

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



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

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BAULADU

GEOTECNICA

Rilevati ferroviari - Relazione di calcolo (cedimenti e stabilità)

SCALA:

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

RR0H 01 D 13 CL RI0001 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.BIANCHI	15 MARZO 2018	ACIARRELLA	15 MARZO 2018	T.PAGLETTI	15 MARZO 2018	L.BERARDI 15 MARZO 2018

File: RR0H01D13CLRI0001001A.doc

n. Elab.:



INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA	4
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	4
2.3	SOFTWARE.....	5
3	SISMICITA'	5
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
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
4.1	SEZIONE PK 1+675	7
4.2	SEZIONE PK 7+600	7
5	RILEVATI DI LINEA	8
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE	10
6.1	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	10
6.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	11
6.2.1	<i>Approccio progettuale</i>	12
6.3	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	12
7	DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI	14
7.1	CARICO PERMANENTE (G).....	14
7.2	CARICO ACCIDENTALE Q	14

7.3	AZIONE SISMICA AI FINI DELLA STABILITÀ	14
8	CRITERI DI ANALISI	15
8.1	ANALISI DI STABILITÀ	15
8.2	ANALISI DEI CEDIMENTI	15
8.3	PARAMETRI DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ PER IL RILEVATO	15
9	VERIFICHE DI STABILITÀ	17
9.1	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 1+675.00	17
9.1.1	<i>Definizione del modello e dei dati di input</i>	17
9.1.2	<i>Risultati delle verifiche</i>	18
9.2	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 7+600	19
9.2.1	<i>Definizione del modello e dei dati di input</i>	19
9.2.2	<i>Risultati delle verifiche</i>	21
10	ANALISI DEI CEDIMENTI (SLE)	23
10.1	MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO	23
10.1.1	<i>Parametri geotecnici di input</i>	24
10.1.2	<i>Carichi agenti</i>	24
10.1.3	<i>Fasi di calcolo</i>	24
10.2	RISULTATI DELLE ANALISI	24

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le analisi effettuate per le verifiche di stabilità e la stima dei cedimenti per i rilevati ferroviari del progetto definitivo della variante di Bauladu, ricadente nell'itinerario ferroviario San Gavino – Sassari – Olbia.

Le sezioni analizzate ritenute rappresentative delle situazioni maggiormente critica in relazione all'altezza del rilevato e alle condizioni stratigrafiche locali sono localizzate alla progressiva 1+675, in approccio al viadotto VI01 e alla progressiva 7+600, in approccio al VI02. In corrispondenza di tale sezione i rilevati presentano un'altezza rispettivamente pari a 10.5 metri e 10.4 metri circa.

La sezioni oggetto di analisi ricadono rispettivamente nella tratta geotecnica 1 e nella tratta geotecnica 7: per la descrizione dettagliata dell'assetto stratigrafico e i valori a dei parametri geotecnici si rimanda ai documenti progettuali di riferimento sotto elencati.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

2.1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- Ref. 1 RR0H 01 D 13 RB OC 0001 001 A - "Relazione geotecnica generale di linea delle opere all'aperto"
- Ref. 2 RR0H 01 D 13 F6 OC 0001 001 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 1 di 4"
- Ref. 3 RR0H 01 D 13 F6 OC 0001 002 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 2 di 4"
- Ref. 4 RR0H 01 D 13 F6 OC 0001 003 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 3 di 4"
- Ref. 5 RR0H 01 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 Norma Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04/02/20018, 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 $V < 250$ 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 1+675

Il rilevato 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 1: STRATIGRAFIA E SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI – TRATTA 1.

Tratta	Progressive		Indagine di rif.	Unità	RQD [%]	Parametri per caratterizzazione con Criterio di Hook & Brown					Caratterizzazione ($\sigma_3=0.18\text{MPa}$ per la fascia superf.) ($\sigma_3=0.70\text{MPa}$ per la fascia profonda)				Permeabilità k [m/s]
	da	a				GSI [%]	σ_d [MPa]	m_i [-]	D [-]	EI [MPa]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E_m [MPa]	
1	0+000.00	2+075	S1	b2	-	10	3	19	0.5	-	19	36	4	60	-
				BStalt / AND alt	34	30	25	25	0.5	27300	23	53	78	1201	2.06E-07
				AND	75	60	25	25	0.5	27300	25	55	389	7422	6.88E-08

In questa tratta, l'unità b2 (**Coltri eluvio-colluviali**) è presente localmente con spessori di qualche metro, lo spessore di roccia (**BStalt/AND alt**) con caratteristiche meccaniche complessivamente inferiori rispetto alle porzioni più profonde è di circa 13.0 m e la falda è a profondità di circa 27.0 m da p.c.

4.2 SEZIONE PK 7+600

Il rilevato in oggetto ricade all'interno della Tratta geotecnica 7 (Ref. 1). Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento.

TABELLA 2: STRATIGRAFIA E SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI – TRATTA 7.

Tratta	Progressive		Indagine di rif.	Unità	RQD [%]	Parametri per caratterizzazione con Criterio di Hook & Brown					Caratterizzazione ($\sigma_3=0.18\text{MPa}$ per la fascia superf.) ($\sigma_3=0.70\text{MPa}$ per la fascia profonda)				Permeabilità k [m/s]
	da	a				GSI [%]	σ_d [MPa]	m_i [-]	D [-]	EI [MPa]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E_m [MPa]	
7	7+075	8+50	S10	a	-	10	3	19	0.5	-	18	36	4	60	-
				BStalt / AND alt	78	62	30	20	0.5	21400	24	63	266	6487	2.92E-07
				AND	64	51	21	25	0.5	25400	25	50	296	3983	2.20E-07

In questa tratta, le unità b2/a (**Coltri eluvio-colluviali/ Depositi di versante**) sono presenti localmente con spessore di qualche metro, lo spessore di roccia (**BStalt/AND alt**) con caratteristiche meccaniche complessivamente inferiori rispetto alle porzioni più profonde è di circa 9.0 m e la falda è a profondità di oltre 30 m da p.c.

