

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA

U.O. PRODUZIONE SUD E ISOLE

PROGETTO ESECUTIVO

RADDOPPIO DELLA TRATTA CATENANUOVA–RADDUSA AGIRA

Nuova viabilità al km 13+000

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI

SCALA:

-

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

RS0S 00 E 78 CL GE0005 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A.Ingletti	Lug. 2015	D. Caputo	Lug. 2015	P. Carlesimo	Luglio 2015	D. TIBERTI Ottobre 2015
B	Emissione a seguito di validazione	A.Ingletti	Ott. 2015	D. Caputo	Ott. 2015	P. Carlesimo	Ott 2015	<p>Produzione Sud e Isole Dott. Ing. D. TIBERTI Ordine Ingegneri di Napoli N° 10876</p>

File: RS0S00E78CLGE0005001B.doc

n. Elab.:

93



PROGETTO ESECUTIVO
TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA
NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000

RELAZIONE DI CALCOLO DEI RILEVATI STRADALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS0S	00	E78 CL	GE0005001	B	2 di 19

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	5
4	VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI	6
5	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI.....	15



PROGETTO ESECUTIVO
TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA
NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000

RELAZIONE DI CALCOLO DEI RILEVATI STRADALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS0S	00	E78 CL	GE0005001	B	3 di 19

1 PREMESSA

Il presente documento si colloca nell'ambito del Progetto Esecutivo della Nuova Viabilità NI10 prevista circa al km 13+000 della Linea Ferroviaria Messina – Catania – Palermo, nella tratta Catenanuova – Raddusa Agira.

Nel caso in esame la verifica di stabilità è stata condotta facendo riferimento ad una sezione significativa caratterizzata da un'altezza di rilevato pari a 4.30m.

Le analisi sono state svolte in accordo al Decreto Ministero Infrastrutture del 14 Gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, nel seguito indicato con NTC08.

Scopo del documento è riportare le valutazioni dei cedimenti e del loro decorso nel tempo e le analisi di stabilità delle scarpate.



PROGETTO ESECUTIVO
TRATTA CATENANUOVA – RADDUSA AGIRA
NUOVA VIABILITA' AL KM 13+000

RELAZIONE DI CALCOLO DEI RILEVATI STRADALI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS0S	00	E78 CL	GE0005001	B	4 di 19

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- DM 6/5/2008 – Integrazione al D.M. 14-01-2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- Specifica RFI del 21/12/11 per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie.

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Con riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica, in fase di calcolo è stata adottata la stratigrafia riportata nella tabella di sotto.

Tabella 1 – Stratigrafia e parametri geotecnici caratteristici

Unità	Stratigrafia	γ (kN/m ³)	ϕ '(°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	E' (MPa)
bb - argilla limosa	0 – 15.40	19.5	25	5	80	12
AAC-argilla marnosa	15.40 - 40	20.5	25	10	300	55

Quota p.c. nella sezione di verifica (sez.37)=+131.708m

Quota del letto delle argille limose =+116.30m

La falda è stata rilevata a quota +125.22m s.l.m. ovvero a -6.50m dal p.c.

4 VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI

Per le verifiche di stabilità delle scarpate dei rilevati si è fatto riferimento alle “Norme Tecniche per le Costruzioni 2008”, constatando che sia 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 del sistema geotecnico.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui:

- A2: i coefficienti parziali per i carichi permanenti sono da considerarsi pari a $\gamma_{G1}=1$ mentre quelli per i carichi variabili sono da considerarsi pari a $\gamma_{Q1}=1.3$ in condizioni statiche e $\gamma_{Q1}=1.0$ in condizioni sismiche;
- M2: i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono pari rispettivamente a:

Tabella 2: Coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno

Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M2
$\tan \phi'k$	$\gamma_{\phi'}$	1,25
$c'k$	$\gamma_{c'}$	1,25
γ	γ_{γ}	1

- R2: il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo è da considerarsi pari a $\gamma_R= 1.1$.

Le verifiche di stabilità sono condotte utilizzando il metodo dell'equilibrio limite di Bishop semplificato (1955). Tale metodo consente di calcolare il coefficiente di sicurezza associato ad una qualsiasi superficie di scivolamento circolare nell'ipotesi “semplificativa” che, suddivisa la massa del terreno interessata dal cinematismo in strisce, le forze di interstriscia abbiano direzione orizzontale. Il comportamento meccanico del terreno è ipotizzato, analogamente a tutti i metodi dell'equilibrio limite, di tipo rigido perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

La valutazione dei fattori di sicurezza per la stabilità è condotta mediante il modulo “Slope W” del programma GeoStudio 2007 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 pseudostatica, 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.

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 Bishop.

