

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-REGGIO
CALABRIA E COSENZA - SIBARI**

**S.O. OPERE GEOTECNICHE
PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA**

BRETELLA DI SIBARI

Relazione di calcolo rilevati e trincee

SCALA:

-

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

RC2V 00 R 11 RH GE0006 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	A.Polli	31/03/2023	L. Giannini 	31/03/2023	I. D'Amore 	31/03/2023	Ing. L. Berardi 31/03/2023

File: RC2V00R11RHGE0006002A

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	7
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	7
2.3	SOFTWARE	7
3	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI IN TRINCEA E IN RILEVATO.....	8
3.1	RILEVATI FERROVIARI	8
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO.....	9
4.1	MODELLO GEOTECNICO	9
4.2	INQUADRAMENTO SISMICO	10
4.2.1	<i>Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno</i>	10
4.2.2	<i>Effetti di sito</i>	11
4.3	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE.....	12
4.3.1	<i>Criteri generali di verifica</i>	12
4.4	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	13
4.4.1	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	13
4.4.2	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	15
4.5	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	15
4.5.1	<i>Stati limite ultimi (SLU) - Verifica allo stato limite SLV</i>	15
4.5.2	<i>Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale allo SLV</i>	16
4.6	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE	16
4.6.1	<i>Approccio metodologico per le verifiche SLU</i>	16
4.6.1.1	<i>Equilibrio Limite statico e pseudo-statico</i>	16
4.6.2	<i>Approccio metodologico per le verifiche SLE</i>	18

4.6.2.1	Consolidazione primaria - Fasi dell'analisi FEM.....	18
4.6.2.2	Consolidazione secondaria - Valutazione dei cedimenti tramite formulazione semplificata	18
5	SCELTA DELLE SEZIONI DI CALCOLO	20
5.1	SELEZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO.....	20
5.2	CARICHI DI PROGETTO.....	21
5.2.1	Rilevati ferroviari	21
6	ANALISI CEDIMENTI RILEVATI	24
6.1	ANALISI CEDIMENTI RILEVATO N.1 IN UG1.....	24
6.1.1	Verifica dei cedimenti in SLE – modello FEM.....	26
6.1.1.1	Fasi del modello.....	27
6.1.1.2	Cedimenti.....	27
6.1.1.3	Cedimenti differenziali del binario esistente.....	30
6.2	ANALISI CEDIMENTI SEZIONE N°2 (EDIFICIO IN CONTRADA ZIGRINO).....	31
6.2.1	Verifica dei cedimenti in SLE – modello FEM.....	32
6.2.1.1	Fasi del modello.....	34
6.2.1.2	Cedimenti.....	34
6.3	ANALISI CEDIMENTI RILEVATO N.3 IN UG1.....	37
6.3.1	Verifica dei cedimenti in SLE – modello FEM.....	39
6.3.1.1	Fasi del modello.....	40
6.3.1.2	Cedimenti.....	41
6.3.1.3	Curva cedimenti-tempo.....	45
6.4	ANALISI CEDIMENTI RILEVATO N.4 IN UG1.....	48
6.4.1	Verifica dei cedimenti in SLE – modello FEM.....	50
6.4.1.1	Fasi del modello.....	50
6.4.1.2	Cedimenti.....	51
6.4.1.3	Curva cedimenti-tempo.....	54
6.5	ANALISI CEDIMENTI RILEVATO N.5 IN UG1 E UG0.....	57
6.5.1	Verifica dei cedimenti in SLE – modello FEM.....	60
6.5.1.1	Fasi del modello.....	62
6.5.1.2	Cedimenti.....	62
6.5.1.3	Curva cedimenti-tempo.....	65
7	ANALISI STABILITÀ RILEVATI	68
7.1	ANALISI IN CONDIZIONI STATICHE IN CONDIZIONI DRENATE.....	70
7.2	ANALISI IN CONDIZIONI STATICHE IN CONDIZIONI NON DRENATE	71



**COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-
REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI**
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1 R 11	RH	GE 00 00 001	A	4 di 76

7.3	ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE IN CONDIZIONI DRENATE	73
7.4	ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	75

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito delle risorse previste nel PNRR per gli interventi sulla linea ferroviaria jonica nel territorio della Regione Calabria, è prevista la realizzazione della bretella di Sibari.

La stazione di Sibari costituisce il punto di confluenza delle linee Sibari – Crotona – Catanzaro Lido (cosiddetta linea jonica) e Sibari – Cosenza – Paola. Attualmente non esiste un collegamento diretto fra le linee afferenti a Sibari, pertanto il passaggio da una linea all'altra prevede un'inversione del senso di marcia sui binari di ricevimento della stazione, con conseguente aumento dei tempi di percorrenza.



Figura 1 -Inquadramento Territoriale

La realizzazione di un binario esterno che colleghi direttamente le due linee diramate consente di creare le condizioni per un nuovo modello di servizio in grado di collegare i versanti jonico e tirrenico della Calabria senza soluzione di continuità.



**COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-
REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI**
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1 R 11	RH	GE 00 00 001	A	6 di 76

Nella presente relazione vengono descritti i risultati del calcolo dei cedimenti dei rilevati e delle verifiche di stabilità di rilevati nell'ambito del progetto PFTE Bretella Sibari

2 NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] RFI DTC SI MA IFS 001 del 2021 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [4] Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili 2022– Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI;
- [5] RFI TCAR ST AR 01 001 D: Standard di qualità geometrica del binario e parametri di dinamica di marcia per velocità fino a 300 km/h
- [6] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [7] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- [8] ITALFERR- Sezioni tipo ferroviarie (Doc. da RC2V00R11WAIF0000001A a RC2V00R11WAIF0000006A);
- [9] ITALFERR – Relazione geotecnica (Doc. RC2V00R11GE0006001A);
- [10] ITALFERR - Profilo geotecnico (Doc. RC2V00R11L6GE0006001A).

2.3 SOFTWARE

- [11] Geoslope
- [12] Plaxis 2D

3 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI IN TRINCEA E IN RILEVATO

Di seguito una breve descrizione delle caratteristiche delle sezioni in rilevato: per maggiori dettagli si rimanda agli specifici elaborati grafici [8]. Tutte le opere incluse in progetto saranno realizzate con i materiali, le prescrizioni e le modalità costruttive descritte nel Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili di RFI [4].

3.1 RILEVATI FERROVIARI

I rilevati ferroviari sono previsti con pendenza 3H:2V;

Al di sotto del rilevato è previsto uno scotico per uno spessore pari a 0.5 m. In Figura 3-1 si riporta una sezione tipologica.

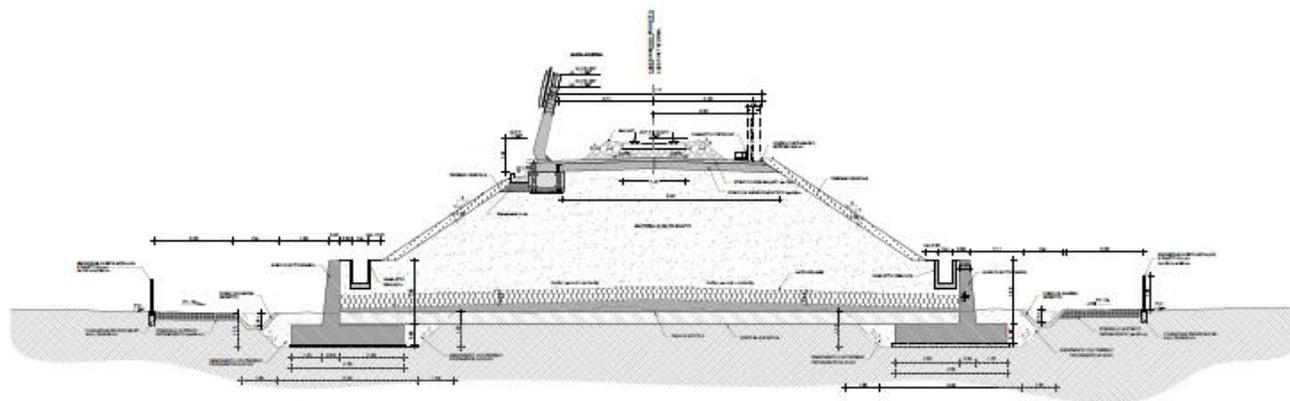


Figura 3-1 Sezione tipo in Rilevato a singolo binario in rettilo con barriera antirumore

Come riportato nella sezione tipologica, le scarpate del rilevato sono protette con una finitura a verde di spessore pari a circa 30 cm. Il rilevato si completa in sommità con la realizzazione di uno strato di supercompattato di spessore pari a 30 cm, al di sopra del quale verrà realizzato uno strato di sub-ballast di spessore pari a 12 cm sul quale verranno posizionati ballast, traversine ed armamento ferroviario.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

4.1 MODELLO GEOTECNICO

La caratterizzazione geotecnica di riferimento adottata nelle seguenti analisi fa riferimento alla Relazione Geotecnica generale (Doc. Rif. [9]). Per l'assetto stratigrafico e la quota di falda si fa riferimento al profilo geotecnico (Doc.[10]).

I parametri geotecnici e il modello stratigrafico di riferimento sono riportati in dettaglio nel capitolo 5, per ciascuna sezione analizzata.

Le **unità geotecniche** individuate sono riepilogate nello schema seguente.

Tabella 4-1: schema riassuntivo delle unità geotecniche

UNITÀ GEOLOGICHE	UNITÀ GEOTECNICHE
<p>Af = Deposito alluvionale recente. Sabbie medie e fini con livelli di sabbie grossolane e ghiaie, spessore fino a 100m, ubicate lateralmente ai corsi d'acqua principali e fissate dalla vegetazione. Formano conoidi sedimentarie di dimensioni variabili allo sbocco dei corsi d'acqua nelle zone di pianura, dove passano lateralmente e verticalmente a depositi di piana inondabile, costituiti da rgille limose e limi argillosi, fino a 70 m, con rere intercalazioni di limi sabbiosi e sabbie limose.</p>	<p>UG0</p> 
	<p>UG1</p> 
	<p>UG2</p> 
	<p>UG3</p> 
	<p>UG4</p> 

4.2 INQUADRAMENTO SISMICO

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto (di Esercizio – SLE e Ultimi - SLU) è qui definita in accordo alle Norme Tecniche 2018 (NTC2018), a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sottosuolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica include le ordinate dello spettro di risposta elastico di accelerazione $S_e(T)$ corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per la vita utile della struttura.

In sintesi, la forma degli spettri di risposta di progetto (considerati su sottosuolo rigido di riferimento) è definita dai seguenti parametri:

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

Nei paragrafi seguenti verrà dapprima stabilito il periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R), in base alla classificazione delle opere in progetto.

4.2.1 Vita Nominale, Classe d'Uso, Tempo di Ritorno

La Vita Nominale V_N di un'opera, intesa come il periodo temporale entro cui l'opera stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così definita dalle NTC2018:

- $V_N \leq 10$ anni, per opere provvisorie e opere provvisionali;
- $V_N \geq 50$ anni, per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale;
- $V_N \geq 100$ anni, per grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di importanza strategica.

Nel caso in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale:

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

Le opere sono suddivise dalle NTC2018 in classi d'uso, la cui appartenenza è stabilita sulla base dell'importanza dell'opera rispetto alle esigenze di operatività a valle di un evento sismico. In particolare, le classi d'uso sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. Per le quali si ha un coefficiente d'uso $C_U=0.7$.
- Classe II: ... *omissis* ... Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza ... *omissis* Per le quali $C_U = 1.0$.
- Classe III: ... *omissis* ... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV, salvo casi particolari per i quali sia necessaria la classe d'uso IV, e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza ... *omissis* ... Per le quali $C_U = 1.5$.
- Classe IV: ... *omissis* ... Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, 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 ... *omissis* ... Per le quali $C_U = 2$.

Nel caso in esame si assume:

Classe d'uso III ($C_U = 1.5$)

Pertanto, nel caso in esame, l'azione sismica di verifica viene associata ad un periodo di riferimento pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni}$$

4.2.2 Effetti di sito

Per ulteriori dettagli circa l'inquadramento sismico, quali l'accelerazione di riferimento su suolo rigido e la risposta sismica locale, si rimanda a quanto descritto nel capitolo 3 della Relazione Geotecnica, Doc.Rif. [9] e alla Relazione di Risposta Sismica Locale

4.3 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

4.3.1 Criteri generali di verifica

Per le opere in esame sono svolte le seguenti verifiche (par. 6.2.4. del Doc. [1]):

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

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

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare (si vedano i paragrafi seguenti). Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto E_d tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.4.1 del Doc. [1]).

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

$$E_d \leq C_d$$

dove:

- E_d = valore di progetto dell'effetto dell'azione;
- C_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito Progettista Strutturale).

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

4.4 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

In base a quanto indicato dalle NTC 2018 (Doc. [1]) le verifiche di sicurezza che devono essere condotte per opere costituite da materiali sciolti e per i fronti di scavo sono le seguenti:

4.4.1 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti e fronti di scavo devono essere eseguite secondo il seguente approccio (Par. C.6.8.6 Doc. [2]):

Approccio 1 - Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali sotto definiti.

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

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

essendo R resistenza globale del sistema calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto.

Facendo riferimento a quanto previsto al p.to 3.5.2.3.8 del Doc Rif. [3], per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali sulle azioni in Tabella 4-2 (Tab. 5.2.V del Doc. [1]).

I carichi variabili da traffico ferroviario da utilizzare nelle verifiche di stabilità saranno quelli dovuti al treno di carico LM71, senza incremento dinamico.

Tabella 4-2: coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 5.2.I del Doc. Rif. [1])

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce d}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

In Tabella 4-2 il significato dei simboli è il seguente:

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

I coefficienti parziali sui materiali risultano i seguenti (Tab. 6.2.II del Doc. [1]):

Tabella 4-3: coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	γ_ϕ	1.0	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.0	1.0

I coefficienti parziali sulle resistenze risultano i seguenti (Tab. 6.8.I del Doc. [1]):

Tabella 4-4: coefficienti parziali sulle resistenze (R2)

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

4.4.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Per i rilevati deve essere verificato che i cedimenti dell'opera siano compatibili con la funzionalità dell'infrastruttura. Devono essere valutati sia i cedimenti immediati, sia quelli residui dovuti agli effetti della consolidazione primaria ed eventualmente a quella secondaria, ed il loro andamento nel tempo, in funzione delle caratteristiche dei terreni di fondazione.

Nello specifico, come riportato nel Manuale di progettazione RFI, è stabilito, per i rilevati ferroviari, un valore soglia dei cedimenti residui attesi (a far data dal completamento del piano di posa del ballast), corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio (SLE), pari a 10 cm. Tale valore limite è stato assunto facendo riferimento ad un arco temporale pari alla vita nominale dell'opera e dunque 75 anni,.

Nell'eventualità di costruzione dell'opera in concomitanza di esercizio ferroviario adiacente, dovrà esser inoltre verificato il rispetto degli *standard* di qualità geometrica del binario, in ottemperanza a quanto riportato nel Doc. [3]. In particolare, dovrà esser verificato il Livello Trasversale XL, definito come nel Doc. [3], in modo che il cedimento differenziale tra le due rotaie della linea esistente sia minore di 10 mm.

4.5 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

4.5.1 Stati limite ultimi (SLU) - Verifica allo stato limite SLV

Per tutte le verifiche, l'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi Doc. [1]). Per le opere in oggetto, le verifiche agli Stati Limite Ultimi verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Le verifiche di sicurezza agli SLU in campo sismico devono contemplare la stabilità globale in condizioni sismiche delle opere in materiali sciolti, quali rilevati, e fronti di scavo che deve essere svolta ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$ (vedasi Par.7.11.4 del Doc. [1]).

Come riportato al Par. 7.11.4 del Doc. [1] le verifiche possono essere condotte mediante metodi pseudostatici.

Inoltre, in condizioni sismiche, il coefficiente di combinazione ψ per il carico variabile da traffico ferroviario, da utilizzare nelle verifiche agli stati limite ultimi, deve essere posto pari a 0.2. Per analogia, tale coefficiente verrà adottato anche relativamente al carico variabile da traffico stradale.

4.5.2 Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale allo SLV

Come descritto al Par. C7.11.4 del Doc. [2], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. [1] inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del Doc. Rif. [1], i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

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

$$k_v = \pm k_h / 2$$

Il coefficiente β_s di riduzione dell'accelerazione massima è pari a 0.38 per verifiche allo SLV di fronti di scavo o rilevati (Doc. [1]).

Nei casi in esame pertanto si ha, sulla base delle categorie di sottosuolo individuate al par.

Tabella 4-5: parametri sismici rilevati.

STATO LIMITE	a_{\max} (g)	k_h (-)	k_v (-)
SLV	0.2	0.076	± 0.038

4.6 APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

4.6.1 Approccio metodologico per le verifiche SLU

4.6.1.1 Equilibrio Limite statico e pseudo-statico

Le verifiche geotecniche allo Stato Limite Ultimo riguardano il calcolo della stabilità globale di rilevati. Per le opere definitive sono state condotte verifiche sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche,

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Il coefficiente di sicurezza a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie e quella effettivamente mobilitata:

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

Nel presente documento è stato utilizzato il codice Geoslope per condurre le analisi di stabilità, sia in campo statico sia in campo sismico (adottando il metodo pseudo-statico), per le verifiche richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti e fronti di scavo.

Tale software permette di calcolare la stabilità complessiva di un versante, di un fronte di scavo o di un rilevato in cui può o meno essere presente un'opera di sostegno flessibile. Utilizzando i metodi dell'equilibrio limite, prevede la possibilità di scegliere diversi metodi di analisi e permette di prendere in considerazione superfici di scorrimento definite con metodologie differenti.

Tutti questi si basano sull'individuare una porzione di terreno instabile mobilitata lungo una potenziale superficie di scorrimento, suddividendo la regione di terreno mobilitata in conci verticali compresi tra la sommità del terreno e la superficie di scorrimento e applicando le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci (Metodo delle strisce). Poiché nella scrittura delle condizioni di equilibrio del singolo concio è necessario includere le azioni che esso scambia con i conci adiacenti, si ottiene un sistema risolvibile in cui le incognite (il coefficiente di sicurezza e le azioni interne fra i conci) superano le equazioni disponibili. La differenza fra i diversi metodi risiede nel modo in cui il problema viene reso staticamente determinato; in generale vengono introdotte ulteriori ipotesi, diverse da un metodo all'altro, relativamente alle azioni di interazione fra conci adiacenti.

Nelle analisi effettuate si è fatto riferimento al metodo di Morgenstern & Price che ipotizza che l'inclinazione delle forze tra i conci vari con la posizione x del concio, secondo una legge $f(x)$ nota a meno di un moltiplicatore λ introdotto come variabile aggiuntiva. Il coefficiente di sicurezza è ottenuto imponendo condizioni di equilibrio generali sia alla traslazione sia alla rotazione. Il metodo non richiede che la superficie di scorrimento sia un arco di cerchio.

Per la definizione delle superfici da analizzare, è stato definito un intervallo di entrata (a monte) e uno di uscita (a valle). Sulla base di questi intervalli il programma ha generato diversi archi di cerchio contraddistinti ovviamente da diversi centri. Sono state escluse, perché considerate non significative, le superfici di rottura corticali.

4.6.2 Approccio metodologico per le verifiche SLE

Le verifiche geotecniche allo Stato Limite di Esercizio hanno riguardato il calcolo dei cedimenti del rilevato ferroviario. A tale scopo sono state considerate le sezioni ritenute più rappresentative per la tratta in esame.

Date le caratteristiche geotecniche dell'area sono stati valutati per mezzo di analisi FEM i cedimenti di consolidazione primaria e poi, dove necessario, i cedimenti secondari con formulazione analitica.

Per i materiali è stato adottato il legame costitutivo di *Mohr-Coulomb* (MC)

Per i muri in calcestruzzo, dove presenti, è stato considerato il legame costitutivo Elastico Lineare.

4.6.2.1 Consolidazione primaria - Fasi dell'analisi FEM

Per la modellazione delle sezioni di rilevati è stata adottata la seguente procedura in termini generali:

- Fase geostatica di inizializzazione del modello;
- Fase di scotico di 50 cm;
- Fasi di costruzione del nuovo rilevato in strati di 1 – 1.5 m d'altezza (durata pari a 10 giorni per ogni step di costruzione);
- Fase di consolidazione di durata pari a 6 mesi;
- Fase di applicazione del carico dovuto al pacchetto di armamento ferroviario del nuovo rilevato in 1 giorno; a partire dall'inizio di questa fase, ha inizio il calcolo del cedimento residuo;
- Fase di consolidazione con valutazione dei cedimenti residui di consolidazione primaria e secondaria.

4.6.2.2 Consolidazione secondaria - Valutazione dei cedimenti tramite formulazione semplificata

Stante la natura dei materiali coesivi incontrati, laddove la possibilità di sviluppo di cedimenti secondari non sia ritenuta trascurabile, al contributo di cedimento residuo dovuto alla consolidazione

primaria calcolato con il modello ad elementi finiti con il codice di calcolo Plaxis sono stati poi sommati quelli dovuti alla consolidazione secondaria.

Per la valutazione dei cedimenti secondari legati alla componente viscosa sono stati tenuto in conto i seguenti elementi:

- valutazione del tempo di inizio consolidazione secondaria sulla base della curva cedimenti tempo, in corrispondenza del tempo in cui si è sviluppato il 99.9%-100% del cedimento da consolidazione primaria primario;
- definizione dello spessore di calcolo corrispondente alla profondità di terreno sino alla quale il rapporto $\Delta\sigma_v$ risulta circa 10-15% della tensione geostatica iniziale.

Per il calcolo dei coefficienti di consolidazione secondaria, è stato fatto riferimento alle prove di laboratorio specifiche per le unità geotecniche in esame. Per ulteriori approfondimenti si rimanda al documento citato e a quanto riportato nella relazione geotecnica (Doc. [N.15])

Per il calcolo dei cedimenti è stato fatto riferimento alla seguente equazione:

$$s_s = \sum_1^n \log \left(\frac{t}{t_{100,i}} \right) \cdot c_{\alpha,\varepsilon,i} \cdot h_i$$

essendo:

- s_s = cedimento secondario (m);
- t = tempo di calcolo (anni);
- $t_{100,i}$ = tempo di esaurimento della consolidazione primaria (qui considerata conclusa al 99.9% del suo sviluppo);
- h_i = altezza dello strato i-esimo di terreno interessato da consolidazione secondaria (m);
- n = numero di strati di terreno interessato da consolidazione secondaria (-);
- $c_{\alpha,\varepsilon}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nello strato i-esimo.

In presenza di più strati potenzialmente interessati da consolidazione secondaria, sarà utilizzato un coefficiente $c_{\alpha,\varepsilon}$, medio, pesato sullo spessore degli strati di terreno coinvolti.

5 SCELTA DELLE SEZIONI DI CALCOLO

5.1 SELEZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO

Per l'esecuzione delle verifiche sono state selezionate 5 sezioni in rilevato, ritenute quelle maggiormente rappresentative in funzione del modello geotecnico, della geometria della sezione e dell'eventuale presenza di ulteriori vincoli (linea storica esistente, edifici).

Tabella 5-1: Rilevati ferroviari - sezioni di analisi.

Sezione	Progressiva indicativa	Altezza rilevato (m)	Unità geotecnica
No.1	0+140	2	UG1
No.2	0+200	3	UG1
No.3	0+620	6	UG1
No.4	0+725	4	UG1
No.5	0+800	2.5	UG1

Le sezioni selezionate sono state repute come rappresentative e/o caratterizzate da maggiori criticità dal punto di vista geometrico e geotecnico, ricoprendo in questo modo la quasi totalità del tracciato.

