

**AUTOSTRADA A2 "MEDITERRANEA"  
COLLEGAMENTO PORTO GIOIA TAURO GATE SUD CON  
AUTOSTRADA A2 - LOTTO 1 E LOTTO 2**

**DG 54/17 LOTTO 1**

**COD. UC165**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**COD. UC167**

**GRUPPO DI PROGETTAZIONE:** R.T.I.: INTEGRA CONSORZIO STABILE (capogruppo mandataria)  
Prometeoengineering.it S.r.l. - Dott. Geol. Andrea Rondinara

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Prof. Ing. Franco BRAGA (Integra Consorzio Stabile)

**CAPOGRUPPO MANDATARIA:**



Direttore Tecnico:  
Prof. Ing. Franco Braga

**GEOLOGO:**

Dott. Geol. A. CANESSA (Prometeoengineering.it S.r.l.)

**COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Alessandro Orsini (Integra Consorzio Stabile)

**MANDANTI:**



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI

**RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:**

Dott. Ing. Giuseppe Danilo Malgeri

Dott. Geol. Andrea Rondinara

**02 - STUDI GENERALI  
02.03 - GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA E GEOTECNICA**  
Verifica di stabilità e cedimenti dei rilevati e delle trincee

| CODICE PROGETTO |             | NOME FILE        |                | REVISIONE  | SCALA:    |
|-----------------|-------------|------------------|----------------|------------|-----------|
| PROGETTO        |             | T00GE00GETRE02_A |                |            |           |
| DPUC0165        | LIV. PROG.  | CODICE ELAB.     | T00GE00GETRE02 | A          | -         |
| DPUC0167        | N. PROG.    |                  |                |            |           |
|                 | D           |                  |                |            |           |
|                 | 21          |                  |                |            |           |
|                 |             |                  |                |            |           |
|                 |             |                  |                |            |           |
| A               | EMISSIONE   | Settembre 2022   | Citterio       | Salcuni    | Focaracci |
| REV.            | DESCRIZIONE | DATA             | REDATTO        | VERIFICATO | APPROVATO |

*Pagina lasciata intenzionalmente bianca*

## INDICE

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| <b>1</b> | <b>PREMESSA</b> .....                                     | <b>3</b>  |
| <b>2</b> | <b>NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....         | <b>3</b>  |
| 2.1      | Normativa di riferimento .....                            | 3         |
| 2.2      | Programmi di calcolo .....                                | 3         |
| <b>3</b> | <b>CONDIZIONI GEOTECNICHE: STRATIGRAFIA E FALDA</b> ..... | <b>4</b>  |
| 3.1      | Definizione delle unità geotecniche intercettate .....    | 4         |
| 3.2      | Falda .....   | 5         |
| <b>4</b> | <b>ANALISI DI STABILITA' DEI RILEVATI</b> .....           | <b>5</b>  |
| 4.1      | Premessa .....  | 5         |
| 4.2      | Metodologie di calcolo .....                              | 5         |
| 4.3      | Carichi .....   | 6         |
| 4.4      | Azioni sismiche per analisi di stabilità scarpate .....   | 6         |
| 4.5      | Sezioni di calcolo .....                                  | 7         |
| 4.6      | Risultati.....  | 8         |
| 4.7      | Verifica in condizioni statiche .....                     | 9         |
| 4.8      | Verifica in condizioni sismiche .....                     | 9         |
| <b>5</b> | <b>VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI</b> .....       | <b>10</b> |
| 5.1      | Premessa .....  | 10        |
| 5.2      | Criteri di valutazione dei cedimenti.....                 | 10        |
| 5.2.1    | Determinazione della zona compressibile Hc.....           | 10        |
| 5.2.2    | Valutazione cedimenti per terreni sabbiosi.....           | 10        |
| 5.2.3    | Valutazione cedimenti rilevati stradali .....             | 11        |
| 5.3      | Risultati.....  | 13        |
| <b>6</b> | <b>PIANO DI POSA RILEVATI</b> .....                       | <b>15</b> |
| <b>7</b> | <b>VERIFICA DI STABILITÀ DELLE TRINCEE</b> .....          | <b>15</b> |
| 7.1      | Verifica in condizioni statiche .....                     | 15        |
| 7.2      | Verifica in condizioni sismiche .....                     | 16        |
| <b>8</b> | <b>BIBLIOGRAFIA</b> .....                                 | <b>17</b> |

## 1 PREMESSA

Nel presente documento si riportano i dimensionamenti e le verifiche geotecniche di stabilità relative ai rilevati stradali di appoggio al cavalcavia in corrispondenza del cavalcavia sull'autostrada A2 ed alle sezioni in trincea.

## 2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
- [N.2]. Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- [N.3]. Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- [N.4]. C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- [N.7]. UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- [N.8]. UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- [N.9]. UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- [N.10]. UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- [N.11]. UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- [N.12]. UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- [N.13]. UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;

### 2.2 PROGRAMMI DI CALCOLO

Nella redazione del presente documento sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

- "Slide 7" - Il programma di calcolo è stato adottato per le verifiche di stabilità, è prodotto da Rocscience. E' validato ed utilizzato in svariati ambiti progettuali (Italferr, Autostrade, ecc.). In accordo a quanto prescritto nel paragrafo 10.2 del D.M. 14/01/2018, il progettista certifica la affidabilità del suddetto codice di calcolo e l'idoneità di utilizzo nel caso specifico

- “Cedimenti rilevati” - Il programma di calcolo è stato adottato per la valutazione dei cedimenti. È stato prodotto dall'ing. M. Martina. Il programma di calcolo è stato validato ed utilizzato in svariati ambiti progettuali (ANAS, Italferr, Autostrade, ecc.);

### 3 CONDIZIONI GEOTECNICHE: STRATIGRAFIA E FALDA

La successione stratigrafica è stata desunta sulla base delle indagini eseguite e dai rilievi e studi geologico- geomorfologici. Per la scelta dei parametri geotecnici di progetto delle unità intercettate ci si è basati sui risultati delle indagini eseguite per l'intero tracciato in progetto.

