

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI - OLBIA**

**VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA**

**GEOTECNICA**

Trincee ferroviarie - Relazione di calcolo

SCALA:

--

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

R
R
0
H
0
4
D
1
3
C
L
T
R
0
0
0
1
0
0
1
A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato - Data
A	Emissione Esecutiva	F.BIANCHI	15 MARZO 2018	A.CIAMPRELLA	15 MARZO 2018	T.PAZZETTI	15 MARZO 2018	

File: RR0H04D13CLRI0001001A.doc

n. Elab.:

289

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA.....</b>	<b>4</b>
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	4
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	4
2.3	SOFTWARE.....	5
<b>3</b>	<b>SISMICITA' .....</b>	<b>5</b>
3.1	CATEGORIA DI SUOLO.....	5
3.2	CATEGORIA TOPOGRAFICA .....	5
3.3	VITA NOMINALE .....	5
3.4	CLASSE D'USO .....	5
3.5	PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA.....	6
3.6	AZIONE SISMICA.....	6
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>7</b>
4.1	SEZIONE PK 0+700 .....	7
4.2	SEZIONE PK 3+975 .....	7
<b>5</b>	<b>TRINCEE DI LINEA.....</b>	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE.....</b>	<b>11</b>
6.1	COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....	11
6.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) .....	12
6.2.1	<i>Approccio progettuale</i> .....	13
<b>7</b>	<b>DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI.....</b>	<b>14</b>
7.1	CARICO PERMANENTE (G).....	14
7.2	CARICO ACCIDENTALE Q .....	14
7.3	AZIONE SISMICA AI FINI DELLA STABILITÀ .....	14

<b>8</b>	<b>CRITERI DI ANALISI</b> .....	<b>15</b>
8.1	ANALISI DI STABILITÀ.....	15
<b>9</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ</b> .....	<b>16</b>
9.1	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 0+700.....	16
9.1.1	<i>Definizione del modello e dei dati di input</i> .....	16
9.1.2	<i>Risultati delle verifiche</i> .....	17
9.2	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 3+975.....	21
9.2.1	<i>Definizione del modello e dei dati di input</i> .....	21
9.2.2	<i>Risultati delle verifiche</i> .....	22

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le analisi di stabilità le trincee ferroviarie del progetto definitivo della variante di Bonorva, nell'ambito dell'itinerario San Gavino – Sassari – Olbia.

Le verifiche di stabilità sono state condotte per le sezioni riportate in tabella che sintetizzano le situazioni più rappresentative, lungo la tratta ferroviaria in progetto, in termini di altezza e condizioni stratigrafiche.

**TABELLA 1: SEZIONI DI CALCOLO INDIVIDUATE.**

Sezione di riferimento		Tratta geotecnica di riferimento
Sezione pk 0+700	h=14.7 metri	Tratta 1
Sezione pk 3+975	h= 4.metri	Tratta 5

Per la descrizione dettagliata delle caratteristiche delle tratte geotecniche si rimanda ai documenti di riferimento elencati di seguito; una descrizione sintetica delle caratteristiche salienti è riportata al capitolo 4.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

### 2.1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- Ref. 1 RR0H 04 D 13 RB OC 0001 001 A - "Relazione geotecnica generale di linea delle opere all'aperto"
- Ref. 2 RR0H 04 D 13 F6 OC 0001 001 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 1 di 4"
- Ref. 3 RR0H 04 D 13 F6 OC 0001 002 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 2 di 4"
- Ref. 4 RR0H 04 D 13 F6 OC 0001 003 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 3 di 4"
- Ref. 5 RR0H 04 D 13 F6 OC 0001 004 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 4 di 4"

### 2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- Ref. 6 - Decreto Ministeriale del 14/01/2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04/02/2008, Supplemento Ordinario n.30.
- Ref. 7 - Circolare 01/02/2009, n.617 - Istruzione per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.
- Ref. 8 - DM 06/05/2008 - "Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Ref. 9 - RFI DTC SI MA IFS 001 A - "Manuale di progettazione delle opere civili"
- Ref. 10 - RFI DTC SI SP IFS 001 A - "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili"
- Ref. 11 - UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 - "Progettazione Geotecnica - Parte 1: Regole generali"

Ref. 12 - UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"

## 2.3 SOFTWARE

Ref. 13 - Slope\W della GEO-SLOPE International Ltd

Ref. 14 - Plaxis 2D - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Delft University of Technology & Plaxis bv, Olanda.

## 3 SISMICITA'

L'azione sismica è valutata in accordo alle NTC2008 di cui al Ref. 6 e al manuale RFI (Ref. 9).

### 3.1 CATEGORIA DI SUOLO

Nel caso in esame data la natura dei terreni essenzialmente litoidi (vedasi la relazione geotecnica Ref. 1) risulta un suolo di categoria A che il DM 2008 descrive come:

*"ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di VS,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m".*

### 3.2 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica, la morfologia dell'area può essere ricondotta ad una delle configurazioni semplici previste dalle NTC2008 (Ref. 6).

In generale nei tratti di tracciato allo scoperto può assumersi la categoria T1, "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ", con coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1.0$ .

### 3.3 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'opera viene classificata come "Altre opere nuove a velocità  $V < 250 \text{ km/h}$ ", secondo quanto riportato in Ref. 9 al §2.5.1.1.1. la vita nominale è pari a 75 anni.

### 3.4 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Ref. 9 al §2.5.1.1.2

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

L'opera appartiene alla classe d'uso II e pertanto il relativo coefficiente risulta pari a: 1,00

### 3.5 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che è ricavato, per ciascun tipo di opera, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , pertanto:

$$V_R = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni.}$$

### 3.6 AZIONE SISMICA

Nella tabella seguente si riassumono i parametri di base che caratterizzano l'azione sismica e la massima accelerazione al suolo per il tempo di ritorno di 712 anni.

- Vita nominale:  $V_N = 75$  anni
- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \times C_U = 75$  anni
- Categoria di suolo: A
- Categoria topografica: T1
- Stato limite da considerarsi: SLV
- Tempo di ritorno:  $T_R = 712$  anni
- Accelerazione massima:  $a_{max} = a_g = 0.0556$  g

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 4.1 SEZIONE PK 0+700

La trincea in oggetto ricade all'interno della Tratta geotecnica 1 (Ref. 1). Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento.