In ordine di numerazione di sezione di calcolo, i criteri di selezione per ciascuna analisi sono stati i seguenti:

- 1) Rilevato ferroviario in affiancamento alla linea ferroviaria esistente; per tale sezione verrà svolto il calcolo dei cedimenti indotti sulla linea esistente, mentre la stabilità globale si intende verificata sulla base dei risultati della sezione n°4
- 2) Rilevato ferroviario in prossimità dell'edificio esistente e interferente con l'opera, sostenuto sul lato sinistro da muro su pali; per tale sezione verrà svolto il calcolo dei cedimenti indotti sull'edificio esistente, mentre la stabilità globale si intende verificata sulla base dei risultati della sezione n°3 e n°4
- 3) Rilevato ferroviario di massima altezza sostenuto con muri di sottoscarpa; per tale sezione verrà svolto sia il calcolo dei cedimenti sia la verifica della stabilità globale
- 4) Rilevato ferroviario di massima altezza senza muri di sostegno; per tale sezione verrà svolto sia il calcolo dei cedimenti sia la verifica della stabilità globale

5) Rilevato ferroviario con consolidamenti in Jet Grouting; per tale sezione verrà svolto sia il calcolo dei cedimenti sia la verifica della stabilità globale

I parametri geotecnici sono riassunti per ogni analisi svolta, in base alla caratterizzazione geotecnica contenuta nella Relazione Geotecnica, Doc.Rif. [9].

Per le verifiche sismiche si è tenuto conto di quanto contenuto nella Relazione Geotecnica, Doc.Rif. [9] (si veda Tabella 4-5).

Per i rilevati ferroviari vengono considerati i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente, secondo quanto indicato dal Manuale di Progettazione RFI.

Tabella 5-2: Parametri geotecnici per i rilevati

Strato	γ	ϕ'	c'	E'
[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]
Rilevati ferroviari di nuova realizzazione	20	38	0	30
Rilevati ferroviari esistenti	20	35	0	30

5.2 CARICHI DI PROGETTO

5.2.1 Rilevati ferroviari

I carichi di progetto considerati nelle analisi delle opere ferroviarie del presente documento sono i seguenti:

- Carico rappresentativo del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie); tale carico è considerato nelle verifiche dei rilevati (SLE, SLU, SLV);
- Sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario; tale carico è considerato solamente nelle verifiche di stabilità globale SLU e SLV dei rilevati. Nelle verifiche SLE, coerentemente con quanto riportato nel manuale di progettazione RFI, non si considera il sovraccarico ferroviario, essendo l'analisi da svolgersi con i soli carichi permanenti;
- Azione sismica per le analisi di stabilità: tale carico è considerato solamente nelle verifiche dei rilevati allo SLV.

L'armamento ferroviario, come da Manuale di Progettazione (Doc. [3]), è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita pari a 14.4 kPa, rappresentativo di uno strato di



**COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-
REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI**
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1 R 11	RH	GE 00 00 001	A	22 di 76

spessore pari a circa 0.80 m con un peso pari a 18 kN/m³. Il carico è stato applicato sulla sommità del rilevato su una fascia di larghezza pari a 5.4m ;

Il sovraccarico da traffico ferroviario è stato valutato, in accordo a quanto riportato nel Doc. [3], considerando il treno di carico LM71 (con $\alpha=1.1$), che per i casi in esame risulta essere più gravoso rispetto al treno di carico SW2. In particolare, si è fatto riferimento ai quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m e pertanto si è considerato un carico pari a $\alpha \cdot Q_{vk}/i = 1.1 \cdot (4 \cdot 250) / (4 \cdot 1.6) = 171.88$ kN/m. Per riportare tale carico dalla traversina, di larghezza pari a 2.4 m, al piano al di sotto dell'armamento si è considerata una diffusione con pendenza 1H:4V su un'altezza di 40 cm. Pertanto, la pressione equivalente per ogni linea ferroviaria è stata considerata applicata su una fascia di larghezza pari a 2.6 m, centrata in corrispondenza dell'asse della linea ferroviaria, e pari a 66.10 kPa.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si rimanda al paragrafo 4.5.2 del presente documento.



**COLLEGAMENTO DIRETTO CON LE LINEE METAPONTO-
REGGIO CALABRIA E COSENZA – SIBARI**

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2I	A1 R 11	RH	GE 00 00 001	A	23 di 76

6 ANALISI CEDIMENTI RILEVATI

6.1 ANALISI CEDIMENTI RILEVATO N.1 IN UG1

Il rilevato selezionato presenta un'altezza massima pari a circa 2 m ed è realizzato con scarpate di pendenza 3H:2V; la sezione di riferimento è alla progressiva 0+140. Questa sezione è stata analizzata come rappresentativa della sezione di rilevato in affiancamento alla linea ferroviaria esistente, al fine di valutare il cedimento differenziale tra le due rotaie della linea esistente.

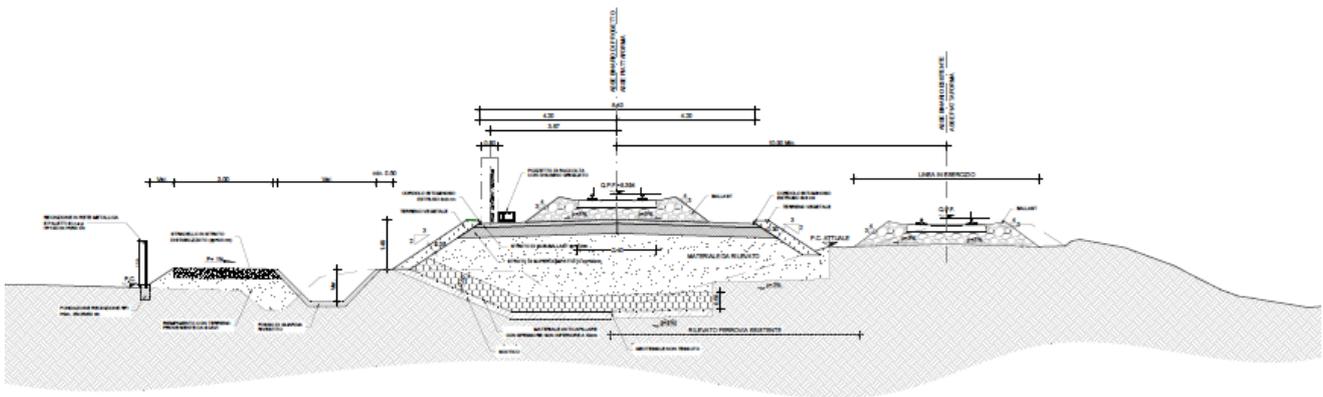


Figura 6-1 Sezione in rilevato 0+140

La falda è posizionata al piano di campagna, come da profilo geotecnico

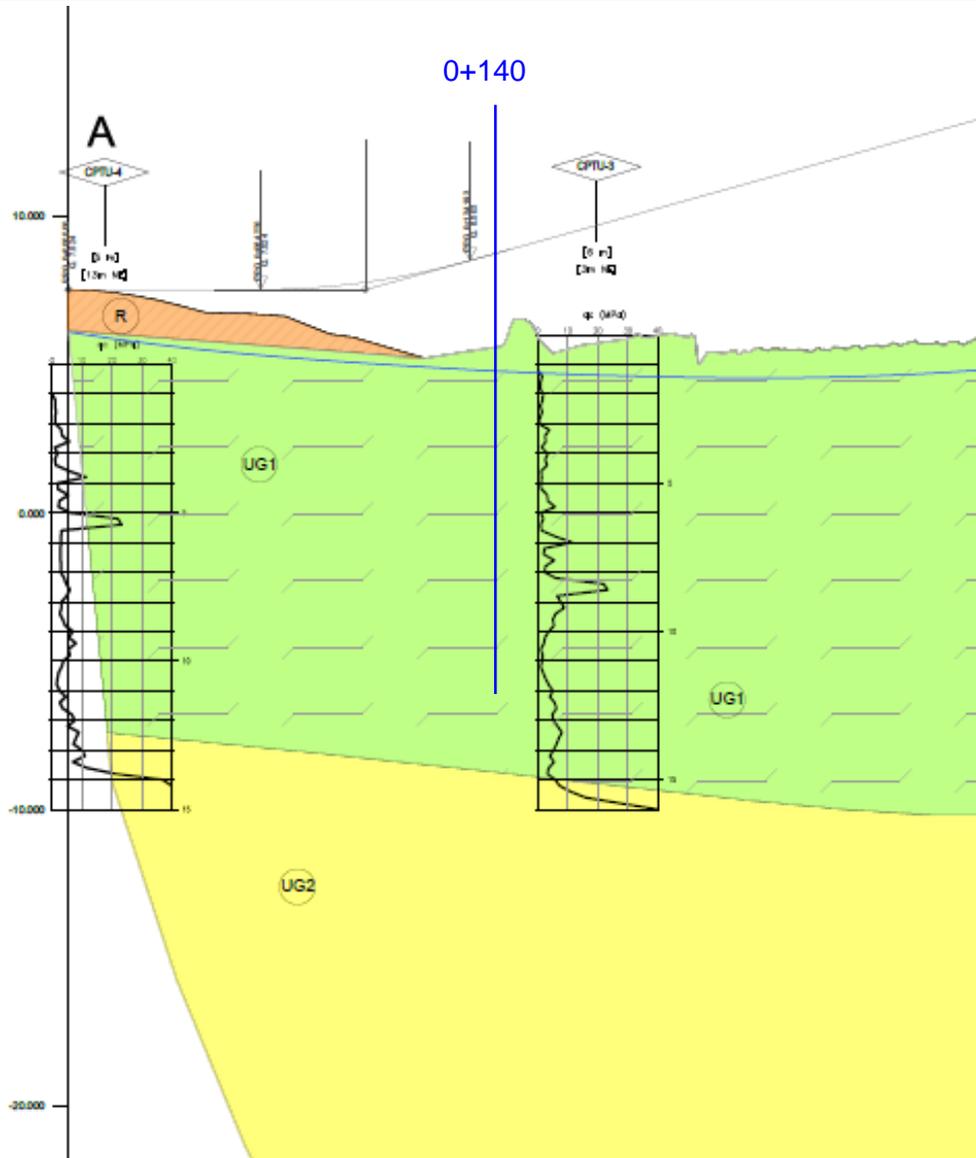


Figura 6-2: sezione rilevato 0+140 nel profilo geotecnico.

Tabella 6-1: parametri geotecnici caratteristici.

U.G.	Da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	k (m/s)	E' (MPa)	ν (-)	C α ϵ	e _{init}
Rilevato nuovo	-	-	20.0	0	38	1.0 E-5	30	0.30	-	-
Rilevato esistente			20.0	0	35	1.0 E-5	30	0.30	-	-
UG1	0	-12	19	15	24	1.0 E-7	8	0.35	0.25%	0.8
UG2	-12	-35	20	5	35	1.0 E-7	25	0.30	-	0.8

6.1.1 Verifica dei cedimenti in SLE – modello FEM

Il modello di calcolo impostato nel codice di calcolo Plaxis agli elementi finiti è quello riportato nella Figura 6-3 seguente.

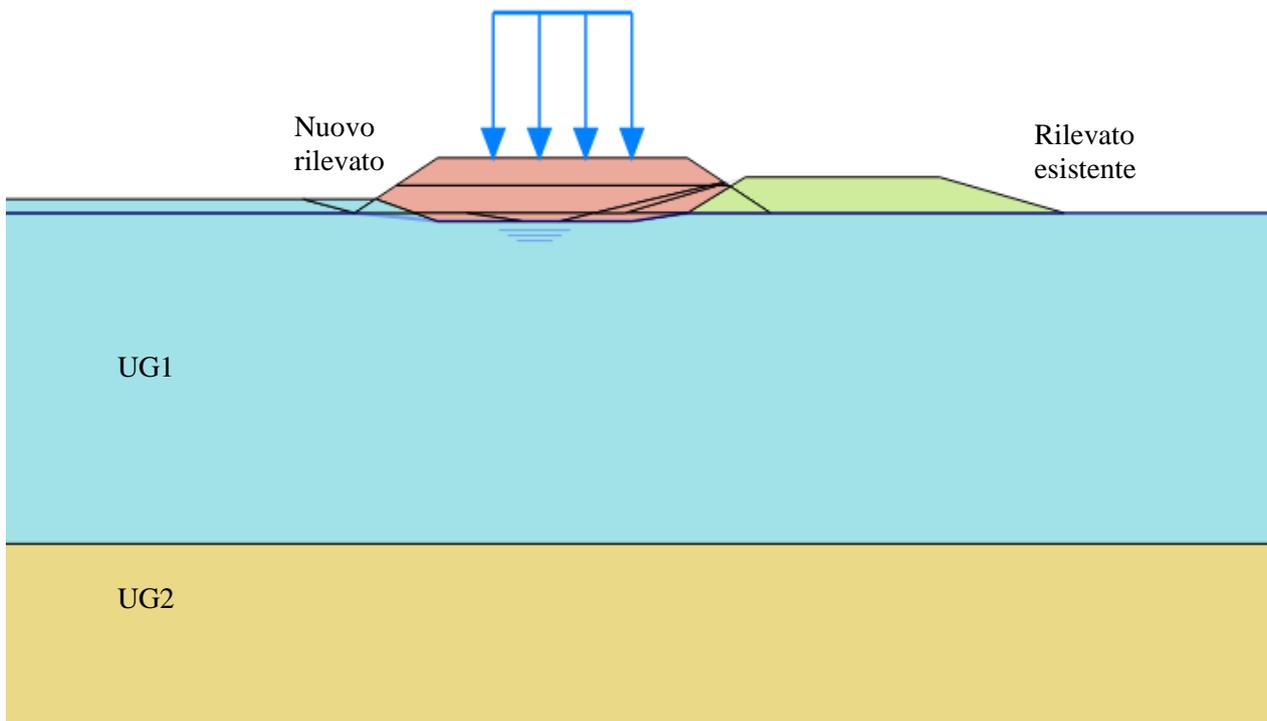


Figura 6-3 Sezione in rilevato no.1 in Plaxis

Le caratteristiche dei materiali da costruzione dei rilevati assunte in progetto sono conformi a quanto previsto nel Manuale di Progettazione RFI e nel Capitolato di Costruzione RFI. I parametri geotecnici dei materiali considerati nella seguente analisi sono indicati in Tabella 6-1. I legami costitutivi utilizzati in Plaxis sono stati:

- Mohr-Coulomb (MC) per modellare la risposta geotecnica del rilevato nuovo e delle unità geotecniche interessate;

6.1.1.1 Fasi del modello

L'analisi agli elementi finiti effettuata per il modello alla Pk 0+140 che verrà proposta di seguito, è strutturata con le seguenti fasi di calcolo:

- Fase geostatica di inizializzazione del modello (fase di calcolo No.0);
- *Reset displacements* + Scotico sotto la zona del nuovo rilevato (fase di calcolo No.1);
- Costruzione del rilevato per strati con una durata di 10 giorni per ogni strato – da fase di calcolo No.2 a fase di calcolo No.3;
- Consolidazione del rilevato fino al raggiungimento dei 6 mesi dall'inizio della costruzione (da fase di calcolo No.4 a 9);
- *Applicazione ballast* + Applicazione del carico dovuto al pacchetto di armamento ferroviario del nuovo rilevato in 1 giorno (fase di calcolo No.10);
- Analisi di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 0.5 anni, 1 anno, 2 anni, 3 anni, 5 anni, 20 anni 30 anni 75 anni (da fase di calcolo No.11 a fase di calcolo No.19).

6.1.1.2 Cedimenti

Di seguito si riportano, in forma tabellare e grafica, i cedimenti in corrispondenza della linea ferroviaria esistente ottenuti nelle fasi di calcolo più significative ossia al termine della costruzione dell'opera e a fine consolidazione:

Nella **Figura 6-4** è rappresentato il cedimento differenziale a fine costruzione del nuovo rilevato (fase 3).

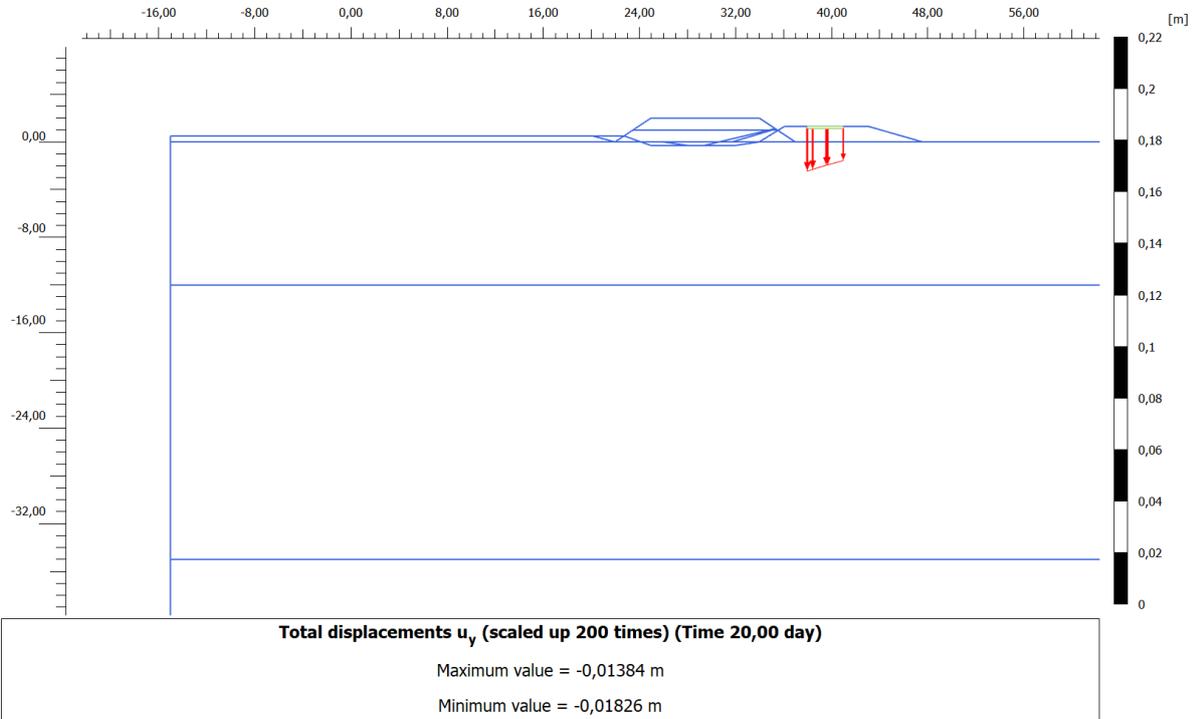


Figura 6-4 Spostamenti verticali al termine della costruzione del rilevato

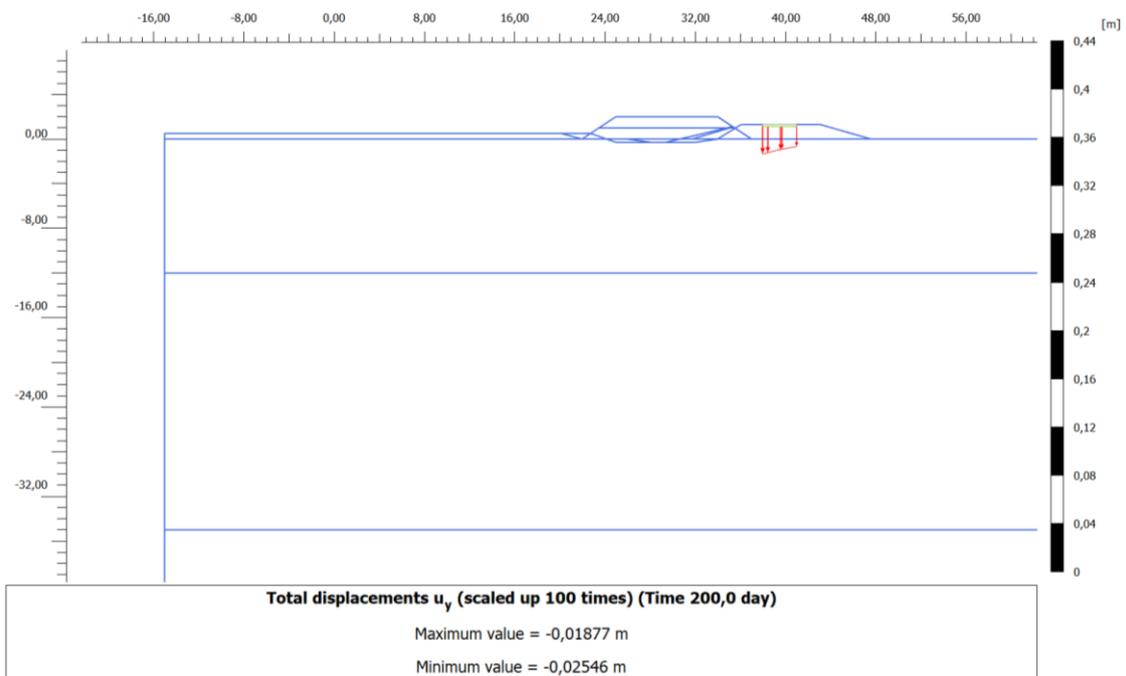


Figura 6-5 Spostamenti verticali residui dopo 6 mesi di consolidazione

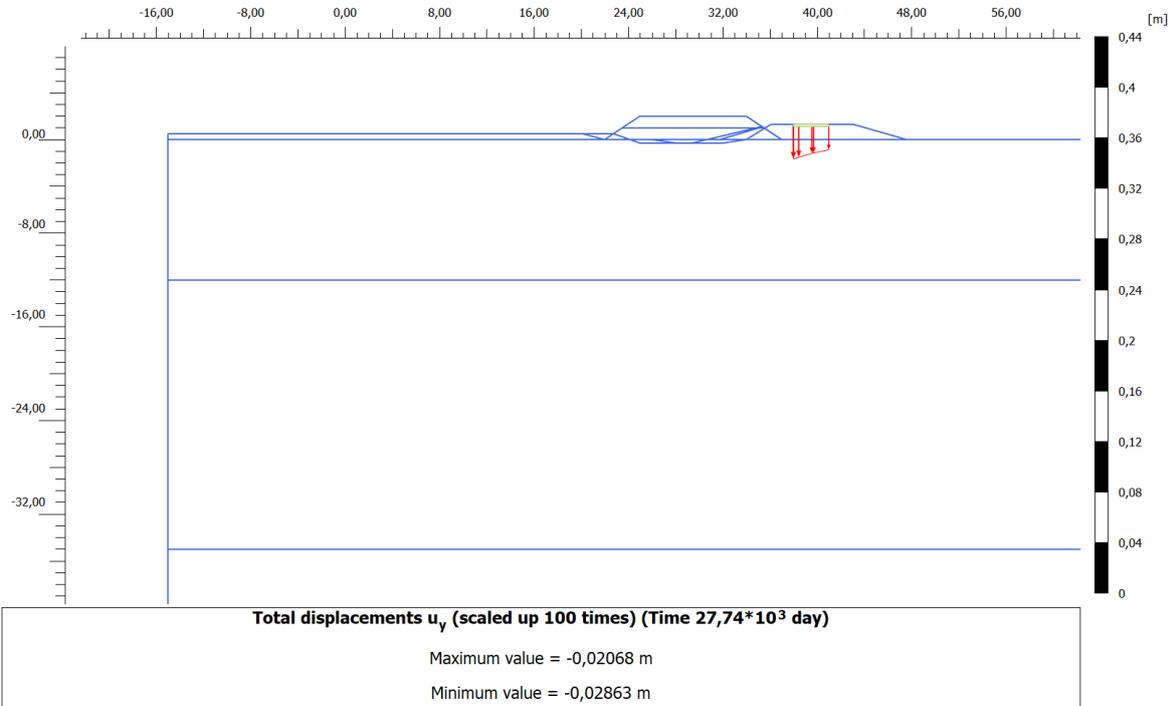


Figura 6-6 Spostamenti verticali residui in superficie dopo 75 anni di consolidazione

6.1.1.3 Cedimenti differenziali del binario esistente

Sono stati analizzati i cedimenti differenziali tra le rotaie del binario esistente nelle diverse fasi modellate. La tabella seguente mostra gli spostamenti verticali sotto ciascun binario ed il corrispondente spostamento differenziale.

Tabella 6-2: Cedimenti verticali sotto il binario esistente.