Nel seguito vengono definite le unità geotecniche intercettate. Nel profilo stratigrafico longitudinale sono mostrati i risultati di tutte le indagini eseguite e sarà utilizzato per la definizione della successione stratigrafica in corrispondenza delle singole opere in progetto e della linea in generale.

#### 3.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE

Sulla base dei risultati delle indagini (in sito ed in laboratorio) delle campagne geognostiche, si perviene ad una caratterizzazione geotecnica dei terreni e quindi alla definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici di progetto.

Nel seguito si sintetizzano le caratteristiche geotecniche di progetto per le varie unità geotecniche, in accordo a quanto definito nella relazione geotecnica generale, a cui si rimanda per i dettagli, ed il livello di falda per ciascuna sezione analizzata.

Il modulo di deformazione elastico operativo per il calcolo dei cedimenti dei rilevati ( $E'$ ) è stato valutato dal modulo di deformazione elastico iniziale ( $E_0$ ) a piccole deformazioni, in particolare si è assunto  $E' = E_0/10$ . Per il valore del modulo di deformazione elastico iniziale ( $E_0$ ) è stato considerato l'andamento con la profondità definito nella relazione geotecnica generale, sulla base di tutte le indagini disponibili.

Nella seguente tabella si riporta la schematizzazione geotecnica di riferimento dei terreni di sottofondo stradale, costituiti da terreni di riporto (R) e depositi sabbiosi (UG1 e UG2).

| Unità geotecnica | z        | $\gamma$             | $c'$  | $\varphi'$ | $E'$  |
|------------------|----------|----------------------|-------|------------|-------|
| [-]              | [m]      | [kN/m <sup>3</sup> ] | [kPa] | [°]        | [MPa] |
| <b>R</b>         | 0-1,5    | 20                   | 0     | 30         | 15    |
| <b>UG1</b>       | 1,5-6,0  | 21                   | 0     | 33         | 50    |
| <b>UG2</b>       | 6,0-inf. | 21                   | 0     | 35         | 70    |

Per il rilevato stradale si assume invece quanto di seguito

### **Rilevato stradale**

|                                |                                |
|--------------------------------|--------------------------------|
| $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$ | peso di volume naturale        |
| $c' = 0 \text{ kPa}$           | coesione drenata               |
| $\varphi' = 35^\circ$          | angolo di resistenza al taglio |

### **3.2 FALDA**

In accordo ai risultati della campagna di indagine condotta nell'anno 2022 le verifiche dei rilevati e delle trincee sono state condotte in assenza di falda.

## **4 ANALISI DI STABILITA' DEI RILEVATI**

### **4.1 PREMESSA**

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità globali dei rilevati stradali per la tratta in esame. In generale per le viabilità sono presenti modesti tratti in trincea con pendenze delle scarpate generalmente 2 (verticale) / 3 (orizzontale) e con altezze massime entro i 6m banca di larghezza 2m per altezze rilevato maggiori di 5 m.

### **4.2 METODOLOGIE DI CALCOLO**

Le verifiche di stabilità per le scarpate definitive sono state svolte sia in condizioni statiche che sismiche in accordo a quanto previsto da normativa vigente.

L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Per la valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità globale si è impiegato il codice di calcolo denominato Slide 7.0, in cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. Sono state cautelativamente considerate ipotesi di deformazione piana. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di Bishop che prevede superfici di scorrimento circolari nei terreni. Nelle analisi sono state ovviamente tralasciate le superfici più corticali in quanto poco significative e per le quali non risulta idonea una analisi convenzionale all'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza FS a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie:

$$FS = \frac{\int_S \tau_{\text{disp}}}{\int_S \tau_{\text{mob}}}$$

In accordo alla normativa vigente per rilevati in materiali sciolti le analisi di stabilità vengono condotte secondo la combinazione (A2+M2+R2).

Secondo quanto previsto da normativa, per le analisi di stabilità in condizioni statiche SLU, i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali di seguito riportati

$\gamma_{\varphi} = 1.25$  coefficiente parziale per l'angolo di resistenza al taglio

$\gamma_{c'} = 1.25$  coefficiente parziale per la coesione drenata

$\tan(\varphi'_k) = \tan(\varphi'_k) / \gamma_{\varphi}$  angolo di resistenza al taglio

$c'_k = c'_k / \gamma_{c'}$  coesione drenata

Il coefficiente di sicurezza minimo per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti è pari ad 1.1 ( $\gamma_R$ ) in condizioni SLU statiche, quindi il fattore di sicurezza alla stabilità da verificare è  $FS \geq 1.1$ .

In condizioni sismiche le verifiche di sicurezza sono mirate a controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione  $Ed < Rd$  [6.2.1] delle NTC 2018) impiegando lo stesso approccio delle condizioni statiche SLU (§ 6.8.2 delle NTC 2018) Combinazione (A2+M2+R2), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1 delle NTC 2018) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ .