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate sia in condizione statiche sia in condizione sismiche, considerando la componente verticale dell'azione sismica una volta diretta verso il basso (+) ed una volta verso l'alto (-). Nell'analisi sismica pseudo-statica, i coefficienti sismici orizzontale e verticale calcolati con tempo di ritorno corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

La stabilità in condizioni sismiche è stata verificata applicando al volume di terreno delimitato dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento le forze d'inerzia dovute all'azione sismica:

$$FH = kh \times W$$

$$FV = kv \times W$$

dove:

FH = risultante orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile

FV = risultante verticale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile

W = peso della massa potenzialmente instabile

Per le verifiche di stabilità si può considerare cautelativamente un valore dell'accelerazione massimo su suolo di riferimento rigido $a_g = 0.148 \text{ g}$. Quindi con riferimento a:

$a_g = 0.148 \cdot g$ accelerazione massima sul suolo di riferimento rigido;

$S_S = 1.50$ coefficiente di amplificazione stratigrafica locale, categoria di suolo tipo C;

$S_T = 1.0$ coefficiente di amplificazione topografica;

$a_{max}/g = S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.222 \cdot g$ accelerazione massima orizzontale di progetto;

risulta:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g = 0.053$$

$$k_v = \pm k_h / 2 = \pm 0.027$$

dove:

$$\beta_s = 0.24 \text{ (dipende dall'accelerazione massima e dalla categoria di suolo, tipo C nel caso in esame).}$$

Nel caso in esame la verifica di stabilità dei rilevati ferroviari è stata condotta facendo riferimento ad una sezione significativa caratterizzata da un'altezza del rilevato pari a 4.3m (sez.37 progr. 0+560m).

Per i rilevati sono state previste scarpate continue con pendenze h/b pari a 2/3.

Come risulta dal sondaggio D35, lo spessore di riporto/coltre vegetale limoso argillosa è di 45cm. Di conseguenza nella modellazione del rilevato si è considerata la preparazione del piano di posa mediante scotico di 50cm.

Le verifiche di stabilità sono state condotte con riferimento alla stabilità globale del rilevato, considerando superfici di scorrimento che interessano sia il corpo del rilevato sia i terreni di base.

Nelle figure che seguono sono riportati gli schemi di calcolo della sezione analizzata; Il corpo del rilevato e la bonifica del terreno di appoggio sono state modellate con un unico materiale.

Nelle analisi sono stati considerati agenti sul rilevato, i seguenti carichi accidentali stradali uniformemente distribuiti:

- in condizioni sismiche SLU si è considerato $q = 20 \cdot 0.6 = 12 \text{ kPa}$ ($\psi_2 = 0.6$);
- in condizioni statiche SLU si è considerato $q = 26 \text{ kPa}$ considerando il coefficiente parziale per le azioni $\gamma_F = 1.3$.

Nella tabella che seguono sono riportate le caratteristiche dei terreni che costituiscono il rilevato e la fondazione:

Tabella 3: Sezione 1 : caratteristiche dei terreni

TERRENO	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
Rilevato	20	0	35
Unità bb	19.5	5	25
Unità AAC	20.5	10	25

Nelle analisi è stata considerata la presenza della falda ad una profondità dal piano campagna di 6.50m.

Per la sezione in esame le analisi sono state condotte analisi sia in condizioni statiche sia tenendo conto delle azioni sismiche, schematizzate come un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per coefficienti sismici (metodo pseudo-statico).

Nella successiva tabella sono riportati i coefficienti di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche di stabilità, mentre nelle figure che seguono sono riportati gli schemi di calcolo e la superfici di scorrimento più critica individuata nelle analisi.

Tabella 4: Risultati analisi di stabilità

FS			
	Analisi Statica	Analisi Sismica (+)	Analisi sismica (-)
SEZIONE 37_sx	1.639	1.510	1.512
SEZIONE 37_dx	1.702	1.579	1.580