Fase	Descrizione	Cedimento verticale sotto binario sx [mm]	Cedimento verticale sotto binario dx [mm]	Cedimento differenziale [mm]
1,00	iniziale	0,00	0,00	0,00
2,00	scotico	7,53	8,91	-1,38
3,00	costruz 1 ril. (10gg)	13,02	11,25	1,76
4,00	costruz 2 ril. (10gg)	17,66	13,23	4,43
5,00	consolidazione 1 mese	24,37	17,59	6,78
6,00	consolidazione 2 mese	24,46	17,69	6,77
7,00	consolidazione 3 mese	24,47	17,69	6,77
8,00	consolidazione 4 mese	24,47	17,69	6,77
9,00	consolidazione 5 mese	24,47	17,69	6,77
10,00	consolidazione 6 mese	24,47	17,69	6,77
11,00	ballast	27,48	19,48	7,99
12,00	consolidazione 0,5 anni	27,48	19,48	7,99
13,00	consolidazione 1 anni	27,48	19,48	7,99
14,00	consolidazione 2 anni	27,48	19,48	7,99
15,00	consolidazione 3 anni	27,48	19,48	7,99
16,00	consolidazione 5 anni	27,48	19,48	7,99
17,00	consolidazione 10 anni	27,48	19,48	7,99
18,00	consolidazione 20 anni	27,48	19,48	7,99
19,00	consolidazione 35 anni	27,48	19,48	7,99

Lo spostamento differenziale verticale tra i binari è pari a 7.99 mm, inferiore al limite massimo di 10 mm.

6.2 ANALISI CEDIMENTI SEZIONE N°2 (EDIFICIO IN CONTRADA ZIGRINO)

La sezione di calcolo n°2 è stata scelta per valutare i cedimenti indotti dalla costruzione del rilevato sull'edificio esistente ubicato in contrada Zigrino. Il rilevato, ubicato alla progressiva 0+200, presenta un'altezza massima pari a circa 3 m, e sarà sostenuto da un muro di sostegno su pali in c.a. di grande diametro ($\Phi 800$, interasse 2.40 m, lunghezza 20.00 m) a protezione del suddetto edificio.

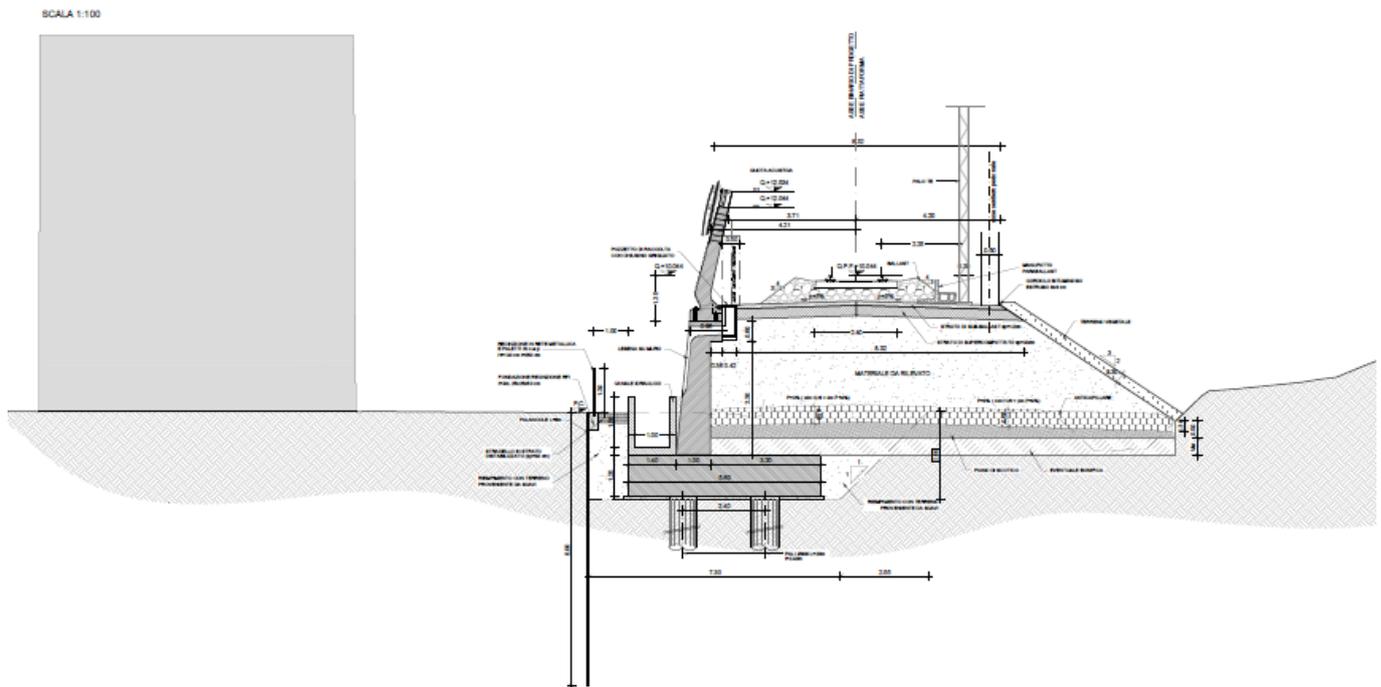


Figura 6-7 Sezione in rilevato 0+200

La falda è posizionata al piano di campagna, come da profilo geotecnico di seguito riportato.

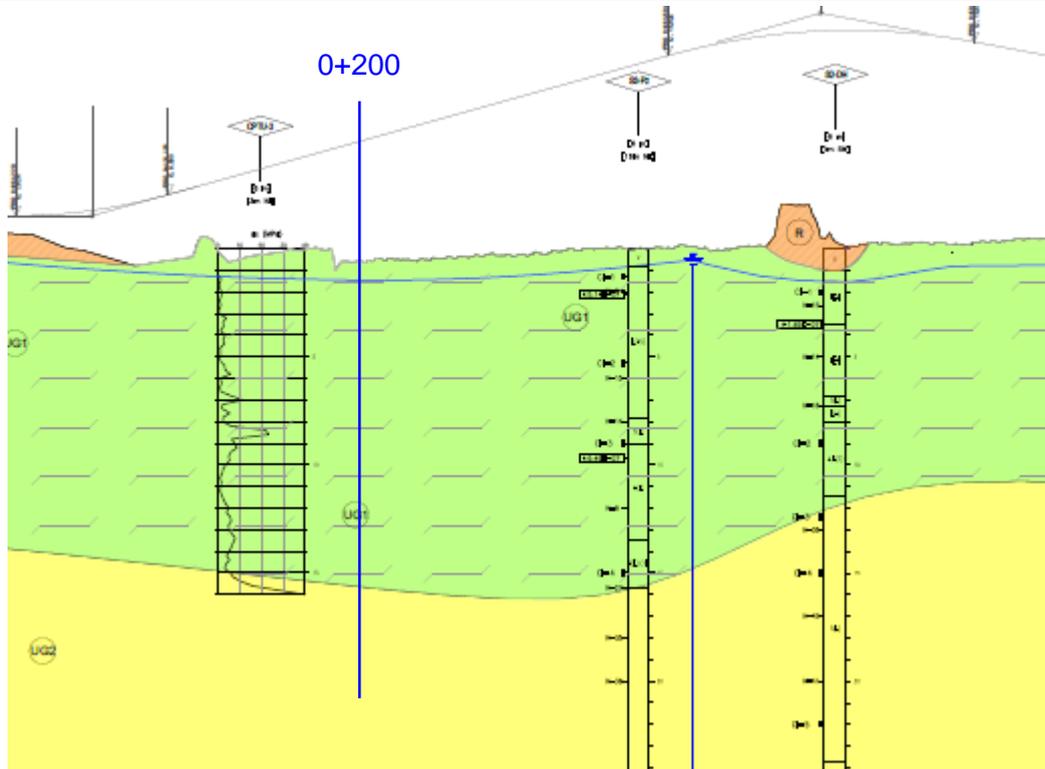


Figura 6-8: sezione rilevato 0+200 nel profilo geologico.

Tabella 6-3: parametri geotecnici caratteristici.

U.G.	Da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	k (m/s)	E' (MPa)	ν (-)	C α ϵ	e _{init}
Rilevato nuovo	-	-	20.0	0	38	1.0 E-5	30	0.30	-	-
UG1	0	-12	19	15	24	1.0 E-7	8	0.35	0.25%	0.8
UG2	-12	-35	20	5	35	1.0 E-7	25	0.30	-	0.8

6.2.1 Verifica dei cedimenti in SLE – modello FEM

Il modello di calcolo nella configurazione finale è riportato nella **Figura 6-9** seguente.

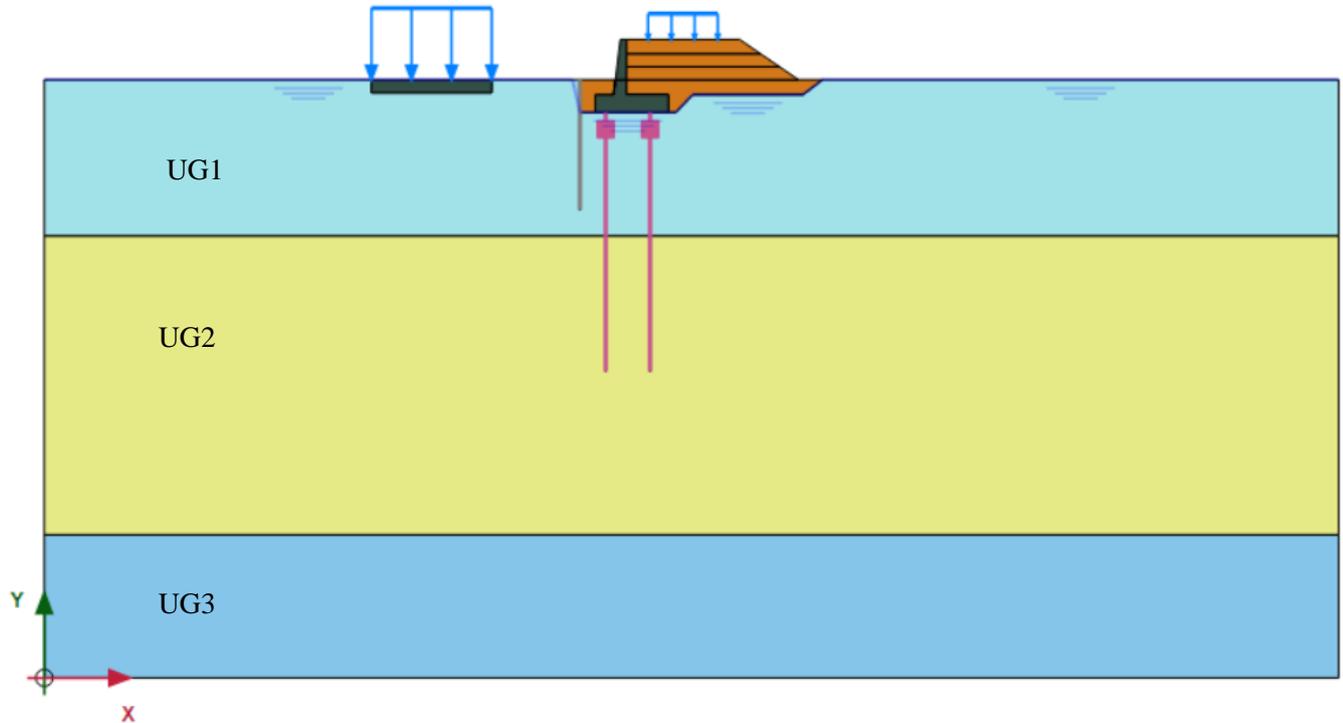


Figura 6-9 Sezione del rilevato no.2 in Plaxis

Le caratteristiche dei materiali di costruzione dei rilevati assunte in progetto sono conformi a quanto previsto nel Manuale di Progettazione RFI e nel Capitolato di Costruzione RFI. I parametri geotecnici dei materiali considerati nella seguente analisi sono indicati in **Tabella 6-3**. I legami costitutivi utilizzati in Plaxis sono stati:

- Mohr-Coulomb (MC) per modellare la risposta geotecnica del rilevato nuovo e delle unità geotecniche interessate;
- Linear-Elastic (EL) per simulare la presenza del muro.

Sono stati, altresì, impiegati i seguenti elementi strutturali:

- Embedded beam row per modellare i pali del muro di sostegno;
- Beam per modellare la palanca provvisoria.

6.2.1.1 Fasi del modello

L'analisi agli elementi finiti effettuata per la sezione n.2 alla Pk 0+200 è strutturata secondo le seguenti fasi di calcolo:

- Fase geostatica di inizializzazione del modello (fase di calcolo No. 0);
- Edificio esistente + *Reset displacements* al termine della fase (fase di calcolo No. 1);
- Attivazione della palancola provvisoria (fase di calcolo No. 3);
- Scavo fino a quota di imposta delle fondazioni del muro su pali (fase di calcolo No. 4);
- Attivazione del muro su pali e consolidazione fino al raggiungimento di circa 7 mesi (tempo stimato da cronopogramma per realizzare la suddetta opera - fase di calcolo No. 5);
- Riempimento ed estrazione della palancola (fase di calcolo No. 6);
- Costruzione per fasi e consolidazione del rilevato fino al raggiungimento degli 8 mesi dall'inizio delle lavorazioni (fasi di calcolo No. 7 a No. 9);
- Applicazione del carico dovuto al pacchetto di armamento ferroviario del nuovo rilevato in 1 giorno (fase di calcolo No.10);
- Analisi di consolidazione dopo 0.5 anni, 1 anno, 2 anni, 3 anni, 5 anni, 20 anni 30 anni 75 anni (da fase di calcolo No.11 a fase di calcolo No.18).

6.2.1.2 Cedimenti

Di seguito si riportano, in forma tabellare e grafica, i cedimenti in corrispondenza dell'edificio ottenuti nelle fasi di calcolo più significative ossia al termine della costruzione dell'opera e a fine consolidazione:

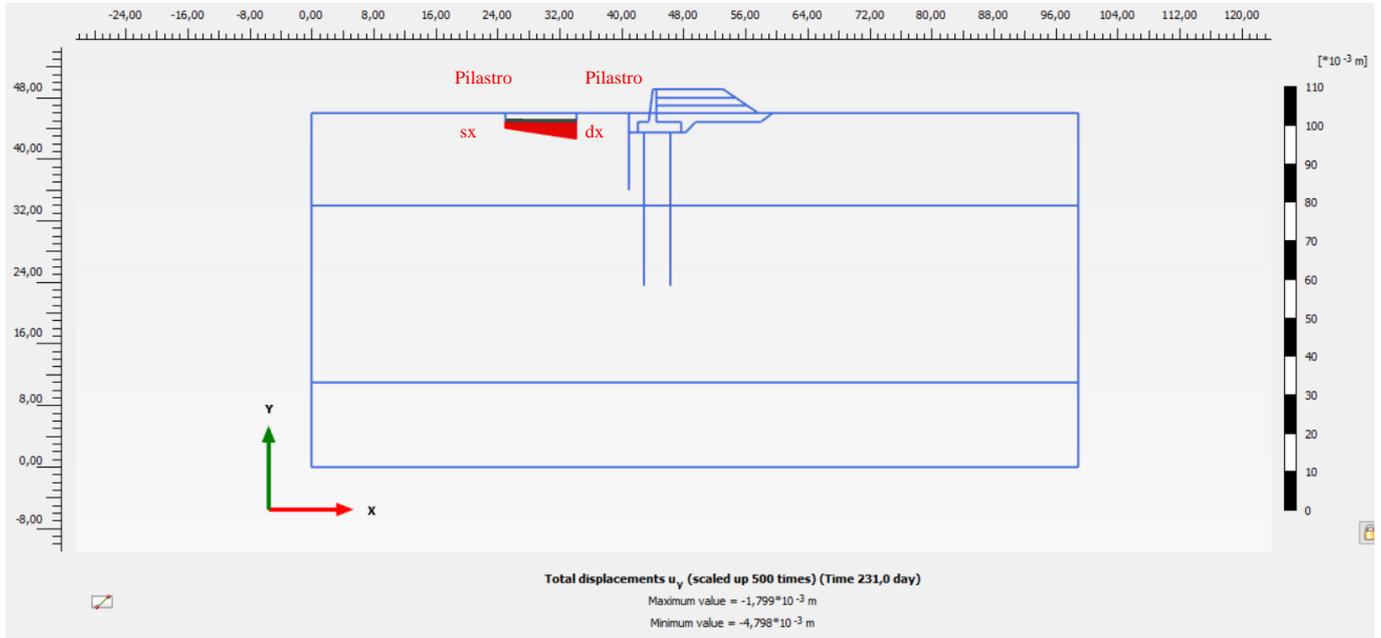


Figura 6-10 Cedimenti al termine della costruzione del muro e del rilevato (fase di calcolo No. 9)

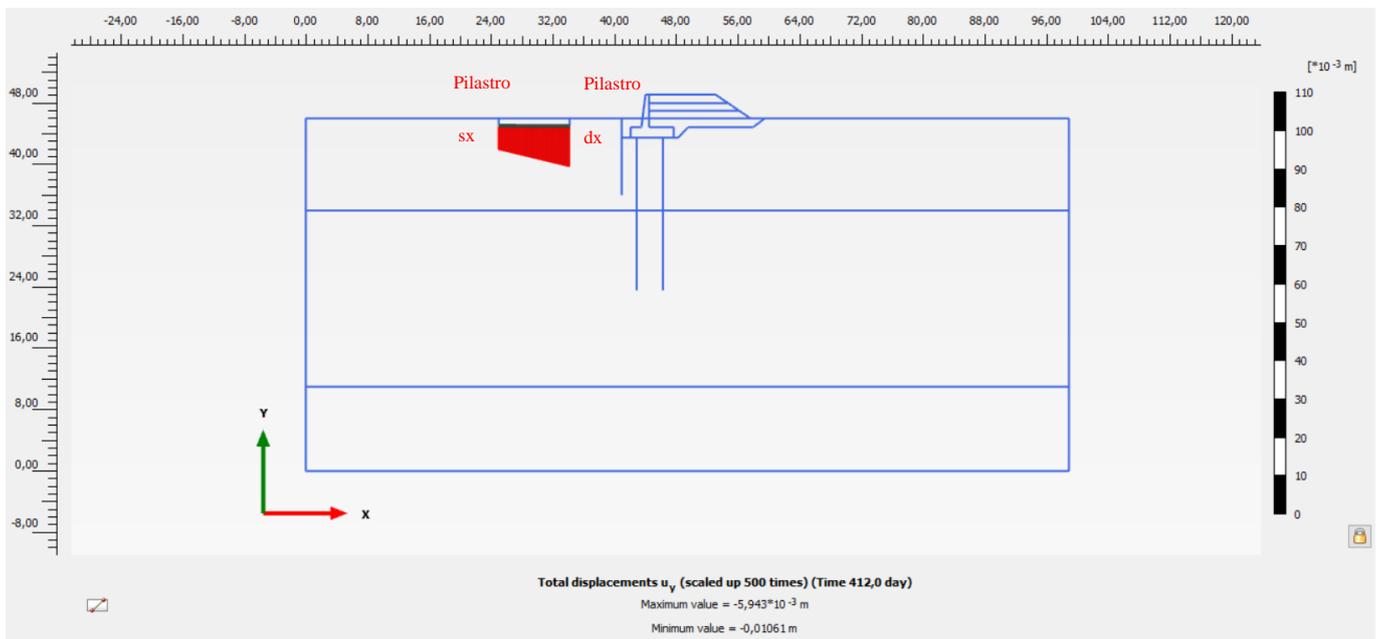


Figura 6-11 Cedimenti dopo 6 mesi di consolidazione (fase di calcolo No. 11)

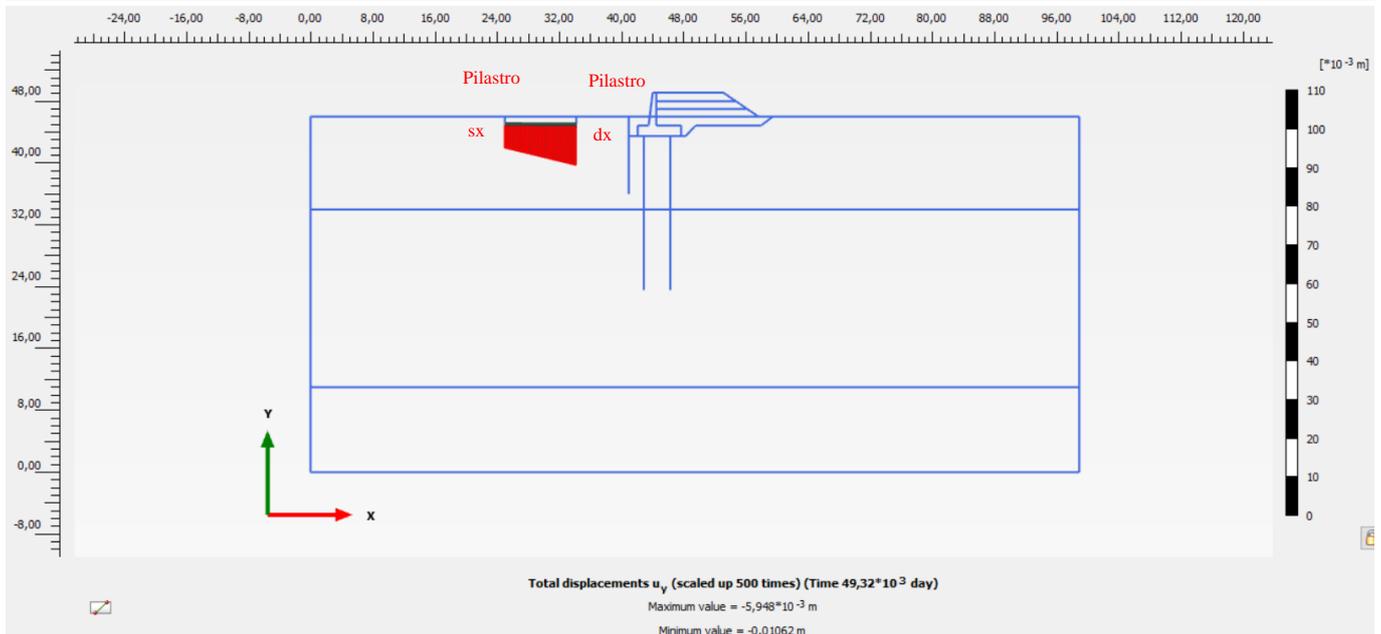


Figura 6-12 Cedimenti dopo 75 anni di consolidazione (fase di calcolo No. 18)

Tabella 6-4: Cedimenti edificio esistente.

Fase	Descrizione	Cedimento pilastro dx più esterno [mm]	Cedimento pilastro sx più esterno [mm]	Cedimento differenziale [mm]
9	Costruzione muro e rilevato	4.70	1.80	2.90
11	0.5 anni di consolidazione	10	5.95	4.05
18	75 anni di consolidazione	10	5.95	4.05

Come si evince dai risultati, il processo di consolidazione termina entro i 6 mesi a seguito dell'applicazione del ballast.

Il cedimento differenziale massimo subito dall'edificio si ottiene a fine della consolidazione e risulta pari a 4 mm.

6.3 ANALISI CEDIMENTI RILEVATO N.3 IN UG1

Il rilevato analizzato si trova alla progressiva 0+620 e presenta un'altezza massima pari a circa 6 m ed è realizzato con scarpate di pendenza 3H:2V e sostenuto da muri di sottoscarpa, e ospiterà una linea a singolo binario, come da sezione riportata nella figura successiva. Questa sezione è stata analizzata come rappresentativa della sezione di rilevato di altezza massima prevista in progetto (H=6m).