3. BONIFICA DEL TERRENO

La bonifica del terreno dovrà essere eseguita ogni qualvolta nel corso dei lavori si dovessero trovare delle zone di terreno non idoneo e/o comunque non conforme alle specifiche di progetto.

La sostituzione del terreno dovrà essere eseguita secondo quanto riportato al p.to 1. Dopo la compattazione, il valore del modulo di deformazione Md del terreno, ottenuto da prove su piastra, dovrà essere non inferiore a 20 MPa. Dopo il costipamento lo strato in oggetto dovrà presentare una densità secca non inferiore al 95% della densità massima, ottenuta per quella terra, con la prova di costipamento AASHTO modificata.

4. ANTICAPILLARE

Il primo strato di rilevato, o strato anticapillare, posto al di sopra del piano di posa, dovrà avere uno spessore di 50 cm (materiale compattato) e dovrà essere costituito da materiali con funzione anticapillare.

La superficie sarà sagomata a "schiena d'asino" secondo le pendenze di progetto. Dopo la compattazione, il valore del modulo di deformazione Md del terreno, ottenuto da prove su piastra, dovrà essere non inferiore a 20 MPa.

Lo strato dell'anticapillare sarà avvolto da un telo di geotessile non tessuto avente peso non inferiore a 400 g/mq con valore della resistenza media a trazione non inferiore a 18 kN/m e resistenza minima pari a 16kN/m.

5. CORPO DEL RILEVATO

Nella formazione del corpo del rilevato dovranno essere innanzitutto impiegate le terre provenienti da scavi di sbancamento e di fondazione appartenenti ai gruppi A1, A2-A, A2-5, A2-6, A2-7, A3 e A4 di cui alla norma UNI 11531-1/2014, ed inoltre terre provenienti da cave di prestito appartenenti agli stessi gruppi. Il materiale impiegato per la formazione del corpo del rilevato dovrà essere steso in strati di spessore non superiore a 50 cm (materiale sciolto) per le terre dei gruppi A1, A2-4, e non superiore a 30 cm (materiale sciolto) per i materiali dei gruppi A2-5, A2-6, A2-7, A3 ed A4. Ogni strato dovrà essere costipato in modo da raggiungere in ogni punto la densità secca almeno pari al 95% della densità massima ottenuta per quella terra con la prova di costipamento AASHTO modificata prima di porre in opera un altro strato

La superficie sarà sagomata a "schiena d'asino" secondo le pendenze di progetto. Per ciascun strato del corpo del rilevato, il valore del modulo di deformazione mediante prova di carico su piastra dovrà risultare non inferiore a 20 MPa per le zone di rilevato a distanza inferiore a 1,00 m dai bordi dello stesso e a 40 MPa per la restante zona centrale.

6. SUPERCOMPATTATO

La superficie, costituente il piano di posa del sub-ballast, sia in rilevato che in trincea, sarà realizzata mediante formazione di uno strato compattato di spessore non inferiore a 30 cm (spessore finito) con terre di categoria A1, A2-4 e A3 (queste ultime se corrette con aggiunta di finopassante al setaccio 0.4 UNI). Dopo il costipamento, in ogni punto la densità secca dovrà essere inferiore al 98% della massima, ottenuta per quella terra, con la prova di costipamento AASHTO modificata. Inoltre, il modulo di deformazione Md non dovrà essere inferiore ad 80 MPa. La superficie di questo strato sarà sagomata a "schiena d'asino" con pendenza del 3%.

7. SUB-BALLAST

La realizzazione dello strato di sub-ballast è eseguita con conglomerato bituminoso avente spessore finito pari 0,12 m e modulo di deformazione Md misurato con prova di carico su piastra non inferiore a 200 MPa. La superficie del sub-ballast è sagomata a "schiena d'asino" con pendenza del 3%.

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 γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

TABELLA 3: COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU, ECCEZIONALI E SISMICA (TABELLA 5.2.V NTC 2008)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{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 ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_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 ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno: altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

TABELLA 4: COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VI NTC 2008)

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	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 ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

TABELLA 5: ULTERIORI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VII NTC 2008)

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	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 Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

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

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 $\gamma_E = \gamma_{fr}$, 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/γ_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 γ_R che opera direttamente sulle resistenza 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 γ_M della tabella seguente:

TABELLA 6: COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

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

TABELLA 7: 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
γ_R	1.1

6.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi con i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali, che i cedimenti dell'opera in esame e del terreno circostante sono compatibili con la funzionalità della struttura e con la sicurezza. Sono stati valutati i cedimenti e verificata la compatibilità con i limiti riportati dal "Manuale di progettazione delle opere civili" RFI per i carichi dovuti a pesi propri e permanenti portati.

In accordo con quanto riportato nel manuale citato sono considerati accettabili i seguenti cedimenti:

- il cedimento residuo, a far data dal completamento del piano di posa del ballast (compreso l'eventuale strato di sub ballast), non deve essere superiore al 10% del cedimento teorico totale;
- il cedimento residuo, a far data dal completamento del piano di posa del ballast (compreso l'eventuale strato di sub ballast), non deve essere superiore a 5 cm.

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 kN/m^3 .

Il ballast è stato modellato con un carico uniforme di entità pari a 14.4 kPa .

7.2 CARICO ACCIDENTALE Q

Il carico mobile sul binario è stato modellato con un carico distribuito di 66.1 kPa su una larghezza di 2.6 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:

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

8.2 ANALISI DEI CEDIMENTI

Per l'analisi FEM dell'interazione terreno-rilevato finalizzata alla stima dei cedimenti è stata utilizzato il software Plaxis 2D in cui si è considerato un comportamento elastico dei terreni che quindi sono stati caratterizzati con i moduli di compressibilità da caratterizzazione geotecnica. Data la natura litoide dei terreni di fondazione i cedimenti sono immediati per cui i cedimenti di consolidazione sono da considerarsi nulli.