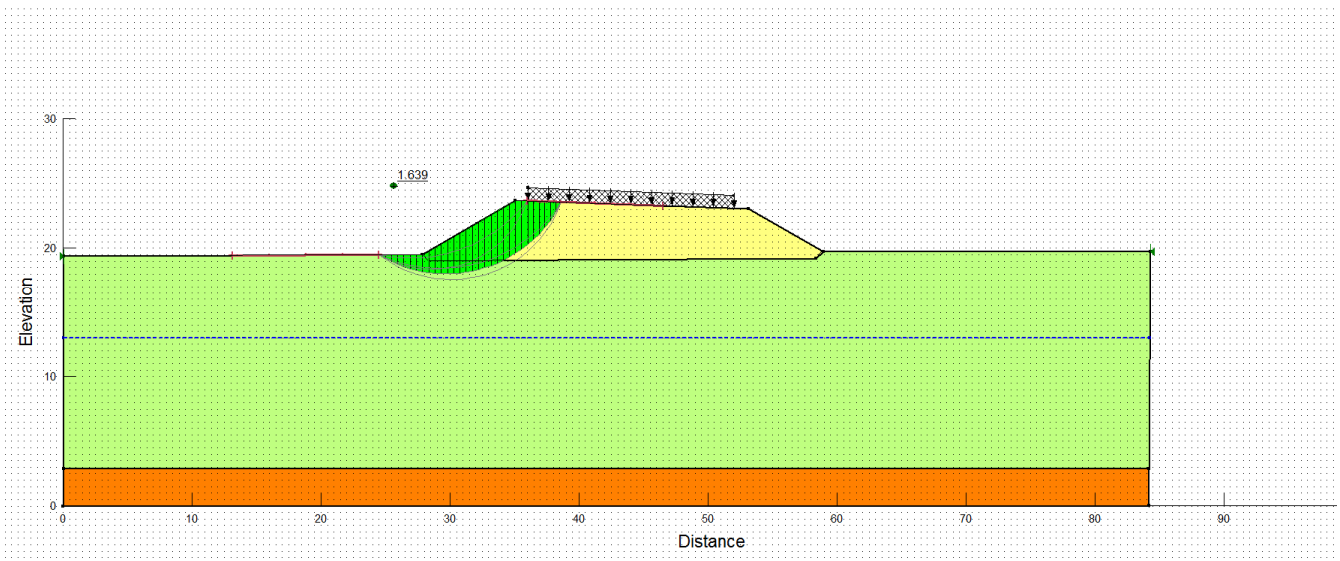


Figura 1 – Risultati analisi di stabilità (A2+M2+R2) – condizioni statiche (Fs=1.639)

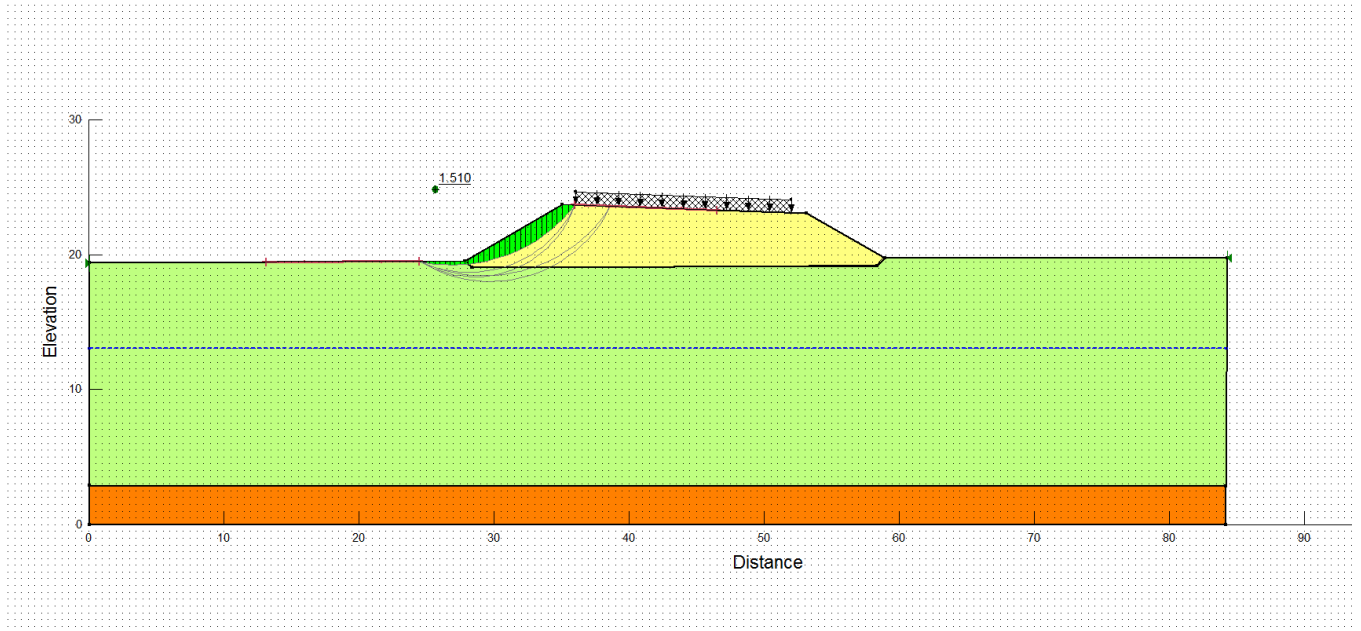


Figura 2 – Risultati analisi di stabilità (A2+M2+R2) – condizioni sismiche (+) ($F_s=1.510$)