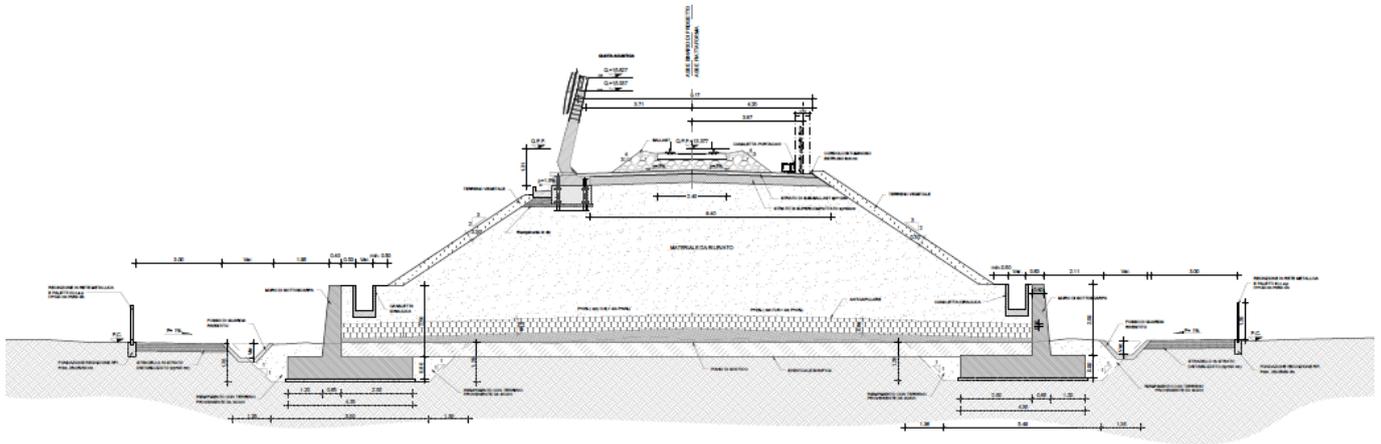


Figura 6-13 Sezione in rilevato 0+620

Il modello geotecnico è rappresentato dalla successione stratigrafica i cui parametri meccanici sono sintetizzati nella seguente **Tabella 6-5**.

La falda è posizionata al piano di campagna, come da profilo geotecnico.

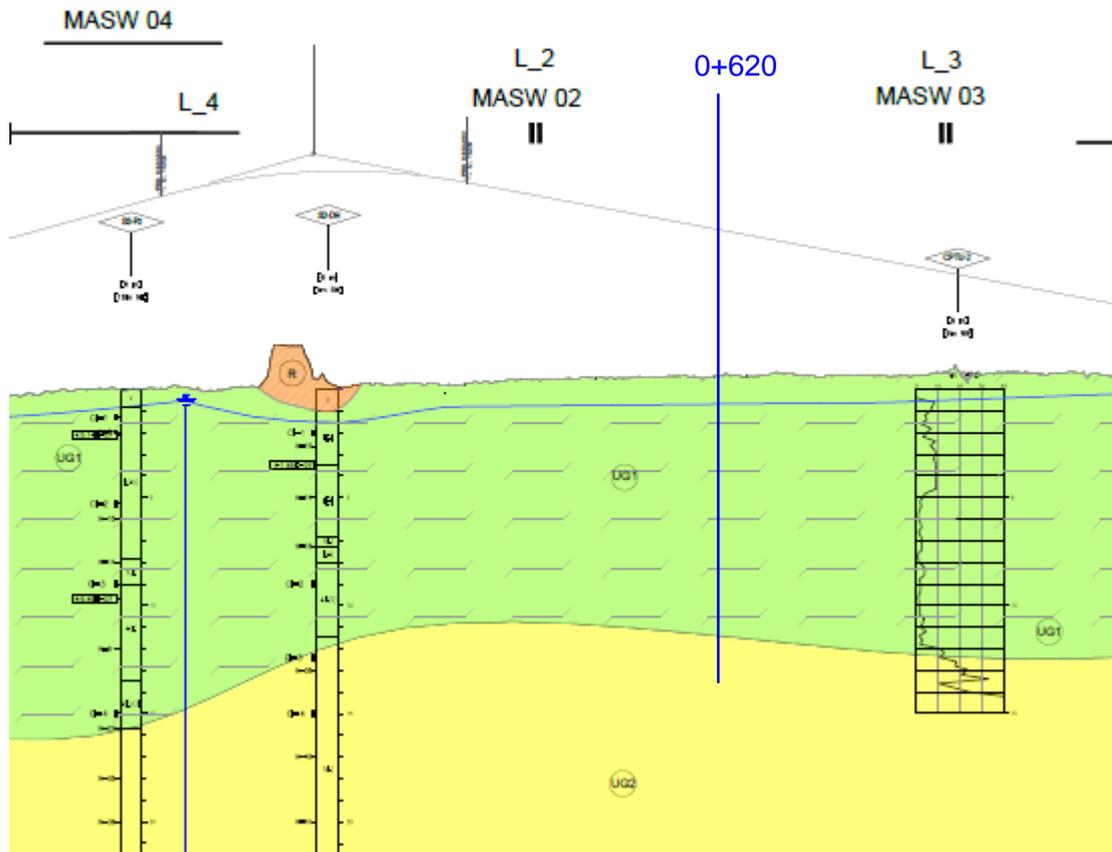


Figura 6-14: sezione rilevato 0+620 nel profilo geotecnico.

Tabella 6-5: parametri geotecnici caratteristici.

U.G.	Da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	k (m/s)	E' (MPa)	ν (-)	C α ϵ	e _{init}
Rilevato nuovo	-	-	20.0	0	38	1.0 E-5	30	0.30	-	-
UG1	0	-12	19	15	24	1.0 E-7	8	0.35	0.25%	0.8
UG2	-12	-35	20	5	35	1.0 E-7	25	0.30	-	0.8

6.3.1 Verifica dei cedimenti in SLE – modello FEM

Il modello di calcolo impostato nel codice di calcolo Plaxis agli elementi finiti è quello riportato nella **Figura 6-15** seguente.

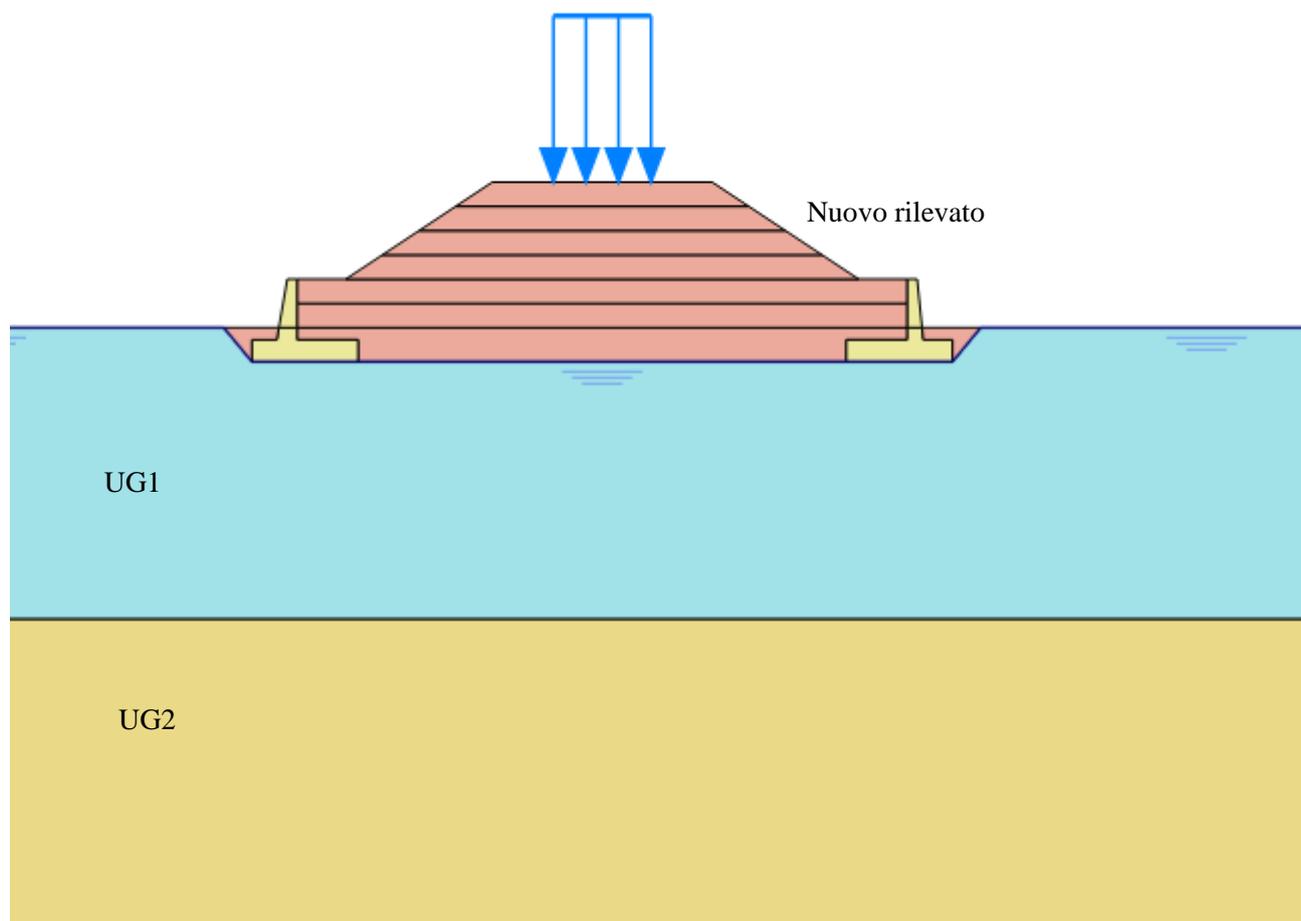


Figura 6-15 Sezione in rilievo no.3 in Plaxis

Le caratteristiche dei materiali di costruzione dei rilevati assunte in progetto sono conformi a quanto previsto nel Manuale di Progettazione RFI e nel Capitolato di Costruzione RFI. I parametri geotecnici dei materiali considerati nella seguente analisi sono indicati in **Tabella 6-5**. I legami costitutivi utilizzati in Plaxis sono stati:

- Mohr-Coulomb (MC) per modellare la risposta geotecnica del rilevato nuovo e delle unità geotecniche interessate.
- Elastico Lineare per simulare la presenza del muro.

6.3.1.1 Fasi del modello

L'analisi agli elementi finiti effettuata per il modello alla Pk 0+620 che verrà proposta di seguito, è strutturata con le seguenti fasi di calcolo:

- Fase geostatica di inizializzazione del modello, considerando il rilevato esistente (fase di calcolo No.0);
- *Reset displacements* + Scotico 50 cm sotto la zona del nuovo rilevato (fase di calcolo No.1);
- Costruzione del muro e rilevato per strati con una durata di 10 giorni per ogni strato – da fase di calcolo No.2 a fase di calcolo No.7;
- Consolidazione del rilevato fino al raggiungimento dei 6 mesi dall'inizio della costruzione (fino fase di calcolo No.13);
- *Reset displacements* per azzeramento cedimenti pre-applicazione ballast + Applicazione de-carico dovuto al pacchetto di armamento ferroviario del nuovo rilevato in 1 giorno (fase di calcolo No.14).
- Analisi di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 0.5 anni, 1 anno, 2 anni, 3 anni, 5 anni, 20 anni 30 anni 75 anni (da fase di calcolo No.15 a fase di calcolo No.23).

6.3.1.2 Cedimenti

Sono stati analizzati gli spostamenti verticali dopo la costruzione e la consolidazione – durata totale della costruzione e della consolidazione pari a 6mesi - del nuovo rilevato (fase 13) e dopo l'applicazione del ballast (fase 14) per trovare il massimo cedimento residuo dovuto alla consolidazione primaria sulla superficie del rilevato.

Nella seguente figura si possono valutare i cedimenti verticali totali a fine costruzione (Fase 13): il cedimento massimo atteso prima della posa in opera del ballast è pari a 19.58 cm, in corrispondenza della superficie del rilevato e verrà gestito tramite livellamenti del piano di posa del ballast prima della posa in opera del pacchetto di sovrastuttura ferroviaria

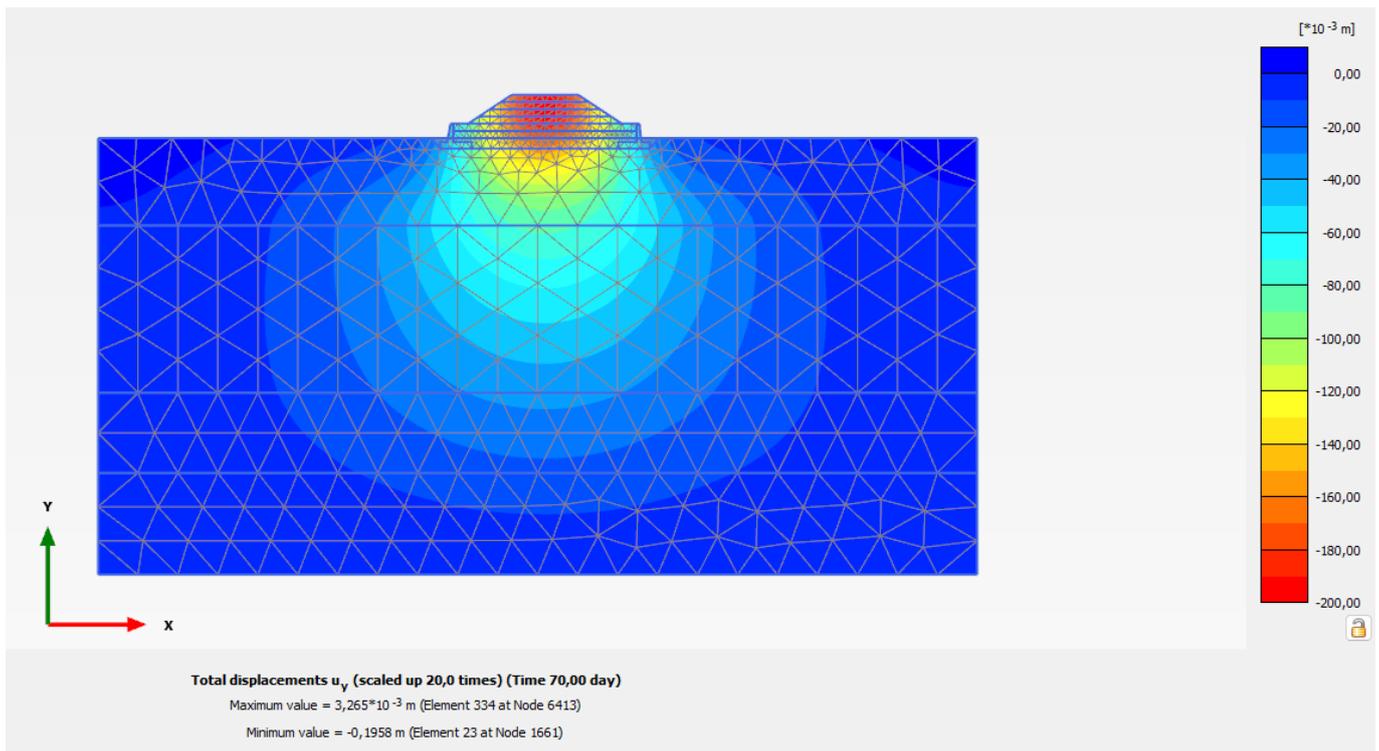


Figura 6-16 Spostamenti verticali al termine della costruzione del rilevato

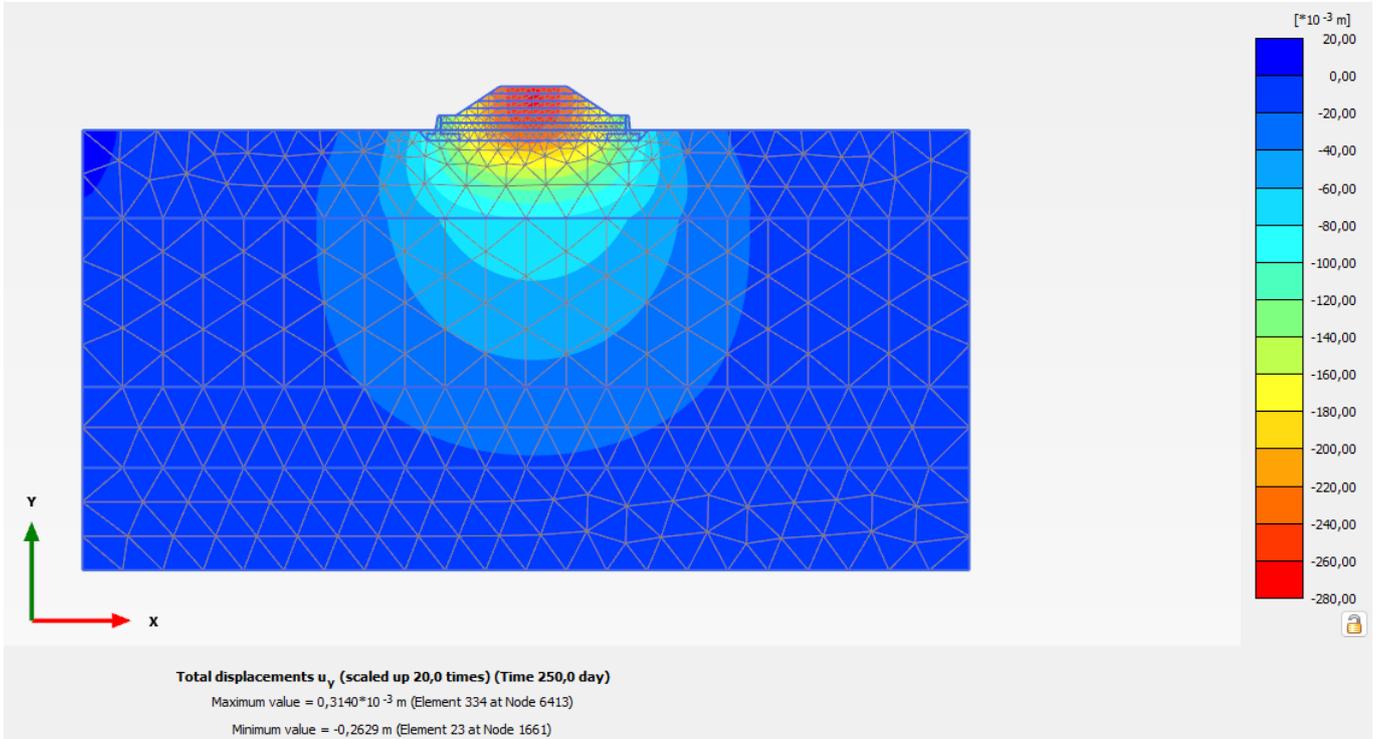


Figura 6-17 Spostamenti verticali in superficie al termine dei 6 mesi di consolidazione

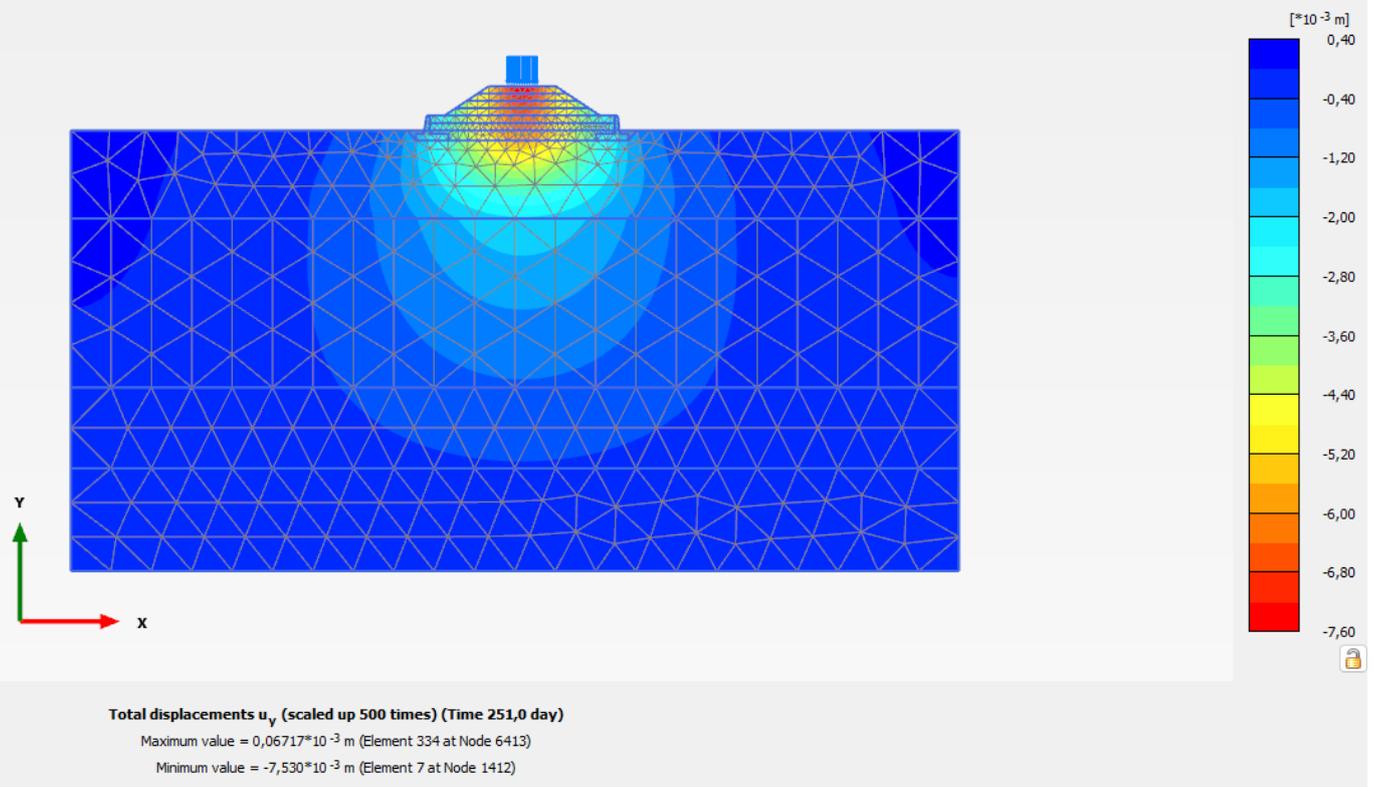


Figura 6-18 Spostamenti verticali residui dopo l'applicazione ballast

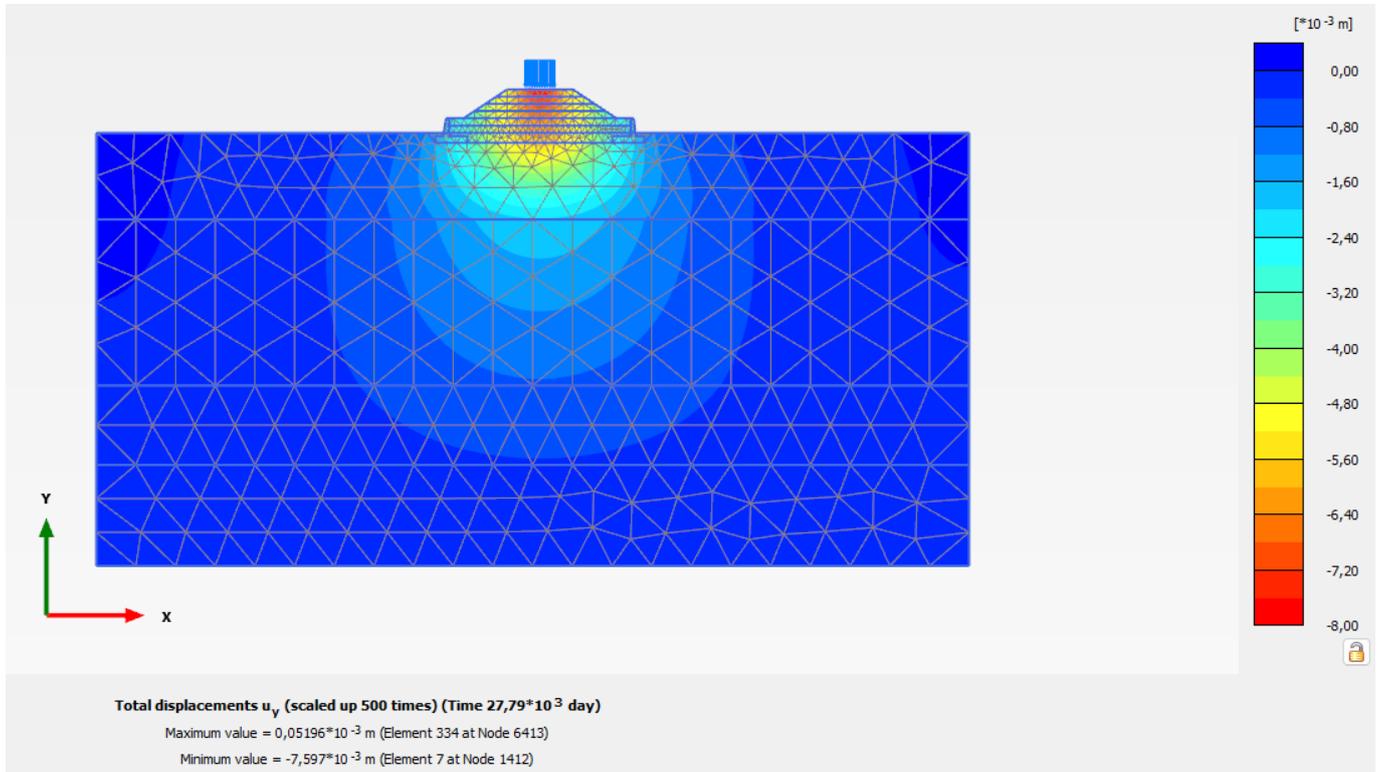


Figura 6-19 Spostamenti verticali residui dopo 75 anni

6.3.1.3 Curva cedimenti-tempo

La curva cedimenti-tempo viene estratta in corrispondenza dell'asse del rilevato al livello della quota intradosso del *ballast*.