In relazione alla caratterizzazione delle unità geotecniche le verifiche sono state condotte in condizioni drenate.

#### 4.3 CARICHI

Per le analisi di stabilità è stato considerato un sovraccarico accidentale sul rilevato di 20 kPa ( $\gamma_F = 1.5$ , Tabella 5.2.V NTC 2018). In condizioni sismiche al carico accidentale è stato applicato un coefficiente di combinazione pari a 0.2.

#### 4.4 AZIONI SISMICHE PER ANALISI DI STABILITÀ SCARPATE

In generale, il metodo pseudo-statico modella l'azione sismica considerando in luogo delle azioni dinamiche azioni statiche equivalenti ovvero forze statiche orizzontali  $f_h$  e verticali  $f_v$  per unità di volume, d'intensità pari al prodotto fra il peso specifico del corpo  $\gamma$  sottoposto all'azione dinamica ed un coefficiente sismico:

- $f_h = \gamma \cdot k_h$  forza orizzontale per unità di volume
- $f_v = \gamma \cdot k_v$  forza verticale per unità di volume

dove

$\gamma$  = peso specifico del volume considerato.

In accordo alla normativa vigente per le analisi in esame, la componente orizzontale ( $a_h$ ) dell'accelerazione può essere legata all'accelerazione massima attraverso la seguente relazione:

- $k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$   $k_v = \pm k_h/2$

dove:

- $k_h$  = coefficiente sismico in direzione orizzontale;  $k_v$  = coefficiente sismico in direzione verticale;
- $a_{max}$  = accelerazione massima attesa al sito;  $g$  = accelerazione di gravità;  $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dall'accelerazione massima attesa al sito.

Per la viabilità in argomento si ha la seguente caratterizzazione sismica ( $V_N=50$ ,  $CU=1,5$ ,  $SLV$ , Categoria C):

- $a_{max} = 0.451g$

Per le analisi di stabilità sismiche  $SLV$  di rilevati, il coefficiente di riduzione dall'accelerazione massima attesa al sito va assunto pari a  $\beta_s = 0.38$ .

Quindi si ha in condizioni sismiche:

- $k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g = 0.171$
- $k_v = \pm k_h/2 = \pm 0.086$

#### 4.5 SEZIONI DI CALCOLO

L'analisi di stabilità per i rilevati dell'asse stradale è stata condotta per la sezione del rilevato di approccio al cavalcaferrovia, di altezza massima, in corrispondenza della pk. 2+444,98:

1. Sezione di rilevato di altezza  $H=7,7$  m su p.c. orizzontale, con falda assente e terreno costituito dalla seguente stratigrafia:
  - Unità geotecnica R: da p.c. a -1,5m
  - Unità geotecnica UG1: da -1,5m a - 6,0m
  - Unità geotecnica UG2: da -6,0m in poi.

Per il soddisfacimento delle verifiche di stabilità del rilevato in condizioni sismiche risulta necessario operare il rinforzo alla base dei rilevati mediante geogriglie aventi resistenza a trazione non inferiore a 80 kN/m.



#### **4.6 RISULTATI**

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati delle verifiche di stabilità delle scarpate sia in condizioni statiche che sismiche SLU (viene riportata la verifica più gravosa valutata con  $\pm K_v$ ), in condizione drenate. I tabulati di calcolo completi sono riportati in Allegato 1.

I fattori di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche sono sempre maggiori di quanto prescritto da normativa ( $\gamma_R \geq 1.1$  per le analisi statiche SLU e  $\gamma_R \geq 1.2$  per le analisi sismiche SLV); quindi le verifiche di stabilità sono sempre soddisfatte.

#### 4.7 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

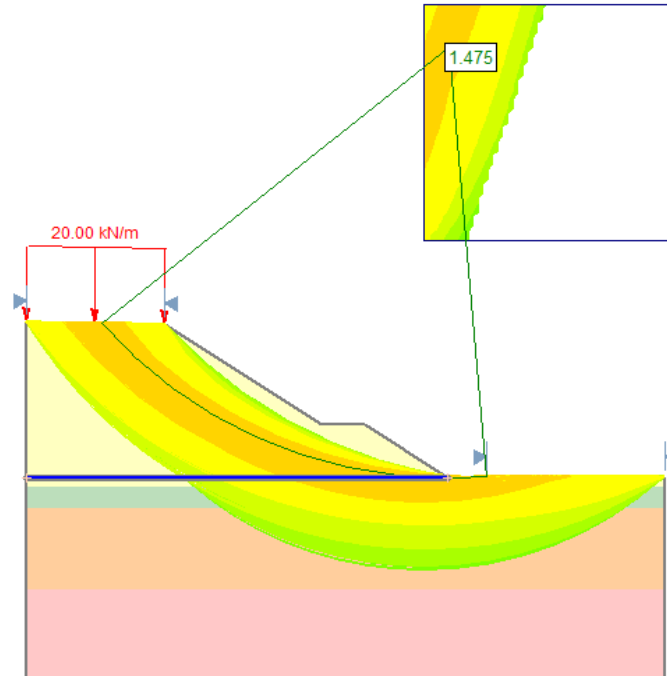


Figura 1: Analisi statica –Condizioni drenate

La verifica in condizioni statiche è pertanto soddisfatta con coefficiente di sicurezza  $FS=1,47>1,1$