**TABELLA 2: STRATIGRAFIA E SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI – TRATTA 1.**

Tratta	Progressive da a		Indagine di riferimento	Unità	RQD [%]	Parametri per caratterizzazione con Criterio di Hook & Brown					Caratterizzazione ( $\sigma_3=0.15\text{MPa}$ per la formazione superficiale) ( $\sigma_3=0.60\text{MPa}$ per la formazione profonda)				Permeabilità k [m/s]
						GSI	$\sigma_{ci}$	$m_i$	D	Ei	$\gamma$	$\phi'$	$c'$	$E_m$	
						[%]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[MPa]	
1	0+000.00	1+275	S1	a	-	10	3	19	0.5	-	18	36	4	60	-
				IPD alt	76	62	7	13.5	0.5	4400	20	52	100	1300	8.27E-08
				IPD	95	81	7	13.5	0.5	5670	20	48	370	3400	8.34E-09

In questa tratta l'unità a (depositi di versante) è presente localmente con spessori di qualche metro, lo spessore di roccia (IPDalt) con caratteristiche meccaniche complessivamente inferiori rispetto alle porzioni più profonde è di circa 7.5 m e la falda è posizionata a molti metri di profondità.

### 4.2 SEZIONE PK 3+975

La trincea in oggetto ricade all'interno della Tratta geotecnica 5 (Ref. 1). Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento.

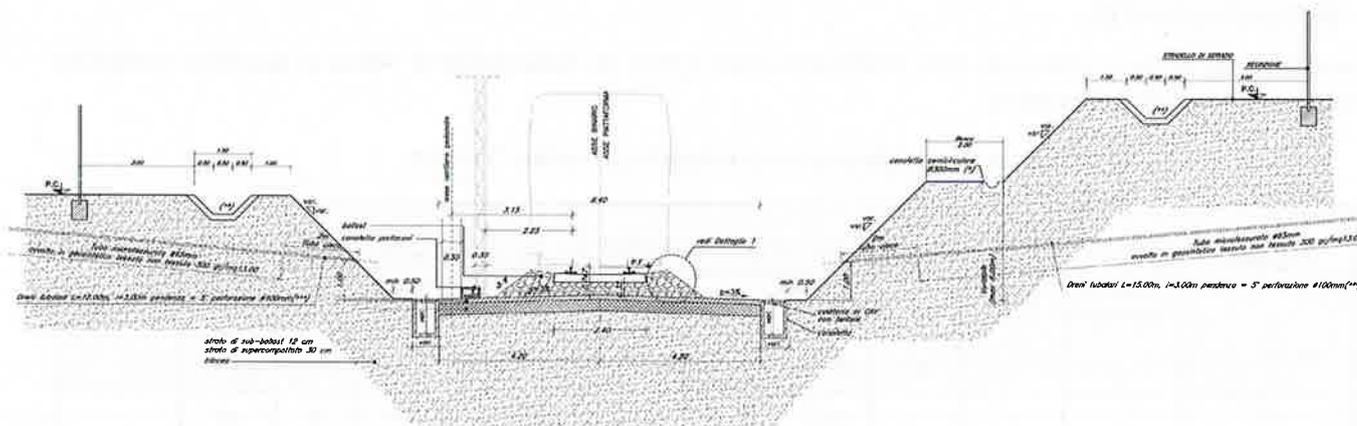
**TABELLA 3: STRATIGRAFIA E SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI – TRATTA 4.**

Tratta	Progressive da a		Indagine di riferimento	Unità	RQD [%]	Parametri per caratterizzazione con Criterio di Hook & Brown					Caratterizzazione ( $\sigma_3=0.15\text{MPa}$ per la formazione superficiale) ( $\sigma_3=0.60\text{MPa}$ per la formazione profonda)				Permeabilità k [m/s]
						GSI	$\sigma_{ci}$	$m_i$	D	Ei	$\gamma$	$\phi'$	$c'$	$E_m$	
						[%]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[MPa]	
5	3+850	4+500	S8	b	-	10	3	19	0.5	-	19	36	4	60	-
				IGR alt	83	67	16.2	12.6	0.5	2580	19	57	230	997	7.95E-08
				IGR	98	83	18.9	10.2	0.5	7960	19.5	51	980	4900	7.05E-09

In questa tratta l'unità b (Coltre eluvio-colluviale) è presente localmente con spessori di qualche metro, lo spessore di roccia (IGRalt) con caratteristiche meccaniche complessivamente inferiori rispetto alle porzioni più profonde è di circa 8.5 m. La falda è a profondità variabile lungo la tratta: in particolare in corrispondenza della sezione in esame risulta a circa 10.5 m da p.c.

## 5 TRINCEE DI LINEA

La sezione tipo ferroviaria in trincea è riportata nella seguente.



**FIGURA 1: SEZIONI TIPO IN TRINCEA**

Indipendentemente dalla tipologia di terreni, è prevista la realizzazione di una banca intermedia di larghezza minima 2.0 m per altezze di scavo superiori a 6 metri.

La pendenza delle scarpate di scavo è variabile in funzione delle caratteristiche dei terreni.

Per le trincee ricadenti in **terreni litoidi** la sezione tipo prevede:

- in corrispondenza della fascia più superficiale fortemente alterata e allentata di spessore massimo pari a 2.5 metri, una pendenza delle scarpate di scavo a pari a 1/1,
- a seguire in profondità, in corrispondenza della roccia intatta, una pendenza delle scarpate di scavo pari a 4/1.

Per le trincee ricadenti in **terreni sciolti** la sezione tipo prevede una pendenza delle scarpate di scavo a pari a 1/1

Gli interventi di protezione previsti sulle scarpate di scavo sono di seguito descritti:

### **Terreni sciolti**

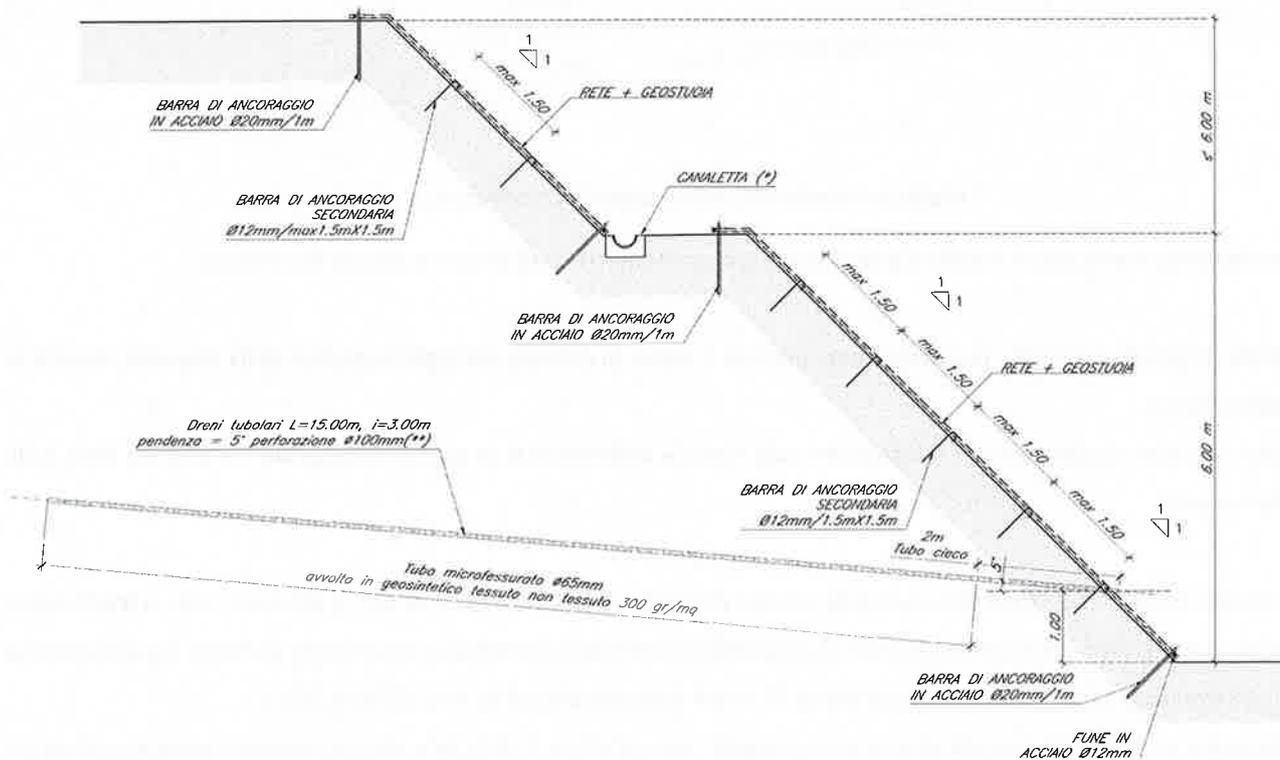
L'intervento di protezione delle scarpate in terreni sciolti prevede (pendenza 1/1) prevede un rivestimento con rete + biostuoia (Figura 2). Per l'ancoraggio del rivestimento sono previste in sommità e alla base della scarpata barre  $\phi=20$  mm di lunghezza 1.0 m e a interasse 1.0 m. Le barre sono collegate da una fune in acciaio  $\phi=12$  mm a cui è legata la rete a maglia esagonale. Lungo la scarpate sono previsti degli ancoraggi intermedi con barre  $\phi=12$  mm.

**Terreni litoidi .**

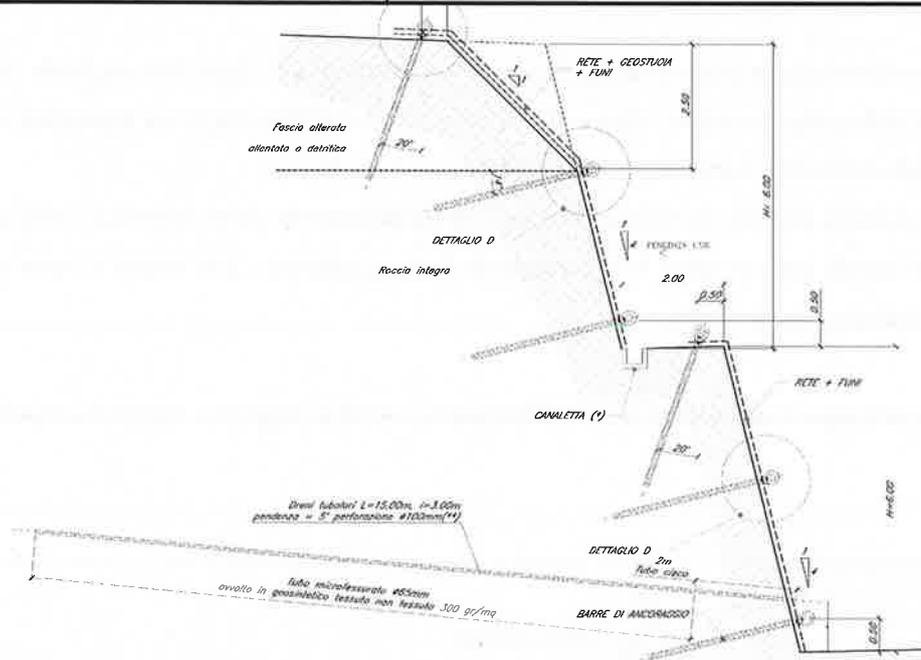
La profilatura tipo delle scarpate ricadenti in terreni litoidi è rappresentata in Figura 3 da cui risulta una pendenza di 4/1 ad esclusione della parte sommitale, da p.c. fino a circa -2.5 m di profondità, in cui la pendenza è ridotta a 1/1 per la presenza della fascia fortemente alterata e allentata .

L'intervento di protezione prevede un rivestimento con rete+biostuoia nella parte sommitale e solo rete nella parte sottostante. Sono inoltre previste barre di ancoraggio  $\phi = 24$  mm, lunghezza 3 m dotate in testa di un golfare di ancoraggio delle funi d'acciaio  $\phi = 12$  mm,

Quando l'altezza delle scarpate supera i 6.0 m sono previsti dreni suborizzontali di lunghezza 15.0 m e a interasse  $i = 3.0$  m.



**FIGURA 2: INTERVENTO DI PROTEZIONE DELLE SCARPATE 1/1**



**FIGURA 3: INTERVENTO DI PROTEZIONE DELLE SCARPATE 4/1**

Per quanto riguarda lo smaltimento delle acque piovane sono previsti (crf Sezioni tipo in trincea ferroviaria):

- fossi di guardia a monte, realizzati a non meno di 1 metro di distanza dal ciglio superiore della scarpata, rivestiti in calcestruzzo,
- una canaletta semicircolare o rettangolare sulle banche intermedie e canalette rettangolari sui due lati della sede ferroviaria.

