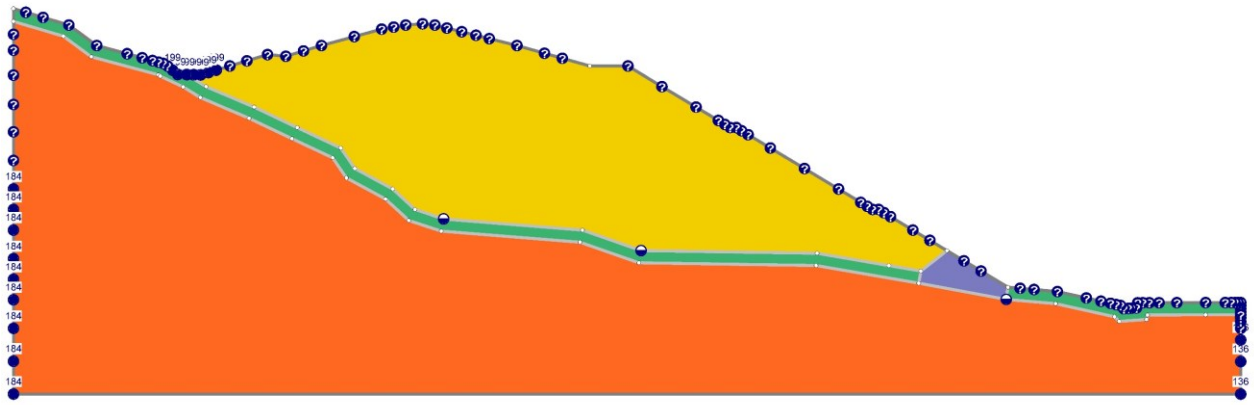


Figura 3.1 – Modello geotecnico della sezione 3-3'.

I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali costituenti il modello geotecnico, posti alla base delle verifiche, sono riportati in Tabella 3.2.
Per il substrato roccioso si è assunta una rigidezza infinita e una conducibilità idraulica trascurabile. Tali condizioni risultano maggiormente conservative poiché concentrano nel rilevato e nella coltre eluvio-colluviale le sollecitazioni di taglio e lo sviluppo della rete di deflusso idrico.

Tabella 3.2 – Modello geotecnico contenente i valori caratteristici di resistenza e di conducibilità idraulica impiegati nella modellazione (k_{sat} = conducibilità idraulica in condizioni sature).

codice	unità geotecnica	$\gamma_{nat,k}$ [kN/m³]	Φ'_k [°]	c'_k [kPa]	k_{sat} [m/s]
GTC01	[1] coltre eluvio-colluviale (GEO01)	18	30	20	$1\ 10^{-7}$
GTC02	[2] substrato roccioso (GEO02)	26	resistenza infinita		$1\ 10^{-20}$
GTC03	[3] – abbancamento	19	cfr. § 3.2.1	0	$1\ 10^{-3}$
GTC04	[4] – abbancamento non addensato	16	35	0	$5\ 10^{-4}$
GTC05	[5] – piede drenante	21	38	0	$1\ 10^{-2}$

I valori delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali di abbancamento (Tabella 3.2) sono ipotizzati sulla base dei risultati di analisi e prove eseguite dal proponente nell'ambito di un progetto confrontabile ("*Recupero ambientale e messa in sicurezza della ex cava 'Crivezzo'*", in Comune di Stella) e della provenienza e natura dei materiali, che deriveranno da operazioni di scavo in sotterraneo e da processi di frantumazione e vagliatura di inerti da demolizione; in generale, si ritiene che i materiali impiegati per la realizzazione del rilevato saranno costituiti da una miscela di massi, blocchi, pietrisco e ghiaietto, dotati di spigoli vivi e con curva granulometrica relativamente completa per la presenza di una non trascurabile frazione materiale.
Allo scopo di investigare l'incremento di resistenza fornito da specifici processi realizzativi (addensamento

per vibro-compattazione) e la riduzione delle forze mobilizzanti ascrivibile agli effetti di sistemi di abbattimento delle pressioni neutre (dreno al piede del rilevato), sono stati investigati scenari che prevedono la presenza di porzioni di abbancamento caratterizzate da materiali collocati in sito senza processi di addensamento e di un'unghia di stabilizzazione e drenaggio al piede dell'opera.

3.2.1 Caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali impiegati per l'abbancamento

Di seguito si descrivono le ipotesi adottate allo scopo di permettere la modellazione del comportamento meccanico dell'abbancamento in campo elastico e a rottura, in condizioni sature e insature.

Densità relativa

Tenuto conto che i materiali saranno abbancati mediante procedure di vibro-compattazione finalizzate alla riduzione dell'indice dei vuoti (e) (cfr. R01 – relazione tecnica generale), è possibile assegnare ai materiali costituenti il rilevato una densità relativa (D_r) del 75%.

Il valore ipotizzato è coerente con l'impiego di materiali ghiaiosi con indice dei vuoti compreso tra 0.3 (e_{min}; in condizioni di massimo addensamento) e 0.6 (e_{max}; in cumulo e senza compattazione). In tal caso, nell'ipotesi di impiegare materiali provenienti da scavo in sotterraneo, ammettendo che il peso specifico dei granuli (γ_s) sia identico a quello della roccia in banco (26 kN/m³), per l'abbancamento si hanno i seguenti estremi di peso di volume:

$$\gamma_{(e,max)} = \gamma_s (1 - p_{e,max}) = \gamma_s \left(1 - \frac{e_{max}}{1 + e_{max}}\right) = 16 \text{ kN/m}^3 \qquad [3.1]$$

e

$$\gamma_{(e,min)} = \gamma_s (1 - p_{e,min}) = \gamma_s \left(1 - \frac{e_{min}}{1 + e_{min}}\right) = 19 \text{ kN/m}^3 \qquad [3.2]$$

dove $\gamma_{(e,max)}$ e $\gamma_{(e,min)}$ rappresentano i pesi di volume dei materiali costituenti il rilevato in condizioni rispettivamente di minimo (sciolto) e massimo addensamento (a D_r = 75%).

Considerato il valore di densità relativa assunto a progetto, sulla base dei dati riportati in Tabella F.1 dell'Annesso F alla norma EN 1997-2:2007, in fase di verifica di conformità mediante prove penetrometriche superpesanti (DPSH) si prescrive il rispetto di un valore minimo di $(N_1)_{60}$ pari a 35.

Pertanto, in base ai dati riportati in Tabella F.3 della norma EN 1997-2:2007, cautelativamente, è possibile assegnare ai materiali costituenti il rilevato un valore di angolo di resistenza al taglio a volume costante (ϕ'_{cv}) pari a 35° (valore inferiore a quelli minimi per sabbie silicee da fini a grossolane e da uniformi a classate).

Resistenza al taglio

Per la valutazione della resistenza al taglio del materiale da impiegarsi per la costruzione del rilevato di abbancamento si è assunta una non linearità dell'inviluppo di rottura, facendo ricorso alla formulazione suggerita da Bolton [R1] che esprime condizioni di rottura di picco, ponendo in relazione la tensione efficace e lo stato di addensamento dei materiali con l'angolo di dilatanza.

Si ammette pertanto che:

- l'inviluppo di rottura risulti curvilineo;
- lo sviluppo della resistenza dipenda principalmente dalla densità relativa D_r e dalla tensione efficace agente σ';
- la storia dello stato tensionale non influenzi il valore dell'angolo di resistenza al taglio ϕ';
- il valore dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' non sia influenzato dal percorso di sollecitazione;

[R1] – BOLTON, M.D. (1986). The Strength and Dilatancy of Sands. Géotechnique, 36 (1), pp. 65–78.

- il valore dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' sia indipendente dal grado di saturazione.

La valutazione della non linearità dell'inviluppo di rottura è stata definita in maniera discreta attraverso la definizione delle caratteristiche attritive in funzione della profondità mediante la formulazione di Bolton che lega la tensione efficace all'effetto di dilatanza:

$$\phi'_p - \phi'_{cv} = m\ DI \qquad [3.3]$$

con:

ϕ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco;

ϕ'_{cv} = angolo di resistenza al taglio a volume costante;

m = costante che dipende dalle condizioni di deformazione (per deformazione piana o biassiale, come nel caso in questione, m = 5);

DI = indice di dilatanza relativo, valutato mediante l'espressione:

$$DI = D_r\ [Q - \ln (p'_f)] - 1 \qquad [3.4]$$

in cui:

D_r = densità relativa del materiale (nel caso in esame D_r = 0.75);

Q = indice che esprime la resistenza dei granuli in base alla composizione mineralogica (compreso tra 10, per granuli a composizione quarzo-feldspatica, e 5.5, per clasti calcilutitici; stante l'impossibilità di prevedere e controllare la composizione mineralogica dei materiali che saranno abbancati, si è assunto un valore Q = 8);

p'_f = tensione media efficace a rottura.

Di seguito sono tabellati i valori dell'angolo di resistenza di picco dei materiali costituenti il rilevato calcolati in base all'espressione [3.3] e validi fino ad una profondità di 50 m, circa corrispondente allo spessore massimo dell'abbancamento.

Tabella 3.3 – Valori dell'angolo di resistenza al taglio di picco in funzione della densità relativa e della tensione efficace agente.

profondità [m]	p'_f [kN/m²]	ϕ'_p [°]	ϕ'_{cv} [°]	D_r [–]	DI	$\phi'_p - \phi'_{cv}$ [°]
1	13.57	47.00	35	0.75	2.79	12.00
2	27.14	47.00	35	0.75	2.52	12.00
3	40.71	46.10	35	0.75	2.22	11.10
4	54.29	45.02	35	0.75	2.00	10.02
5	67.86	44.18	35	0.75	1.84	9.18
6	81.43	43.50	35	0.75	1.70	8.50
7	95.00	42.92	35	0.75	1.58	7.92
8	108.57	42.42	35	0.75	1.48	7.42
9	122.14	41.98	35	0.75	1.40	6.98
10	135.71	41.59	35	0.75	1.32	6.59
11	149.29	41.23	35	0.75	1.25	6.23
12	162.86	40.90	35	0.75	1.18	5.90
13	176.43	40.60	35	0.75	1.12	5.60
14	190.00	40.32	35	0.75	1.06	5.32
15	203.57	40.06	35	0.75	1.01	5.06
16	217.14	39.82	35	0.75	0.96	4.82
17	230.71	39.60	35	0.75	0.92	4.60
18	244.29	39.38	35	0.75	0.88	4.38
19	257.86	39.18	35	0.75	0.84	4.18

profondità [m]	p'_f [kN/m²]	ϕ'_p [°]	ϕ'_{cv} [°]	D_r [–]	DI	$\phi'_p - \phi'_{cv}$ [°]
20	271.43	38.99	35	0.75	0.80	3.99
21	285.00	38.80	35	0.75	0.76	3.80
22	298.57	38.63	35	0.75	0.73	3.64
23	312.14	38.46	35	0.75	0.69	3.46
24	325.71	38.30	35	0.75	0.66	3.30
25	339.29	38.15	35	0.75	0.63	3.15
26	352.86	38.00	35	0.75	0.60	3.00
27	366.43	37.86	35	0.75	0.57	2.86
28	380.00	37.72	35	0.75	0.54	2.72
29	393.57	37.59	35	0.75	0.52	2.59
30	407.14	37.47	35	0.75	0.49	2.47
31	420.71	37.34	35	0.75	0.47	2.34
32	434.29	37.22	35	0.75	0.44	2.22
33	447.86	37.11	35	0.75	0.42	2.11
34	461.43	36.00	35	0.75	0.40	2.00
35	475.00	36.89	35	0.75	0.38	1.89
36	488.57	36.78	35	0.75	0.36	1.78
37	502.14	36.68	35	0.75	0.34	1.68
38	515.71	36.58	35	0.75	0.32	1.58
39	529.29	36.48	35	0.75	0.30	1.48
40	542.86	36.39	35	0.75	0.28	1.39
41	556.43	36.29	35	0.75	0.26	1.29
42	570.00	36.20	35	0.75	0.24	1.20
43	583.57	36.12	35	0.75	0.22	1.12
44	597.14	36.03	35	0.75	0.21	1.03
45	610.71	35.95	35	0.75	0.19	0.95
46	624.29	35.86	35	0.75	0.17	0.86
47	637.86	35.78	35	0.75	0.16	0.78
48	651.43	35.70	35	0.75	0.14	0.70
49	665.00	35.63	35	0.75	0.13	0.63
50	678.57	35.55	35	0.75	0.11	0.55