#### 4.8 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

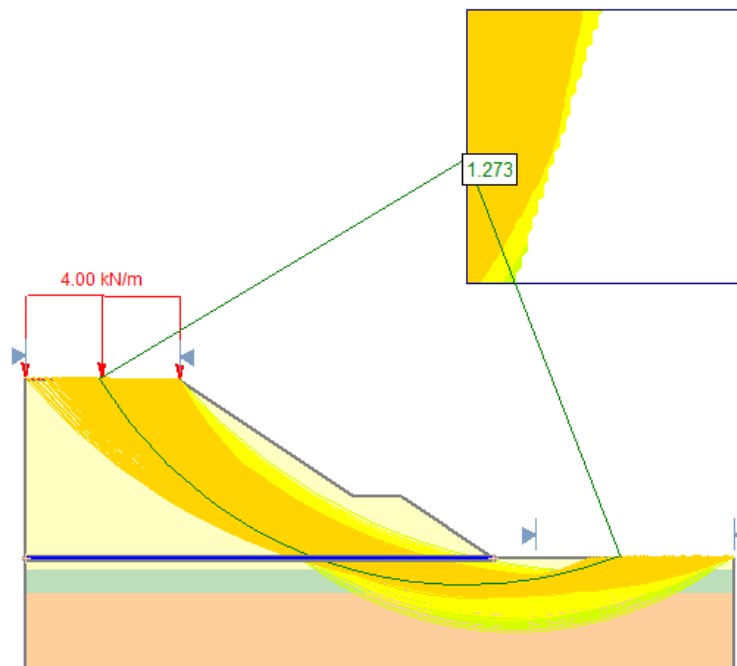


Figura 2: Analisi sismica –Condizioni drenate

La verifica in condizioni statiche è pertanto soddisfatta con coefficiente di sicurezza  $FS=1,27>1,2$ .

## 5 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

### 5.1 PREMESSA

Per verificare la funzionalità del rilevato stradale previsto nell'ambito dei lavori di realizzazione dell'opera è necessario analizzarne i cedimenti valutandone il comportamento sotto i carichi di esercizio.

### 5.2 CRITERI DI VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Si riportano nel seguito le metodologie ed i criteri di calcolo del cedimento.

L'analisi del cedimento è stata effettuata utilizzando il programma CED sviluppato dall'ing. Guiducci per l'analisi delle tensioni indotte nel sottosuolo dai carichi applicati in superficie. Con il programma di calcolo è possibile analizzare cedimenti di rilevati illimitati sia di rilevati semi-illimitati (quali ad esempio i rilevati stradali dei cavalcaferrovia ed i rilevati di approccio alle spalle dei viadotti di linea).

Nel caso di rilevati illimitati, generalmente il calcolo è stato effettuato in corrispondenza dell'asse del rilevato (cedimento massimo).

Nel caso di rilevati semi-illimitati il cedimento viene valutato in condizione di area di carico semi – infinita; quindi si può individuare l'andamento del cedimento in asse rilevato in direzione longitudinale (tenendo eventualmente anche conto della pendenza longitudinale del rilevato), al fine di determinare la posizione (rispetto alla spalla) della sezione con cedimento massimo.

Nel seguito sono stati valutati i cedimenti di rilevati dell'asse stradale e quindi illimitati ed il calcolo è stato effettuato in corrispondenza dell'asse del rilevato (cedimento massimo).

#### 5.2.1 Determinazione della zona compressibile Hc

Viene definita convenzionalmente zona compressibile (Hc) la profondità oltre la quale l'incremento delle tensioni verticali ( $\delta\sigma_z$ ) risulti inferiore a  $(0.10) \cdot (\sigma'_{v0})$  (essendo  $\sigma'_{v0}$  la tensione verticale efficace litostatica) e il contributo al cedimento può essere considerato trascurabile.

#### 5.2.2 Valutazione cedimenti per terreni sabbiosi

Il cedimento dei rilevati poggianti su terreni sabbiosi può essere determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu' \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_i'}$$

Dove

$s_t$  = cedimento totale

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte dal carico

$h_i$  = altezza dello strato i-esimo

$n$  = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile ( $H_C$ )

$E_i'$  = modulo di deformazione elastico drenato dello strato  $i$ -esimo

$\nu'$  = rapporto di Poisson = 0.3

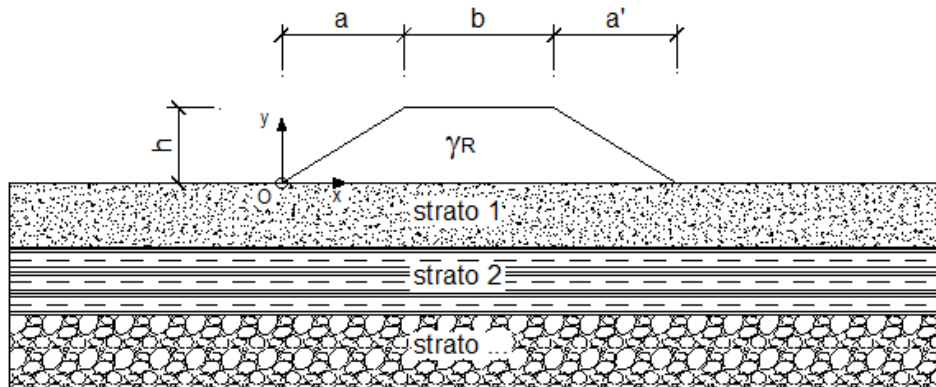


Figura 1: Discretizzazione corpo di carico

Il comportamento dei terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie), quali i terreni di fondazione del progetto in argomento, risulta macroscopicamente diverso da quello dei terreni a grana fine (limi e argille), in virtù della marcata differenza esistente tra i valori del coefficiente di permeabilità. Avendo infatti elevata permeabilità essi si comportano come un sistema aperto con libero flusso dell'acqua e l'eventuale sovrappressione dell'acqua interstiziale, generata da una qualunque causa che ne disturbi l'equilibrio originario, si dissipa in tempi estremamente brevi. Ne consegue che, ai fini pratici, si può trascurare il moto di filtrazione transitorio e fare riferimento direttamente alle condizioni di equilibrio finale.