8.3 PARAMETRI DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ PER IL RILEVATO

Per il rilevato compreso lo strato supercompattato sono stati assunti nelle analisi i parametri riportati nel prospetto seguente, mentre per il terreno quelli derivanti dalla caratterizzazione geotecnica in base alla tratta di appartenenza.

TABELLA 8: PARAMETRI DI RIFERIMENTO PER IL RILEVATO

	Peso di volume γ (kPa)	Angolo di resistenza al taglio φ' (°)	Coesione drenata c' (kPa)	Modulo di compressibilità E' (MPa)
Rilevato	20	38	0	30



PROGETTO DEFINITIVO

**VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA
VARIANTE BAULADU**

**Rilevati ferroviari - Relazione di calcolo
(cedimenti e stabilità)**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	RI 00 01 001	A	16 di 26

9 VERIFICHE DI STABILITÀ

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità condotte in accordo con quanto riportato al §8.1.

9.1 SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 1+675.00

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 1+675.00.

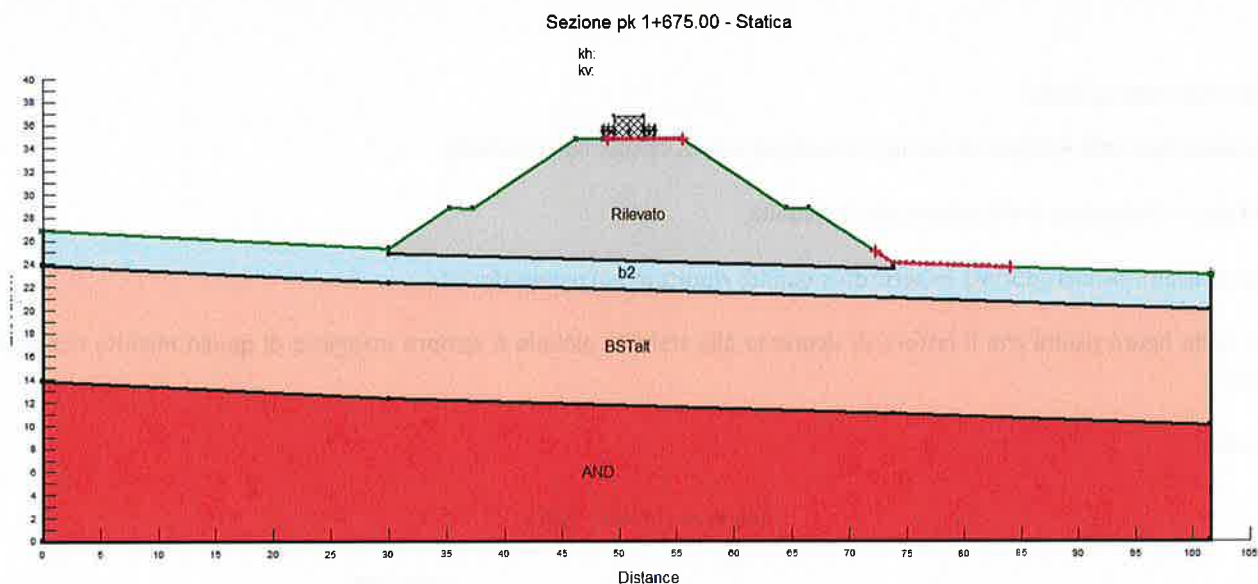


FIGURA 1: MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO

I parametri geotecnici di calcolo, presi in accordo con quanto riportato in Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto (Ref. 1) e sinteticamente descritto al cap. 4, sono riportati nella seguente tabella.

TABELLA 9: PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)
	AND	Mohr-Coulomb	25	389	55
	b2	Mohr-Coulomb	19	4	36
	BSTalt	Mohr-Coulomb	23	78	53
	Rilevato	Mohr-Coulomb	20	0	38

La falda è stata considerata ininfluenza ai fini del calcolo, pertanto è stata trascurata.

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 γ_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 γ_F
Statica	Ballast	Permanente sfavorevole	14.4	1.3
	Traffico ferroviario	Variabile sfavorevole	66.1	1.25
Sismica	Ballast	Permanente sfavorevole	14.4	1.0
	Traffico ferroviario	Variabile sfavorevole	66.1	0.2