Vale la pena evidenziare che, a vantaggio di sicurezza e trascurando gli effetti di ageing, cementazione e scambio cationico, si trascura l'esistenza di forze coesive ($c'_k = 0$) nei materiali che costituiscono il rilevato.

Modulo elastico e coefficiente di Poisson

Allo scopo di modellare il comportamento del rilevato in campo elastico e pervenire ad una stima delle massime deformazioni attese, tenuto conto del valore di D_r e dell'espressione di Jamiolkowski et al. [R2], nell'ipotesi di deposito normalconsolidato, è possibile attribuire ai materiali costituenti l'abbancamento un valore del modulo di elasticità longitudinale drenato (E') pari a 15 MPa.

Inoltre, considerato che i materiali utilizzati per la realizzazione dell'opera avranno verosimilmente caratteristiche prevalentemente granulari, si assegna all'unità geotecnica [3] un valore del coefficiente di Poisson v = 0.3.

3.2.2 Curve di ritenzione e permeabilità in condizioni insature

[R2] – JAMIOLKOWSKI, M., GHIONNA, V.N., LANCELLOTTA, R. e PASQUALINI, E. (1988). New Correlations of Penetration Tests for Design Practice. Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT 1, Orlando, Fl., USA.

Allo scopo di descrivere i moti di filtrazione che si instaurano all'interno del rilevato e di modellare la risposta meccanica dell'opera in condizioni sature e parzialmente sature, sono state ricostruite le curve di ritenzione e la funzione di permeabilità dei materiali che costituiranno l'abbancamento.
A tal fine, si sono adottati un valore del contenuto volumetrico d'acqua in condizioni di saturazione (WC_{sat}) e residue (WC_{res}) pari rispettivamente a 0.3 e 0.1 e un modulo di compressibilità ($m_v = 1/E'$) di 6.7×10^{-5} kPa^{-1}.
In mancanza di dati sperimentali, ai fini della trattazione in oggetto si è impiegato la funzione di modellazione generale implementata nel codice di calcolo impiegato per le verifiche di stabilità. In tal caso, la funzione di permeabilità in condizioni insature è ottenuta riducendo di un ordine di grandezza la conducibilità idraulica in condizioni sature nell'intervallo iniziale di suzione. Per valori superiori della suzione, la conducibilità idraulica insatura viene mantenuta costante.

4 IDENTIFICAZIONE DEGLI STATI LIMITE, DELLE COMBINAZIONI E DELLE AZIONI

4.1 Verifiche agli stati limite e combinazioni di calcolo

Ai fini della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese, si fa riferimento ai Capitoli 2.5 e 2.6 delle NTC2018.
Le verifiche sono state eseguite accertando la sussistenza delle condizioni $E_d \leq R_d$ per ogni Stato Limite Ultimo (SLU), per ogni Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV).
Ai fini delle analisi per la verifica delle condizioni di sicurezza del sistema opera-terreno si considerano le seguenti azioni dirette, di tipo statico e pseudo-statico, classificate in base alla variazione della loro intensità nel tempo:

- **permanenti** (G), tra cui il peso proprio della dell'opera e delle forze indotte dal terreno;
- **variabili** (Q_k), rappresentate dai sovraccarichi accidentali;
- **sismiche** (E), dovute alle sollecitazioni inerziali connesse con un evento sismico;
- **eccezionali** (A_d), dovute all'azione di un evento meteorico di carattere alluvionale con tempo di ritorno particolarmente raro.

Nelle verifiche di sicurezza, il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione E_d è determinato facendo riferimento alle seguenti combinazioni:

- **combinazione fondamentale**, impiegata per gli stati limite SLU ed espressa da

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \ldots \quad [4.1]$$

- **combinazione sismica**, utilizzata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E ed espressa da

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \ldots \quad [4.2]$$

- **combinazione eccezionale**, utilizzata per gli stati limite ultimi connessi con azioni eccezionali Ad:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \ldots \quad [4.3]$$

dove:
γ_{Gi} = coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni dovute al peso proprio dell'opera e del terreno circostante e alle sollecitazioni indotte dai carichi permanenti o permanenti non strutturali compiutamente definiti;
γ_{Qi} = coefficienti parziali relativo all'azione variabile sfavorevole;
ψ_{ij} = coefficienti di combinazione per le azioni variabili.

4.2 Coefficienti parziali adottati nella modellazione

Con riferimento alle NTC2018, per le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU), i coefficienti parziali e di partecipazione pocanzi definiti assumono i valori desumibili Tabelle 2.5.I e 2.6.I. Per l'azione costituita dalla spinta del terreno, i coefficienti parziali assumono i valori di tabella 6.2.I, mentre i coefficienti di parzializzazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni i valori di tabella 6.2.II. Infine, per la valutazione dei coefficienti di sicurezza nelle verifiche geotecniche si è fatto riferimento a quanto indicato, per le varie opere geotecniche, al Capitolo 6.
Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi in condizioni sismiche (SLV) si è fatto riferimento alle indicazioni riportate al Capitolo 7.11.4, trattando il manufatto come un rilevato.

Tabella 4.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

carichi	effetto	γ_F	combinazioni statiche				combinazioni sismiche		
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
permanenti strutturali	favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
permanenti strutturali	sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
permanenti non strutturali	sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
variabili	favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
variabili	sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
variabili da traffico	sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Tabella 4.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

parametro	γ_M	SLU		SLV	
		M1	M2	M1	M2
tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
peso nell'unita di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 4.3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO.

verifica		SLU			SLV		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3
stabilità globale	γ_R	–	1.1	–	–	1.2	–

Si sono omesse le verifiche SLE ma si è proceduto unicamente a eseguire una stima del processo di consolidazione e dei cedimenti del rilevato.

4.3 Sintesi delle verifiche implementate

Nella tabella seguente si riporta una sintesi delle verifiche geotecniche implementate.

Tabella 4.4 – Sintesi delle verifiche effettuate e relativa metodologia di calcolo utilizzata.

stato limite	tipo	combinazione	γ_R
RILEVATO IN TERRA			
SLU stabilità globale del rilevato	GEO	A2-M2-R2	1.1
SLV stabilità globale del rilevato	GEO	A2-M2-R2	1.2

4.4 Verifiche omesse e relative motivazioni

Tenuto conto della destinazione d'uso nella vita nominale di progetto, dei livelli prestazionali attesi, del contesto ambientale in cui l'opera si trova e del livello previsto di manutenzione, sono state omesse le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio. Al fine di individuare soglie di allerta propedeutiche all'eventuale revisione delle ipotesi progettuali o all'adozione di misure correttive finalizzate a garantire il rispetto dei requisiti di sicurezza in relazione alla stabilità globale dell'opera, sono state determinate le massime deformazioni attese in corrispondenza di tre sezioni significative.

4.5 Metodo di analisi e codici di calcolo implementati

Le verifiche di tipo geotecnico riguardanti la stabilità, a scala globale del rilevato, sono state condotte mediante codice ci calcolo Slide2 della Rocscience® (versione 9.028), licenza 20616-0001.
Le analisi riguardanti le deformazioni sono state condotte mediante codice di calcolo GeoStudio2012® (versione 8.15.1.11236), licenza 1907.
La documentazione fornita dai produttori dei software consente di accedere ad un significativo numero di casi prova in cui i risultati delle analisi numeriche condotte sono stati confrontati con soluzioni teoriche al fine di consentire una adeguata validazione del software e testarne l'affidabilità.

5 AZIONI CARATTERISTICHE

5.1 Azioni permanenti

I carichi permanenti sono dati dal peso proprio dei terreni stessi costituenti l'opera e i cui valori caratteristici sono riportati in Tabella 3.1.

5.2 Azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV).

5.2.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Considerate le caratteristiche dell'opera e la sua utilizzazione prevista in forma economicamente sostenibile, al fine di garantire un livello di sicurezza compatibile con gli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale del manufatto, di accertare la correttezza nella scelta dei materiali (anche in relazione alla conservazione delle loro caratteristiche fisico-chimiche) e di provvedere al corretto dimensionamento strutturale (comprensivo di eventuali misure di protezione e manutenzione), la vita dell'opera è definita con riferimento tipo di opera e alla classe d'uso.
La tipologia dell'opera è definita con riferimento alla tabella 2.4.I delle NTC2018 in funzione delle caratteristiche della stessa.

Tabella 5.1 – Definizione del tipo di opera (NTC2018 Tab. 2.4.I).

opera	tipo	V_N
opere provvisionali	1	10 anni
opere ordinarie	2	50 anni
grandi opere	3	100 anni

La classe d'uso definita con riferimento alla tabella 2.4.II delle NTC2018 in relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma.

Tabella 5.2 – Vita nominale e classe d'uso dell'opera (NTC2018 Tab. 2.4.I e punto 2.4.2).

classe d'uso	CU	descrizione
I	0.7	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
II	1	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
III	1.5	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
IV	2	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 05/11/2001, n. 6792, "*Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Assumendo per l'opera una tipologia 3 e una classe d'uso III, le azioni sismiche dovranno essere valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR corrispondente a:

$$V_R = V_N C_U \geq 100 \text{ anni} \times 1.5 \geq 150 \text{ anni} \qquad [5.1]$$

Nella tabella che segue si riportano i principali parametri sismici adottati nella modellazione geotecnica in occasione di verifiche allo SLV.