Il decorso del cedimento nel tempo può essere pertanto considerato rapido, praticamente contemporaneo alla costruzione dell'opera

### 5.2.3 Valutazione cedimenti rilevati stradali

La valutazione dei cedimenti è stata eseguita considerando la sezione del rilevato di approccio al cavalcavia, di altezza massima, in corrispondenza della pk. 2+444,98:

1. Sezione di rilevato di altezza  $H=7,7$  m su p.c. orizzontale, con falda assente e terreno costituito dalla seguente stratigrafia:
  - Unità geotecnica R: da p.c. a -1,5m
  - Unità geotecnica UG1: da -1,5m a - 6,0m
  - Unità geotecnica UG2: da -6,0m in poi.

L'analisi dei cedimenti dei rilevati è stata svolta in accordo alle metodologie di calcolo precedentemente esposte, con il programma di calcolo "cedimenti rilevati" (M. Mancina); nello specifico sono state eseguite le seguenti analisi per il calcolo dei cedimenti indotti dai rilevati di

linea nell'ipotesi di rilevato illimitato per tutte le sezioni indicate sopra, al fine di valutare i cedimenti massimi dei rilevati.

Nella valutazione dei cedimenti e quindi nella determinazione dello spessore compressibile, si sono considerati i contributi degli strati in corrispondenza dei quali l'incremento della tensione verticale risulta maggiore o uguale a 0.1 volte la tensione geostatica efficace.

Il calcolo dei cedimenti dei rilevati è stato eseguito considerando ciascuna sezione di rilevato come da figura seguente con pendenza scarpate 2 (verticale) / 3 (orizzontale), con l'altezza massima, valutata come distanza tra quota di progetto del rilevato (piano stradale) ed il piano campagna (vedasi H<sub>ril, calcolo</sub>, calcolo nella figura seguente) e la larghezza sommitale del rilevato (larghezza massima della piattaforma, dimensione B indicata in figura seguente

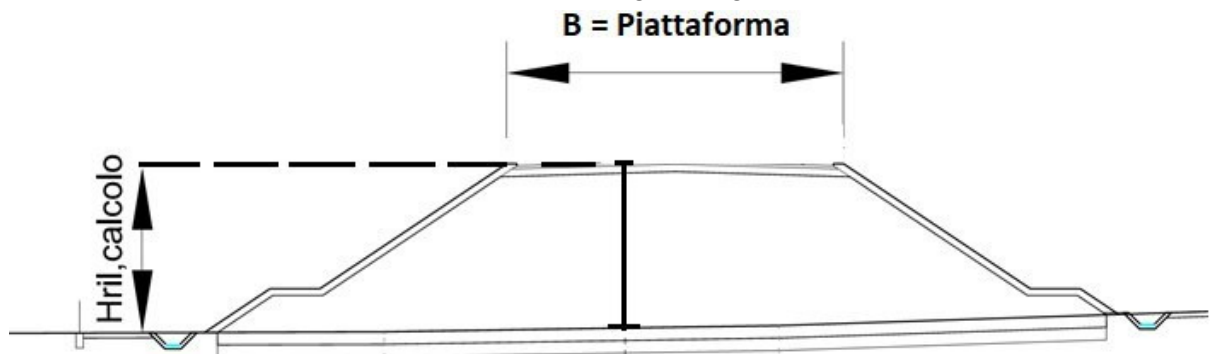
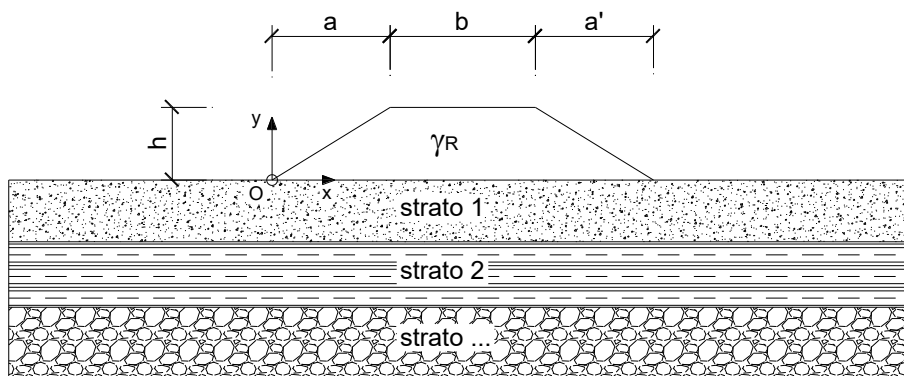


Figura 3: Schema di calcolo

### 5.3 RISULTATI

Nella seguente tabella è sintetizzato il risultato ottenuto in termini di cedimento totale in asse al rilevato.