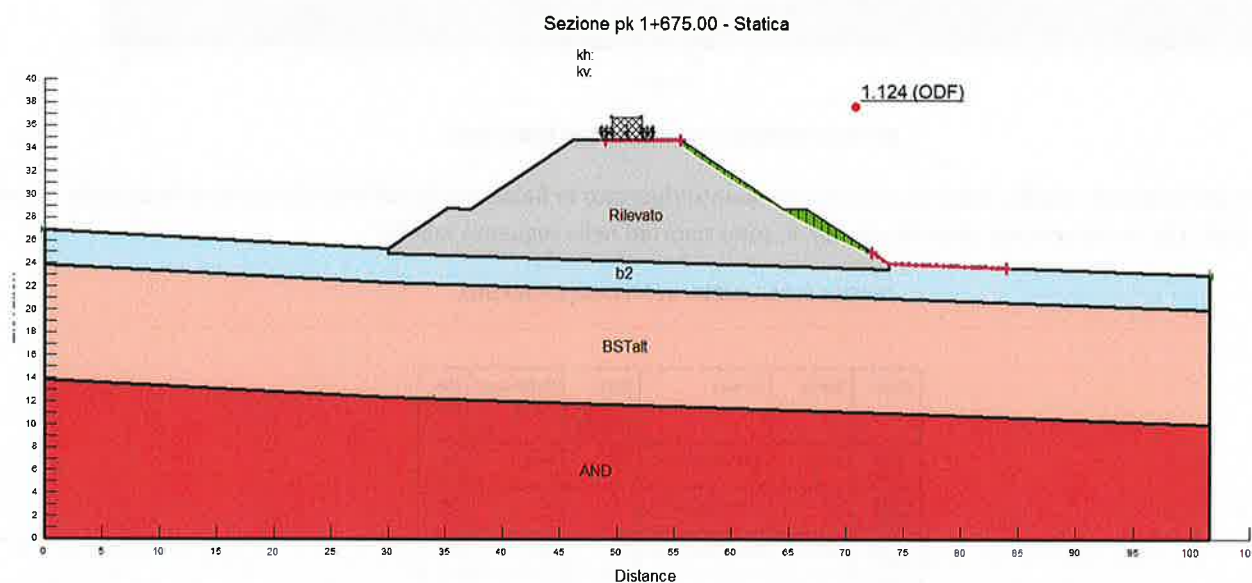
9.1.2 Risultati delle verifiche

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:

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


FIGURA 2: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE STATICA