Tabella 5.3 – Parametri sismici impiegati nelle verifiche di sicurezza allo SLV.

parametro o grandezza	valore
località	Maschio, Savona
latitudine (WGS84)	44.326493
longitudine (WGS84)	8.426229
zona sismica	3
categoria di sottosuolo	E
categoria topografica	T2
vita nominale, V_N	150 anni
classe d'uso, C_U	III (C_U = 3)
periodo di riferimento, $V_R = V_N C_U$	150 anni
stato limite	SLV

Mediante i parametri sopra elencati, si sono determinate le seguenti grandezze da impiegare nella quantificazione delle azioni pseudo-statiche che hanno luogo in occasione di un evento sismico.

Tabella 5.4 – Grandezze di interesse ai fini della quantificazione delle azioni in presenza di sisma.

parametro o grandezza	rilevati e opere di sostegno
accelerazione orizzontale massima del terreno, a_g	0.076 g
fattore di amplificazione spettrale massima, F_o	2.723
periodo di inizio del tratto di spettro a velocità costante, T_C*	0.334 s

coefficiente di amplificazione stratigrafica, S_S	1.6
coefficiente di amplificazione topografica, S_T	1.2
coefficiente di amplificazione, $S = S_S S_T$	1.92
accelerazione orizzontale massima attesa al sito, $a_{max} = S a_g g$	1.429 m/s²
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima, β_m	0.38
coefficiente sismico orizzontale, $k_h = \beta a_{max}/g$	0.055
coefficiente sismico verticale, $k_v = \pm 0.5 k_h$	0.028

6 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

6.1 Cenni sull'analisi di stabilità

Le verifiche sono state eseguite mediante il codice di calcolo Slide2© (versione 9.026) prodotto da Rocscience Ltd., ricorrendo al metodo di all'equilibrio limite (LEM) *"limit equilibrium method"*, come quelli di Bishop semplificato [R3], Janbu semplificato [R4] o Sarma [R5] e globale (GLE) *"global equilibrium method"* di Morgenstern e Price [R6], con ricerca di superfici di forma generica tramite algoritmo Cookoo Search [R7] e trattando l'ammasso come un mezzo continuo a comportamento rigido perfettamente plastico.
Il software Slide2© consente anche la modellazione di moti di infiltrazioni delle acque sotterranee all'interno del terreno mediante analisi agli elementi finiti, per condizioni di flusso sia in regime stazionario che transitorio, necessaria a determinare la pressione dei pori all'interno del terreno e conseguentemente permettere la verifica di stabilità dei pendii. Il software consente quindi analisi di falde freatiche stagionali (moto stazionario), infiltrazioni meteoriche superficiali (moto transitorio) o la presenza di battenti idrostatici in eventuale *"rapid drawdown"*.

6.2 Definizione degli scenari analizzati

Le verifiche sono state condotte in corrispondenza delle sezioni di progetto 3-3' e 4-4' per gli scenari elencati in Tabella 6.1 e Tabella 6.2.

Tabella 6.1 – Sintesi delle verifiche eseguite in corrispondenza della sezione 3-3'.

scenario	stato limite	falda libera livello di monte [m s.l.m.]	falda libera livello di valle [m s.l.m.]	evento meteorico	abbancamento	unghia drenante	sisma
1	SLU	stazionario 184 m s.l.m.	stazionario 136 m s.l.m.	stagionale	poco addensato	SI	NO
2	SLU	stazionario 184 m s.l.m.	stazionario 136 m s.l.m.	stagionale	nucleo poco addensato	SI	NO
3	SLU	stazionario 184 m s.l.m.	stazionario 136 m s.l.m.	stagionale	addensato	SI	NO
4	SLV	stazionario 184 m s.l.m.	stazionario 136 m s.l.m.	stagionale	addensato	SI	SI
5	SLU	stazionario 184 m s.l.m.	stazionario 136 m s.l.m.	stagionale	addensato	NO	NO
6	SLU	stazionario 184 m s.l.m.	stazionario 136 m s.l.m.	eccezionale	addensato	SI	

[R3] – BISHOP, A.W. (1955). The Use of the Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes, Géotechnique, 5 (1), pp. 7-17.
[R4] – JANBU, N. (1954). Application of composite slip surfaces for stability analysis, Proc. Eur. Conf. Stabil. Earth Slopes, Stockholm 3, pp. 43-49.
[R5] – SARMA, S.K. (1979). "Stability Analysis of Embankments and Slopes", J. Geotech. Eng. Div. ASCE 105, No. 12, pp. 1511-1524.
[R6] – MORGENSTERN, N.R., PRICE, V.E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Géotechnique, 15 (1), pp. 79-93.
[R7] – WU, A. (2012), Locating general failure surfaces in slope analysis via Cuckoo search, www.rocscience.com.

Allo scopo di valutare il contributo di stabilità fornito dagli accorgimenti costruttivi previsti in progetto (addensamento del materiale mediante stesa per strati e successiva vibro-compattazione; realizzazione del dreno al piede del rilevato) si è proceduto ad effettuare analisi con condizioni di addensamento differente e in presenza o in assenza di unghia drenante alla base dell'opera.

Tabella 6.2 – Elenco delle verifiche di stabilità relative alla sezione 4-4'.

scenario	stato limite	falda libera sponda sinistra [m s.l.m.]	falda libera sponda destra [m s.l.m.]	evento meteorico	abbancamento	unghia drenante	sisma
1	SLU	stazionario 200 m s.l.m.	stazionario 170 m s.l.m.	stagionale	addensato	NO	NO
2	SLV	stazionario 200 m s.l.m.	stazionario 170 m s.l.m.	stagionale	addensato	NO	SI
3	SLU	stazionario 200 m s.l.m.	stazionario 170 m s.l.m.	eccezionale	addensato	NO	NO

In corrispondenza del nuovo canale del rio Erxo e dei fossi di guardia perimetrali è stata modellata la presenza di acqua in scorrimento ad un livello idrico costante (per la sezione 3-3' con tavola d'acqua posta a quota 199 m s.l.m.).
Allo scopo di valutare la stabilità alla scala globale ed evitare lo studio di meccanismi di collasso eccessivamente superficiali e riferibili, pertanto, a instabilità locali, si sono investigati i cinematismi aventi potenza minima pari a 10 m (quantificati lungo l'asse delle ordinate).

6.3 Moti di filtrazione delle acque sotterranee

Preliminarmente all'implementazione delle verifiche di stabilità del rilevato, si è proceduto all'investigazione dei moti di filtrazione delle acque sotterranee considerando la presenza di:

- falda stagionale in condizioni di moto stazionario;
- infiltrazioni meteoriche nel terreno in condizioni di moto transitorio al variare di ietogrammi di progetto.

6.3.1 Definizione del livello di falda

Per la sezione 3-3' la modellazione geotecnica ha ammesso la presenza di un livello freatico stazionario, interno al versante, e posto, sul lato di monte, a quota 184 m s.l.m. e sul lato di valle (lato Torrente Lavanestro) a quota 136 m s.l.m. Nel caso della sezione 4-4' si è ammessa la presenza di una falda libera in regime stazionario con piezometrica collocata a quota 200 e 170 m s.l.m. rispettivamente in sinistra e destra orografica della valle del rio Erxo.

6.3.2 Definizione degli ietogrammi di progetto

Lo ietogramma di precipitazione stagionale è stato ricostruito attingendo ai dati registrati dalla stazione meteorologica di Cadibona. In relazione allo ietogramma riferito alla precipitazione eccezionale si è adottato uno scenario di progetto confrontabile con quello degli eventi alluvionali che hanno interessato la Liguria il 4 novembre 2011 e il 23 e 24 novembre 2019.
Conseguentemente, sono stati definiti i due ietogrammi seguenti:

- precipitazione stagionale, per un periodo di 3 mesi, caratterizzato da piogge non intense, ma persistenti (precipitazione cumulativa pari a 567 mm);
- precipitazione eccezionale caratterizzata da cumulata pari a 670 mm, distribuita su un arco temporale di 72 ore (intensità massima 330 mm/giorno).

Per il solo evento eccezionale, al fine di determinare la quantità d'acqua che effettivamente si infiltra nel terreno (quota parte dell'acqua precipitata) si è tenuto conto di un coefficiente di afflusso ψ, corrispondente al rapporto tra il volume acqua piovana rilasciata in superficie (ovvero non infiltrata nel sottosuolo) e il

volume d'acqua trattenuto dal terreno (infiltrato). Valori di letteratura suggeriscono, per *"superfici a verde su suolo profondo, prati, orti, superfici boscate ed agricole"*, un valore del coefficiente ψ = 0.1 [R8].
Il quantitativo d'acqua infiltrato nel sottosuolo viene stimato mediante la seguente relazione:

$$\text{altezza di infiltrazione} = \text{altezza di precipitazione} \times (1 - \psi) \approx 600 \text{ mm} \qquad [6.1]$$

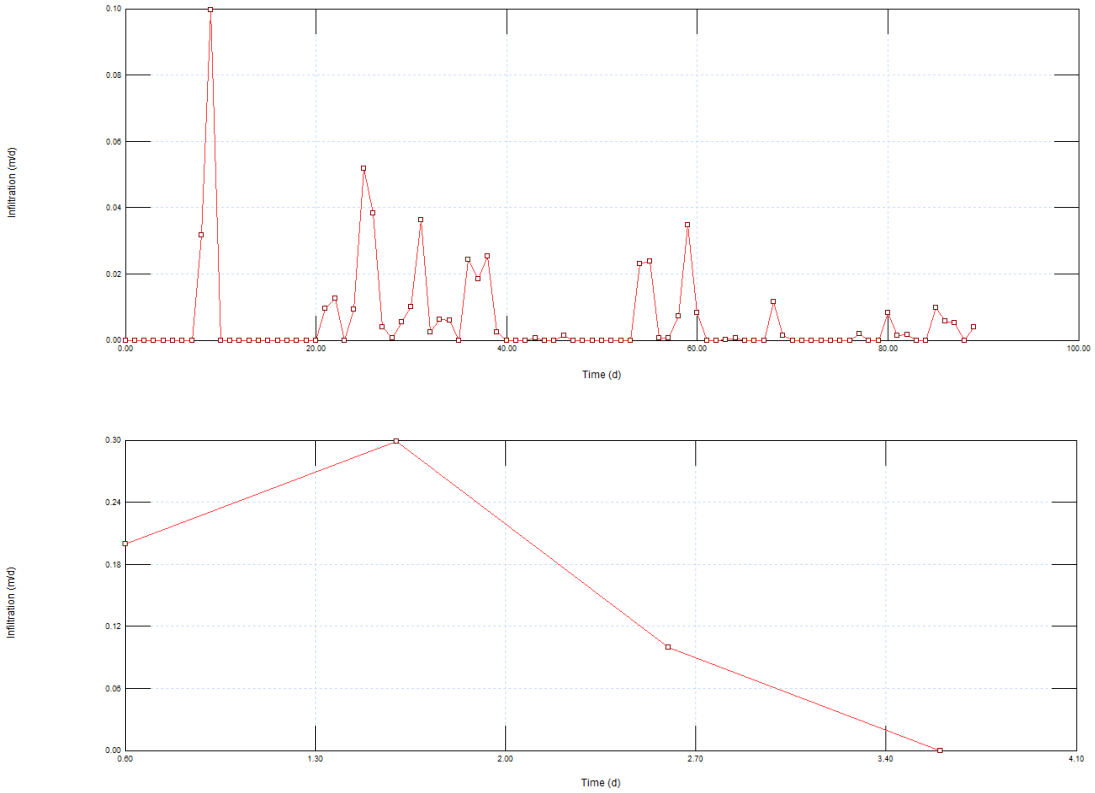


Figura 6.1 – Ietogrammi di progetto dell'evento di precipitazione stagionale (in alto) ed eccezionale (in basso).