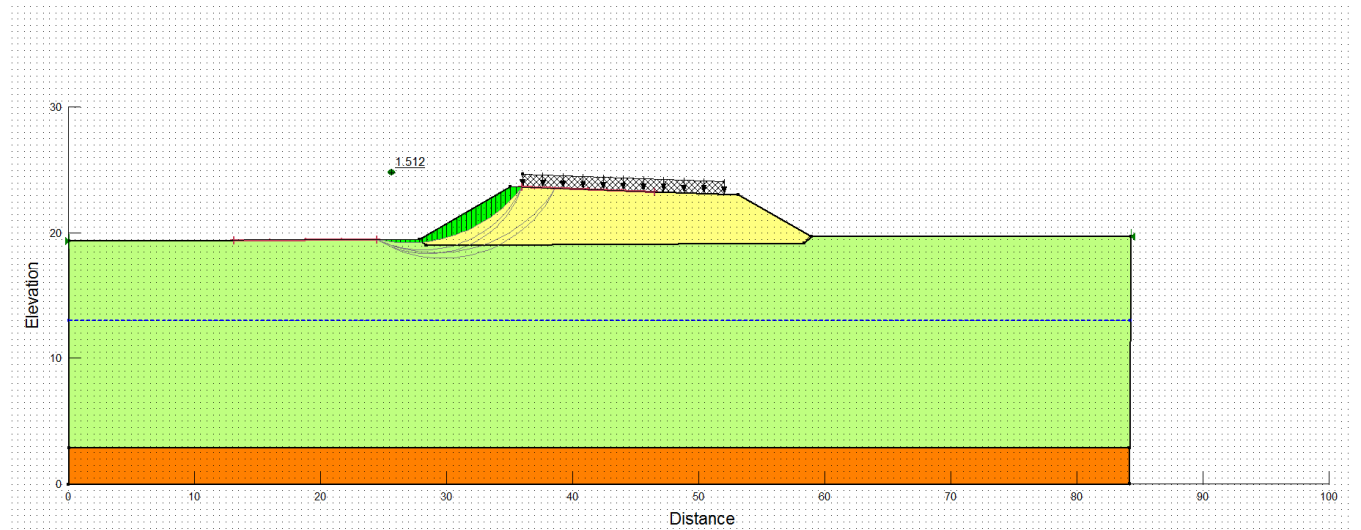


Figura 3 – Risultati analisi di stabilità (A2+M2+R2) – condizioni sismiche (-) ($F_s=1.512$)

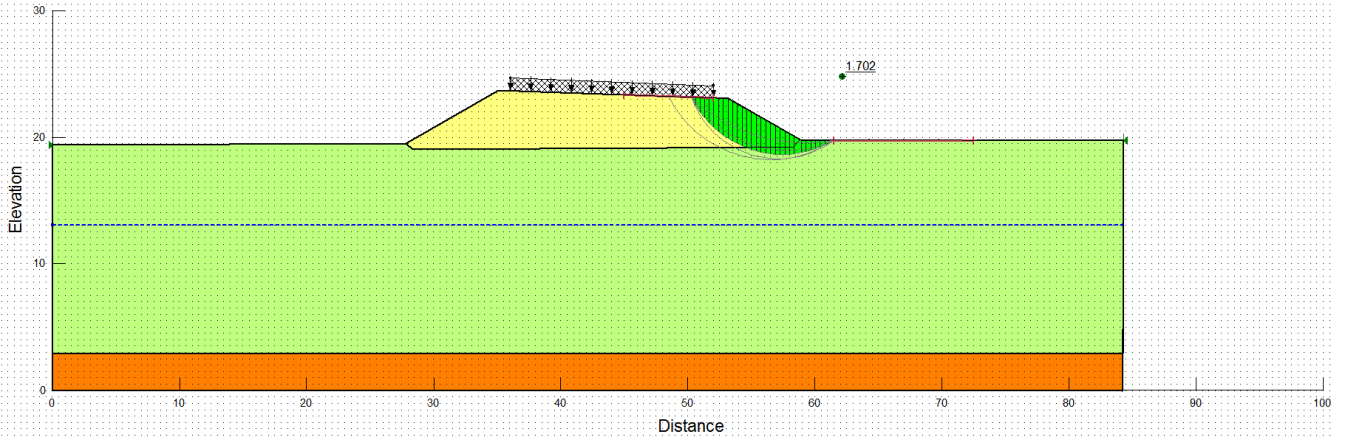


Figura 4 – Risultati analisi di stabilità (A2+M2+R2) – condizioni statiche ($F_s=1.702$)