Sezione pk 1+675,00 - Sismica +

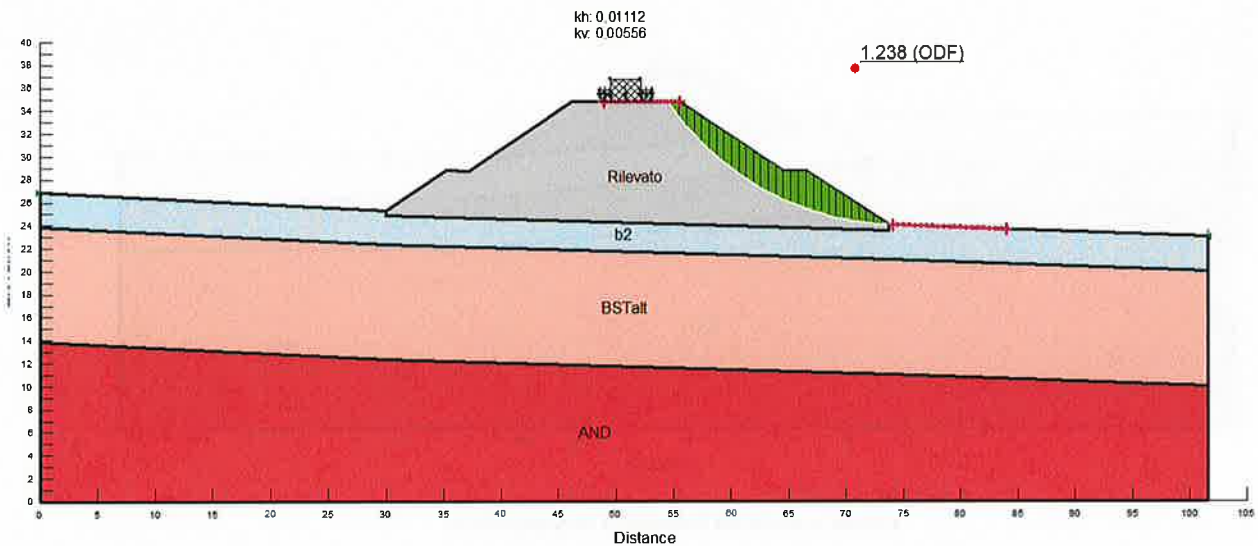


FIGURA 3: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA +

Sezione pk 1+675,00 - Sismica -

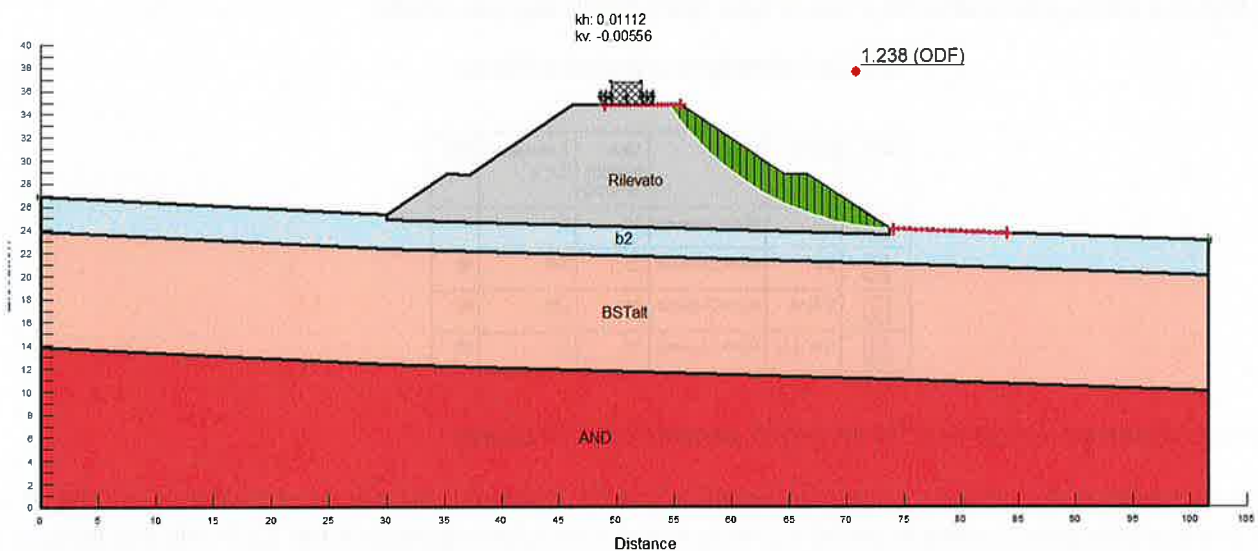
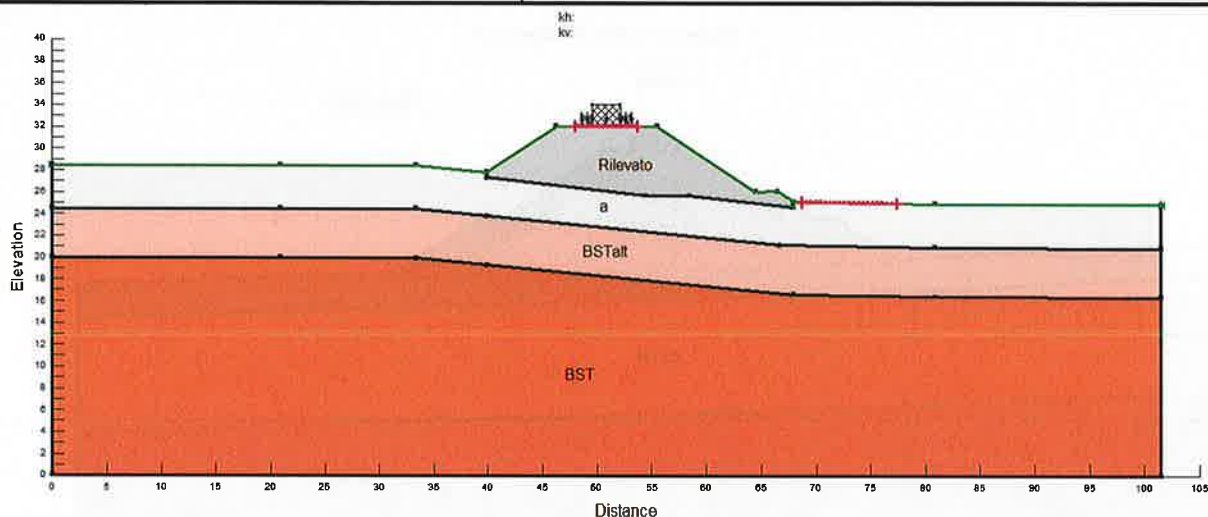