La valutazione dei cedimenti immediati e di breve/medio termine viene eseguita a partire dalla fase 1 fino ai 6 mesi di consolidazione del nuovo rilevato. I cedimenti residui sono quindi derivanti dalla quota parte di consolidazione primaria che si manifesta a partire dalla fase 14, ovvero dal momento di applicazione dell'armamento ferroviario.

Il contributo dovuto alla consolidazione secondaria S_s viene poi calcolato secondo la formulazione indicata nel capitolo 4.6.2.2.

Nel caso specifico, la fine consolidazione primaria (istante dal quale viene schematicamente considerato l'avvio del cedimento secondario) avviene dopo circa mezzo anno ($t_{100}=0.5$ anni). Per quanto detto, il tempo considerato t (anni) è pari a 75.5 anni dal momento che l'istante t_0 è considerato da inizio dei lavori (6 mesi di costruzione e consolidazione + 75 anni di esercizio dell'opera).

t (anni)	t_{100} (anni)	$C_{\alpha,\varepsilon}$	H (m)⁽¹⁾	S_s (cm)
75.5	0.5	0.25%	12	6.5

⁽¹⁾ Si considera uno spessore equivalente alla profondità di terreno sino alla quale il rapporto $\Delta\sigma_v$ risulta circa pari al 10% della tensione geostatica iniziale.

Il grafico cedimenti-tempo presenta sull'asse delle ascisse il tempo, espresso in anni, mentre sull'asse delle ordinate viene indicato il cedimento cumulato, espresso in cm.

Si noti come la consolidazione primaria sia pressochè esaurita già nella fase di costruzione

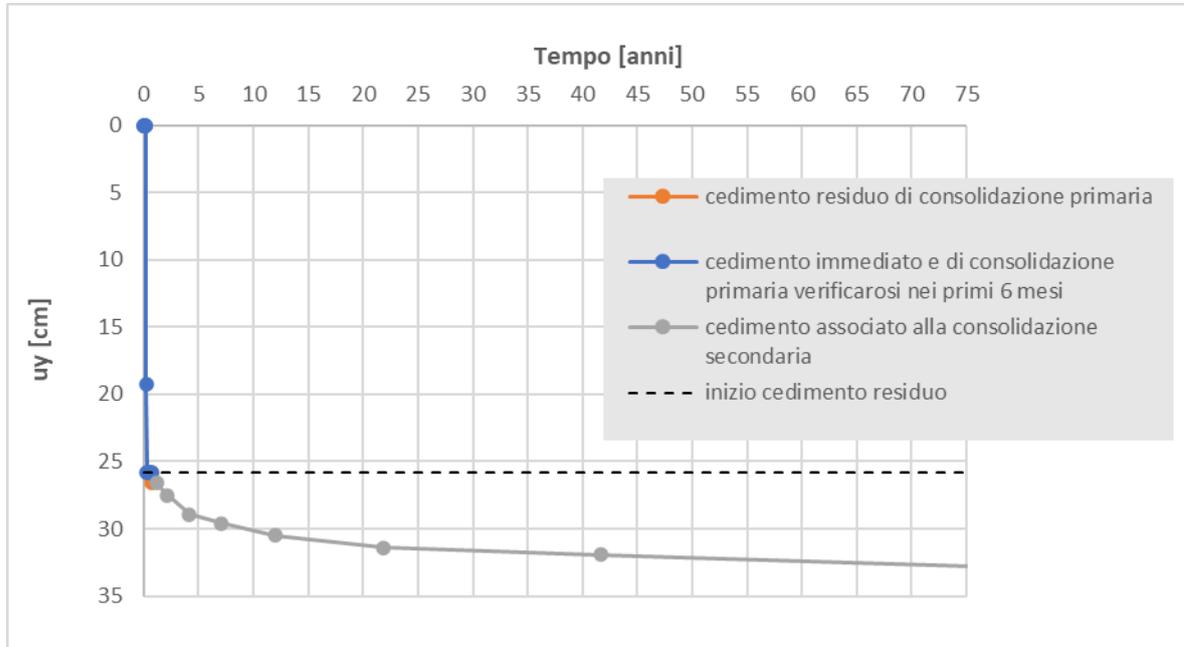


Figura 6.20 Curva cedimenti-tempo Plaxis

Ne risulta, quindi:

- Cedimento calcolato a 6 mesi (precedente alla posa del ballast): 25.8 cm;
- Contributo al cedimento residuo dovuto alla consolidazione primaria: $C_p = 0.7$ cm;
- Tempo di esaurimento della consolidazione primaria $t_{100} = 0.5$ anni;
- Contributo al cedimento residuo dovuto alla consolidazione secondaria: $C_s = S_s = 6.5$ cm.

Il cedimento residuo totale dopo 75 anni dalla posa in opera del ballast risulta quindi

$$C_{tot} = C_p + C_s = 0.7 + 6.5 = 7.2 \text{ cm.}$$

Essendo quindi il cedimento residuo totale ($C_{tot}=7.2$ cm) inferiore al limite di 10.0 cm, la verifica sui cedimenti residua è soddisfatta.

Nella figura seguente sono illustrati i cedimenti residui a far data dal completamento del piano di posa del ballast

Fase	Descrizione	Cedimento verticale sotto asse rilevato [cm]	Time [anni]
15,00	ballast	0,735	0,69
16,00	consolidazione 0,5 anni	0,741	1,18
17,00	consolidazione 1 anni	0,741	2,17
18,00	consolidazione 2 anni	0,741	4,14
19,00	consolidazione 3 anni	0,741	7,10
20,00	consolidazione 5 anni	0,741	12,03
21,00	consolidazione 10 anni	0,741	21,89
22,00	consolidazione 20 anni	0,741	41,62
23,00	consolidazione 35 anni	0,741	76,14

6.4 ANALISI CEDIMENTI RILEVATO N.4 IN UG1

Il rilevato analizzato si trova alla progressiva 0+725 e presenta un'altezza massima pari a circa 4.0 m ed è realizzato con scarpate di pendenza H:V= 3:2, e ospiterà una linea a singolo binario, come da sezione riportata nella figura successiva. Questa sezione è stata analizzata come rappresentativa della sezione di rilevato non sostenuto da muri di sottoscampa di altezza massima prevista in progetto (H=4m).

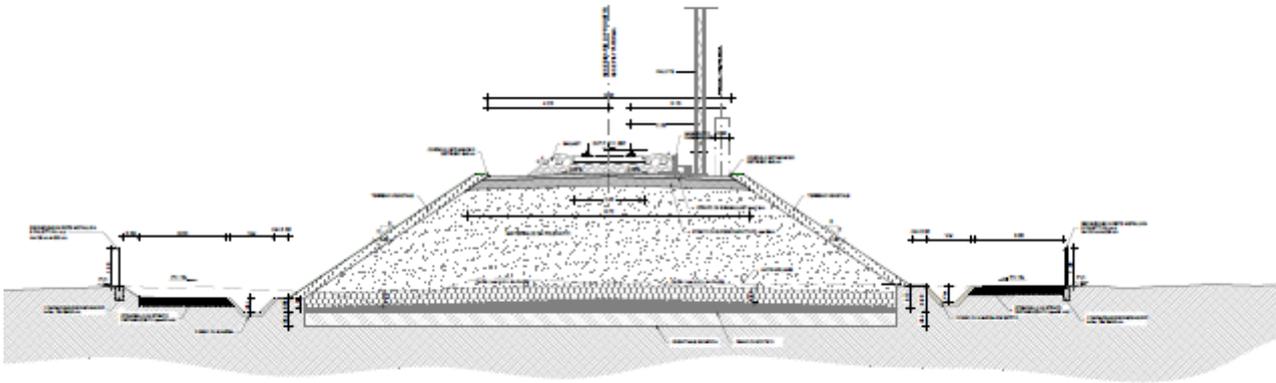


Figura 6-21 Sezione in rilevato 0+725

Il modello geotecnico è rappresentato dalla successione stratigrafica i cui parametri meccanici sono sintetizzati nella seguente **Tabella 6-6**. La falda è posizionata al piano di campagna, come da profilo geotecnico

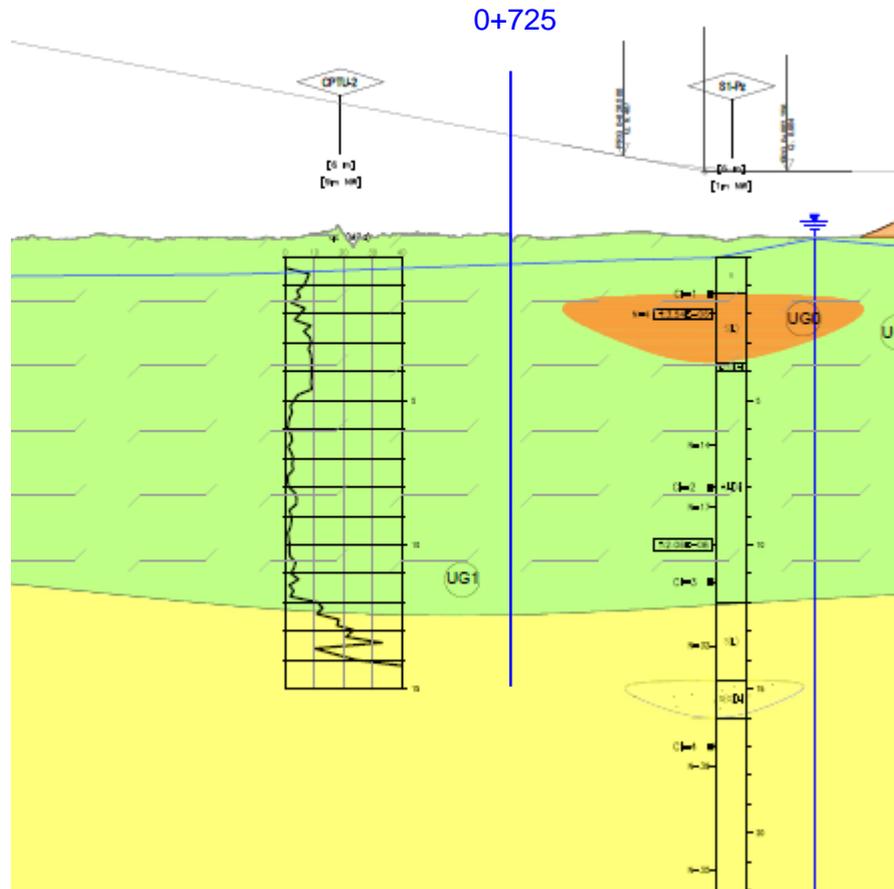


Figura 6-22: sezione rilevato 0+725 nel profilo geotecnico.

Tabella 6-6: parametri geotecnici caratteristici.

U.G.	Da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	k (m/s)	E' (MPa)	ν (-)	C α ϵ	e _{init}
Rilevato nuovo	-	-	20.0	0	38	1.0 E-5	30	0.30	-	-
UG1	0	-12	19	15	24	1.0 E-7	8	0.35	0.25%	0.8
UG2	-12	-35	20	5	35	1.0 E-7	25	0.30	-	0.8

6.4.1 Verifica dei cedimenti in SLE – modello FEM

Il modello di calcolo impostato nel codice di calcolo Plaxis agli elementi finiti è quello riportato nella **Figura 6-23** seguente.

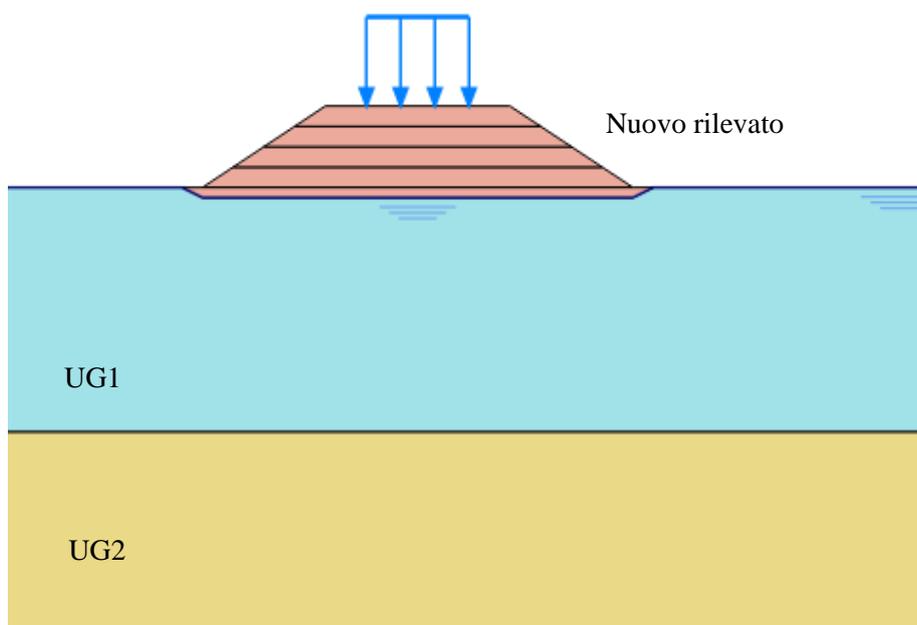


Figura 6-23 Sezione in rilievo no.4 in Plaxis

Le caratteristiche dei materiali di costruzione dei rilevati assunte in progetto sono conformi a quanto previsto nel Manuale di Progettazione RFI e nel Capitolato di Costruzione RFI. I parametri geotecnici dei materiali considerati nella seguente analisi sono indicati in **Tabella 6-6**. I legami costitutivi utilizzati in Plaxis sono stati:

- Mohr-Coulomb (MC) per modellare la risposta geotecnica del rilevato nuovo;

6.4.1.1 Fasi del modello

L'analisi agli elementi finiti effettuata per il modello alla Pk 0+725 che verrà proposta di seguito, è strutturata con le seguenti fasi di calcolo:

- Fase geostatica di inizializzazione del modello, considerando il rilevato esistente (fase di calcolo No.0);

- Scotico 50 cm sotto la zona del nuovo rilevato (fase di calcolo No.1);
- Costruzione rilevato per strati con una durata di 10 giorni per ogni strato – da fase di calcolo No.2 a fase di calcolo No.5;
- Consolidazione del rilevato fino al raggiungimento dei 6 mesi dall'inizio della costruzione (da fase di calcolo No.6 a 11);
- *Reset displacements* per azzeramento cedimenti pre-applicazione ballast + Applicazione del carico dovuto al pacchetto di armamento ferroviario del nuovo rilevato in 1 giorno (fase di calcolo No.12);
- Analisi di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 0.5 anni, 1 anno, 2 anni, 3 anni, 5 anni, 20 anni 30 anni 75 anni (da fase di calcolo No.13 a fase di calcolo No.21).

6.4.1.2 Cedimenti

Sono stati calcolati i cedimenti dopo la costruzione e la consolidazione – durata totale della costruzione e della consolidazione pari a 6 mesi - del nuovo rilevato (fase 5) e dopo 75 anni di consolidazione (fase 21) per trovare il massimo cedimento residuo dovuto alla consolidazione primaria sulla superficie del rilevato.

Nella seguente figura si possono valutare i cedimenti verticali totali a fine costruzione (Fase 5), il cedimento massimo atteso a fine costruzione è pari a 10.4 cm, e i cedimenti verticali totali dopo 6 mesi di consolidazione (Fase 11), sono pari a 14.57 cm, in corrispondenza della superficie del rilevato. Tale cedimento verrà gestito tramite livellamenti del piano di posa del ballast prima della posa in opera del pacchetto di sovrastuttura ferroviaria