Si riportano in Figura 6.1 gli ietogrammi di progetto implementati al fine di simulare l'infiltrazione di acque meteoriche, in regime transitorio, per i due scenari.

6.4 Esiti delle verifiche di stabilità

Di seguito si riportano gli estratti grafici del codice relativi alle configurazioni di verifica caratterizzate dal valore minimo del fattore di sicurezza definito anche come fattore di sovra-resistenza (*over-design factor*, *ODF*) (Frank *et al*. [R9]), dato R_d/E_d, e assumendo che, ai fini del soddisfacimento della verifica, sia rispettata la condizione $ODF \geq 1$ ovvero $E_d \leq R_d$ (condizione [6.2.1] delle NTC2018).

[R8] – Norme DIN, FLL, A.T.V., scala Frühling, UNI 11235
[R9] – FRANK, R., BAUDUIN, C., KAVVADAS, M., KREBS OVESEN, N., ORR, T., and SCHUPPENER, B. (2004). Designers' guide to EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical design — General rules, London: Thomas Telford.

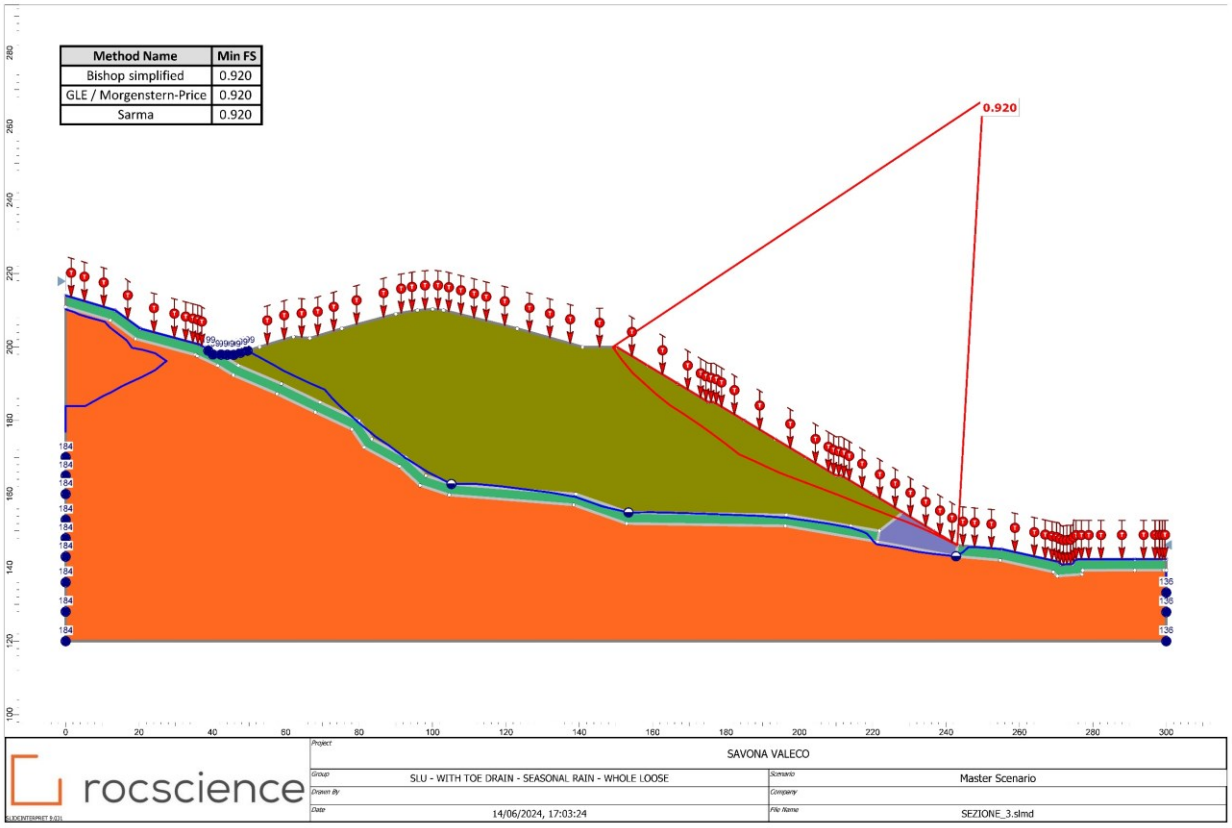


Figura 6.2 – Sezione 3-3': verifica di stabilità globale del rilevato (scenario n. 1 – abbancamento poco addensato, unghia drenante ed evento piovoso stagionale, t = 90 d).

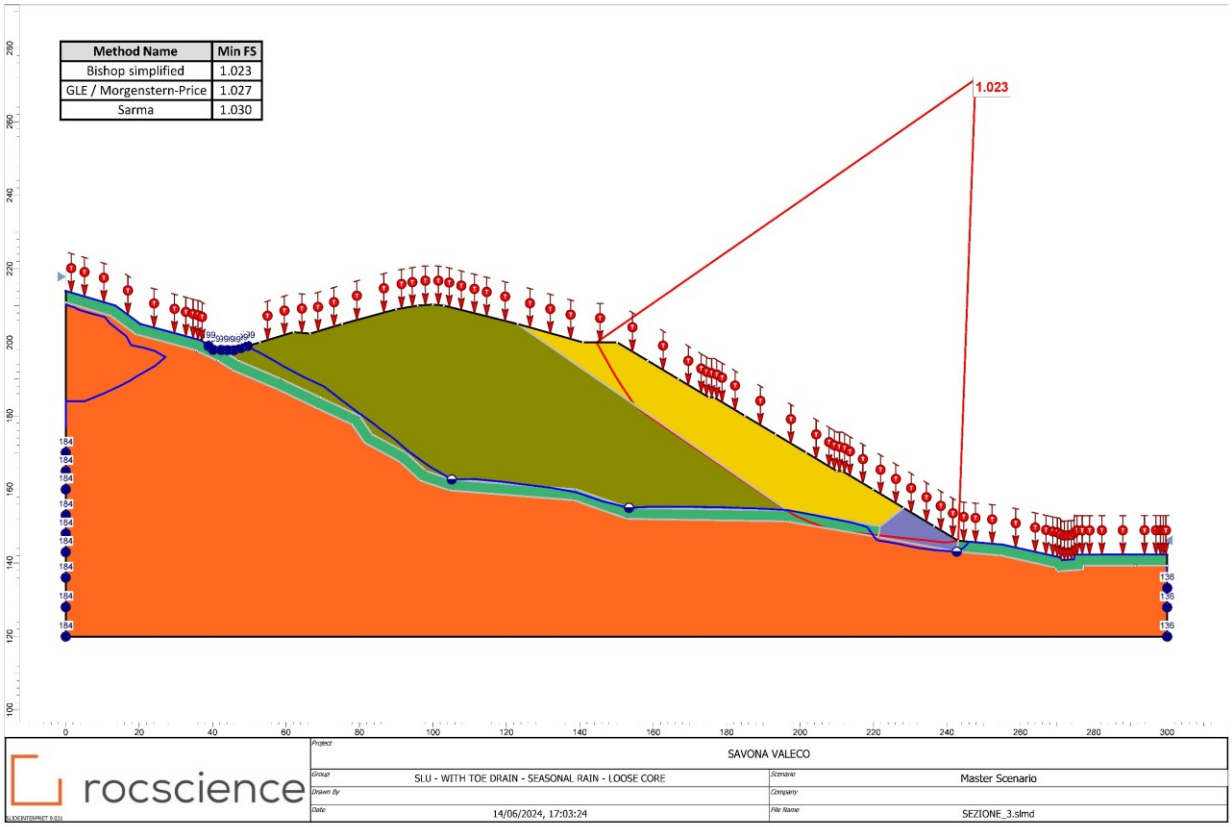


Figura 6.3 – Sezione 3-3': verifica di stabilità globale del rilevato (scenario n. 2 – nucleo dell'abbancamento poco addensato, unghia drenante ed evento piovoso stagionale, t = 60 d).

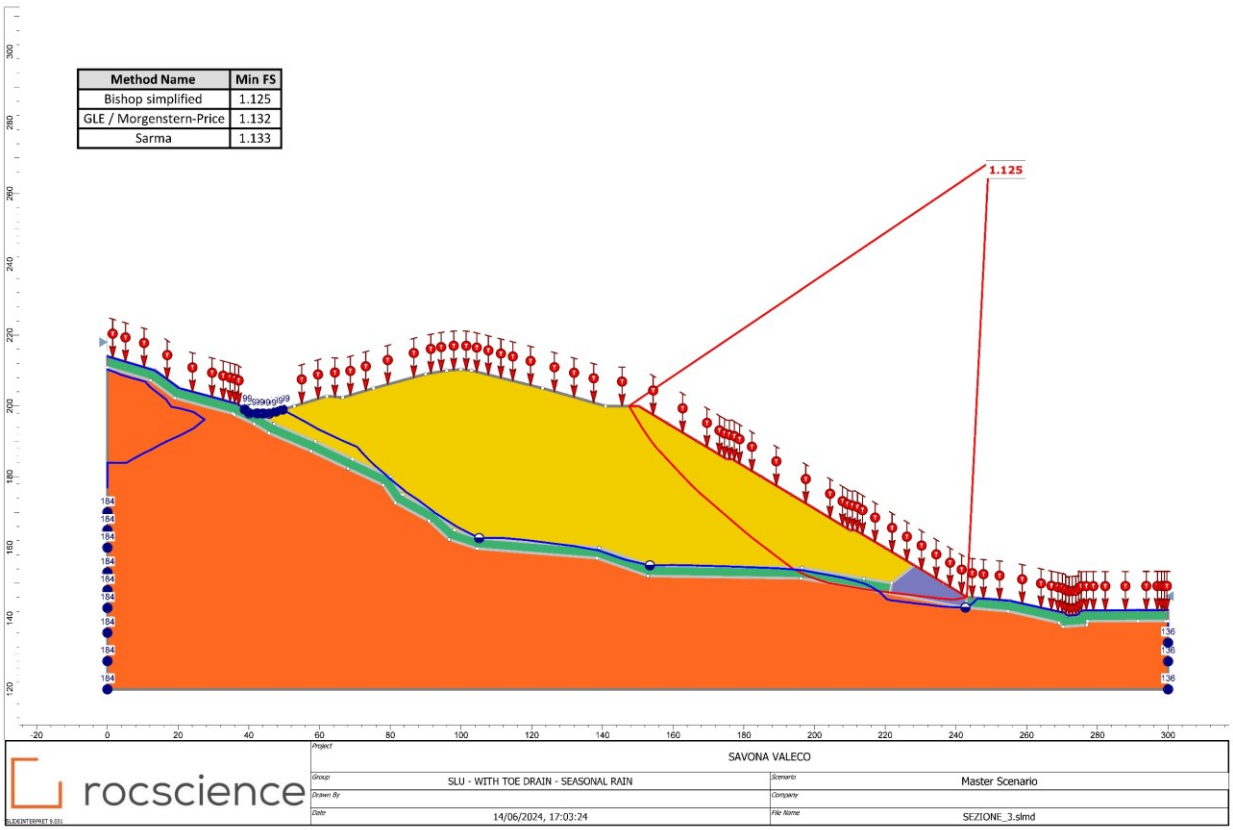


Figura 6.4 – Sezione 3-3': verifica di stabilità globale del rilevato (scenario n. 3 – abbancamento addensato, unghia drenante ed evento piovoso stagionale, t = 60 d).