FIGURA 4: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA -

9.2 SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 7+600





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 7+600.


FIGURA 5: MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO

I parametri geotecnici di calcolo, presi in accordo con quanto riportato in Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto (Ref. 1) e sinteticamente descritto al cap. 4, sono riportati nella seguente tabella.

TABELLA 11: PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)
	a	Mohr-Coulomb	19	4	38
	BST	Mohr-Coulomb	25	298	50
	BSTalt	Mohr-Coulomb	24	268	63
	Rileva b	Mohr-Coulomb	20	0	38

La falda è stata considerata ininfluente ai fini del calcolo, pertanto è stata trascurata.

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 γ_F presi in accordo con quanto riportato in Tab. 5.2.V delle NTC2008 per la Combinazione A2+M2+R2.

TABELLA 12: CARICHI AGENTI.

		Tipo di carico	Entità del carico [kPa]	Coefficiente parziale γ_F
Statica	Ballast	Permanente sfavorevole	14.4	1.3
	Traffico ferroviario	Variabile sfavorevole	66.1	1.25
Sismica	Ballast	Permanente sfavorevole	14.4	1.0
	Traffico ferroviario	Variabile sfavorevole	66.1	0.2

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:

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

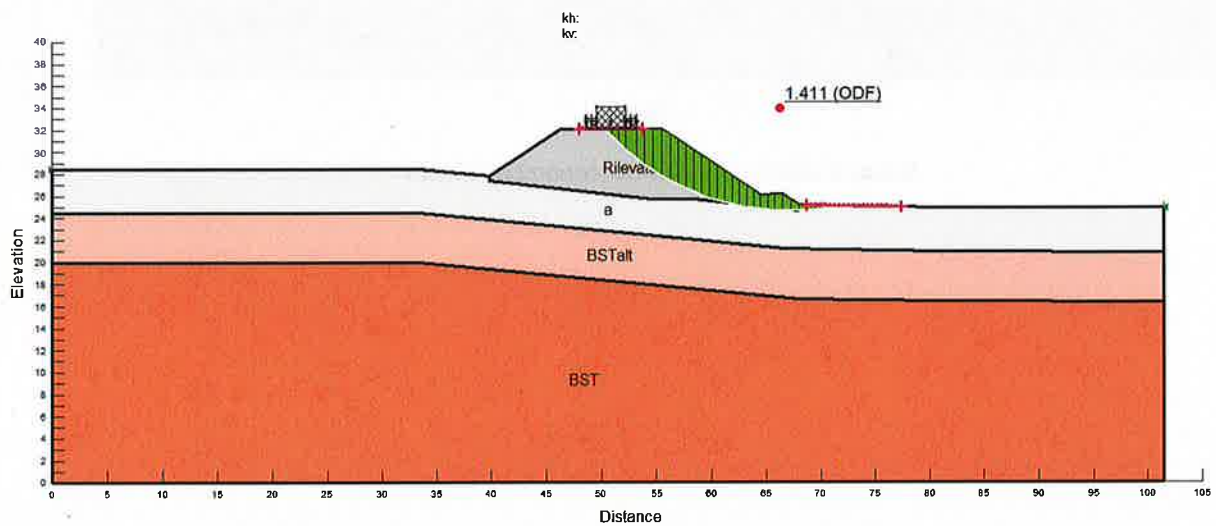


FIGURA 6: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE STATICA

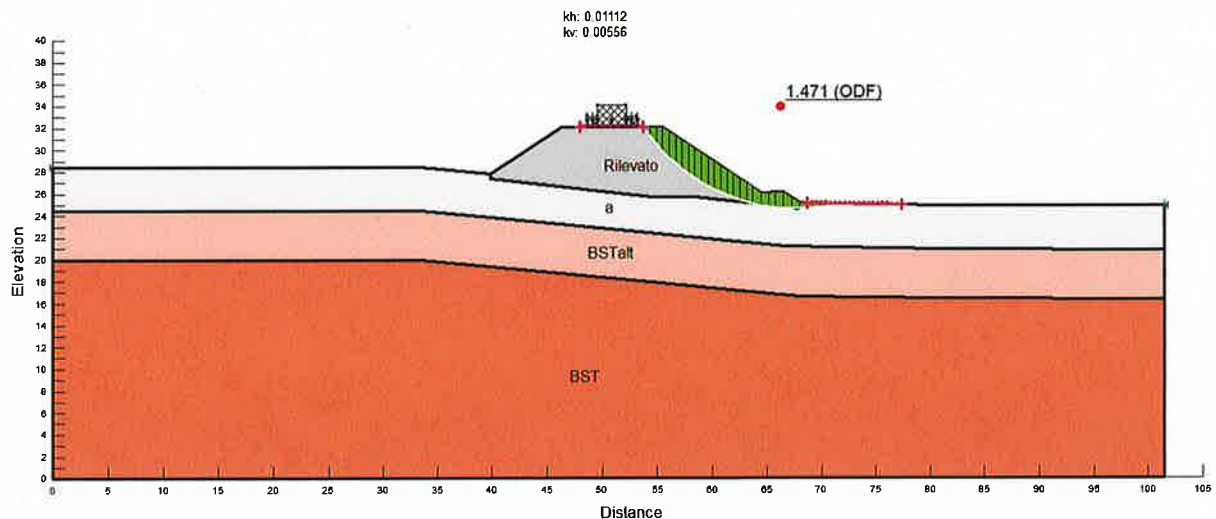


FIGURA 7: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA +

**Rilevati ferroviari - Relazione di calcolo
(cedimenti e stabilità)**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D 13 CL	RI 00 01 001	A	22 di 26

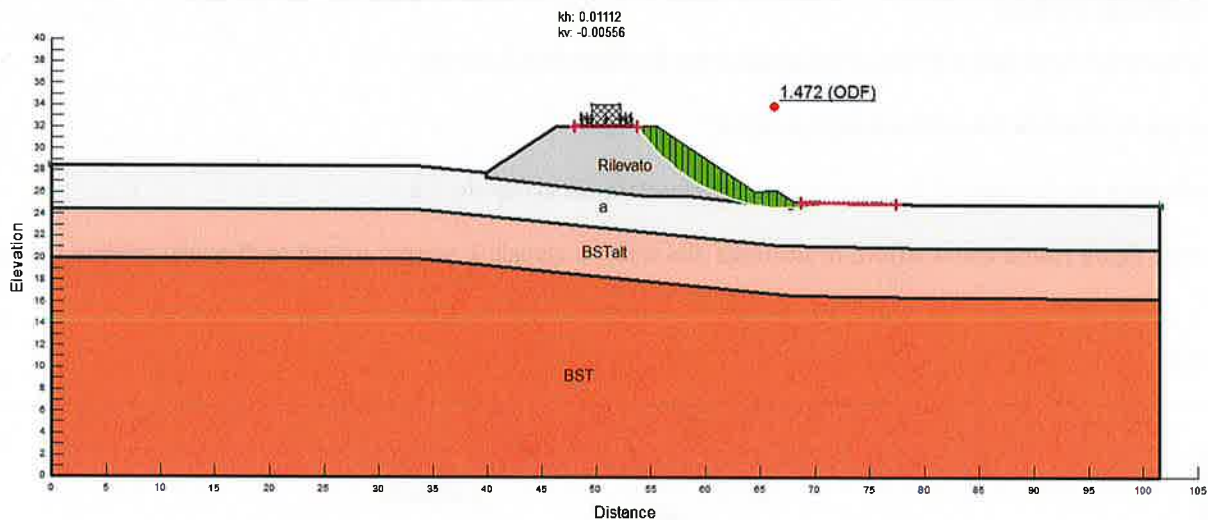


FIGURA 8: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE SISMICA -

10 ANALISI DEI CEDIMENTI (SLE)

Di seguito si riporta l'analisi dei cedimenti condotta in accordo con quanto riportato al §8.2. In particolare, lungo la tratta ferroviaria in esame si è ritenuta significativa per la valutazione dei cedimenti la sezione alla pk 1+675, presentando altezza maggiore.

10.1 MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato con una modellazione FEM utilizzando il software PLAXIS 2D. Il modello è stato sviluppato per una condizione geometrica, meccanica, fisica e di carico in stato piano di deformazione.