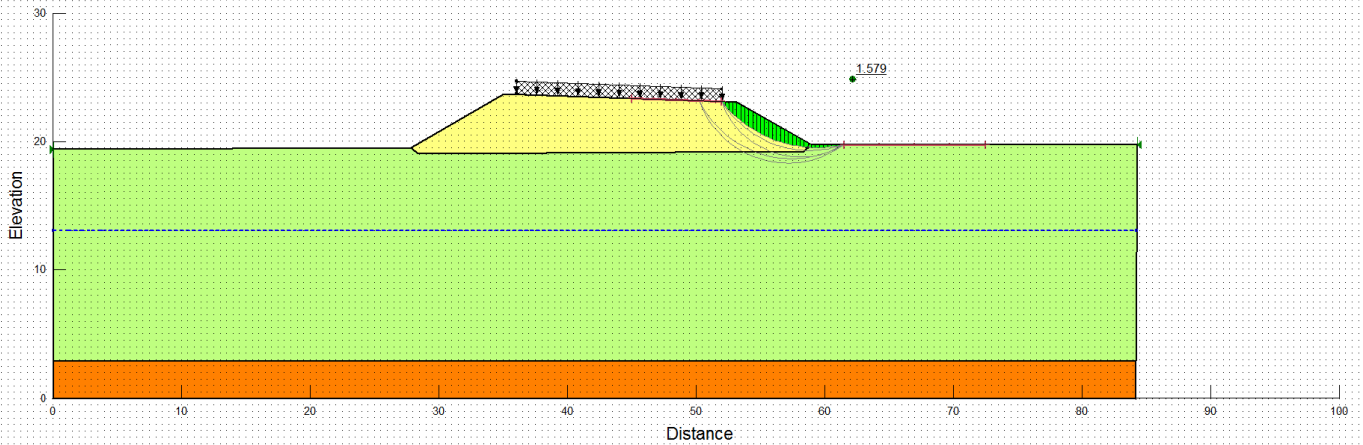


Figura 5 – Risultati analisi di stabilità (A2+M2+R2) – condizioni sismiche (+) ($F_s=1.579$)

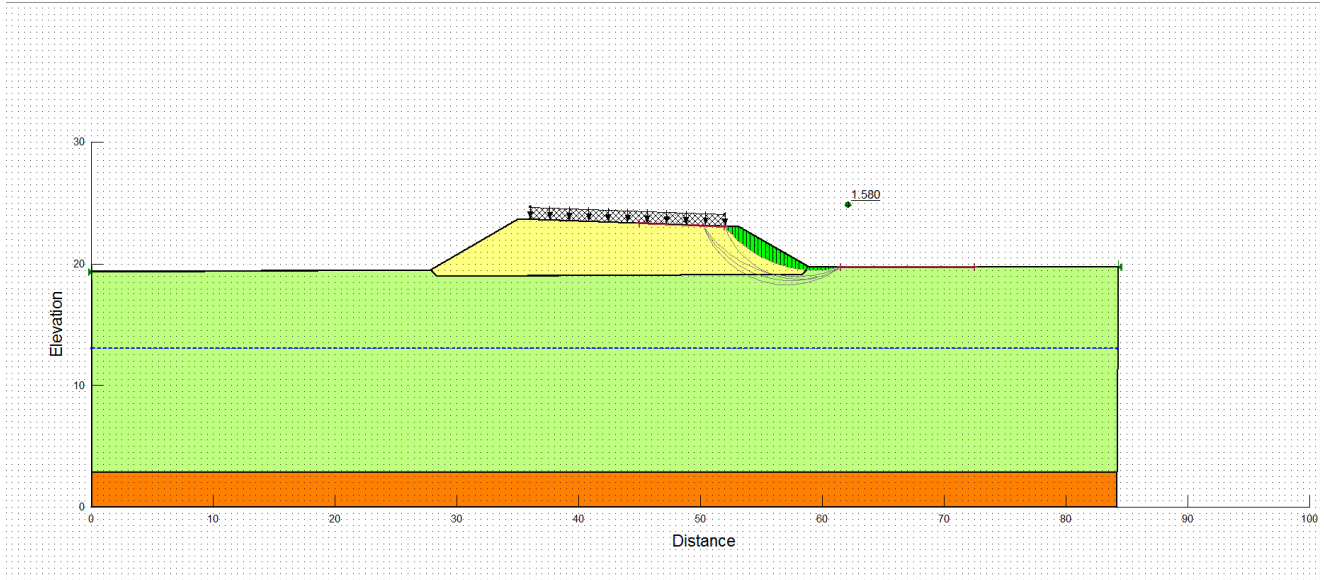


Figura 6 – Risultati analisi di stabilità (A2+M2+R2) – condizioni sismiche (-) (Fs=1.580)

Vista l'eterogeneità dei depositi alluvionali (bb), l'analisi di stabilità è stata condotta anche con riferimento ai seguenti parametri :

TERRENO	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °
Rilevato	20	0	35
Unità bb	19.5	20	20
Unità AAC	20.5	10	25

Nelle analisi è stata considerata la presenza della falda ad una profondità dal piano campagna di 6.50m.

Con riferimento alla condizione di carico più gravosa (Analisi sismica +), si riportano i coefficienti di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche di stabilità.