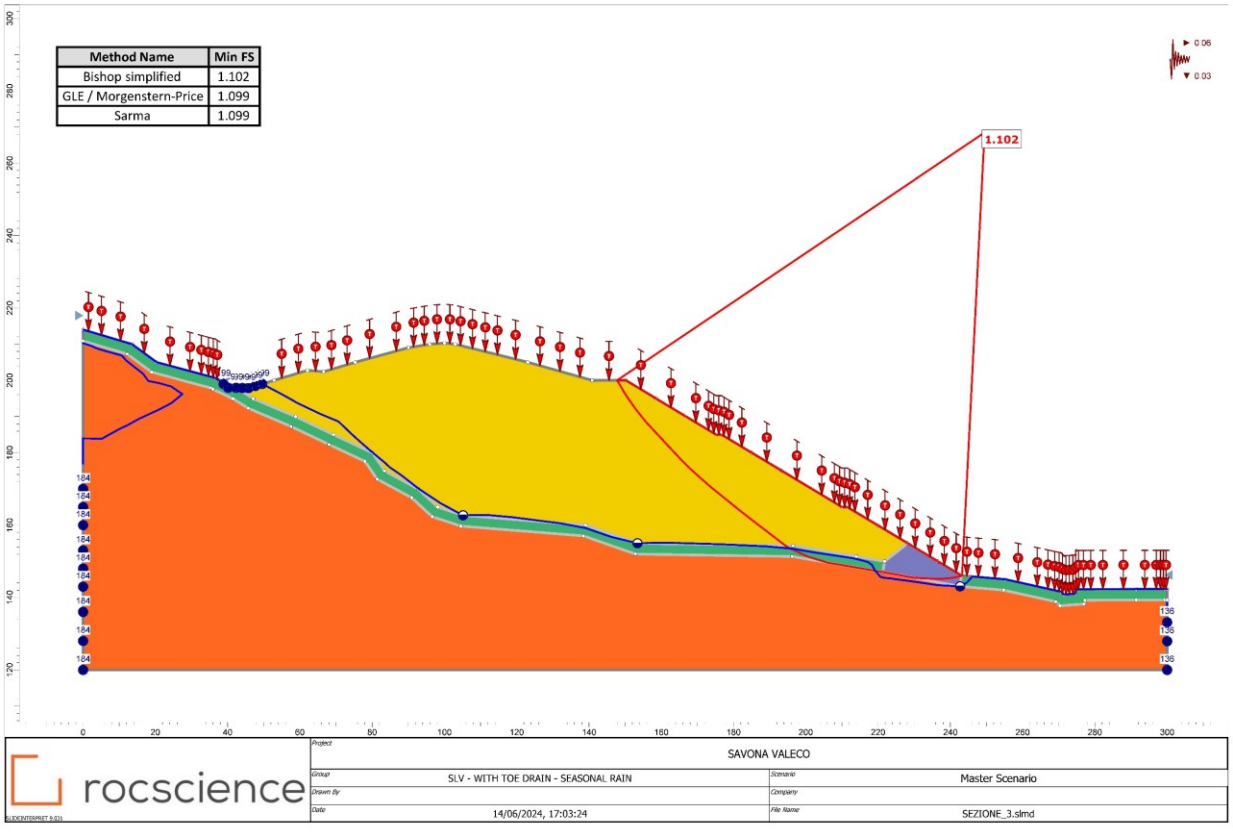


Figura 6.5 – Sezione 3-3': verifica di stabilità globale del rilevato (scenario n. 4 – abbancamento addensato, unghia drenante ed evento piovoso stagionale, t = 60 d, in presenza di sollecitazione sismica).

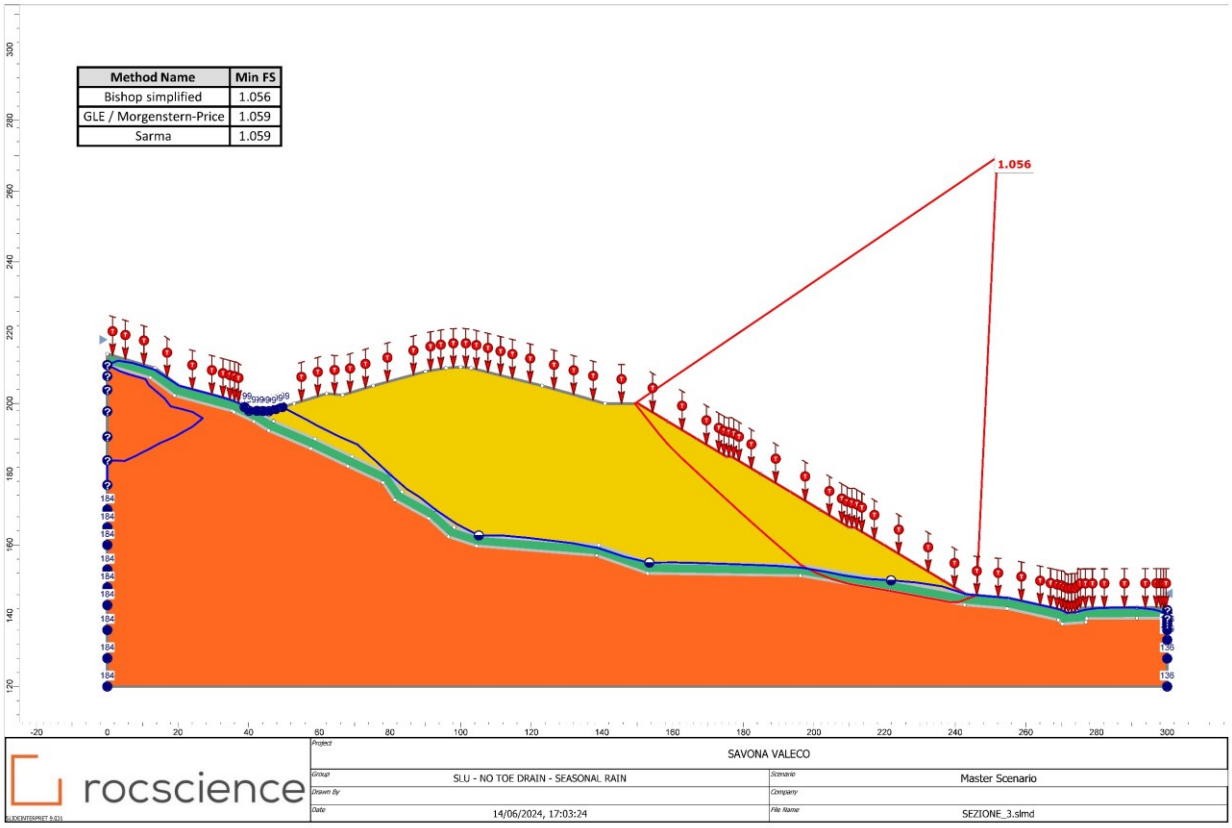


Figura 6.6 – Sezione 3-3': verifica di stabilità globale del rilevato (scenario n. 5 – abbancamento addensato senza unghia drenante ed evento piovoso stagionale, t = 60 d).

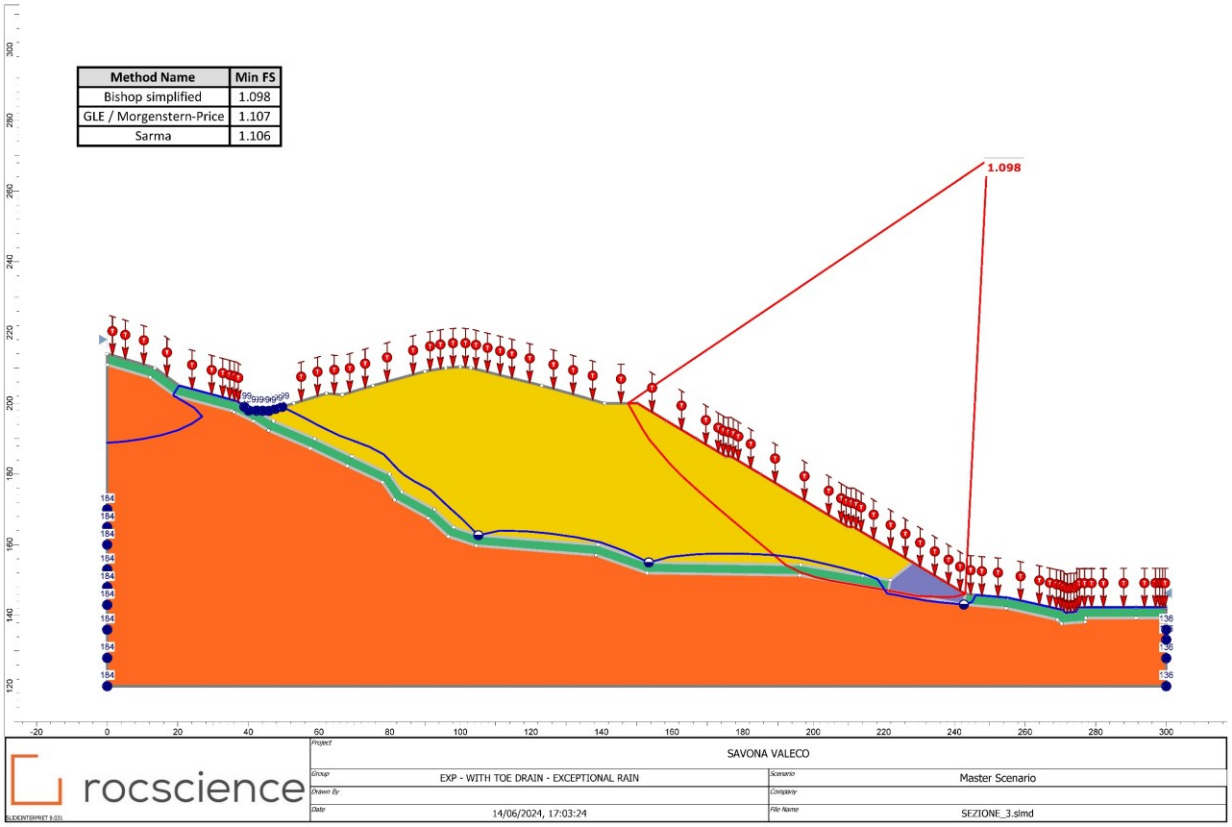


Figura 6.7 – Sezione 3-3': verifica di stabilità globale del rilevato (scenario n. 6 – abbancamento addensato, unghia drenante ed evento piovoso eccezionale, t = 72 h).