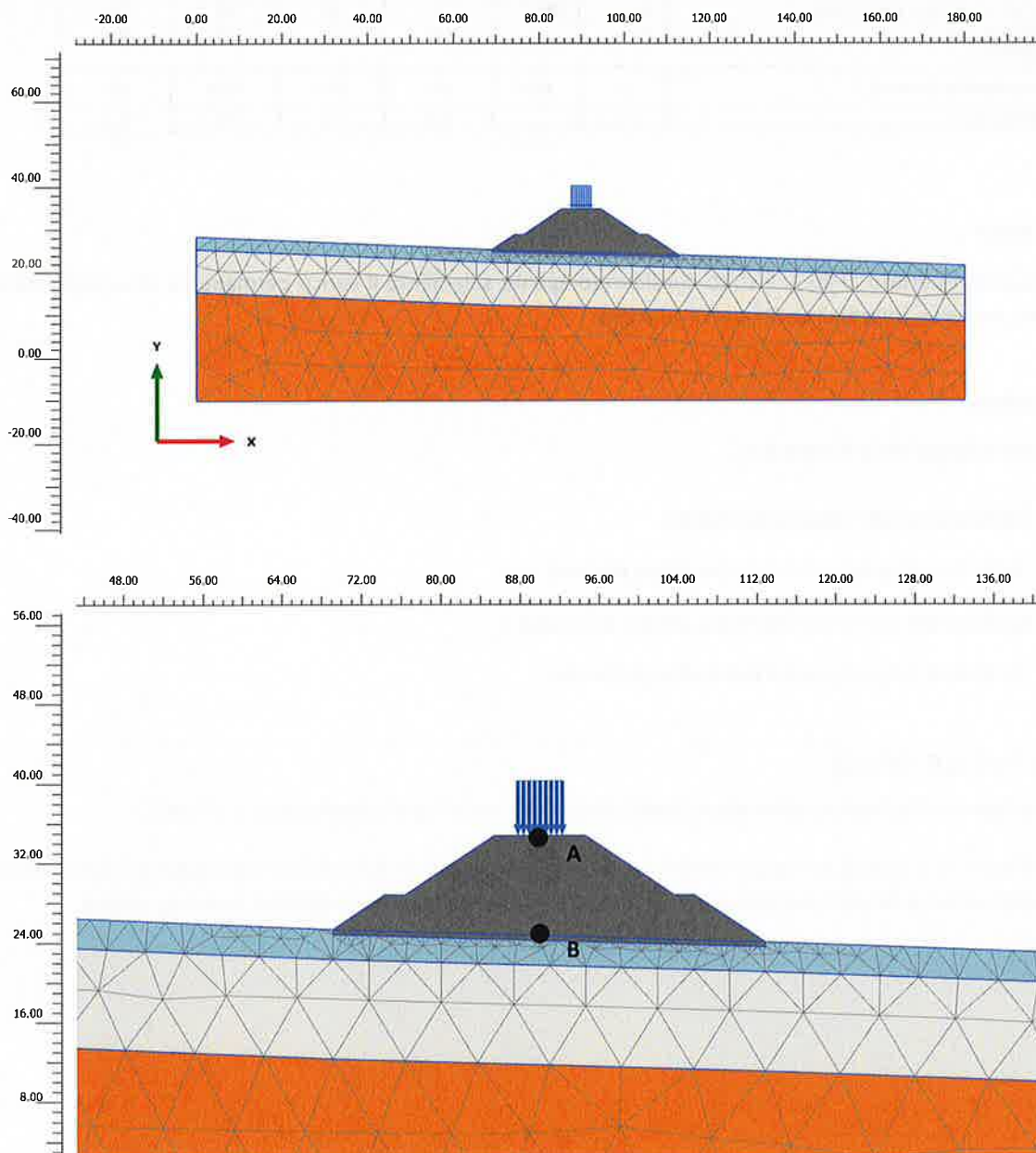


FIGURA 9: MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO NEL SOFTWARE PLAXIS

10.1.1 Parametri geotecnici di input

La stratigrafia di riferimento, riassunta al cap. 4, è coerente con quanto riportata in "Relazione geotecnica generale di linea dell'opere all'aperto" (Ref. 1) per la Tratta 1.

I materiali sono stati modellati mediante un modello Linear Elastic a comportamento drenato. Nella seguente tabella sono riassunti i dati di input geotecnici.

TABELLA 13: PARAMETRI GEOTECNICI DI INPUT PLAXIS.

Material model	Model	Unit	b2	BStalt	BST	Rilevato
General						
Material model	Model	-	Linear Elastic	Linear Elastic	Linear Elastic	Linear Elastic
Type of material behaviour	Type	-	Drained	Drained	Drained	Drained
Soil unit weight above phreatic level	γ_{unsat}	kN/m ³	19	23	25	20
Soil unit weight below phreatic level	γ_{sat}	kN/m ³	19	23	25	20
Initial void ratio	e_{init}	-	0.5	0.5	0.5	0.5
Parameters						
Young's modulus (constant)	E'	MPa	60	1201	7422	30
Poisson's ratio	ν_{ur}	-	0.3	0.3	0.3	0.3

10.1.2 Carichi agenti

In accordo con quanto riportato al §6.3, è stato considerato agente solamente il carico permanente dovuto all'armamento ferroviario (ballast, traverse, rotaie) di entità pari a 14.4 kPa.

10.1.3 Fasi di calcolo

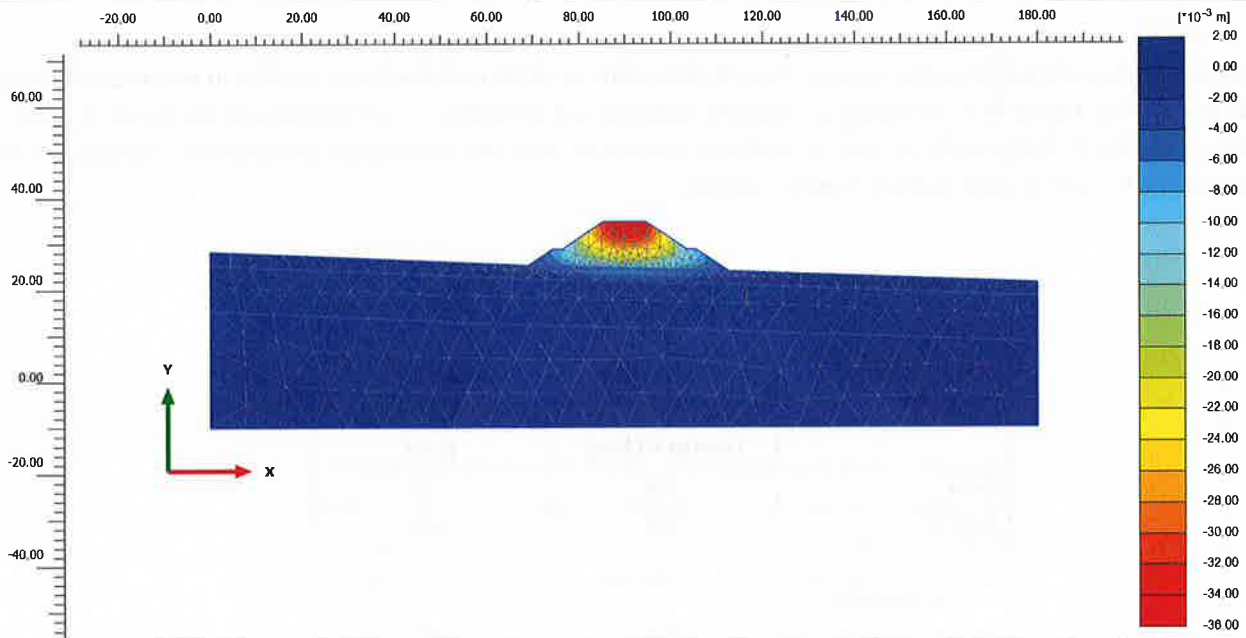
Le fasi di calcolo considerate sono le seguenti:

- *fase 1 – Realizzazione del rilevato ferroviario:*
 - tutte le unità geotecniche in condizioni drenate.
- *fase 2 – Applicazione dal carico distribuito dovuto al ballast:*
 - tutte le unità geotecniche in condizioni drenate.

10.2 RISULTATI DELLE ANALISI

Nelle seguenti immagini si riportano i cedimenti verticali indotti nelle varie fasi di calcolo (Fase 1 e Fase2).

In particolare, in Figura 10 si riporta la mappa a colori del cedimento verticale indotto dalla costruzione del rilevato ferroviario e in Figura 11 il cedimento verticale complessivo in fase 2 con l'armamento ferroviario (ballast, traverse, rotaie).

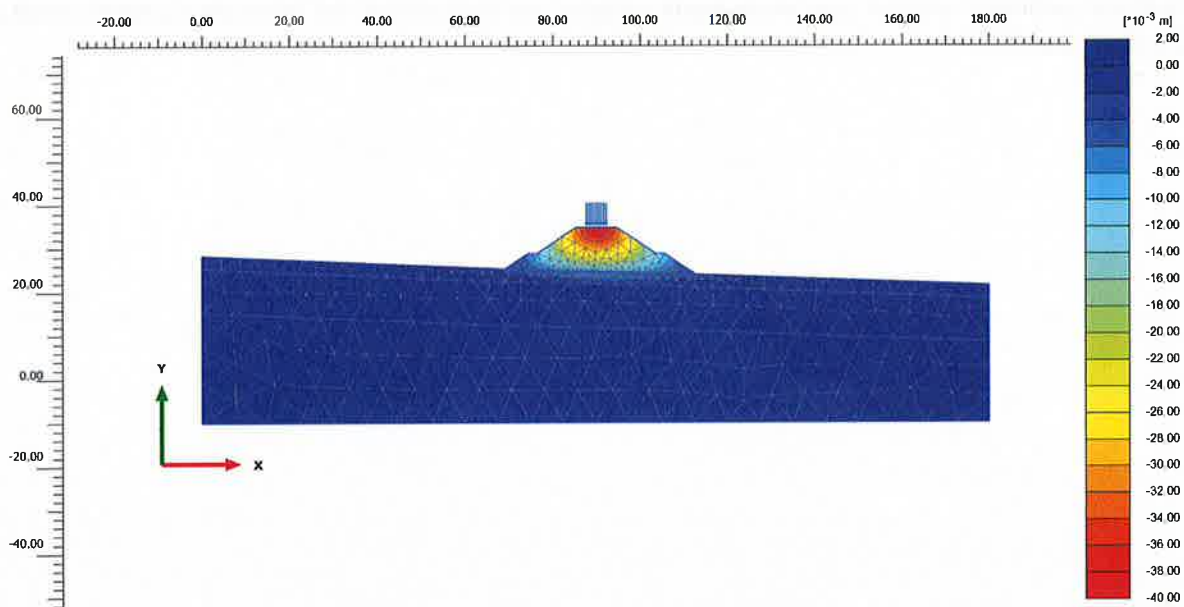


Total displacements u_y

Maximum value = $0.1061 \cdot 10^{-3}$ m (Element 349 at Node 6931)

Minimum value = -0.03554 m (Element 26 at Node 1639)

FIGURA 10: CEDIMENTO VERTICALE (FASE 1)



Total displacements u_y

Maximum value = $0.1062 \cdot 10^{-3}$ m (Element 349 at Node 6931)

Minimum value = -0.03819 m (Element 26 at Node 1638)

FIGURA 11: CEDIMENTO VERTICALE (FASE 2)

Nella seguente tabella si riassumono, per ciascuna fase, il cedimento verticale massimo che si verifica in sommità del rilevato ferroviario (punto A di Figura 9) e il cedimento verticale massimo che si verifica in corrispondenza del piano di posa del rilevato stesso (punto B di Figura 9). Si riporta inoltre il cedimento verticale (cedimento incrementale) dovuto alla sola applicazione del carico permanente (ballast, traverse, rotaie).

TABELLA 14: CEDIMENTI VERTICALI.

Fase di calcolo	Cedimento sommità rilevato (Punto A) [cm]	Cedimento base rilevato (Punto B) [cm]
Fase 1	3.6	1.0
Fase 2	3.8	1.0
Cedimento incrementale tra fase 1 e fase 2	0.2	0.0

Come atteso, stante la bassa deformabilità dei terreni di fondazione, i cedimenti calcolati sono dovuti essenzialmente all'assestamento del corpo del rilevato e, stante le caratteristiche dei terreni costituenti il rilevato, si può assumere che avvengano nell'ambito delle fasi costruttive.

Per quanto riportato i cedimenti calcolati sono ampiamente contenuti nei limiti definiti dal "Manuale di progettazione delle opere civili" RFI descritti al §6.3.