Secondo quanto riportato nel "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili" di RFI, il terreno in situ, a fondo scavo della trincea, potrà essere utilizzato come piano di posa dello strato supercompattato unicamente se risulta appartenente ai gruppi A1, A3 (con coeff. di disunitormità maggiore di 7) o A2-4 della classificazione UNI 11531-1/2014.

Esso dovrà essere costipato in modo da ottenere una densità secca inferiore al 95% della densità massima ottenuta per quella terra con la prova di costipamento AASHTO modificata. Dopo la compattazione, il valore del modulo di deformazione Md del terreno, ottenuto da prove su piastra, dovrà essere non inferiore a 40 MPa, e, comunque, il terreno del piano di posa dovrà avere caratteristiche tali da garantire sulla sommità dello strato supercompattato un modulo non inferiore a 80 MPa.

Se il terreno in situ ha un modulo di deformazione, ottenuto dalle prove su piastra, inferiore a 20 MPa si dovrà effettuare la bonifica dello spessore non inferiore a 0,50 m; il relativo rinterro dovrà essere eseguito garantendo un modulo di deformazione non inferiore a 20 MPa per tutti gli strati che costituiscono la bonifica a meno della superficie di appoggio del supercompattato ove il valore minimo non dovrà essere inferiore a 40 MPa.

## 6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

### 6.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano le combinazioni delle azioni previste dalle NTC2008:

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili; utilizzata nella verifica a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

**TABELLA 4: COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU, ECCEZIONALI E SISMICA (TABELLA 5.2.V NTC 2008)**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno: altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

**TABELLA 5: COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE  $\Psi$  DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VI NTC 2008)**

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	FWk	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T <sub>k</sub>	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

**TABELLA 6: ULTERIORI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE  $\Psi$  DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VII NTC 2008)**

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti  $\Psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

## 6.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, ovvero:

$$E_d = E \left( \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

$$E_d = \gamma_E E \left( F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left( \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right),$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = \gamma_E E_k$ . Nella formulazione delle resistenze  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulle resistenze del sistema.

La verifica della suddetta condizione 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 diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito degli approcci previsti dalla normativa.

#### 6.2.1 Approccio progettuale

Le verifiche di stabilità sono state effettuate in accordo all'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2), adottando i coefficienti parziali  $\gamma_M$  della tabella seguente:

**TABELLA 7: COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

I coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze del sistema sono indicati nella tabella seguente che riporta la Tabella 6.8.I delle NTC.

**TABELLA 8: COEFFICIENTI PARZIALI DI RESISTENZA PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ**

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

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

	<p><b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p> <p><b>VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA</b></p> <p><b>VARIANTE BONORVA-TORRALBA</b></p>												
<p><b>Trincee ferroviarie - Relazione di calcolo</b></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RR0H</td> <td>04</td> <td>D 13 CL</td> <td>TR 00 01 001</td> <td>A</td> <td>14 di 23</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RR0H	04	D 13 CL	TR 00 01 001	A	14 di 23
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RR0H	04	D 13 CL	TR 00 01 001	A	14 di 23								

## 7 DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI

### 7.1 CARICO PERMANENTE (G)

Per il rilevato ferroviario compreso il sub-ballast si è assunto un peso di volume pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ .

Il ballast è stato modellato con un carico uniforme di entità pari a  $14.4 \text{ kPa}$ .

### 7.2 CARICO ACCIDENTALE Q

Il carico mobile sul binario è stato modellato con un carico distribuito di  $66.1 \text{ kPa}$  su una larghezza di  $2.6 \text{ m}$ .

### 7.3 AZIONE SISMICA AI FINI DELLA STABILITÀ

L'analisi delle condizioni di stabilità in condizioni sismiche viene eseguita mediante metodo pseudostatico in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente, costante nel tempo e nello spazio, proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile. In accordo alle NTC2008 (Ref. 6)

$$k_h = \beta \cdot a_{\max} / g = 0.20 \cdot 0.0556 = 0.01112$$

coefficiente sismico orizzontale;

$$k_v = k_h / 2 = 0.00556$$

coefficiente sismico verticale.

## **8 CRITERI DI ANALISI**

### **8.1 ANALISI DI STABILITÀ**

La valutazione dei fattori di sicurezza per la stabilità globale dell'opera è condotta mediante il modulo "Slope /W" del programma GeoStudio 2018 della GEO-SLOPE International.

Tale programma consente un'analisi di stabilità all'equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un'analisi di tipo pseudostatico, di tiranti di ancoraggio e di eventuali altri elementi di rinforzo (ad esempio geogriglie).

Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento; il criterio di rottura adottato è quello classico di Mohr - Coulomb.

La valutazione del coefficiente di sicurezza è effettuata per tentativi, generando un elevato numero di superfici mediante un algoritmo pseudo - casuale.

Il programma è in grado di compiere le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo differenti criteri; nel caso in esame l'analisi è stata sviluppata con superfici circolari adottando il metodo di Morgenstern-Price.

Le verifiche di stabilità sono soddisfatte se il coefficiente di sicurezza determinato dal programma per la superficie critica risulta:

$$FS \geq \gamma_R = 1.1.$$

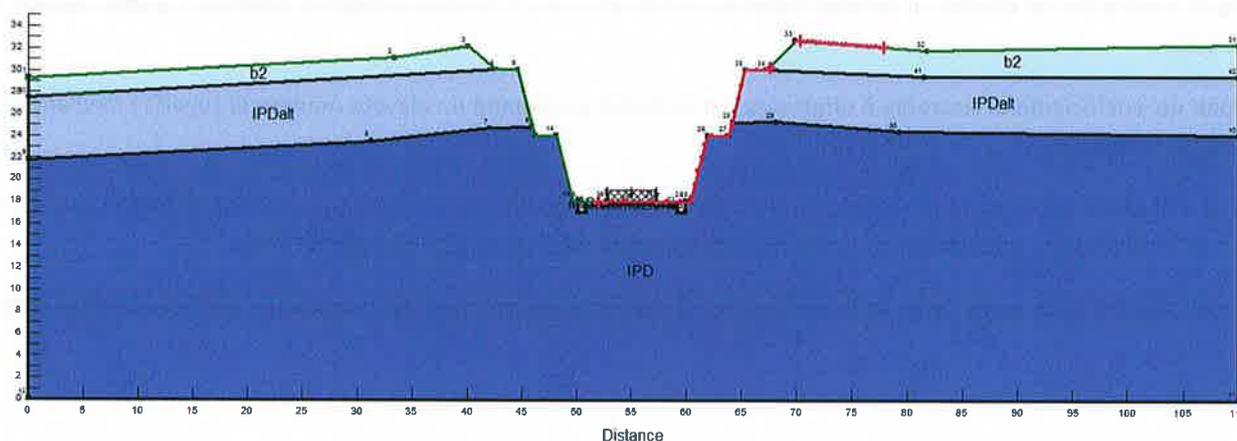
## 9 VERIFICHE DI STABILITÀ

### 9.1 SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 0+700

#### 9.1.1 Definizione del modello e dei dati di input

Nella seguente figura si riporta il modello di calcolo implementato nel software di calcolo relativo alla sezione dell'asse ferroviario in corrispondenza della pk 0+700. L'altezza di scavo complessiva è di circa 14.7 metri.