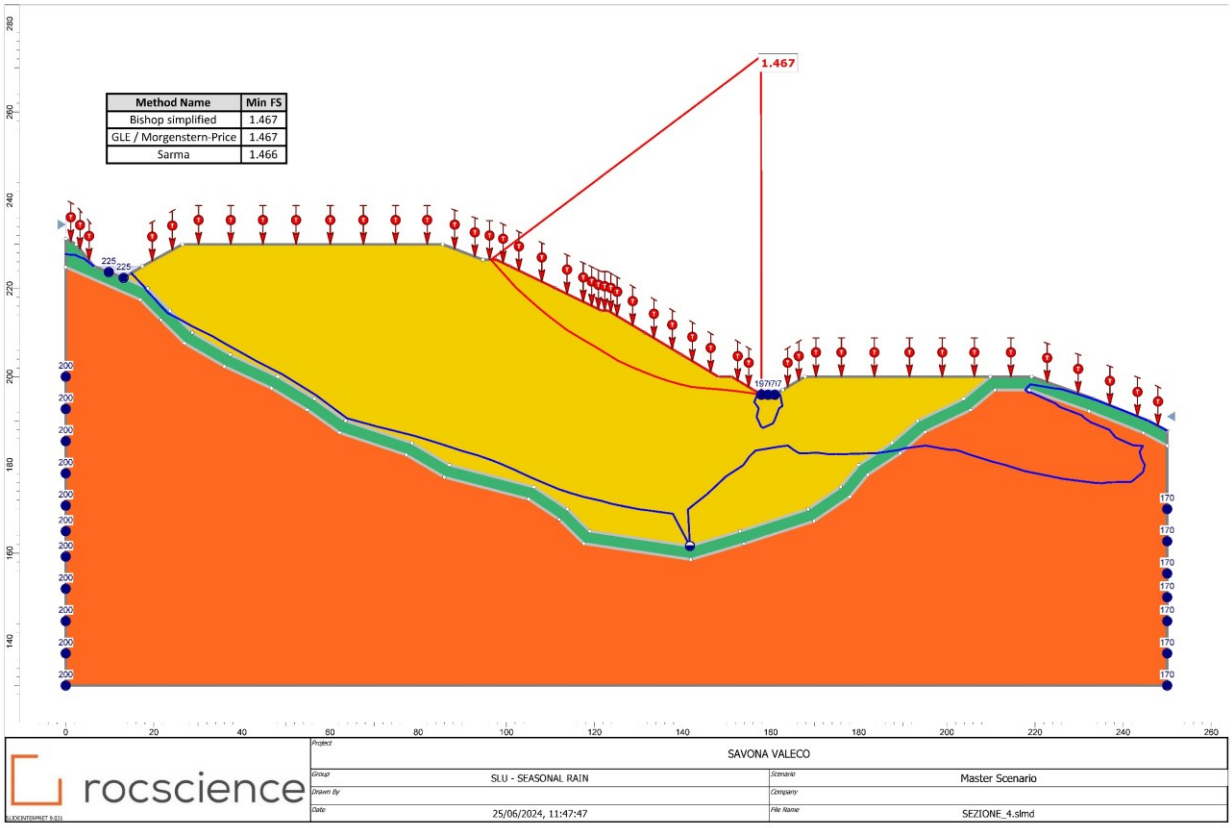


Figura 6.8 – Sezione 4-4': verifica di stabilità globale del rilevato (scenario n. 1 – abbancamento addensato ed evento piovoso stagionale, t = 60 d).

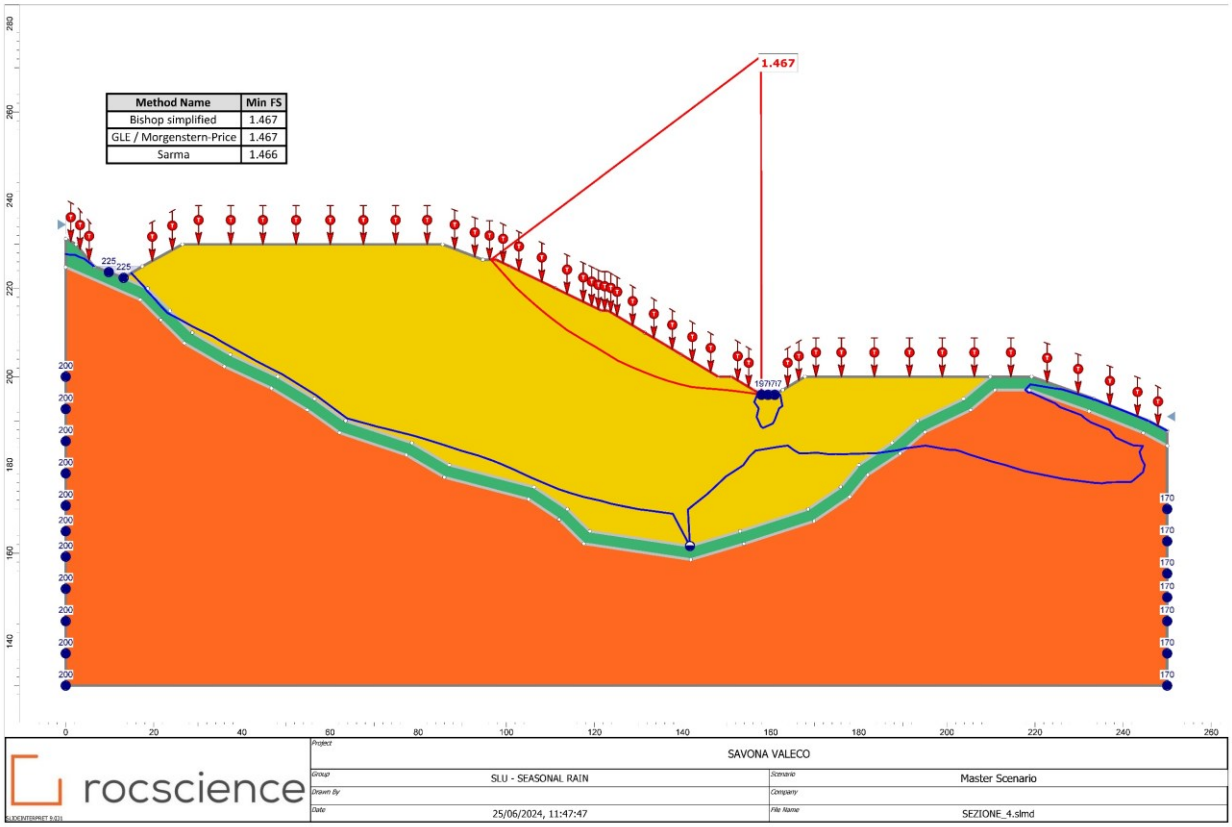


Figura 6.9 – Sezione 4-4': verifica di stabilità globale del rilevato (scenario n. 2 – abbancamento addensato ed evento piovoso stagionale, t = 60 d, con sollecitazione sismica).

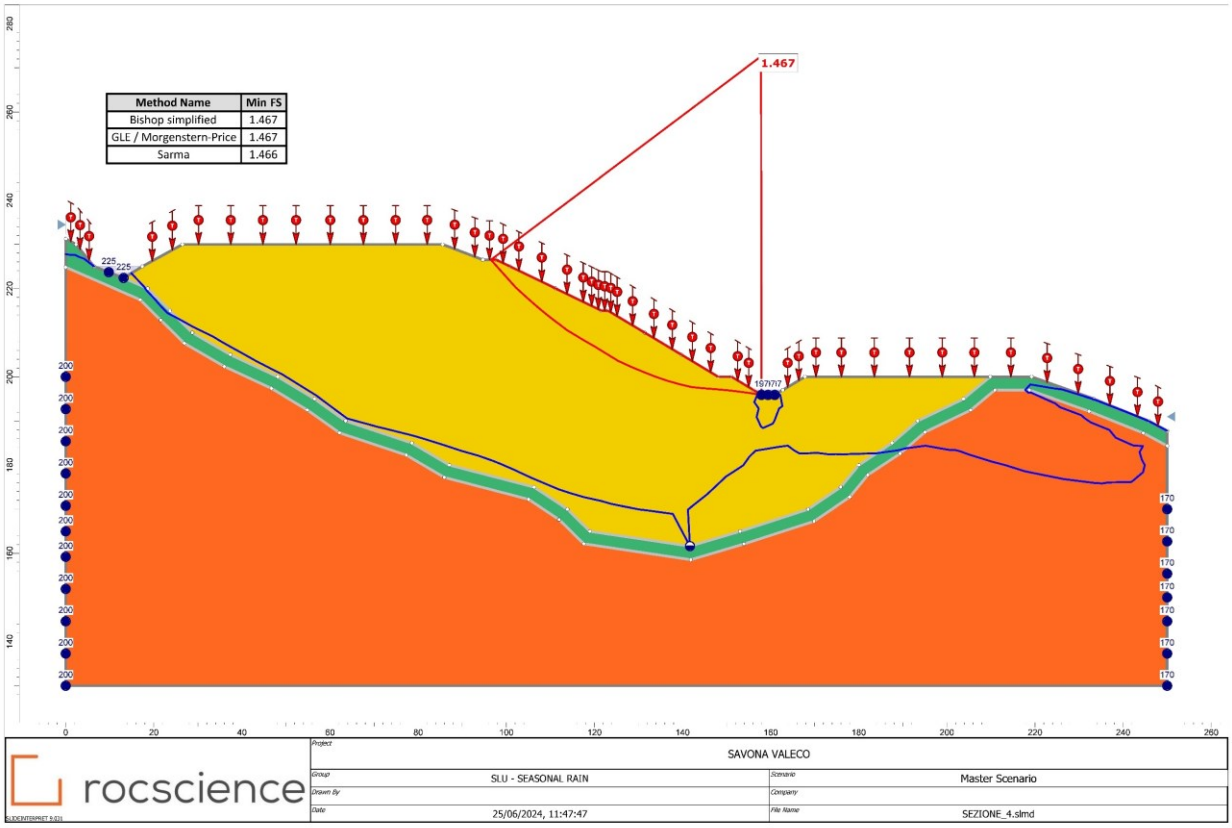


Figura 6.10 – Sezione 4-4': verifica di stabilità globale del rilevato (scenario n. 6 – abbancamento addensato ed evento piovoso eccezionale, t = 72 h).