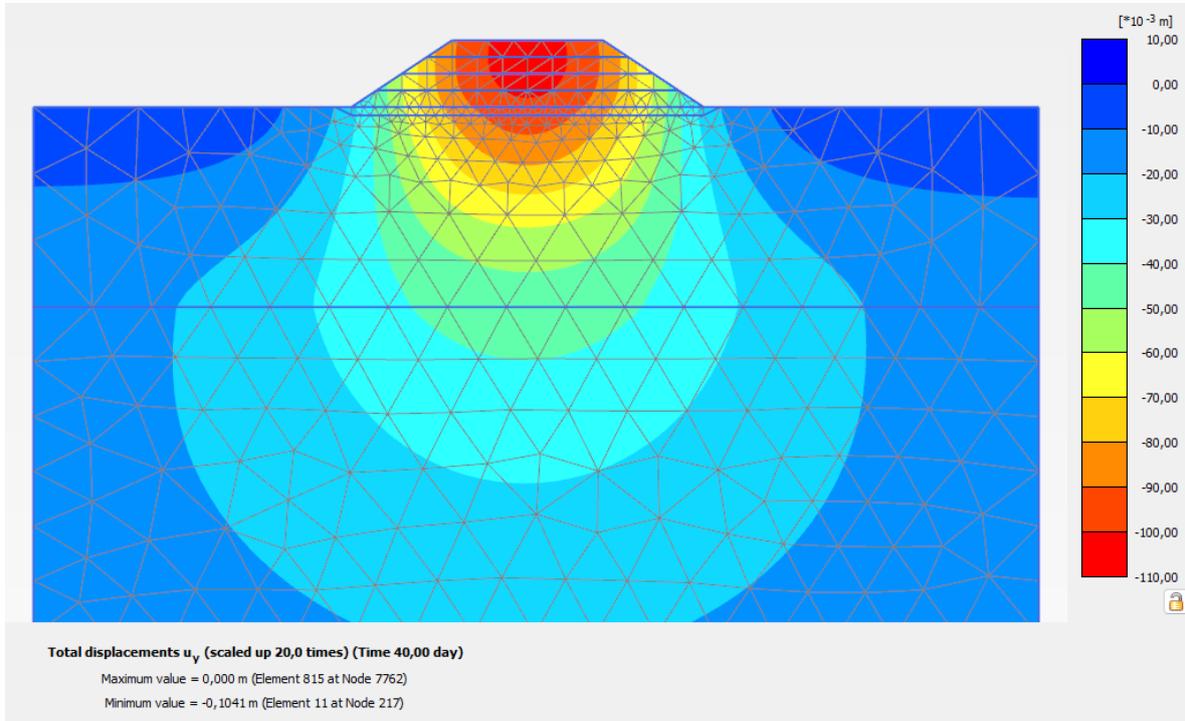


Figura 6-24 Spostamenti verticali al termine della costruzione del rilevato

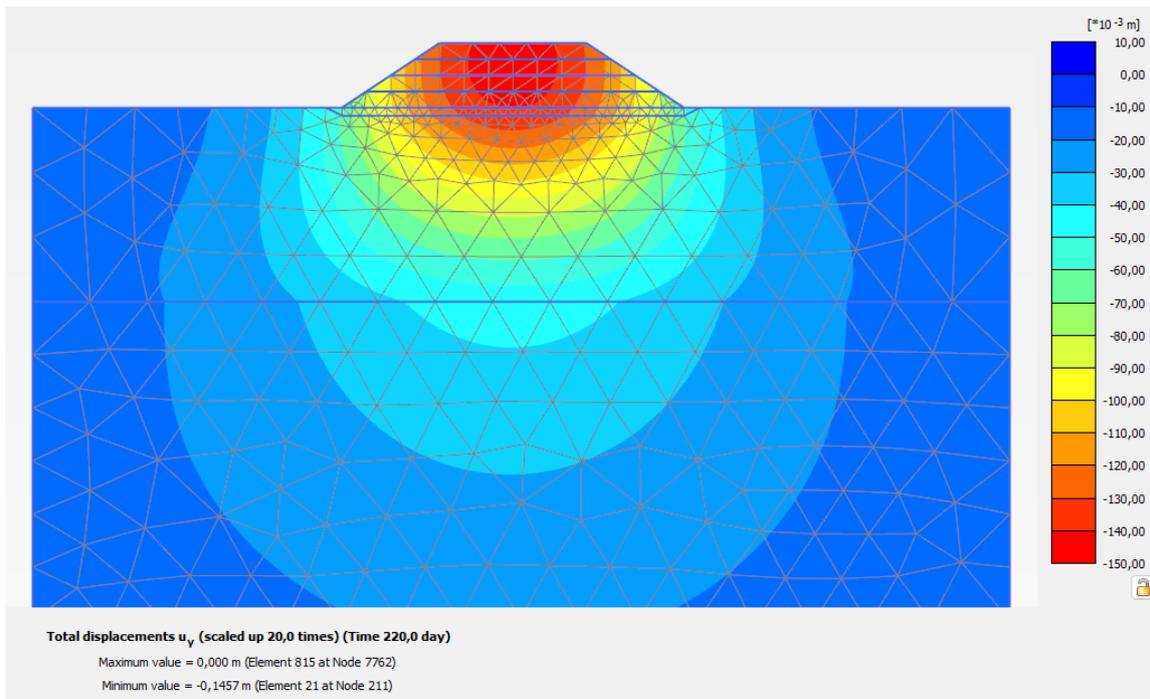


Figura 6-25 Spostamenti verticali residui dopo 6 mesi di consolidazione

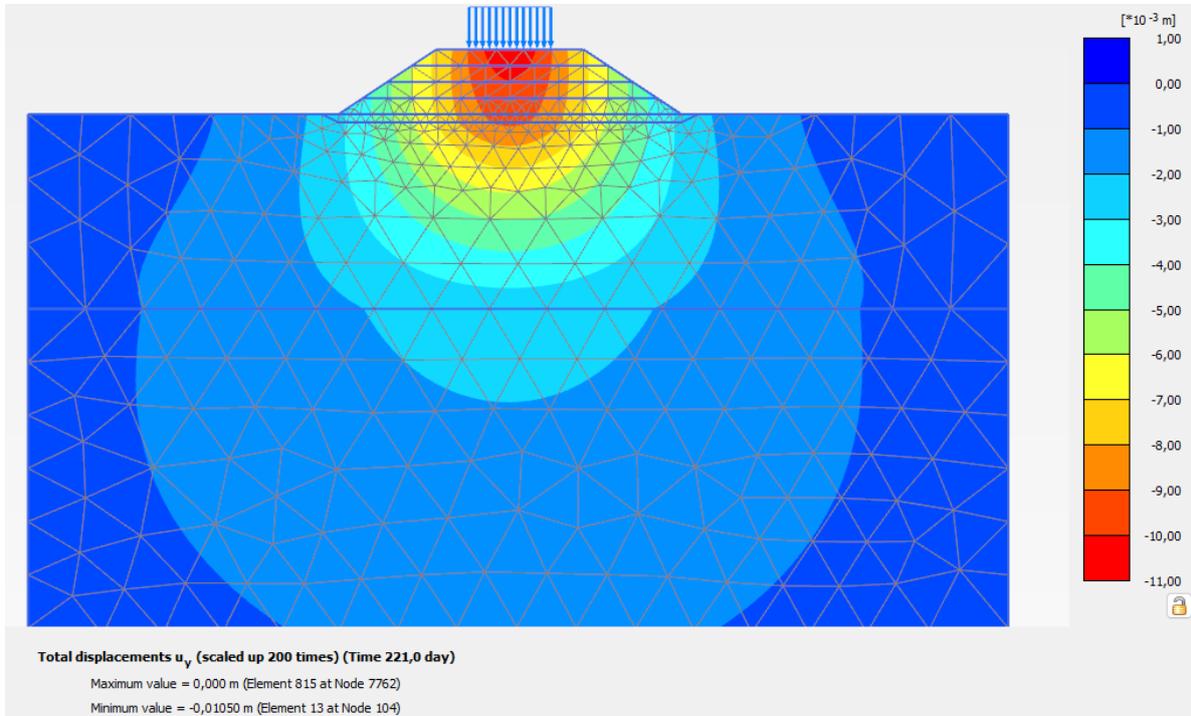


Figura 6-26 Spostamenti verticali residui dopo l'applicazione ballast

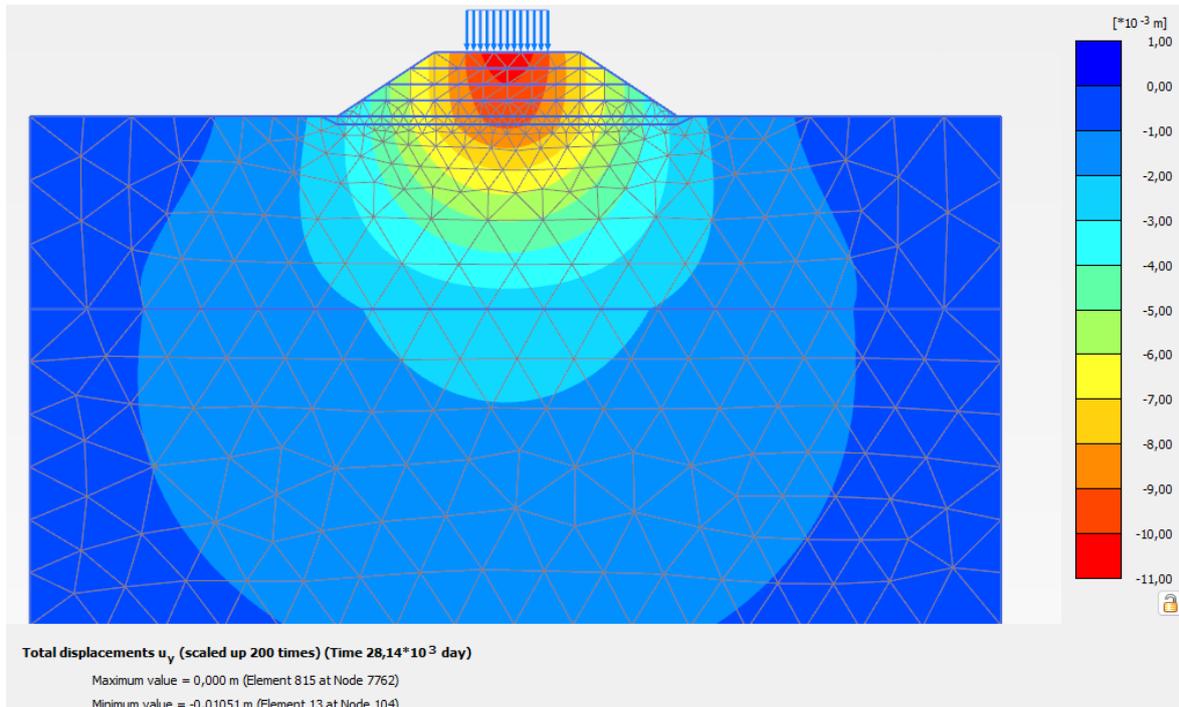


Figura 6-27 Spostamenti verticali residui dopo 75 anni

6.4.1.3 Curva cedimenti-tempo

La curva cedimenti-tempo viene estratta in corrispondenza dell'asse del rilevato al livello della quota intradosso del *ballast*.

La valutazione dei cedimenti immediati e di breve/medio termine viene eseguita a partire dalla fase 1 fino alla fase 9, ovvero fino ai 6 mesi di consolidazione del nuovo rilevato. I cedimenti residui sono quindi derivanti dalla quota parte di consolidazione primaria che si manifesta a partire dalla fase 12, ovvero dal momento di applicazione dell'armamento ferroviario.

Il contributo dovuto alla consolidazione secondaria S_s viene poi calcolato secondo la formulazione indicata nel capitolo 4.6.2.2.

Nel caso specifico, la fine consolidazione primaria (istante dal quale viene schematicamente considerato l'avvio del cedimento secondario) avviene dopo quasi 0.5 anni ($t_{100} = 0.5$ anni). Per quanto detto, il tempo considerato t (anni) è pari a 75.5 anni dal momento che l'istante t_0 è considerato da inizio dei lavori (6 mesi di costruzione e consolidazione + 75 anni di esercizio dell'opera).

t (anni)	t_{100} (anni)	$C_{\alpha,\varepsilon}$	H (m)⁽¹⁾	S_s (cm)
75.5	0.5	0.25%	12	6.5

⁽¹⁾ Si considera uno spessore equivalente alla profondità di terreno sino alla quale il rapporto $\Delta\sigma_v$ risulta circa pari al 10% della tensione geostatica iniziale.

Il grafico cedimenti-tempo presenta sull'asse delle ascisse il tempo, espresso in anni, mentre sull'asse delle ordinate viene indicato il cedimento cumulato, espresso in cm.

Si noti come la consolidazione primaria sia pressochè esaurita già nella fase di costruzione

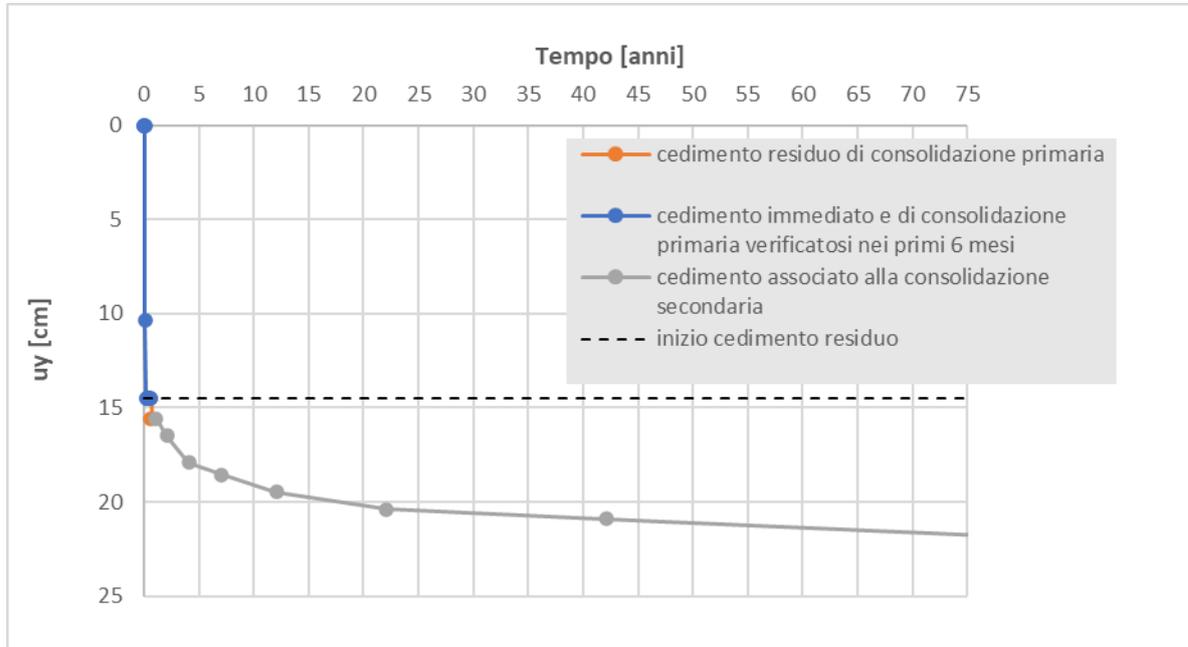


Figura 6.28 Curva cedimenti-tempo Plaxis

Ne risulta, quindi:

- Cedimento calcolato a 6 mesi (precedente alla posa del ballast): 14.5 cm;
- Contributo al cedimento residuo dovuto alla consolidazione primaria: $C_p = 1$ cm;
- Tempo di esaurimento della consolidazione primaria $t_{100} = 0.5$ anni;
- Contributo al cedimento residuo dovuto alla consolidazione secondaria: $C_s = S_s = 6.5$ cm.

Il cedimento residuo totale dopo 20 anni dalla posa in opera del ballast risulta quindi

$$C_{tot} = C_p + C_s = 1 + 6.5 = 7.5 \text{ cm.}$$

Essendo quindi il cedimento residuo totale ($C_{tot}=7.5$ cm) inferiore al limite di 10.0 cm, la verifica sui cedimenti residui è soddisfatta.

Nella figura seguente sono illustrati i cedimenti residui a far data dal completamento del piano di posa del ballast

Fase	Descrizione	Cedimento verticale sotto asse rilevato [cm]	Time [anni]
12,00	ballast	1,045	0,61
13,00	consolidazione 0,5 anni	1,046	1,10
14,00	consolidazione 1 anni	1,046	2,08
15,00	consolidazione 2 anni	1,046	4,08
16,00	consolidazione 3 anni	1,046	7,08
17,00	consolidazione 5 anni	1,046	12,08
18,00	consolidazione 10 anni	1,046	22,08
19,00	consolidazione 20 anni	1,046	42,08
20,00	consolidazione 35 anni	1,046	77,08

6.5 ANALISI CEDIMENTI RILEVATO N.5 IN UG1 E UG0

Il rilevato analizzato si trova alla progressiva 0+800 e presenta un'altezza massima pari a circa 4.0 m ed è realizzato con scarpate di pendenza H:V= 3:2, e ospiterà una linea a singolo binario, come da sezione riportata nella figura successiva. Questa sezione è stata analizzata come rappresentativa della sezione di rilevato non sostenuto da muri di sottoscarpa in prossimità della lente costituita da terreno limoso con presenza di sabbia, che verrà trattato mediante jet grouting (H=2.5 m).

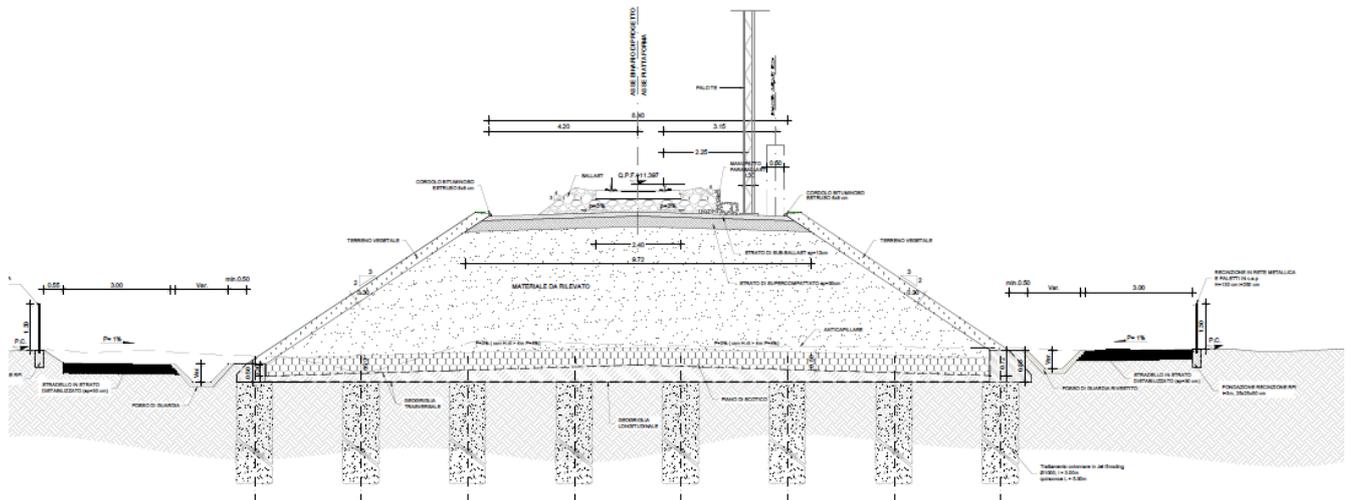


figura 6-29 Sezione in rilevato 0+800

Fi

Il modello geotecnico è rappresentato dalla successione stratigrafica i cui parametri meccanici sono sintetizzati nella seguente tabella. La falda è posizionata al piano di campagna, come da profilo geotecnico

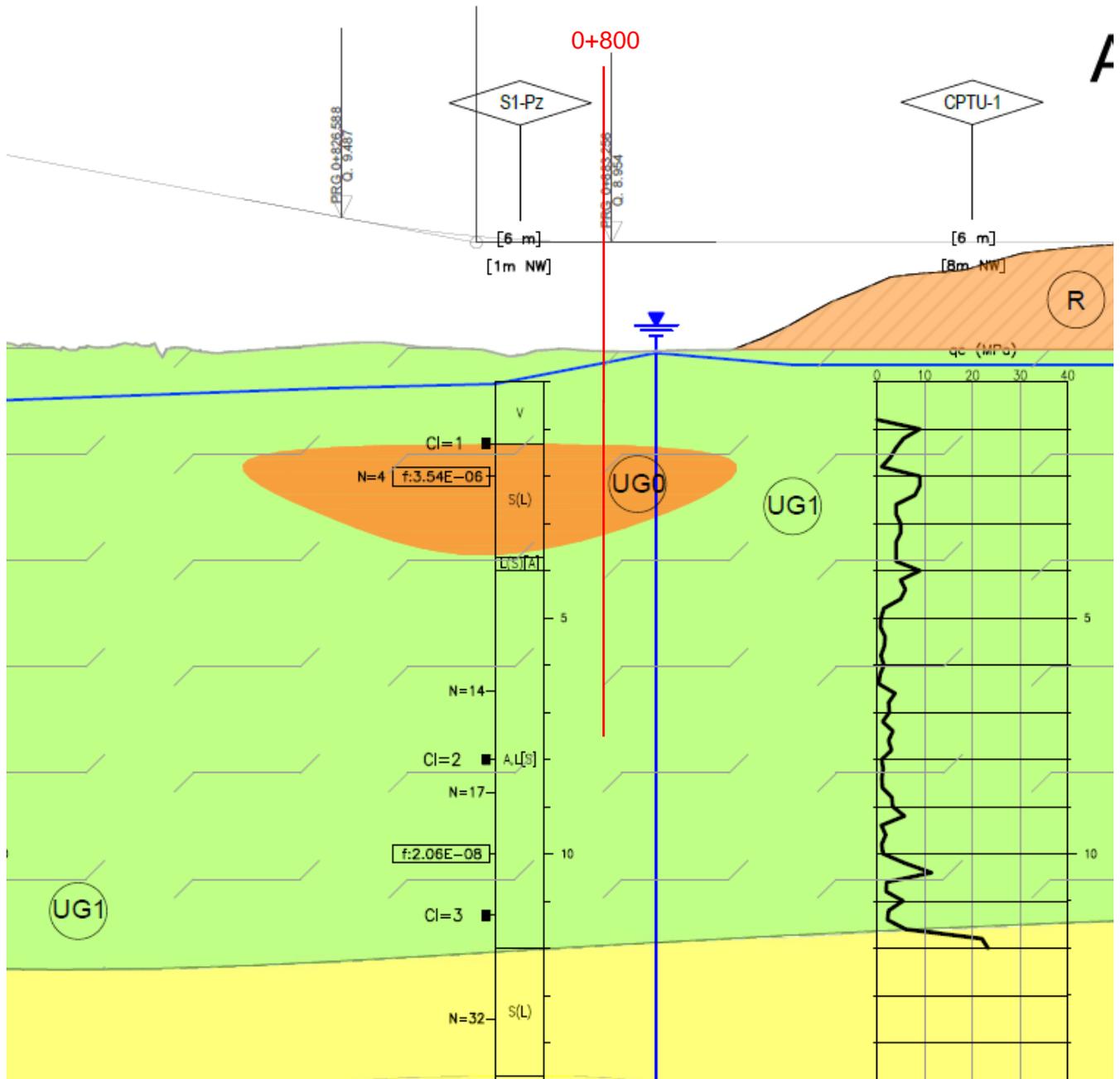


Figura 6-30: sezione rilevato 0+880 nel profilo geotecnico.

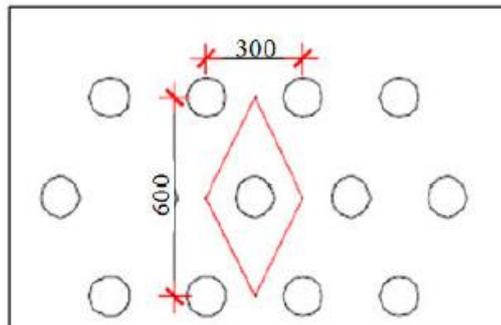
Tabella 6-7: parametri geotecnici caratteristici.

U.G.	Da (m)	a (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	k (m/s)	E' (MPa)	ν (-)	C α ϵ	e _{init}
Rilevato nuovo	-	-	20.0	0	38	1.0 E-5	30	0.30	-	-
UG1	0	-12	19	15	24	1.0 E-7	8	0.35	0.25%	0.8
UG0	0	-5	19	10	30	1.0 E-6	8	0.3	-	-
UG2	-12	-35	20	5	35	1.0 E-7	25	0.30	-	0.8

I primi 5 metri di terreno (UG0) saranno consolidati con colonne verticali in Jet Grouting le cui caratteristiche di rigidezza sono inferiori a quelle del classico palo in calcestruzzo e, quindi, maggiormente compatibili e confrontabili con quelle del terreno circostante. Per ciò che riguarda i parametri delle colonne, si è fatto riferimento ai seguenti valori:

1000	cu [kPa]
200	E [MPa]
1.00E-09	K [m/s]
naturale	ϕ [°]
200	c' [kPa]
100	τ [kPa]

In particolare, il calcolo dei cedimenti indotti nei terreni dopo l'esecuzione del trattamento colonnare è stato condotto considerando per lo strato di terreno consolidato un valore del modulo edometrico mediato tra quello delle colonne e quello del terreno originario.



$$E_{Ed\ Medio} = \frac{(E_{Ed\ terreno} \cdot (a^2 - A_{palo}) + E_{Ed\ Colonna} \cdot A_{palo})}{a^2}$$

d [m]	i [m]	A _{palo} [m2]	E _{ED terr} [kPa]	E _{ED colonna} [kPa]	maglia terreno [m]	E _{ED medio} [kPa]
1	3	0,785	8000	200000	9	24755,16

Alla luce delle modeste caratteristiche meccaniche della lente di limo con sabbia, si ottiene il valore del modulo edometrico del terreno trattato: $E_{Ed\ Medio} = 24.75$ MPa.

Nelle analisi è stato assunto inoltre un valore di coesione efficace derivante dalla seguente media pesata:

$$c'_{Medio} = \frac{(c'_{terreno} \cdot (a^2 - A_{palo}) + c'_{Colonna} \cdot A_{palo})}{a^2}$$

d [m]	i [m]	A _{palo} [m2]	c' _{terr} [kPa]	c' _{colonna} [kPa]	maglia terreno [m]	c' _{medio} [kPa]
1	3	0,785	10	200	9	26,58

Alla luce delle modeste caratteristiche meccaniche della lente di limo con sabbia, si ottiene il valore del modulo edometrico del terreno trattato: $c'_{Medio} = 26.58$ kPa.

6.5.1 Verifica dei cedimenti in SLE – modello FEM

Il modello di calcolo impostato nel codice di calcolo Plaxis agli elementi finiti è quello riportato nella figura seguente.

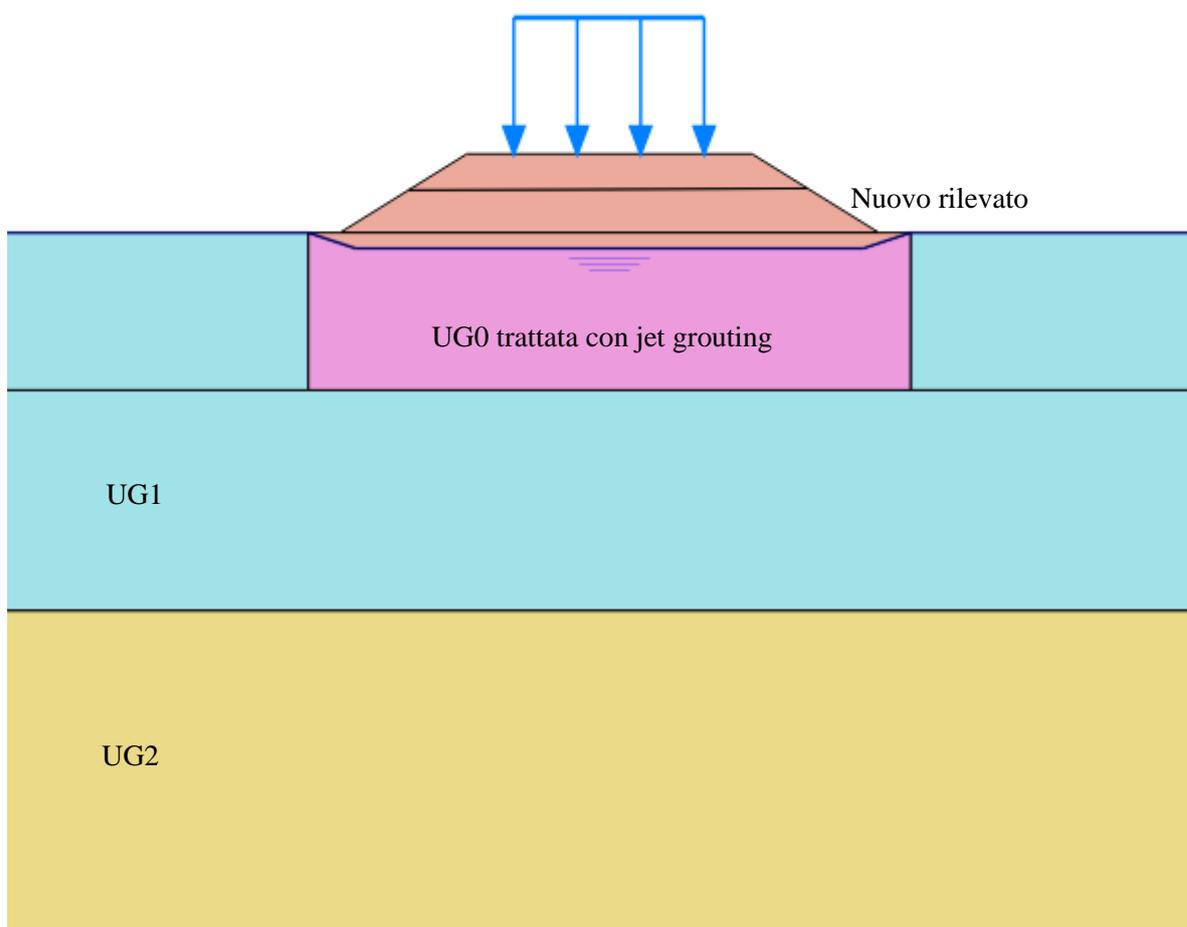


Figura 6-31 Sezione in rilievo no.5 in Plaxis

Le caratteristiche dei materiali di costruzione dei rilevati assunte in progetto sono conformi a quanto previsto nel Manuale di Progettazione RFI e nel Capitolato di Costruzione RFI. I parametri geotecnici dei materiali considerati nella seguente analisi sono indicati in **Tabella 6-6**. I legami costitutivi utilizzati in Plaxis sono stati:

- Mohr-Coulomb (MC) per modellare la risposta geotecnica del rilevato nuovo e delle unità geotecniche interessate;

6.5.1.1 Fasi del modello

L'analisi agli elementi finiti effettuata per il modello alla Pk 0+800 che verrà proposta di seguito, è strutturata con le seguenti fasi di calcolo:

- Fase geostatica di inizializzazione del modello, considerando il rilevato esistente (fase di calcolo No.0);
- Trattamento con jet grouting (fase di calcolo No.1);
- Scotico 50 cm sotto la zona del nuovo rilevato (fase di calcolo No.2);
- Costruzione rilevato per strati con una durata di 10 giorni per ogni strato – da fase di calcolo No.3 a fase di calcolo No.4;
- Consolidazione del rilevato fino al raggiungimento dei 6 mesi dall'inizio della costruzione (da fase di calcolo No.5 a 10);
- *Reset displacements* per azzeramento cedimenti pre-applicazione ballast + Applicazione del carico dovuto al pacchetto di armamento ferroviario del nuovo rilevato in 1 giorno (fase di calcolo No.11);
- Analisi di consolidazione ai fini della valutazione dell'entità del cedimento dopo 0.5 anni, 1 anno, 2 anni, 3 anni, 5 anni, 20 anni 30 anni 75 anni (da fase di calcolo No.12 a fase di calcolo No.20).