Tabella 5: Risultati analisi di stabilità

	Analisi Sismica (+)
SEZIONE 37_sx	1.898
SEZIONE 37_dx	2.001

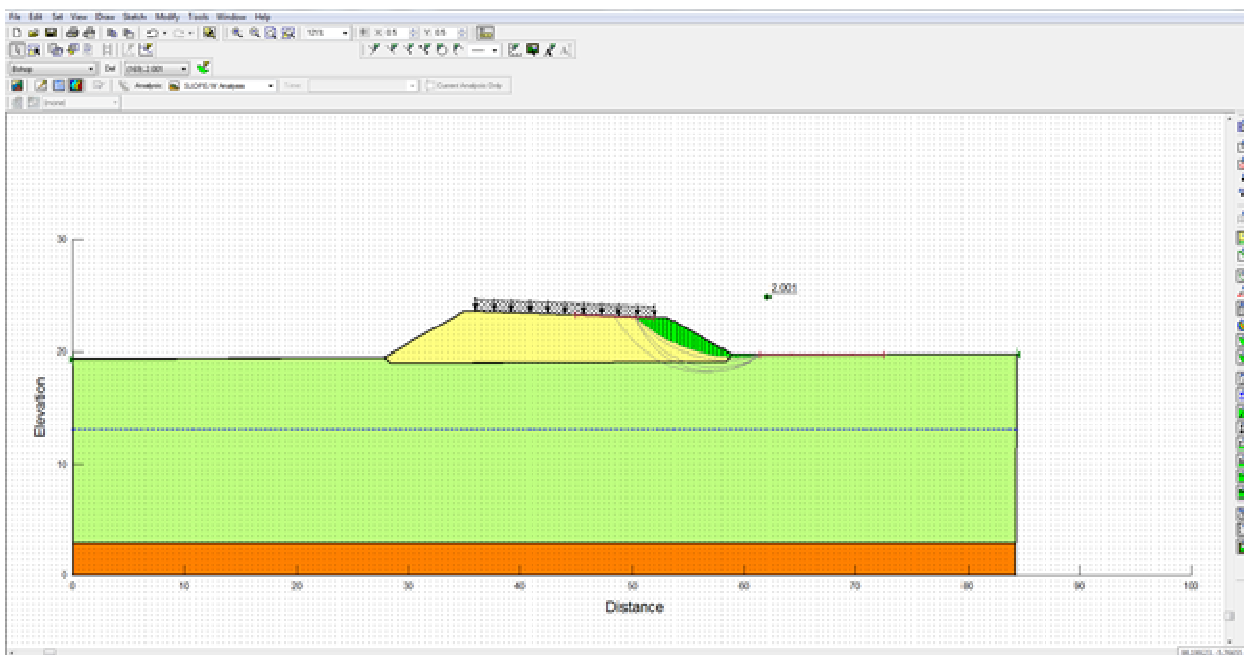


Figura 7 – Risultati analisi di stabilità (A2+M2+R2) – condizioni sismiche (+) (Fs=2.001)

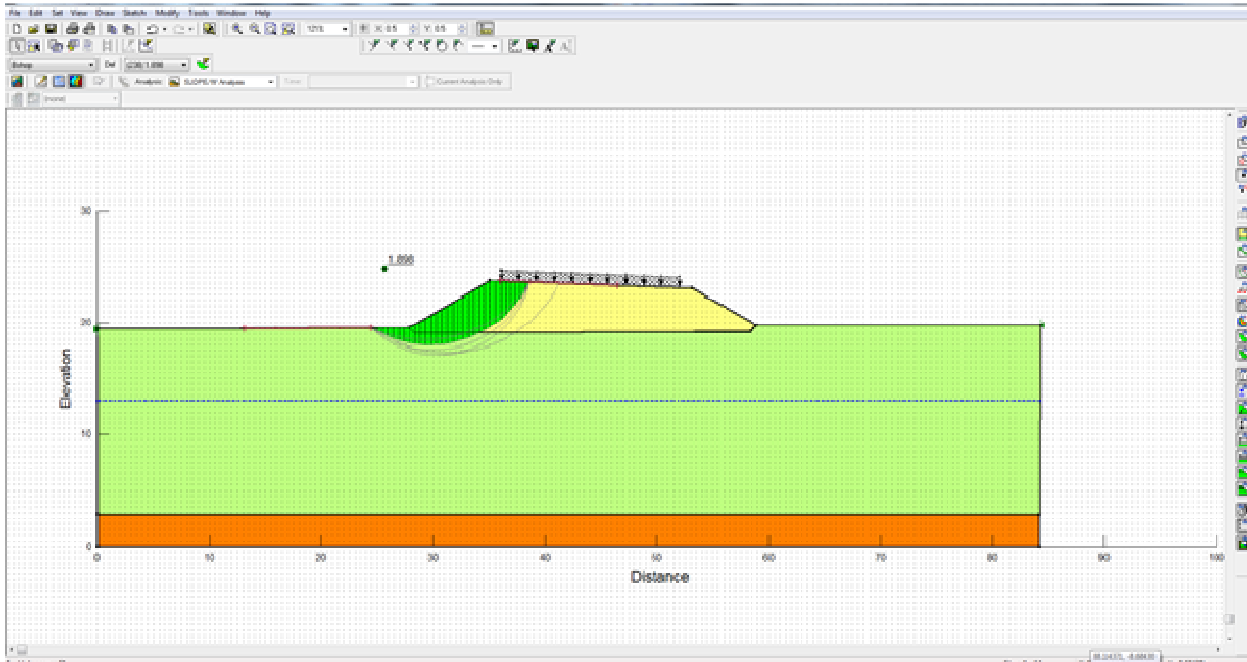


Figura 8 – Risultati analisi di stabilità (A2+M2+R2) – condizioni sismiche (+) ($F_s=1.898$)

5 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Il metodo utilizzato per la valutazione dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati in progetto si basa sull'applicazione della teoria dell'elasticità; tale metodo, pertanto, può dare indicazioni attendibili nei soli casi in cui i percorsi di sollecitazione in corrispondenza dei vari elementi di terreno risultano all'interno della superficie di plasticizzazione.