7 STIMA DELLE DEFORMAZIONI

7.1 Metodo di analisi

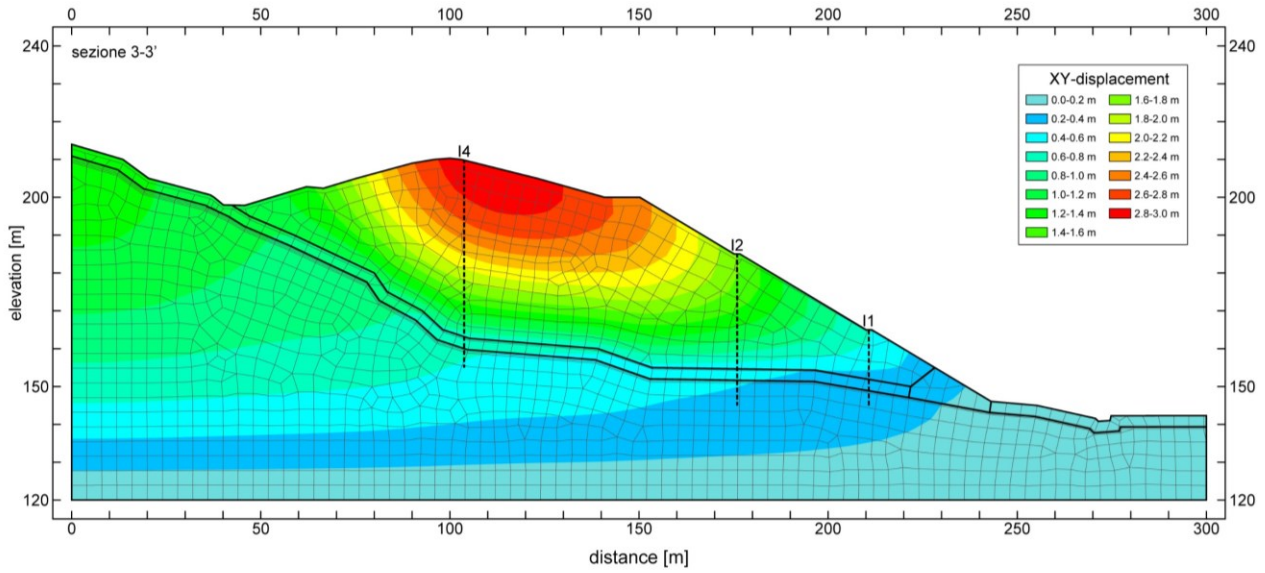
La stima delle deformazioni è stata effettuata mediante analisi in ambiente agli elementi finiti ricorrendo alla teoria della consolidazione.

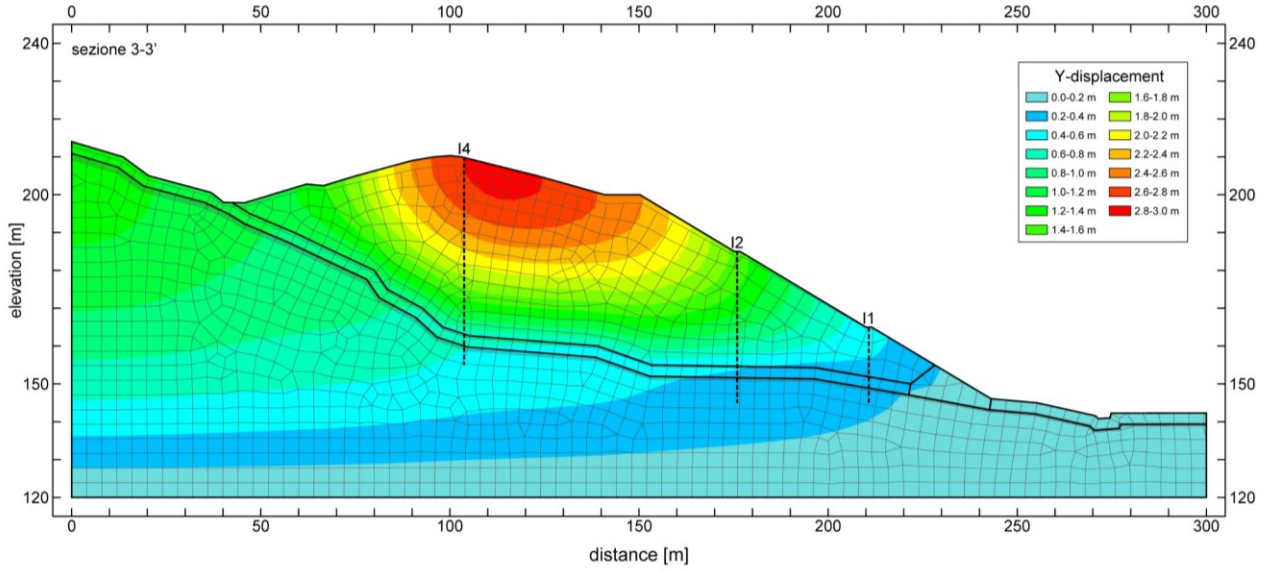
Tabella 7.1 – Valori dei parametri elastici delle unità geotecniche.

codice	unità geotecnica	E' [MPa]	v [–]
GTC01	[1] coltre eluvio-colluviale (GEO01)	25	0.3
GTC02	[2] substrato roccioso (GEO02)	50	0.35
GTC03	[3] – abbancamento	15	0.3
GTC04	[4] – abbancamento non addensato	5	0.3
GTC05	[5] – piede drenante	15	0.3

Le finalità dello studio sono:

- individuare valori di spostamenti costituenti potenziali soglie di attenzione;
- determinare i valori di deformazione al superamento dei quali porre in atto misure di verifica e retro-analisi atte ad accertare la correttezza delle ipotesi progettuali in relazione all'andamento dei lavori, alle caratteristiche dei materiali abbancati e alle modalità di realizzazione dell'abbancamento;
- in caso di superamento delle soglie di attenzione, permettere l'individuazione di azioni correttive volte





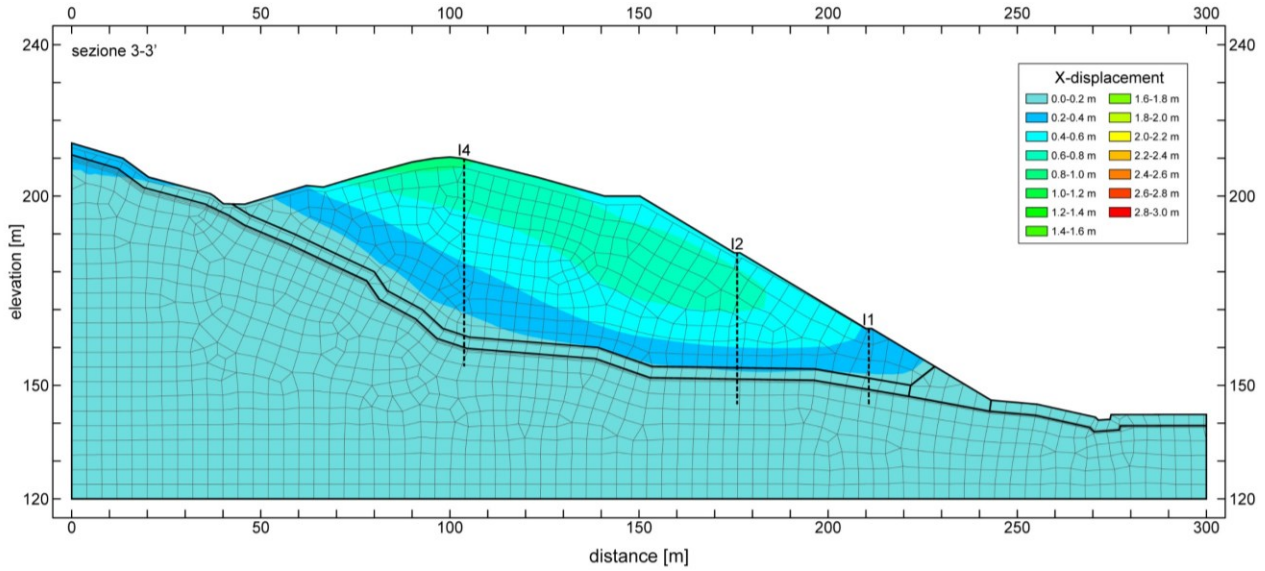
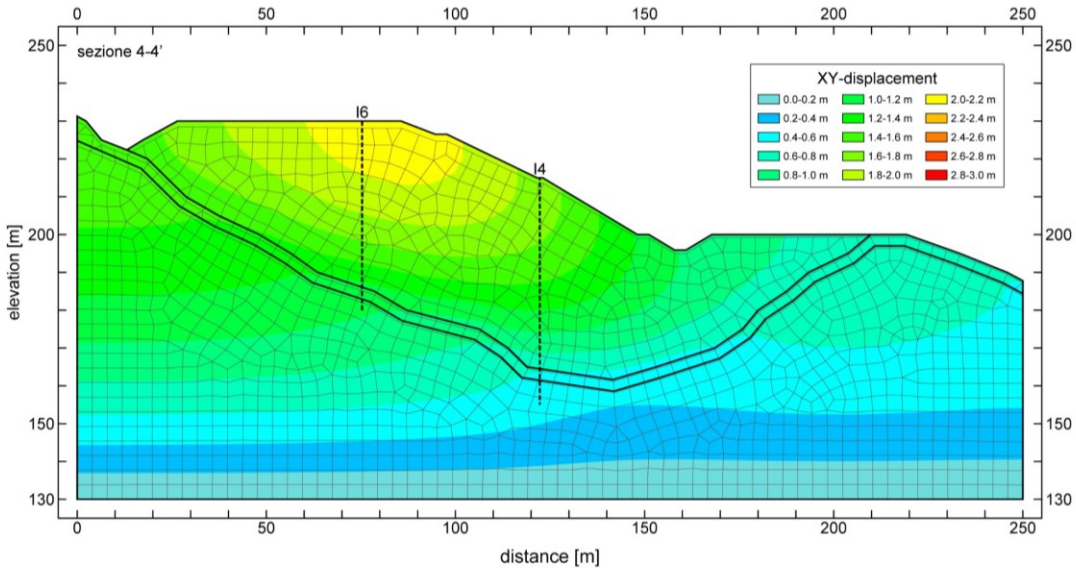
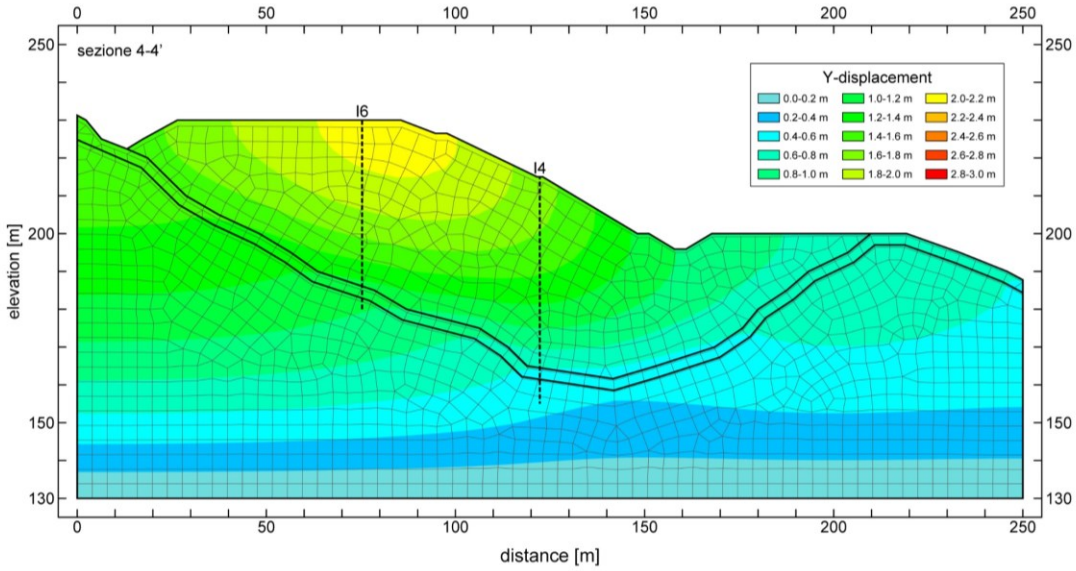


Figura 7.1 – Mappe a isovalori degli spostamenti in corrispondenza della sezione 3-3'.