6.5.1.2 Cedimenti

Sono stati calcolati i cedimenti dopo la costruzione e la consolidazione – durata totale della costruzione e della consolidazione pari a 6 mesi - del nuovo rilevato (fase 10) e dopo 75 anni di consolidazione (fase 20) per trovare il massimo cedimento residuo dovuto alla consolidazione primaria sulla superficie del rilevato.

Nelle seguenti figure si possono valutare i cedimenti verticali totali a fine costruzione (Fase 4): il cedimento massimo atteso a fine costruzione rilevato è pari a 5.3 cm, e pari a 7.23 dopo 6 mesi di consolidazione, in corrispondenza della superficie del rilevato. Tale cedimento verrà gestito tramite

livellamenti del piano di posa del ballast prima della posa in opera del pacchetto di sovrastuttura ferroviaria

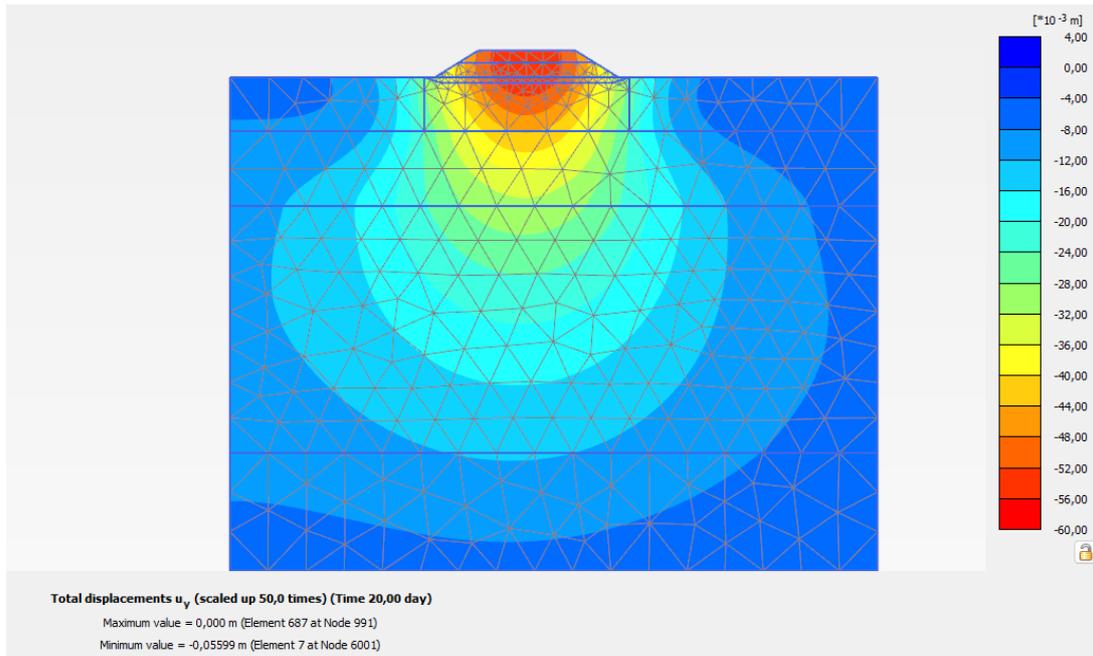


Figura 6-32 Spostamenti verticali al termine della costruzione del rilevato

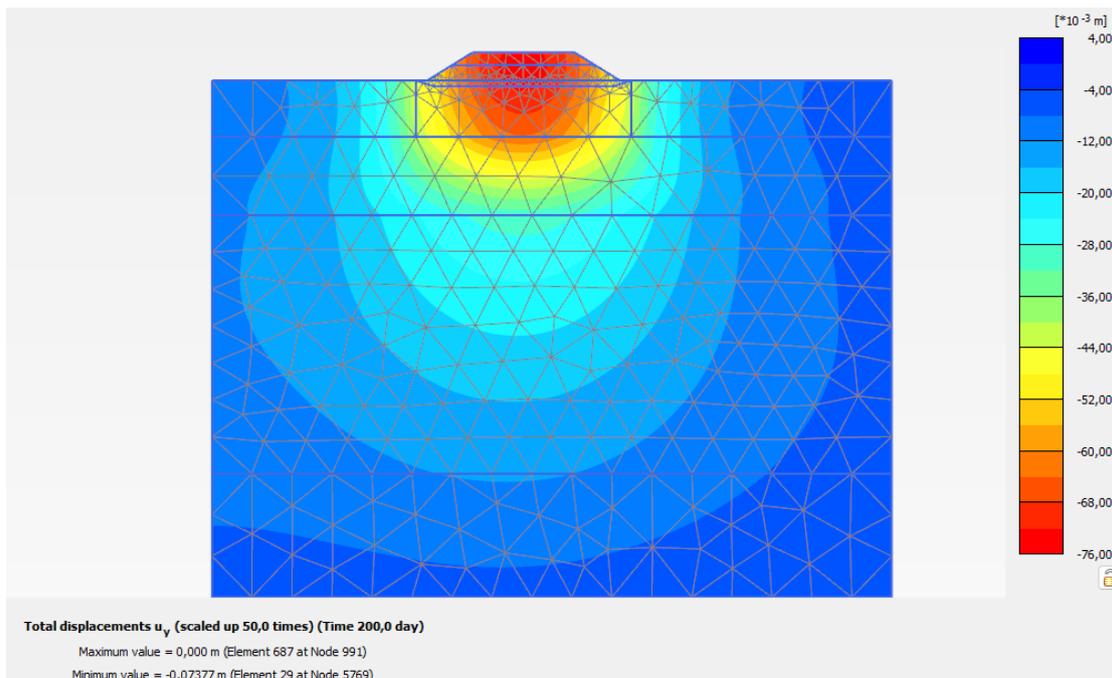


Figura 6-33 Spostamenti verticali residui dopo 6 mesi di consolidazione

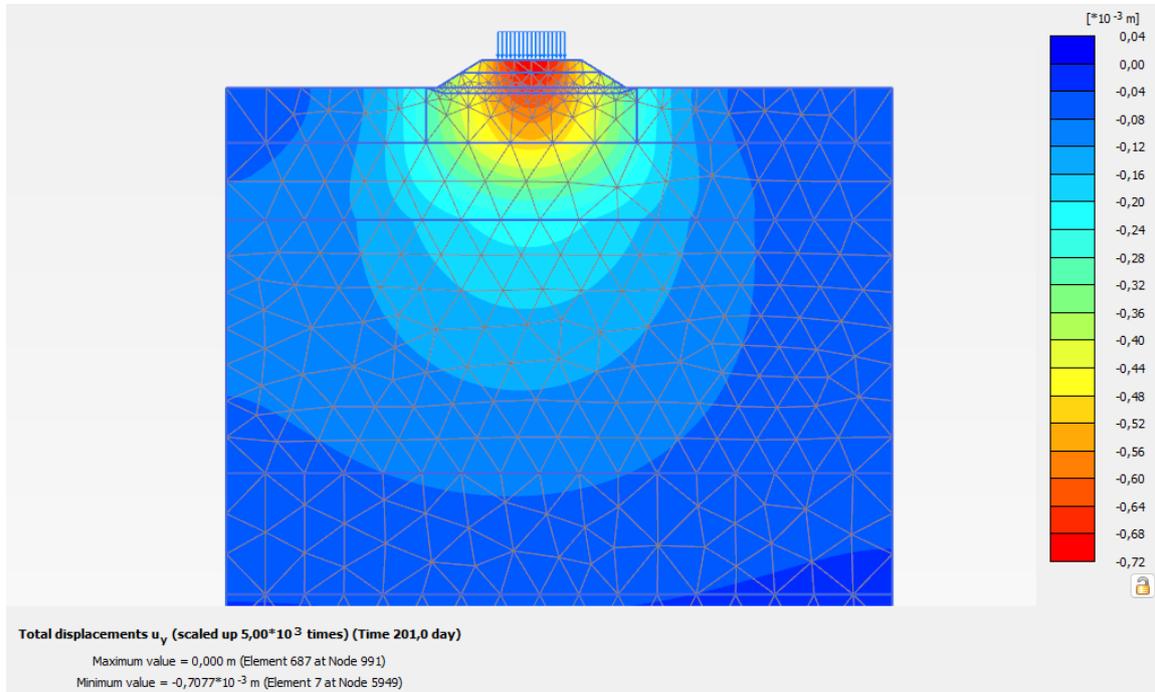


Figura 6-34 Spostamenti verticali residui dopo l'applicazione ballast

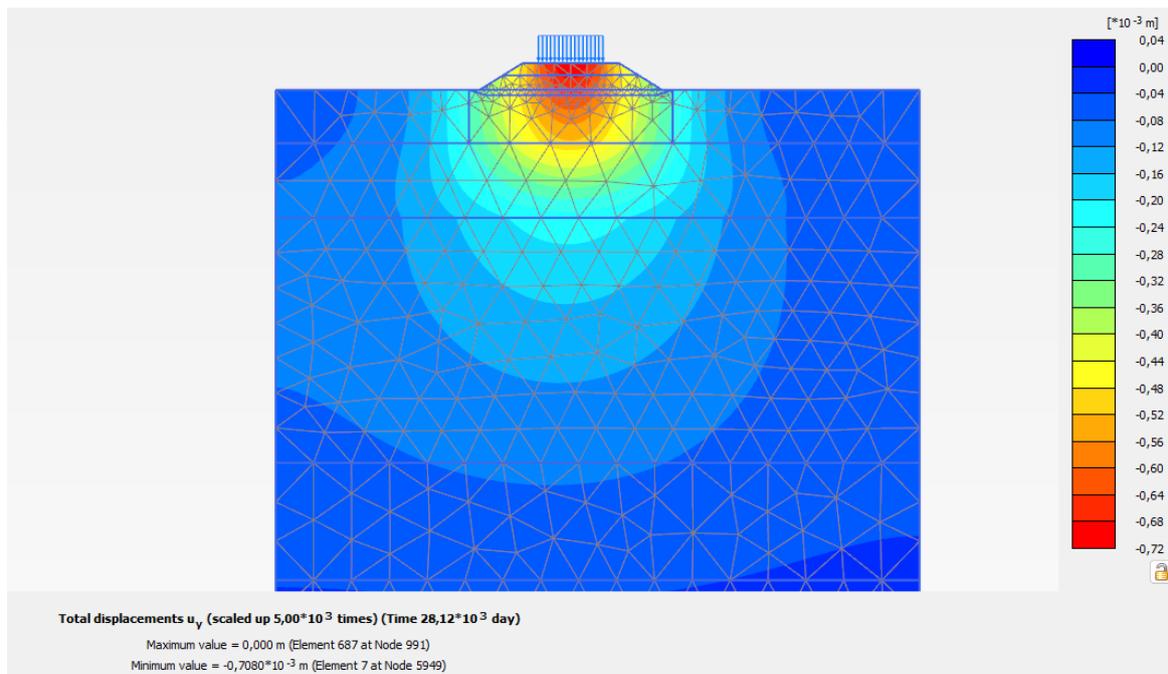


Figura 6-35 Spostamenti verticali residui dopo 75 anni

6.5.1.3 Curva cedimenti-tempo

La curva cedimenti-tempo viene estratta in corrispondenza dell'asse del rilevato al livello della quota intradosso del *ballast*.

La valutazione dei cedimenti immediati e di breve/medio termine viene eseguita a partire dalla fase 1 fino alla fase 10, ovvero fino ai 6 mesi di consolidazione del nuovo rilevato. I cedimenti residui sono quindi derivanti dalla quota parte di consolidazione primaria che si manifesta a partire dalla fase 11, ovvero dal momento di applicazione dell'armamento ferroviario.

Il contributo dovuto alla consolidazione secondaria S_s viene poi calcolato secondo la formulazione indicata nel capitolo 4.6.2.2.

Nel caso specifico, la fine consolidazione primaria (istante dal quale viene schematicamente considerato l'avvio del cedimento secondario) avviene dopo quasi 0.5 anni ($t_{100}=0.5$ anni). Per quanto detto, il tempo considerato t (anni) è pari a 75.5 anni dal momento che l'istante t_0 è considerato da inizio dei lavori (6 mesi di costruzione e consolidazione + 75 anni di esercizio dell'opera).

t (anni)	t_{100} (anni)	$C_{\alpha,\varepsilon}$	H (m)⁽¹⁾	S_s (cm)
75.5	0.5	0.25%	7	3.6

(1) Si considera uno spessore equivalente alla profondità di terreno sino alla quale il rapporto $\Delta\sigma_v$ risulta circa pari al 10% della tensione geostatica iniziale.

Il grafico cedimenti-tempo presenta sull'asse delle ascisse il tempo, espresso in anni, mentre sull'asse delle ordinate viene indicato il cedimento cumulato, espresso in cm.

Si noti come la consolidazione primaria sia pressochè esaurita già nella fase di costruzione.

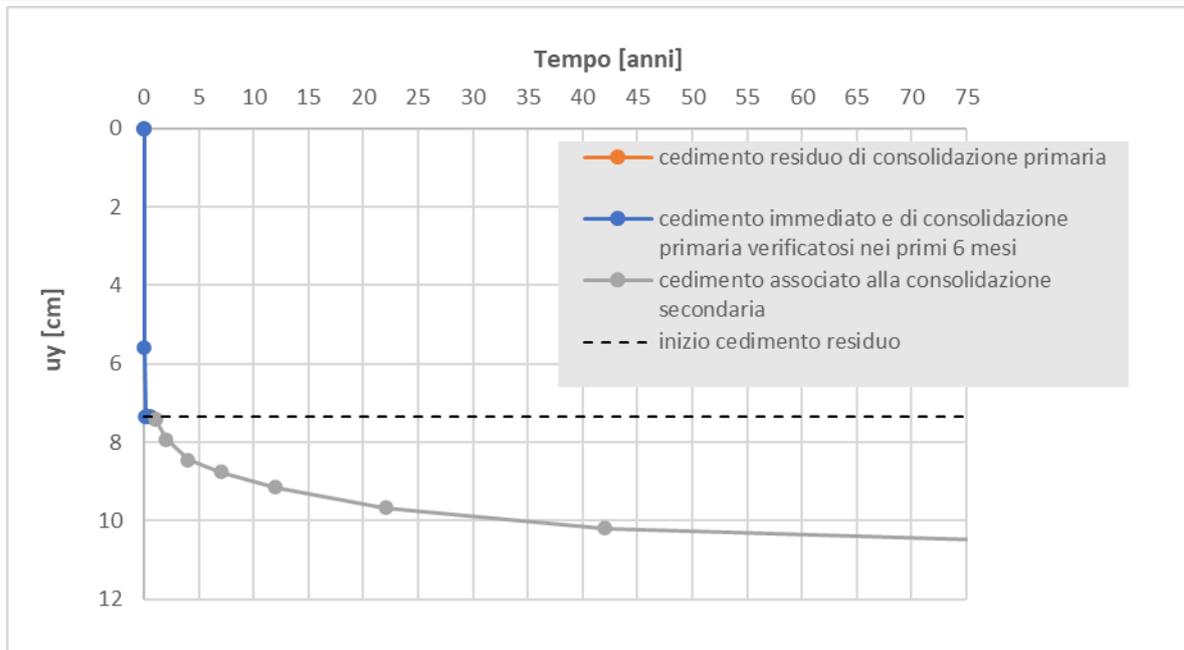


Figura 6.36 Curva cedimenti-tempo Plaxis

Ne risulta, quindi:

- Cedimento calcolato a 6 mesi (precedente alla posa del ballast): 7.3 cm;
- Contributo al cedimento residuo dovuto alla consolidazione primaria: $C_p = 0.06$ cm;
- Tempo di esaurimento della consolidazione primaria $t_{100} = 0.5$ anni;
- Contributo al cedimento residuo dovuto alla consolidazione secondaria: $C_s = S_s = 3.6$ cm.

Il cedimento residuo totale dopo 75 anni dalla posa in opera del ballast risulta quindi

$$C_{tot} = C_p + C_s = 0.06 + 3.6 = 3.66 \text{ cm.}$$

Essendo quindi il cedimento residuo totale ($C_{tot}=3.66$ cm) inferiore al limite di 10.0 cm, la verifica sui cedimenti residui è soddisfatta. Nella figura seguente sono illustrati i cedimenti residui a far data dal completamento del piano di posa del ballast

Fase	Descrizione	Cedimento verticale sotto asse rilevato [cm]	Time [anni]
11,00	ballast	0,061	0,55
12,00	consolidazione 0,5 anni	0,062	1,04
13,00	consolidazione 1 anni	0,062	2,03
14,00	consolidazione 2 anni	0,062	4,03
15,00	consolidazione 3 anni	0,062	7,03
16,00	consolidazione 5 anni	0,062	12,03
17,00	consolidazione 10 anni	0,062	22,03
18,00	consolidazione 20 anni	0,062	42,03
19,00	consolidazione 35 anni	0,062	77,03

7 ANALISI STABILITÀ RILEVATI

Per quanto riguarda la stabilità globale dei rilevati in progetto, si sono analizzate, per le sezioni ritenute più significative, sia il caso statico che il caso sismico, quest'ultimo mediante l'approccio del metodo pseudo-statico (impiegando i coefficienti di cui al par. 4.5.2), in condizioni drenate e non drenate.

Si fa presente che nei risultati, contenuti nei paragrafi successivi, saranno riportati, per ciascuna sezione di calcolo, le potenziali superfici di scorrimento critiche che coinvolgono l'intero rilevato, compreso il suo piano di appoggio. Pertanto, non saranno oggetto di studio le analisi di stabilità interne al rilevato stesso.

I modelli di calcolo sono riportati nelle seguenti figure:



Figura 7-1: Modello di calcolo – sezione pk 0+620

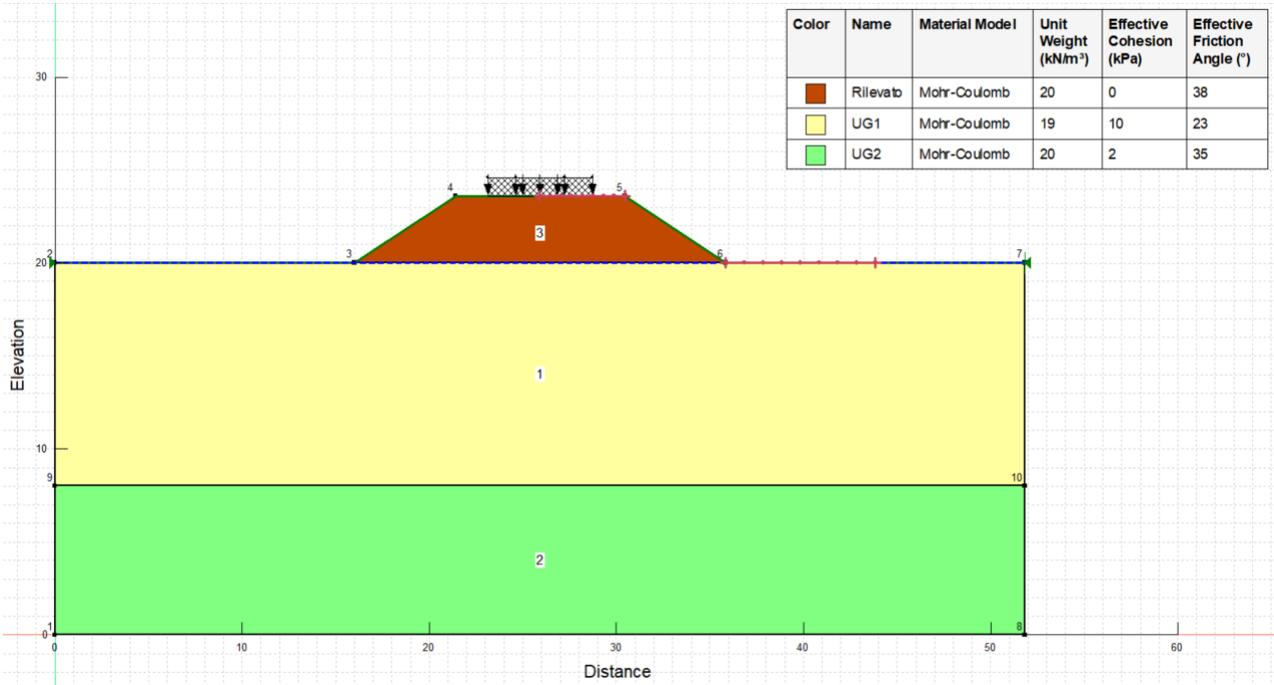


Figura 7-2: Modello di calcolo – sezione pk 0+725

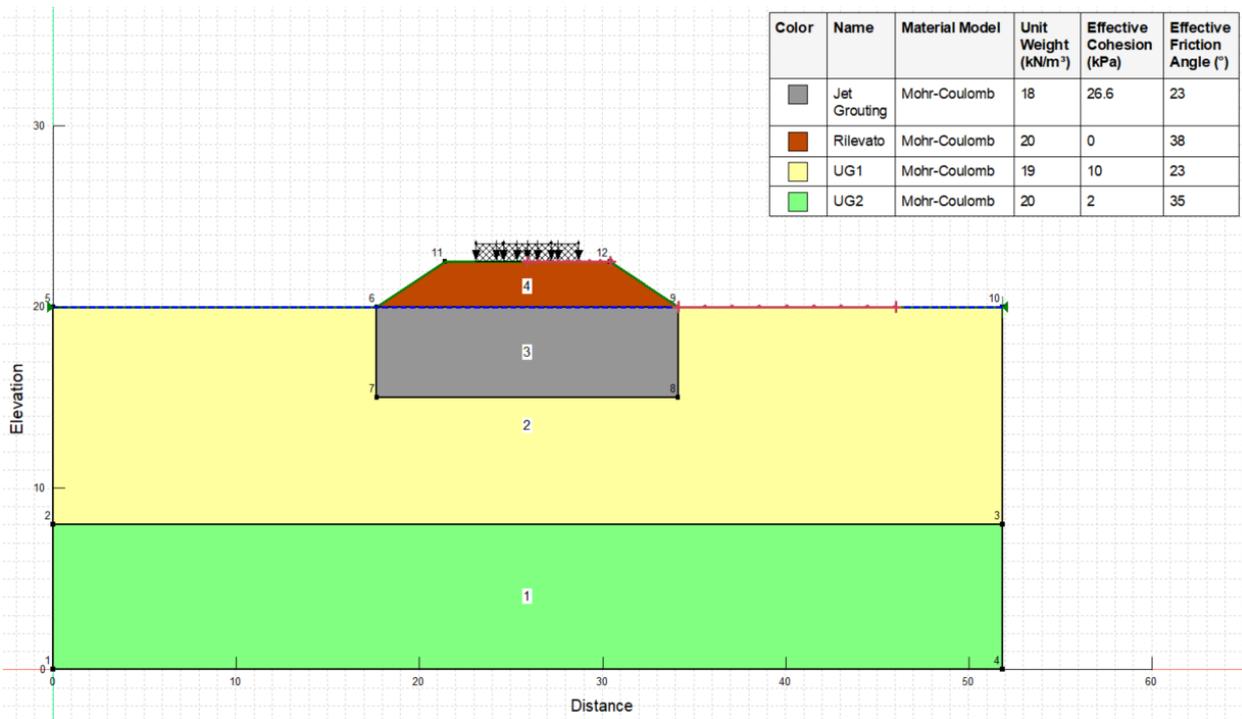


Figura 7-3: Modello di calcolo – sezione pk 0+800

7.1 ANALISI IN CONDIZIONI STATICHE IN CONDIZIONI DRENATE

Nelle seguenti figure si riportano le potenziali superfici di scorrimento critiche ottenute in corrispondenza delle sezioni analizzate in campo statico e in condizioni drenate.