Un requisito fondamentale per un'affidabile stima dei cedimenti è quello costituito dalla conoscenza dello stato tensionale iniziale e di quello indotto dai carichi.

La valutazione dello stato tensionale iniziale viene fatta facendo ricorso alle seguenti formule:

$$\sigma_{vo}' = \gamma' z$$

$$\sigma_{ho}' = K_o \cdot \sigma_{vo}'$$

$$K_o = (1 - \sin\phi') \cdot (OCR)^{1/2}$$

essendo:

$$\sigma_{vo}' = \text{pressione geostatica verticale efficace} \quad (\text{FL-2})$$

$$\sigma_{ho}' = \text{pressione geostatica orizzontale efficace} \quad (\text{FL-2})$$

$$\gamma' = \text{peso di volume efficace del terreno} \quad (\text{FL-2})$$

$$z = \text{profondità dal piano campagna} \quad (\text{L})$$

$$K_o = \text{coefficiente di spinta del terreno a riposo} \quad (-)$$

$$OCR = \text{grado di sovraconsolidazione} \quad (-)$$

$$\phi' = \text{angolo di resistenza al taglio} \quad (^\circ)$$

La determinazione delle tensioni indotte dai carichi esterni viene effettuata con riferimento a diverse aree di carico, sulla scorta della teoria di Boussinesq, del principio di sovrapposizione degli effetti e assimilando il terreno ad un mezzo continuo, elastico lineare, isotropo ed omogeneo (Poulos & Davis, 1974).

Con riferimento alla teoria dell'elasticità, il cedimento è calcolato mediante la formula seguente:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

$$n = \text{numero degli strati di terreno}$$

$$\Delta H_i = \text{altezza dello strato } i\text{-esimo}$$

$$\Delta \sigma_{zi} = \text{incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato } i\text{-esimo}$$

E_i = modulo elastico dello strato i-esimo.

Nei tabulati che seguono sono riportati i valori dei cedimenti totali indotti dalla costruzione di un rilevato alto 4.3m.

Per quanto riguarda la valutazione del cedimento immediato, è stata impiegata la teoria dell'elasticità, ipotizzando il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. In tal modo il cedimento immediato è dovuto ad una distorsione del terreno sottostante il carico, che si deforma e cambia forma a volume costante.

La soluzione più largamente usata è quella di Jambu et al. (1956):

$$w_i = \frac{qB}{E_u} \mu_0 \mu_1$$

dove:

B=larghezza caratteristica della fondazione

q=carico dovuto al rilevato

μ_0 e μ_1 =coefficienti correttivi di forma, dipendenti dalla geometria del problema e dallo spessore dello strato compressibile (abachi di Christian e Carrier, 1964)

E_u =modulo non consolidato non drenato che si ricava dalla coesione non drenata c_u (*relazione tra modulo elastico non drenato e grado di sovraconsolidazione (Duncan & Buchignani, 1976))

Si riporta la stratigrafia adottata nell'analisi:

Tabella 6 – Stratigrafia e parametri geotecnici per calcolo cedimenti

Stratigrafia			Parametri geotecnici		
Unità	Da [m]	a [m]	E' [MPa]	E_u [MPa]	c_u [kPa]
Bb	0.0	15.40	12.0	$350 \cdot c_u$	80
AAC	15.40	40.0	55	$500 \cdot c_u$	$300 \div 350$

Nella seguente tabella si riportano i risultati ottenuti:

Tabella 7 – Cedimenti in asse rilevato

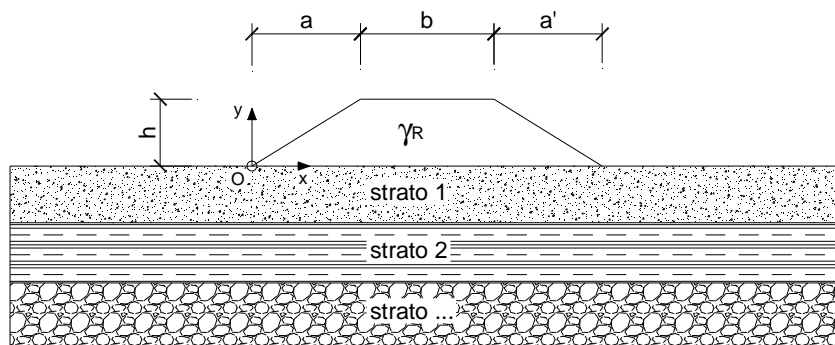
Cedimenti rilevato H=4.3m	
Cedimento totale [cm]	7.92
Cedimenti immediato [cm]	1.98
Cedimento consolidazione [cm]	5.94

I cedimenti totali massimi stimati in asse rilevato sono dell'ordine di 8 cm, i cedimenti immediati di 2 cm circa e quelli di consolidazione di 6 cm circa.