Sezione 0+700 - Sismica -  
 kh: 0.01112  
 kv: -0.00556



**FIGURA 4: MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO**

I parametri geotecnici di calcolo, presi in accordo con quanto riportato in Relazione Geotecnica (Ref. 1), sono riassunti nella seguente tabella.

**TABELLA 9: PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.**

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (kPa)	Phi° (°)
	b2	Mohr-Coulomb	19	4	36
	IPD	Mohr-Coulomb	20	370	48
	IPDalt	Mohr-Coulomb	20	100	52
	Sistemazione	Mohr-Coulomb	20	0	38

Da quanto risulta dallo studio geologico e dallo studio geotecnico la falda in tale tratta si posiziona a profondità maggiori di 20 metri da pc.

Si osserva che nelle analisi di stabilità non si è tenuto conto di alcun contributo dovuto a falde sospese che si potrebbero formare temporanee in seguito a intense precipitazioni, avendo previsto in progetto la predisposizione di microdreni atti a mantenere costantemente drenata la porzione di roccia più vicina al fondo scavo, sede di potenziale accumulo di acqua.

Nella seguente tabella si riassumono i carichi permanenti e variabili considerati nel calcolo in condizioni statiche ed in condizioni sismiche ed i relativi coefficienti parziali  $\gamma_F$  presi in accordo con quanto riportato in Tab. 5.2.V delle NTC2008 per la Combinazione A2+M2+R2.

**TABELLA 10: CARICHI AGENTI.**

		Tipo di carico	Entità del carico [kPa]	Coefficiente parziale $\gamma_F$
Statica	Ballast	Permanente favorevole	14.4	1.0
	Traffico ferroviario	Variabile favorevole	66.1	0.0
Sismica	Ballast	Permanente favorevole	14.4	1.0
	Traffico ferroviario	Variabile favorevole	66.1	0.0

### 9.1.2 Risultati delle verifiche

Nel seguito sono riportate le figure di output del programma di calcolo con riportati:

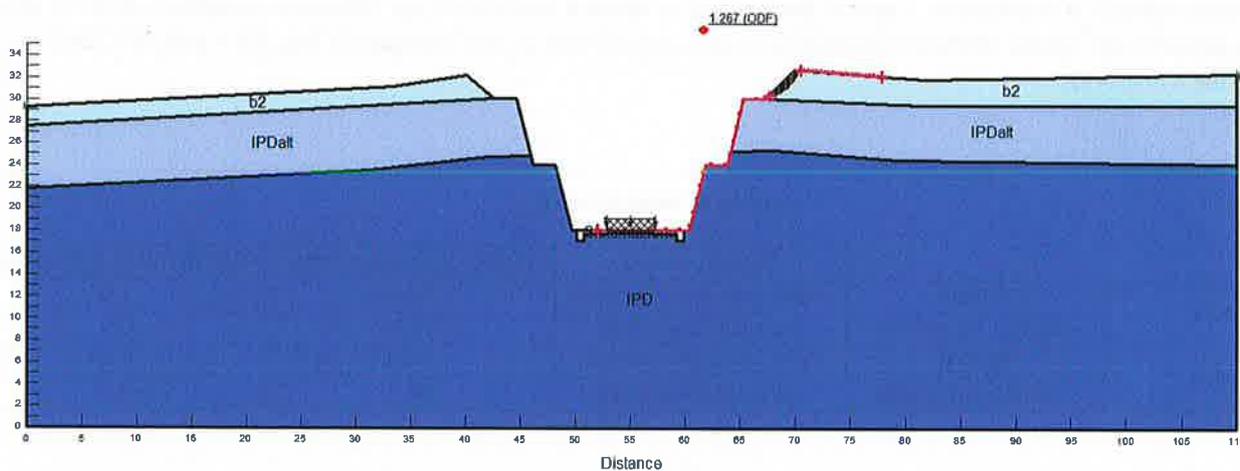
- il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità;
- i coefficienti sismici adottati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 7.3.

Dall'esame delle figure risulta che il fattore di sicurezza alla stabilità globale è sempre maggiore di quello minimo richiesto dalla norma:

$$FS \geq FS_{\min} = 1.1$$

Sezione 0+700 - Statica

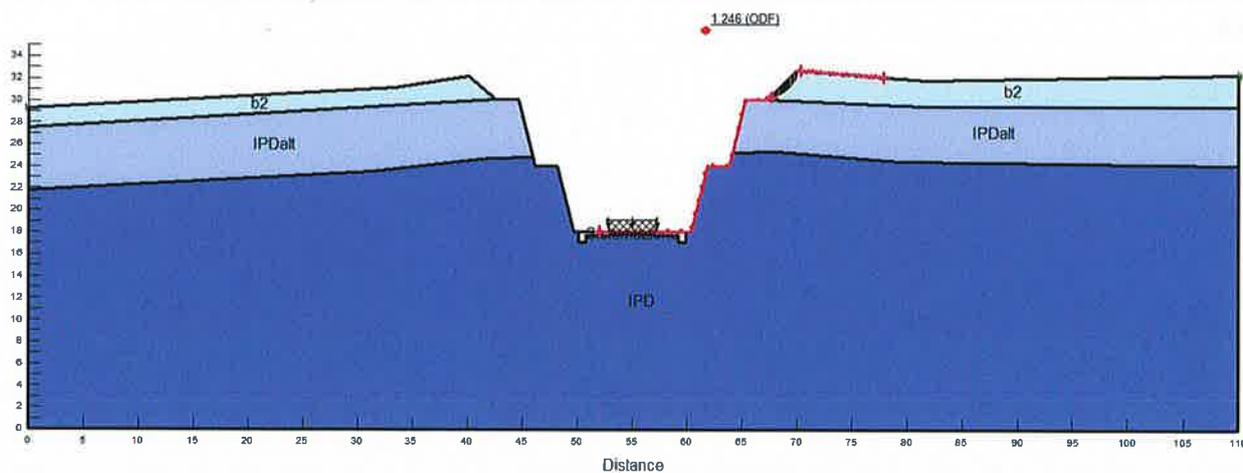
kh:  
kv:



**FIGURA 5: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE STATICA**

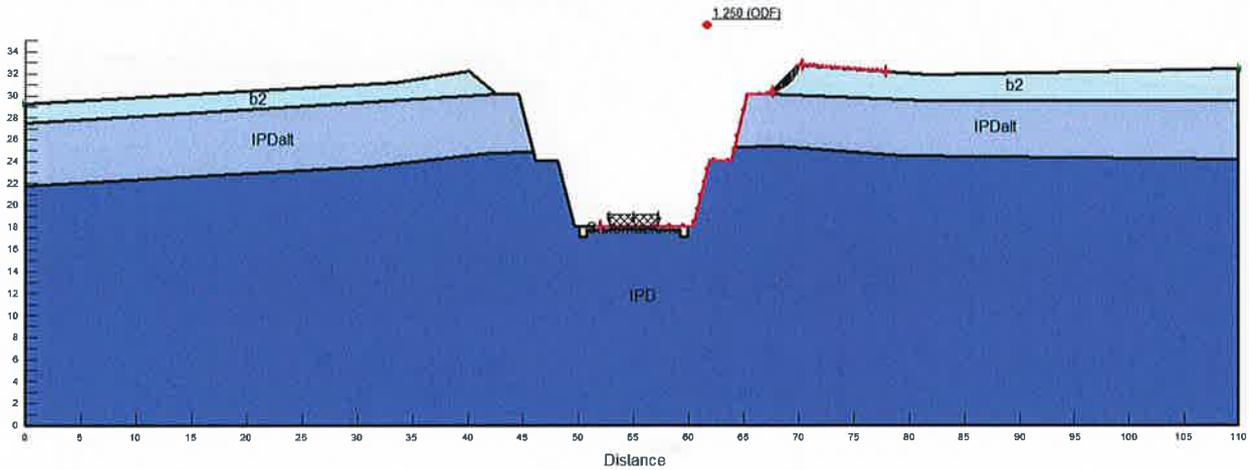
Sezione 0+700 - Sismica +

kh: 0.01112  
kv: 0.00556



**FIGURA 6: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE SISMICA +**

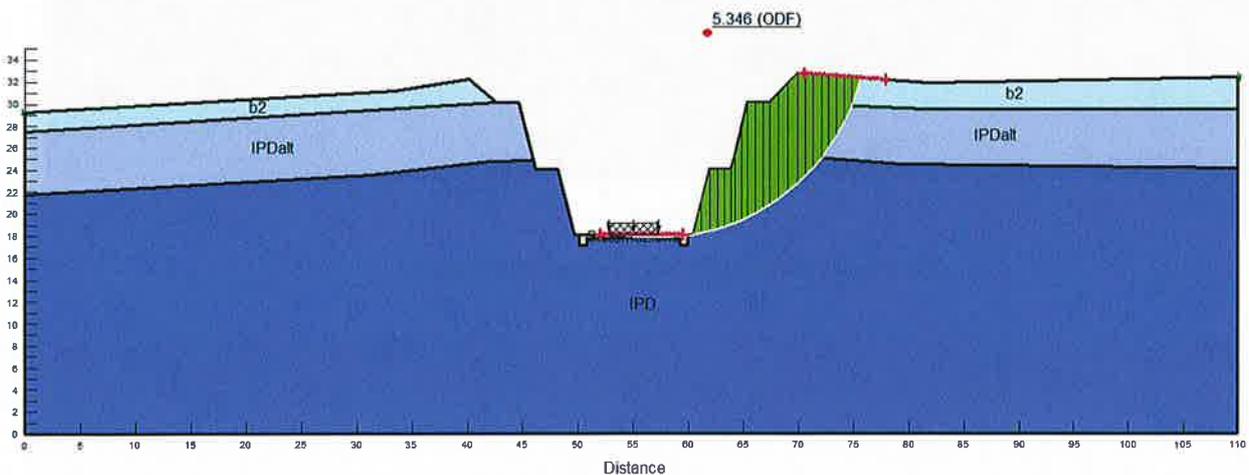
Sezione 0+700 - Sismica -  
kh: 0.01112  
kv: -0.00556



**FIGURA 7: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE SISMICA -**

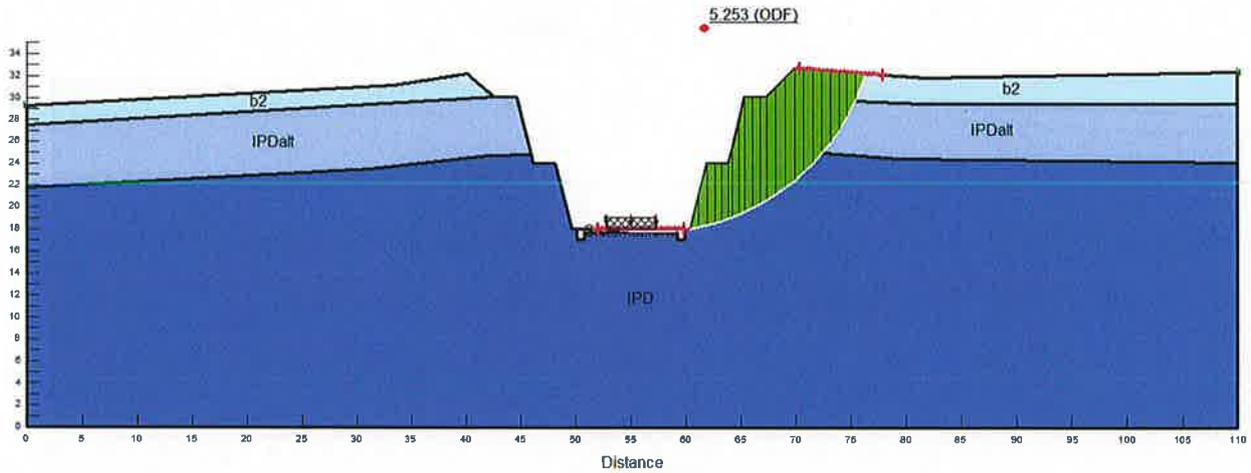
Si riporta nelle seguenti figure, sia per la condizione statica che per la condizione sismica, le verifiche di stabilità condotte considerando una superficie di scivolamento che coinvolge l'intera scarpata della trincea.