#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

|  |       |                      |
|--|-------|----------------------|
| h (altezza del rilevato):                          | 7.60  | (m)                  |
| a (larghezza scarpata sinistra):                   | 13.30 | (m)                  |
| a' (larghezza scarpata destra):                    | 13.30 | (m)                  |
| b (larghezza coronamento del rilevato):            | 13.00 | (m)                  |
| $\gamma_R$ (peso di unità di volume del rilevato): | 18.00 | (kN/m <sup>3</sup> ) |

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

|   |       |     |
|---|-------|-----|
| n (numero degli strati) (max 5):  | 3     | (-) |
| $\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$ :  | 1     | (%) |
| (Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media) |       |     |
| Zw (Profondità della falda):  | 30.00 | (m) |

| Strato<br>(n) | Z <sub>iniziale</sub><br>(m) | Z <sub>finale</sub><br>(m) | Spessore<br>(m) | $\Delta z_i$<br>(m) | E<br>(Mpa) | $\nu$<br>(-) | $\varphi'$<br>(°) | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | terreno           |
|---------------|------------------------------|----------------------------|-----------------|---------------------|------------|--------------|-------------------|----------------------------------|-------------------|
| 1             | 0.00                         | 1.50                       | 1.50            | 1.0                 | 15.0       | 0.30         | 30.0              | 20.00                            | riporto           |
| 2             | 1.50                         | 6.00                       | 4.50            | 1.0                 | 50.0       | 0.30         | 33.0              | 21.00                            | depositi sabbiosi |
| 3             | 6.00                         | 25.00                      | 19.00           | 1.0                 | 70.0       | 0.30         | 35.0              | 21.00                            | depositi sabbiosi |
| -             | -                            | -                          | -               | -                   | -          | -            | -                 | -                                | -                 |
| -             | -                            | -                          | -               | -                   | -          | -            | -                 | -                                | -                 |

#### ASCISSE DI CALCOLO

| x1<br>(m) | x2<br>(m) | x3<br>(m) | x4<br>(m) | x5<br>(m) | x6<br>(m) | x7<br>(m) | x8<br>(m) | x9<br>(m) | x10<br>(m) | x11<br>(m) |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|
| -6.65     | 0.00      | 6.65      | 13.30     | 16.55     | 19.80     | 23.05     | 26.30     | 32.95     | 39.60      | 46.25      |

(automatico)  
(manuale)

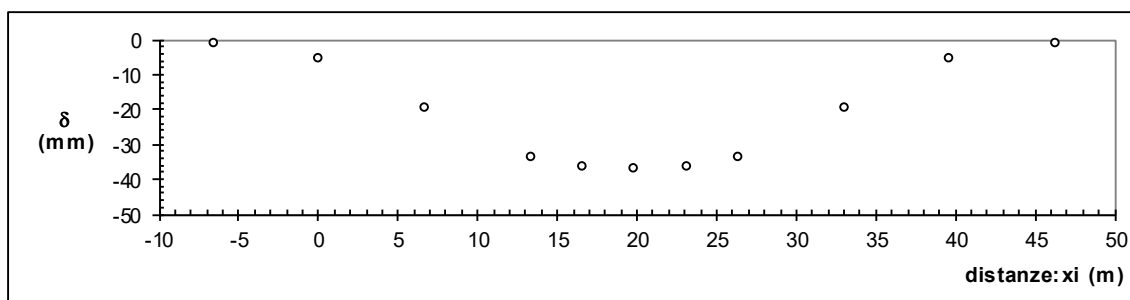
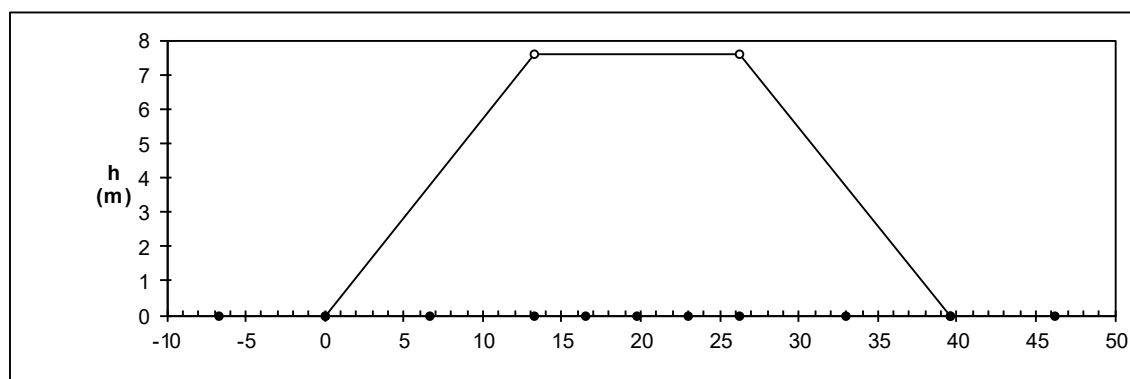
Tabella 1: Risultati cedimenti

**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)   |
| -6.65 | 0.00 | 6.65 | 13.30 | 16.55 | 19.80 | 23.05 | 26.30 | 32.95 | 39.60 | 46.25 |

(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)   |
| -6.65 | 0.00 | 6.65 | 13.30 | 16.55 | 19.80 | 23.05 | 26.30 | 32.95 | 39.60 | 46.25 |

**CEDIMENTI**

| δ1     | δ2     | δ3     | δ4     | δ5     | δ6     | δ7     | δ8     | δ9     | δ10    | δ11    |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| ( cm ) | ( cm ) | ( cm ) | ( cm ) | ( cm ) | ( cm ) | ( cm ) | ( cm ) | ( cm ) | ( cm ) | ( cm ) |
| -0.06  | -0.49  | -1.94  | -3.35  | -3.59  | -3.65  | -3.59  | -3.35  | -1.94  | -0.49  | -0.06  |

Si può concludere che il cedimento massimo totale osservabile sulla superficie del nuovo rilevato sarà pari a circa 3,65 cm, compatibile con l'opera in progetto.