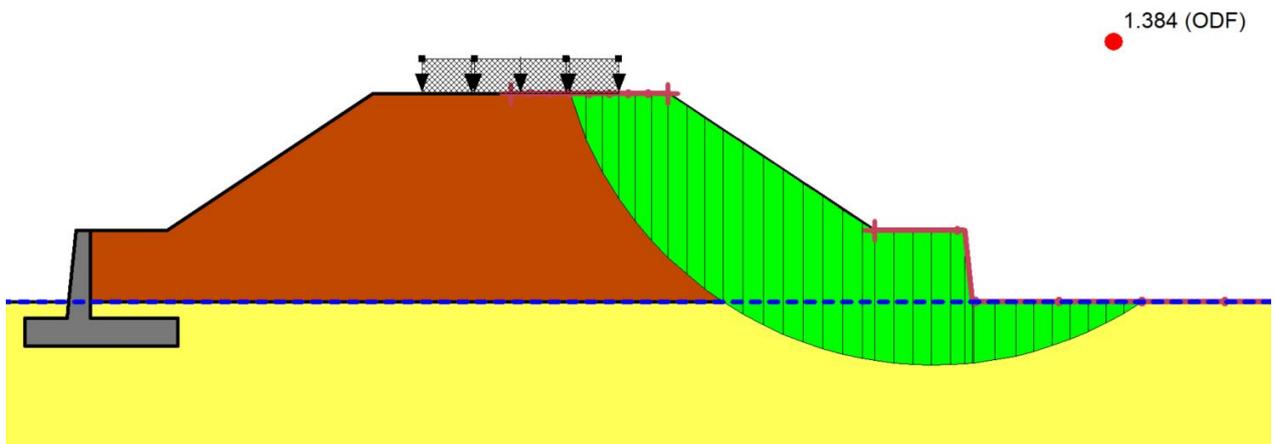


Figura 7-4: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+620 ($F_s \text{ min} = 1.38$)

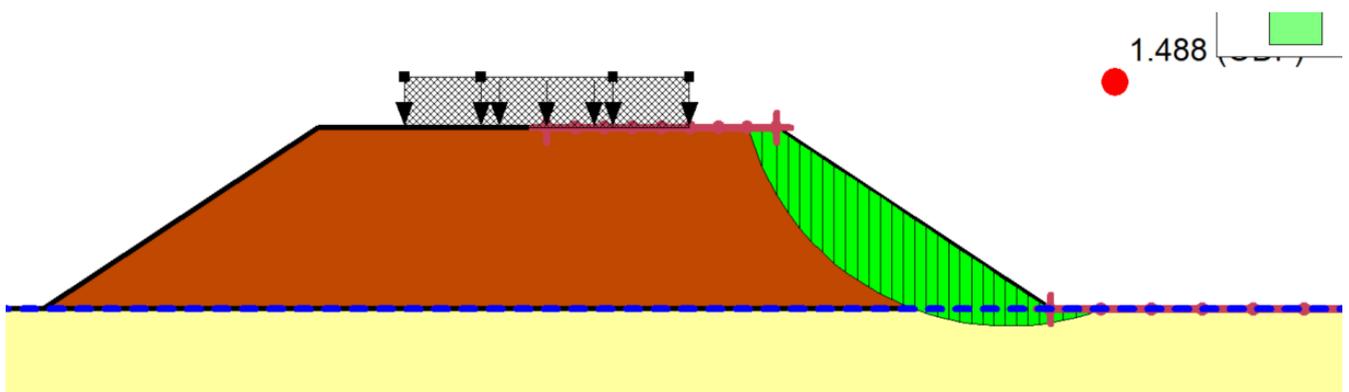


Figura 7-5: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+725 ($F_s \text{ min} = 1.48$)

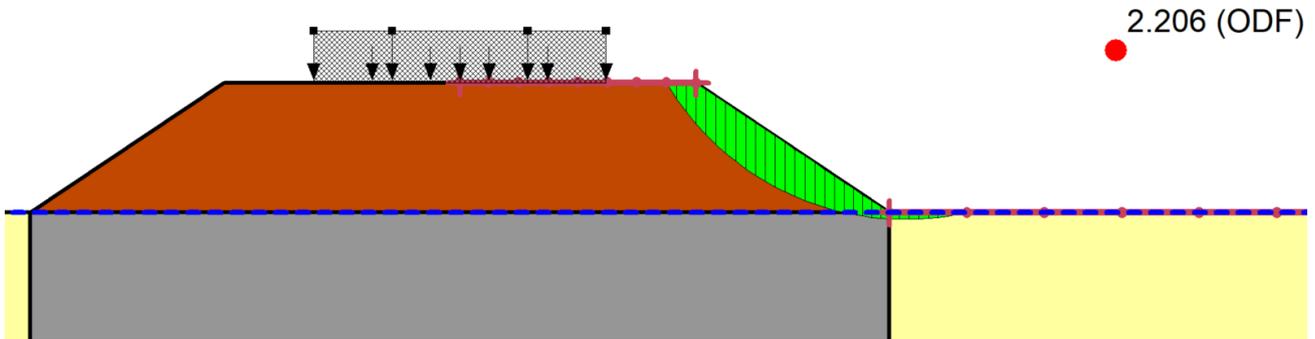


Figura 7-6: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+800 (Fs min =2.20)

Nella seguente tabella si riportano i fattori di sicurezza FS minimi ottenuti:

Tabella 7-1: Riepilogo FS_{MIN} – Condizioni drenate e statiche

Sezione di calcolo	FS _{MIN}
0+620	1.38
0+725	1.48
0+800	2.20

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$$

le verifiche di stabilità globale in campo statico e in condizione drenate risultano soddisfatte.

7.2 ANALISI IN CONDIZIONI STATICHE IN CONDIZIONI NON DRENATE

Nelle seguenti figure si riportano le potenziali superfici di scorrimento critiche ottenute in corrispondenza delle sezioni analizzate in campo statico e in condizioni non drenate.

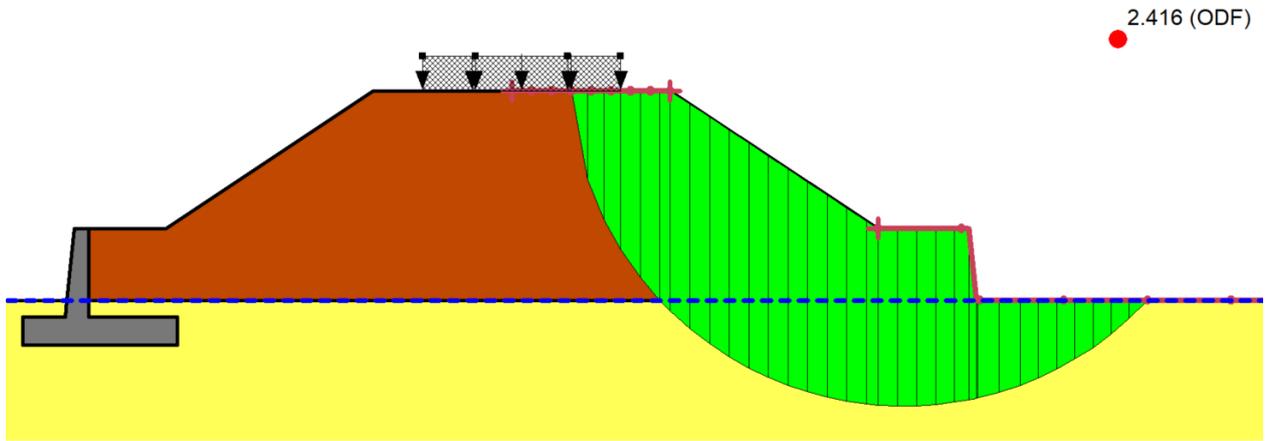


Figura 7-7: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+620 ($F_s \text{ min} = 2.42$)

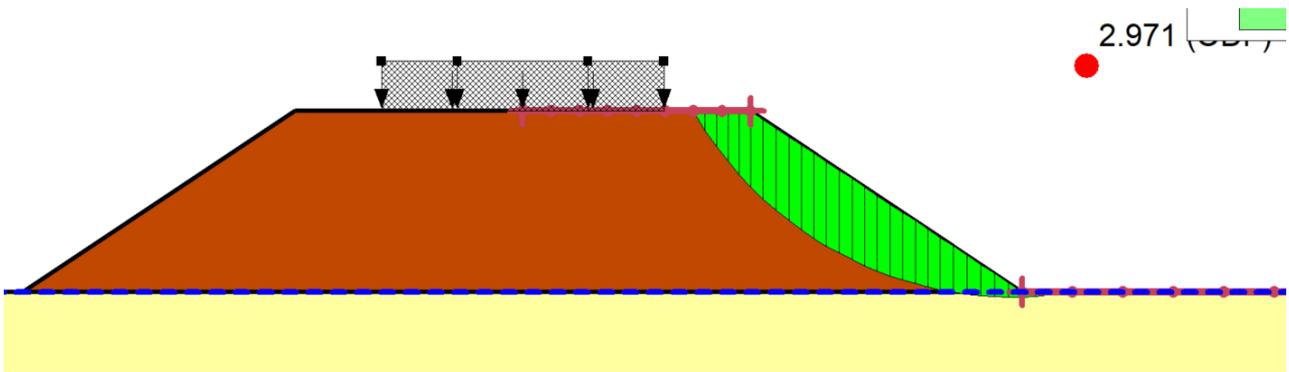


Figura 7-8: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+725 ($F_s \text{ min} = 2.97$)

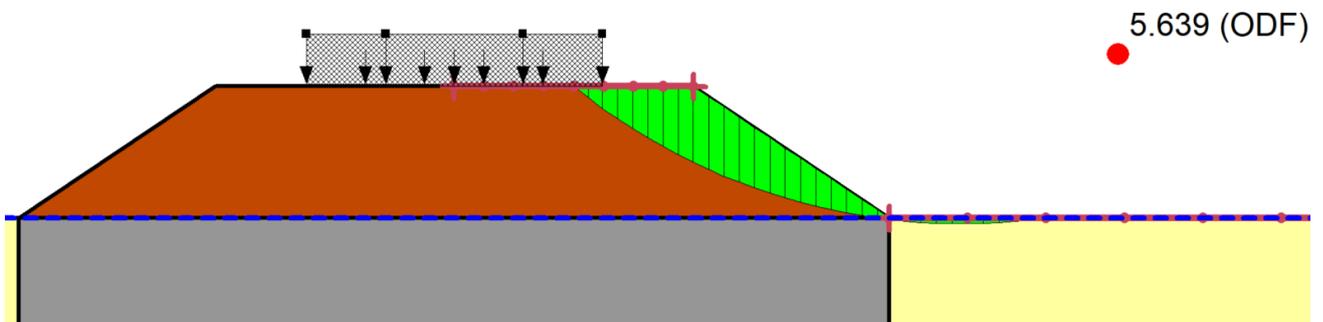


Figura 7-9: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+800 ($F_s \text{ min} = 5.63$)

Nella seguente tabella si riportano i fattori di sicurezza FS minimi ottenuti:

Tabella 7-2: Riepilogo FS_{MIN} – Condizioni non drenate e statiche

Sezione di calcolo	FS _{MIN}
0+620	2.42
0+725	2.97
0+800	5.63

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$$

le verifiche di stabilità globale in campo statico e in condizione non drenate risultano soddisfatte.

7.3 ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE IN CONDIZIONI DRENATE

Nelle seguenti figure si riportano le potenziali superfici di scorrimento critiche ottenute in corrispondenza delle sezioni analizzate in campo sismico e in condizioni drenate, considerando la direzione della forza d'inerzia verticale verso il basso (situazione più gravosa):

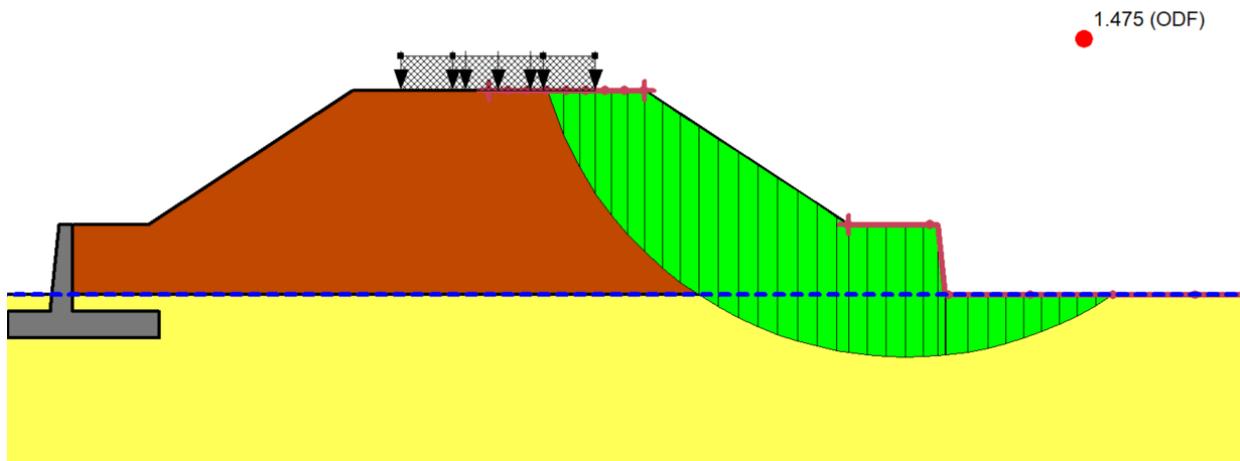


Figura 7-10: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+620 (Fs min =1.47)

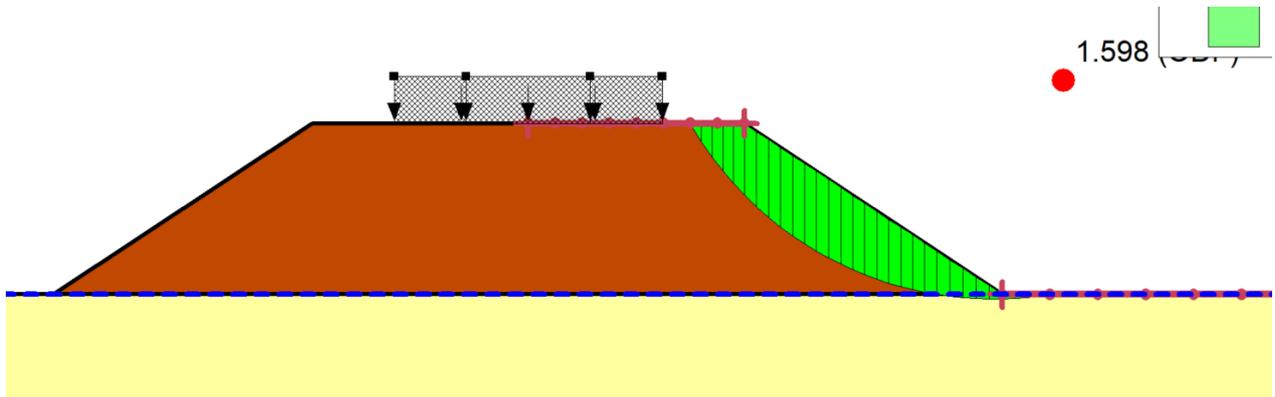


Figura 7-11: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+725 ($F_s \text{ min} = 1.59$)

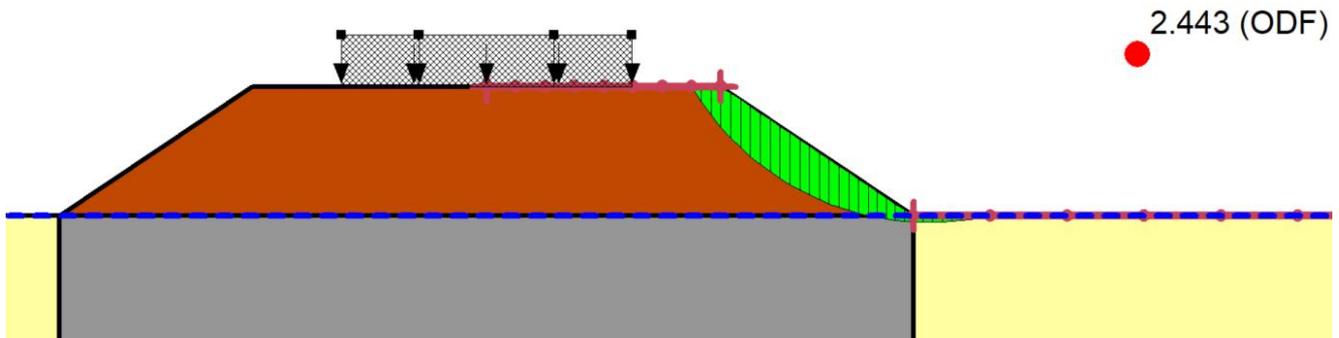


Figura 7-12: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+800 ($F_s \text{ min} = 2.44$)

Nella seguente tabella si riportano i fattori di sicurezza F_s minimi ottenuti:

Tabella 7-3: Riepilogo $F_{s\text{MIN}}$ – Condizioni drenate e sismiche

Sezione di calcolo	$F_{s\text{MIN}}$
0+620	1.47
0+725	1.59
0+800	2.44

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq R2 = 1.2$$

le verifiche di stabilità globale in campo sismico e in condizione drenate risultano soddisfatte.

7.4 ANALISI IN CONDIZIONI SISMICHE IN CONDIZIONI NON DRENATE

Nelle seguenti figure si riportano le potenziali superfici di scorrimento critiche ottenute in corrispondenza delle sezioni analizzate in campo sismico e in condizioni non drenate, considerando la direzione della forza d'inerzia verticale verso il basso (situazione più gravosa):

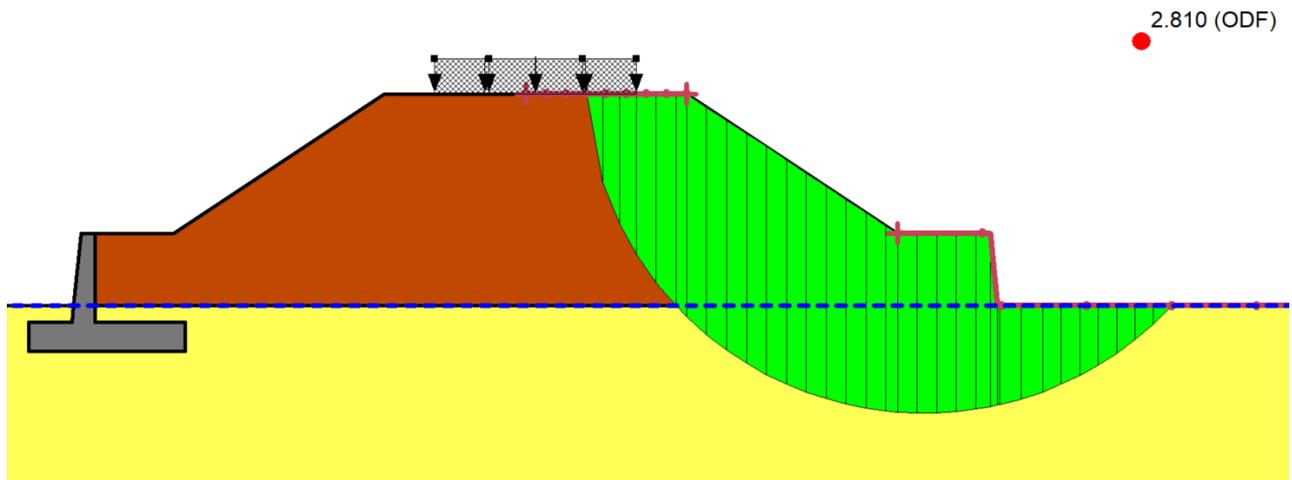


Figura 7-13: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+620 ($Fs_{min} = 2.81$)

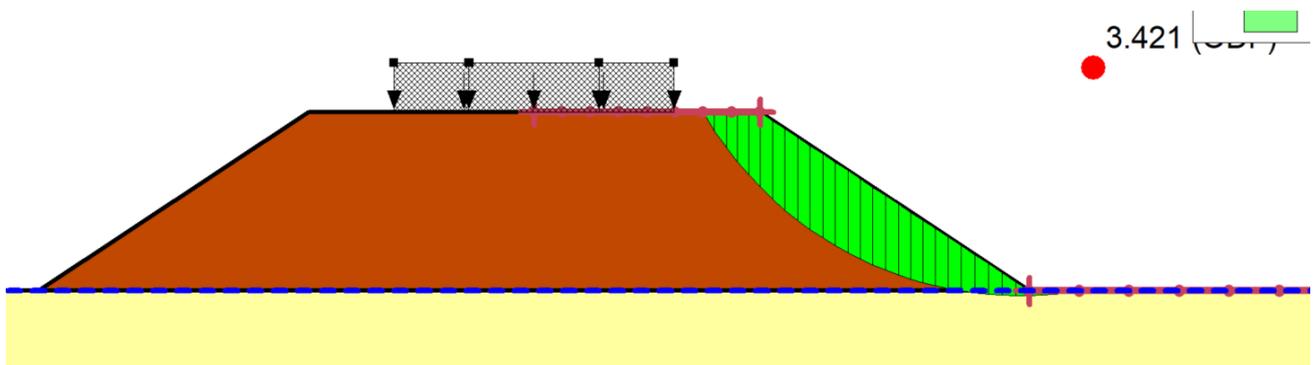


Figura 7-14: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+725 ($Fs_{min} = 3.42$)

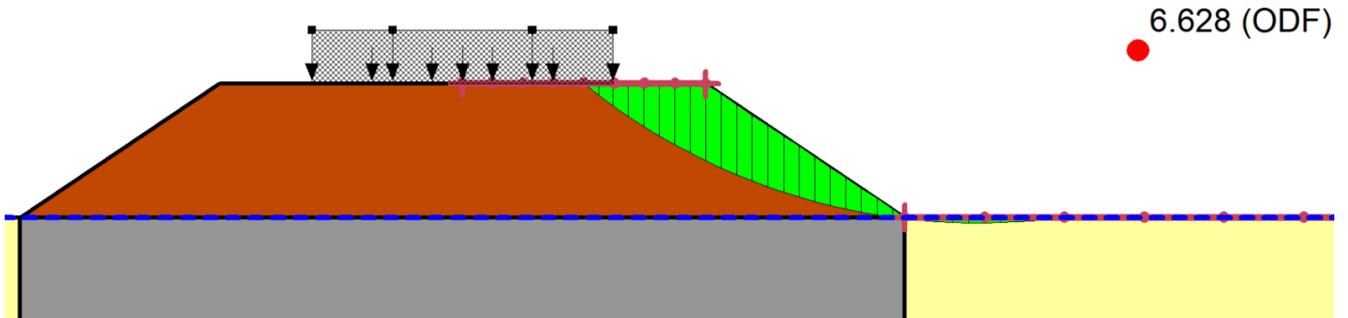


Figura 7-15: Potenziale superficie di scorrimento critica – pk 0+800 (Fs min =6.62)

Nella seguente tabella si riportano i fattori di sicurezza FS minimi ottenuti:

Tabella 7-4: Riepilogo FS_{MIN} – Condizioni non drenate e sismiche

Sezione di calcolo	FS _{MIN}
0+620	2.81
0+725	3.42
0+800	6.62

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq R2 = 1.2$$

le verifiche di stabilità globale in campo sismico e in condizione non drenate risultano soddisfatte.