Sezione 0+700 - Statica  
kh:  
kv:



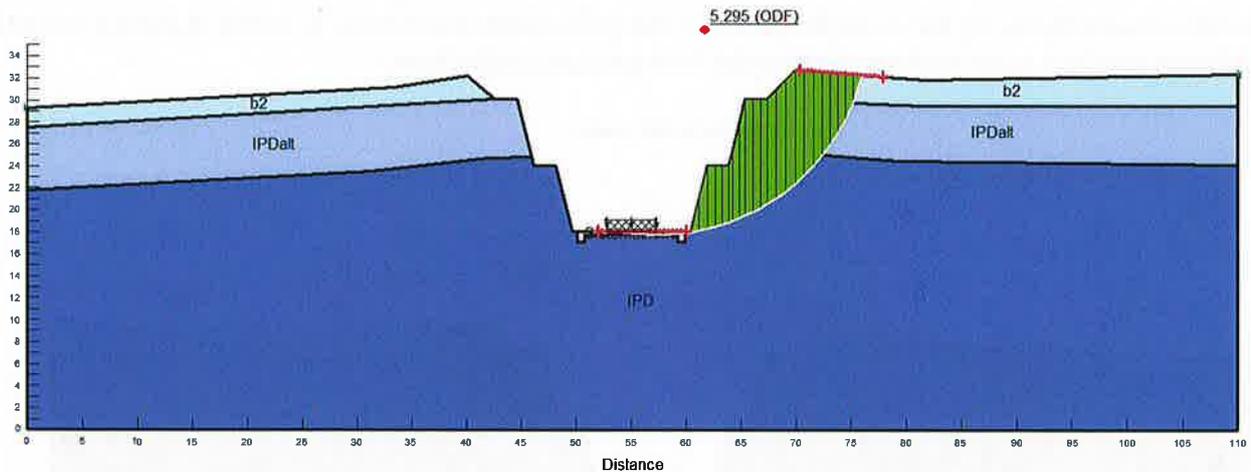
**FIGURA 8: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE STATICA**

Sezione 0+700 - Sismica +  
kh: 0.01112  
kv: 0.00566



**FIGURA 9: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA +**

Sezione 0+700 - Sismica -  
kh: 0.01112  
kv: -0.00566

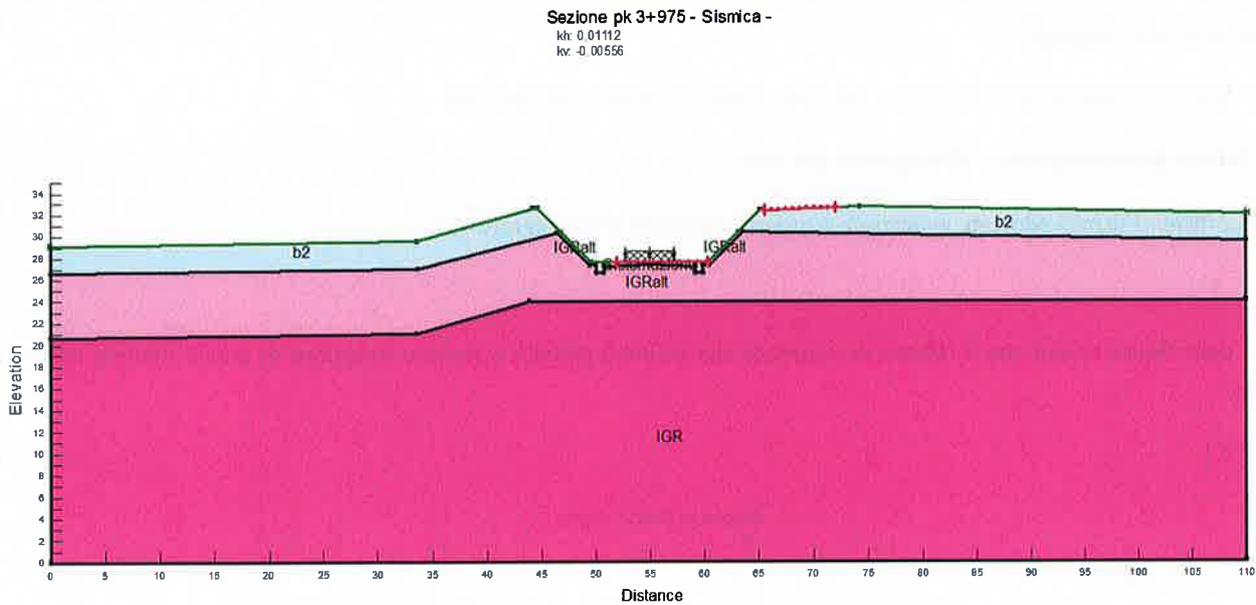


**FIGURA 10: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA -**

## 9.2 SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 3+975

### 9.2.1 Definizione del modello e dei dati di input

Nella seguente figura si riporta il modello di calcolo implementato nel software di calcolo relativo alla sezione dell'asse ferroviario in corrispondenza della pk 3+975. L'altezza di scavo complessiva è di circa 4.5 metri.



**FIGURA 11: MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO**

I parametri geotecnici di calcolo, presi in accordo con quanto riportato in Relazione Geotecnica (Ref. 1), sono riassunti nella seguente tabella.

**TABELLA 11: PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.**

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)
	b2	Mohr-Coulomb	19	4	35
	IGR	Mohr-Coulomb	19.5	980	51
	IGRait	Mohr-Coulomb	19	230	57
	Sistemazione	Mohr-Coulomb	20	0	38

Da quanto risulta dallo studio geologico e dallo studio geotecnico la falda è posizionata a circa 10.5 metri da piano campagna e pertanto non influenza le condizioni di stabilità della trincea

Nella seguente tabella si riassumono i carichi permanenti e variabili considerati nel calcolo in condizioni statiche ed in condizioni sismiche ed i relativi coefficienti parziali  $\gamma_F$  presi in accordo con quanto riportato in Tab. 5.2.V delle NTC2008 per la Combinazione A2+M2+R2.