Tale cedimento sarà immediato, ovvero prodotto completamente durante la fase costruttiva; di conseguenza lo stesso potrà essere colmato prima della messa in esercizio dell'opera.

## 6 PIANO DI POSA RILEVATI

Sulla base dei risultati delle indagini eseguite, sono stati definiti gli spessori di scotico e bonifica per il piano di posa di rilevati e trincee.

Nella seguente tabella si riassumono gli spessori di scotico+bonifica previsti per i rilevati stradali lungo lo sviluppo del tracciato.

| Opere    | SCOTICO [m] | BONIFICA [m] |
|----------|-------------|--------------|
| rilevati | 0.20        | 0.30         |

## 7 VERIFICA DI STABILITÀ DELLE TRINCEE

In considerazione della differenza di quota tra il progetto stradale e la quota attuale del terreno, la piattaforma stradale sarà contenuta tra paratie di pali al fine di contenere l'esecuzione degli scavi e ridurre le necessità di eseguire espropri definiti nell'area di intervento, nella quale sono presenti ulivi secolari e colture di vario genere.

I tratti in trincea saranno quindi modesti, realizzati per lo più a tergo delle palificate e nel tratto immediatamente a monte dello svincolo con la SS18.

Si riporta di seguito la verifica di stabilità di una trincea tipo realizzata per un'altezza di scavo di 2,0m, con pendenza 1/3, che può essere assunta come riferimento per tutti le trincee in progetto.

### 7.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

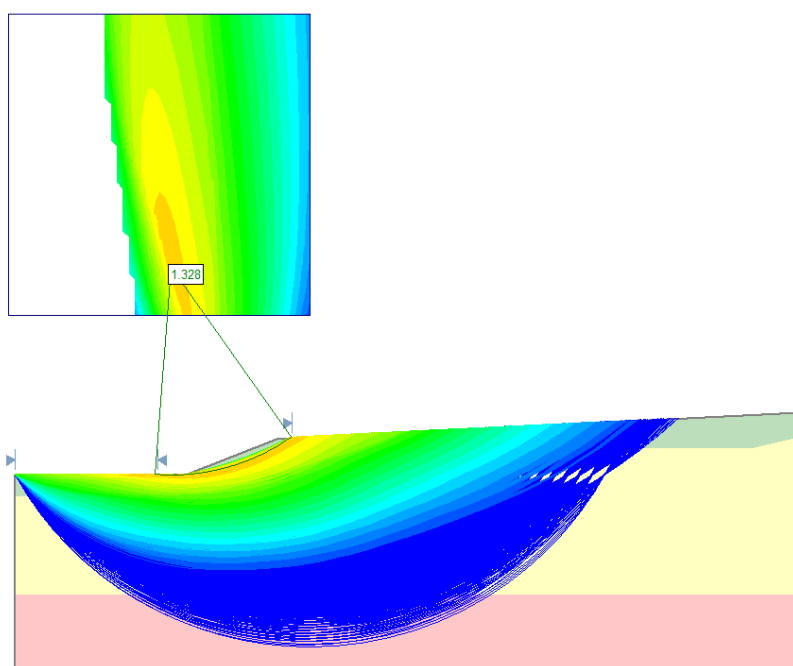


Figura 4: Analisi statica –Condizioni drenate



Essendo rispettata la relazione  $FS_{MIN} \geq R_2 = 1.1$ , la verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.

## 7.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

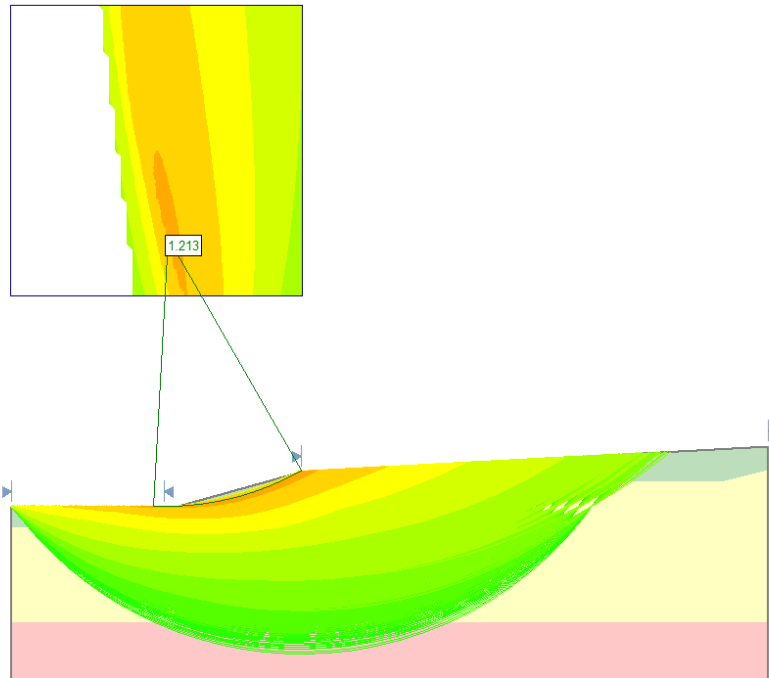


Figura 1: Analisi sismica –Condizioni drenate

Essendo rispettata la relazione  $FS_{MIN} \geq R_2 = 1.1$ , la verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.