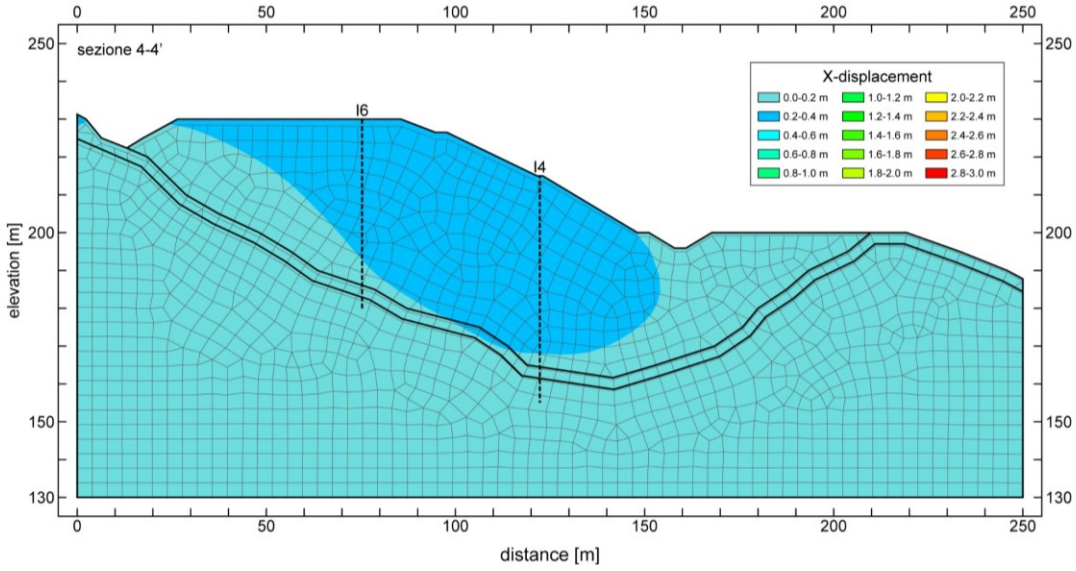


Figura 7.2 – Mappa a isovalori degli spostamenti in corrispondenza della sezione 4-4'.

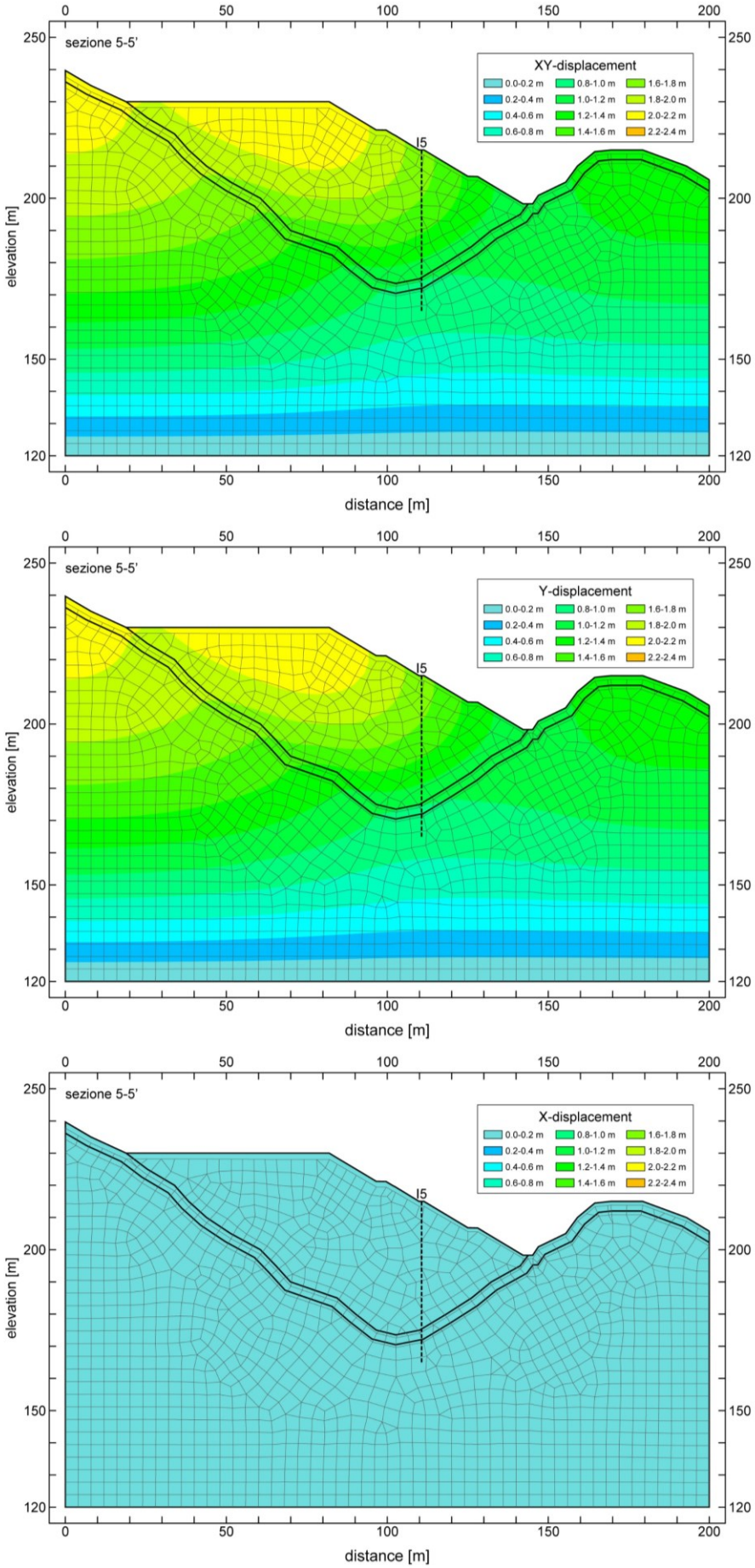


Figura 7.3 – Mappa a isovalori degli spostamenti stimati lungo la sezione 5-5'.

- a garantire il mantenimento delle condizioni di sicurezza entro i limiti di legge.

La modellazione del comportamento del rilevato in campo elastico è stata effettuata facendo riferimento alle grandezze fisico-meccaniche elencate in Tabella 7.1.
Va evidenziato che, considerata la natura prevalentemente granulare dei materiali impiegati, il rilevato sarà soggetto a cedimenti volumetrici di tipo distorsionale, con deformazioni che si esauriranno in tempi rapidi, confrontabili con quelli connessi con la messa in posto e compattazione dei materiali.

7.2 Risultati

Alle pagine seguenti si riportano mappe a isovalori degli spostamenti attesi per le sezioni 3-3', 4-4' e 5-5', collocate in corrispondenza delle linee di massima pendenza e passanti per le verticali inclinometriche previste a progetto.
Nella tabella che segue si riportano i valori degli spostamenti massimi attesi in corrispondenza delle tre sezioni investigate.

Tabella 7.2 – Spostamenti massimi stimati (δ_v = spostamento verticale; δ_h = spostamento orizzontale; δ_T = spostamento totale).

sezione	δ_v [m]	δ_h [m]	δ_T [m]
3-3'	-2.96	0.89	2.96
4-4'	-2.09	0.35	2.11
5-5'	-2.18	0.19	2.18

In relazione ai valori che costituiscono soglia di attenzione si rimanda alla Tabella 7.3 del documento R01 – relazione tecnica generale.

8 CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI

La tabella sottostante riassume i valori del rapporto tra azioni o effetto delle azioni resistenti e azioni o effetto delle azioni agenti per tutte le verifiche eseguite.

Tabella 8.1 – Sintesi riepilogativa dei risultati delle verifiche di stabilità (si riporta il valore minimo di ODF dato dall'inviluppo dei risultati dei metodi LEM impiegati).

sezione	stato limite	falda libera	evento meteorico	abbancamento	unghia drenante	ODF = R_d/E_d	esito
3-3'	SLU	SI	stagionale	poco addensato	SI	0.92	NON VERIFICA
"	SLU	SI	stagionale	nucleo poco addensato	SI	1.02	VERIFICA
"	SLU	SI	stagionale	addensato	SI	1.11	VERIFICA
"	SLV	SI	stagionale	addensato	SI	1.10	VERIFICA
"	SLU	SI	stagionale	addensato	NO	1.06	VERIFICA
"	SLU	SI	eccezionale	addensato	SI	1.10	VERIFICA
4-4'	SLU	SI	stagionale	addensato	NO	1.47	VERIFICA
"	SLV	SI	stagionale	addensato	NO	1.43	VERIFICA
"	SLU	SI	eccezionale	addensato	NO	1.47	VERIFICA

Come evidenziato, ad eccezione della verifica con abbancamento non addensato le verifiche soddisfano i requisiti di sicurezza. Tuttavia, considerati i margini di incertezza circa le caratteristiche dei materiali da impiegare, i livelli di accuratezza della modellazione e le conseguenze connesse col superamento dello stato

limite di resistenza del terreno si ritiene indispensabile prevedere la compattazione completa di tutto il rilevato (con conseguente incremento della resistenza mobilitabile) e la realizzazione di un un'unghia drenante al piede dell'abbancamento (con abbattimento delle pressione neutre alla base dell'opera).

9 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Sia risultati delle calcolazioni manuali e sia quelli derivanti da elaborazioni implementate con codice di calcolo sono stati sottoposti a verifiche e controlli a cura degli scriventi. Tali valutazioni hanno previsto altresì il confronto con i risultati derivanti a calcoli semplificati e/o speditivi e/o con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione dell'opera e delle azioni.
Alla luce delle considerazioni sopra esposte, i sottoscritti geol. Massimo Bochiolo e ing. Enrico Massa asseverano che l'elaborazione è corretta e idonea al caso specifico, che i risultati di calcolo indicati in Tabella 8.1 sono da ritenersi validi ed accettabili e che, pertanto, il progetto soddisfa i requisiti di sicurezza dettati dal d.m. MIT 17 gennaio 2018.

Savona, aprile 2024.

I tecnici progettisti,

geol. Massimo BOCHIOLO ing. Enrico MASSA