**TABELLA 12: CARICHI AGENTI.**

**Trincee ferroviarie - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D 13 CL	TR 00 01 001	A	22 di 23

		Tipo di carico	Entità del carico [kPa]	Coefficiente parziale $\gamma_F$
Statica	Ballast	Permanente favorevole	14.4	1.0
	Traffico ferroviario	Variabile favorevole	66.1	0.0
Sismica	Ballast	Permanente favorevole	14.4	1.0
	Traffico ferroviario	Variabile favorevole	66.1	0.0

### 9.2.2 Risultati delle verifiche

Nel seguito sono riportate le figure di output del programma di calcolo con riportati:

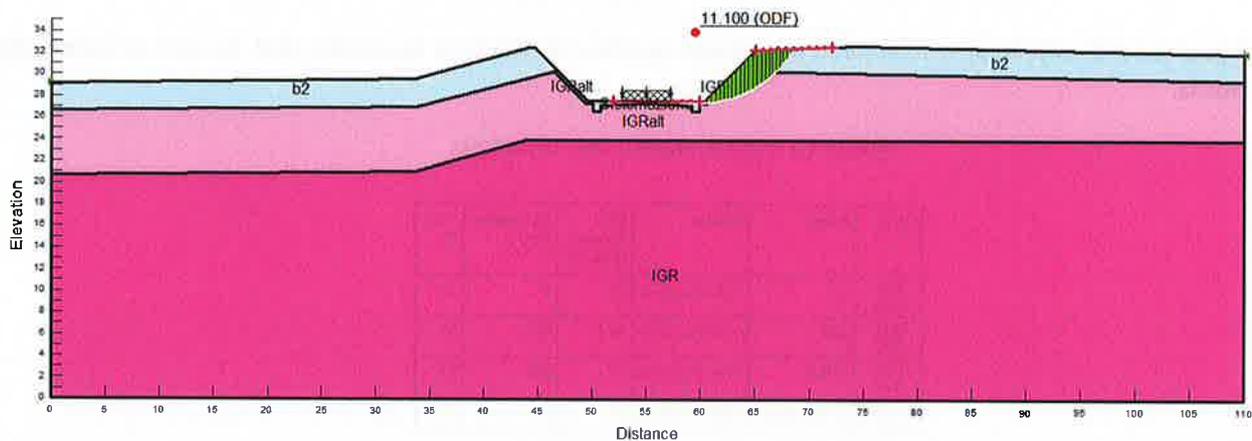
- il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità;
- i coefficienti sismici adottati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 7.3.

Dall'esame delle figure risulta che il fattore di sicurezza alla stabilità globale è sempre maggiore di quello minimo richiesto dalla norma:

$$FS \geq FS_{\min} = 1.1$$

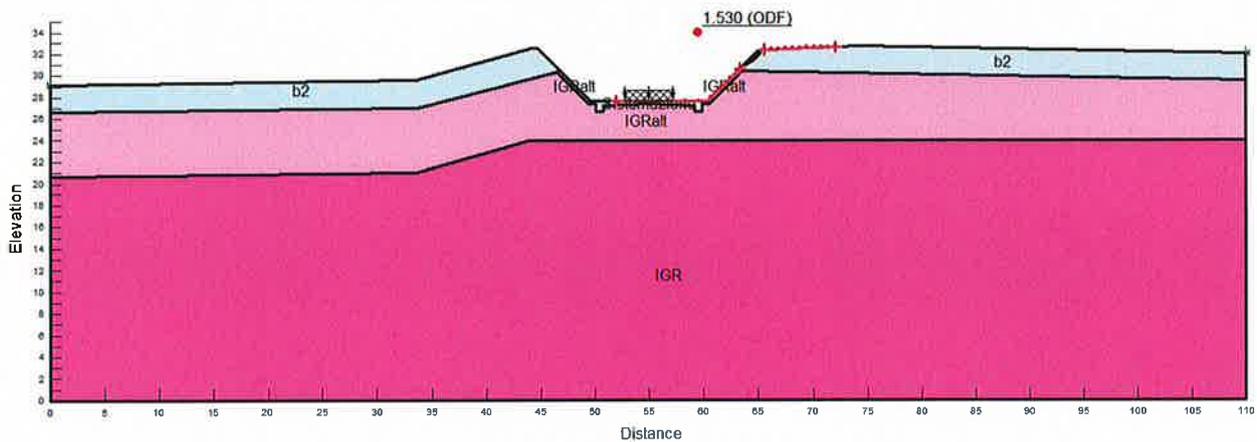
Sezione pk 3+975 - Statica

kh:  
kv:



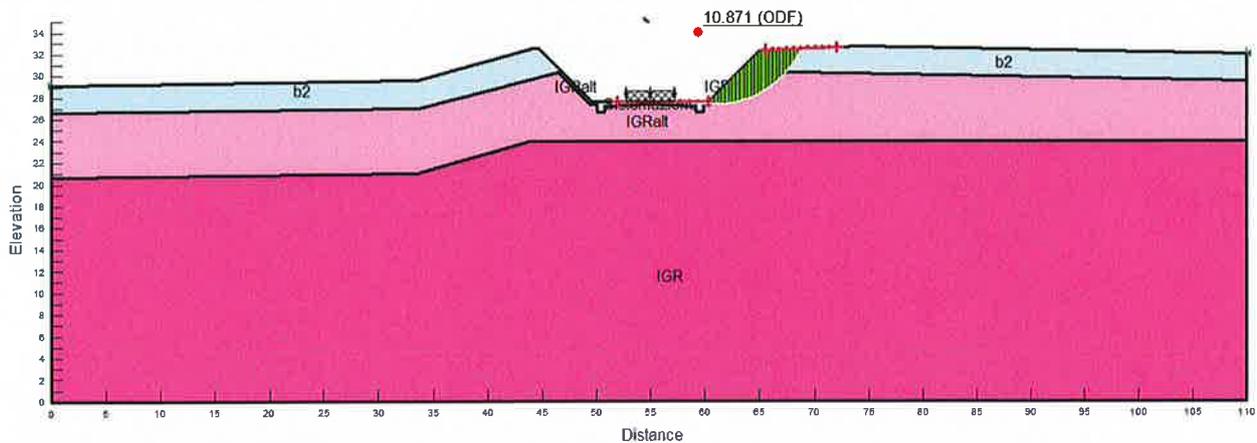
**FIGURA 12: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE STATICA**

Sezione pk 3+975 - Sismica +  
kh: 0.01112  
kr: 0.00556



**FIGURA 13: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA +**

Sezione pk 3+975 - Sismica -  
kh: 0.01112  
kr: -0.00556



**FIGURA 14: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA -**