## 8 BIBLIOGRAFIA

Nella tabella successiva, sono riportati i principali testi consultati per la redazione della presente relazione.

| <b>Autore</b>                                 | <b>Titolo</b>   | <b>Editore</b>       | <b>Anno</b> |
|---|---|----------------------|-------------|
| AA. VV.                                       | Ingegneria Antisismica.   | Liguori              | 1985        |
| AA. VV.                                       | Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.   | Hevelius             | 1997        |
| Aicap   | Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.   | Pubblicamento        | 2011        |
| Aicap   | Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo. | Pubblicamento        | 2011        |
| Aicap - AGI                                   | Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni   | AGI                  | 2012        |
| Annunziata F. et al.                          | Progettazione Stradale Integrata.   | Zanichelli           | 2004        |
| Associazione Geotecnica Italiana              | Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.   | Patron Editore       | 2005        |
| Belluzzi O.                                   | Scienza delle Costruzioni.  | Zanichelli           | 1941        |
| Boscolo Bielo M.                              | Progettazione Strutturale.  | Legislazione Tecnica | 2010        |
| Bowles E. B.                                  | Fondazioni - progetto e analisi.  | McGraw-Hill          | 1998        |
| Bruschi A.                                    | Meccanica delle Rocce.  | Flaccovio            | 2004        |
| Capurso M.                                    | Introduzione al calcolo automatico delle strutture.   | ESAC                 | 1986        |
| Clayton C.R.I.,<br>Milititsky J. e Woods R.I. | La spinta delle terre e le opere di sostegno.   | Hevelius             | 1993        |
| Collotta T.                                   | Prontuario Interattivo di Geotecnica.   | Flaccovio            | 1951        |
| Desideri A.,<br>Miliziano S. e<br>Rampello S. | Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.   | Hevelius             | 1997        |
| Di Francesco R.                               | Geotecnica - guida pratica alle nuove norme tecniche.   | Flaccovio            | 2010        |

|  |  |  |      |
|--|--|--|------|
| <i>Ferrari P. e Giannini F.</i>                          | Ingegneria Stradale.   | <i>ISEDÌ</i>                               | 1979 |
| <i>Garbin F. e Storoni Ridolfi S.</i>                    | Geologia e geotecnica stradale.  | <i>Flaccovio</i>                           | 2010 |
| <i>Gheresi A.</i>  | Il cemento armato.   | <i>Flaccovio</i>                           | 2010 |
| <i>Giangreco E.</i>                                      | Teoria e tecnica delle costruzioni.  | <i>Liguori</i>                             | 1963 |
| <i>Lai C. G., Foti S. e Rota M.</i>                      | Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione.              | <i>IUSS Press</i>                          | 2009 |
| <i>Lancellotta R.</i>                                    | Meccanica dei Terreni e Fondazioni - Resistenza al taglio e deformabilità. | <i>Levrotto e Bella</i>                    | 1983 |
| <i>Lancellotta R.</i>                                    | Geotecnica.  | <i>Zanichelli</i>                          | 1987 |
| <i>Lancellotta R. e Cavalera J.</i>                      | Fondazioni.  | <i>McGraw-Hill</i>                         | 1999 |
| <i>Leonhardt F.</i>                                      | Calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.                    | <i>ETS</i>                                 | 1977 |
| <i>Mancina M., Nori R. e Iasiello P.</i>                 | Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. I e II.                  | <i>DEI</i>                                 | 2006 |
| <i>Pane V. e Tamagnini C.</i>                            | Analisi dei diaframmi multiancorati.                                       | <i>Hevelius</i>                            | 2004 |
| <i>Pasqualini E</i>                                      | Standard Penetration Test SPT  | <i>Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo</i> | 1983 |
| <i>Perretti A., Gheresi A., Sattamino P. e Brenna A.</i> | La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer.           | <i>Maggioli Editore</i>                    | 2007 |
| <i>Poulos H.G. and Davis E. H.</i>                       | Analisi e Progettazione di fondazioni su pali.                             | <i>Flaccovio</i>                           | 2002 |
| <i>Tamagnini C.</i>                                      | Analisi limite in ingegneria geotecnica.                                   | <i>Hevelius</i>                            | 2005 |
| <i>Tanzini M.</i>  | Micropali e pali di piccolo diametro.                                      | <i>Flaccovio</i>                           | 2004 |
| <i>Tanzini M.</i>  | L'indagine geotecnica.   | <i>Flaccovio</i>                           | 2002 |
| <i>Tesoriere G.</i>                                      | Strade, Ferrovie e Aeroporti.  | <i>UTET</i>                                | 1996 |
| <i>Viggiani C.</i>                                       | Fondazioni.  | <i>Hevelius</i>                            | 1999 |
| <i>William Lambe T. e Whitman V.</i>                     | Meccanica dei Terreni.   | <i>Flaccovio</i>                           | 1997 |