Per la stima del decorso dei cedimenti nel tempo si è considerato un $cv=1.27 \cdot 10^{-4}$, ricavato da una prova edometrica effettuata su un campione prelevato dall'unità bb (campagna di indagine del 2015).

CEDIMENTI INDOTTI DA UN RILEVATO

LAVORO: Cedimenti totali



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

h (altezza del rilevato):	4.30	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	3.00	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	3.00	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	11.00	(m)
γ_R (peso di unità di volume del rilevato):	20.00	(kN/m ³)

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5):	2	(-)
$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$ (Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media):	1	(%)
Zw (Profondità della falda):	6.50	(m)

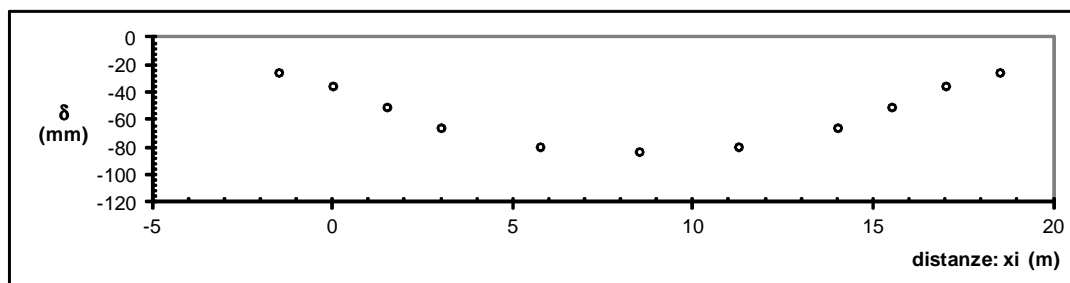
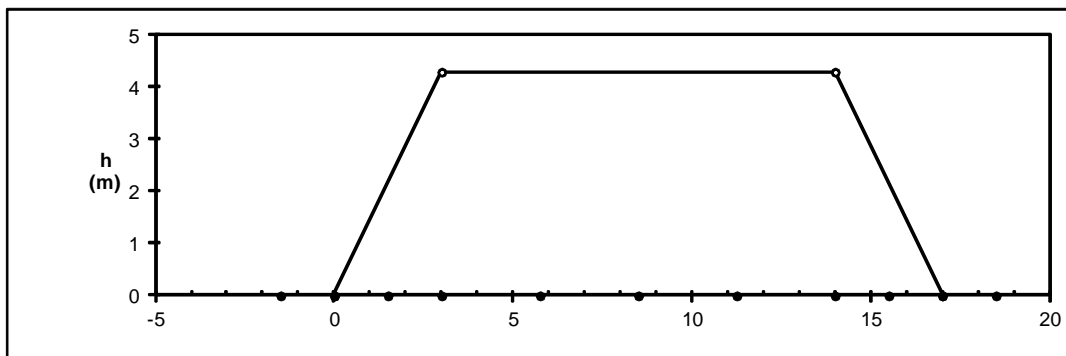
Strato	Z _{iniziale}	Z _{finale}	Spessore	Δz_i	E	v	ϕ'	γ	terreno
(n)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(-)	(°)	(kN/m ³)	
1	0.00	15.40	15.40	1.0	12.0	0.25	25.0	19.50	argilla limosa
2	15.40	40.00	24.60	1.0	55.0	0.25	25.0	20.50	argilla mamosa
-	-	0.00	-	1.0	12.0	0.25	28.0	19.00	
-	-	0.00	-	1.0	6.0	0.30	25.0	20.00	
-	-	0.00	-	1.0	50.0	0.25	35.0	20.50	

ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-1.50	0.00	1.50	3.00	5.75	8.50	11.25	14.00	15.50	17.00	18.50

(automatico)
(manuale)

RISULTATI DELLE ANALISI



ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-1.50	0.00	1.50	3.00	5.75	8.50	11.25	14.00	15.50	17.00	18.50

CEDIMENTI

δ1	δ2	δ3	δ4	δ5	δ6	δ7	δ8	δ9	δ10	δ11
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
-2.51	-3.50	-5.03	-6.54	-7.92	-8.27	-7.92	-6.54	-5.03	-3.50	-2.51

Come si nota dalla curva di consolidazione, il cedimento immediato risulta una parte trascurabile del cedimento totale, come generalmente avviene nel caso di terreni di terreni coesivi.

Il cedimento di consolidazione primaria costituisce la parte più rilevante del cedimento, essendo dovuto all'espulsione di una parte dell' acqua interstiziale per effetto dell'eccesso di pressione neutra prodotto da una variazione di tensione efficace nel terreno. Tale cedimento, a causa della modesta permeabilità del terreno, si sviluppa lentamente nel tempo. Il processo avviene in tempi lunghi anche a causa della plasticità del terreno, che nel caso in esame è classificabile come "molto plastico".

I cedimenti che si sviluppano sono comunque modesti, compatibili con la funzionalità delle opere e che soddisfano le prescrizioni di capitolato.

Si riporta la curva di consolidazione.

