

# autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA A23: UDINE - TARVISIO

## LAVORI DI RIPRISTINO DEL PONTE SUL RIO GLAGNÒ Progressiva km. 67+212

(Opera 23.09.0199.0.1e2)

CUP: - CIG: - Codice progetto 0 5 1 9

## PROGETTO ESECUTIVO LOTTO 2

Codice elaborato

PE R 19

Scala

Emissione

Data 14.08.2022

Redatto StN

Controllato A.N.

Approvato A.N.

Titolo elaborato

Relazione di verifica strutturale e  
geotecnica delle opere di protezione  
idraulica

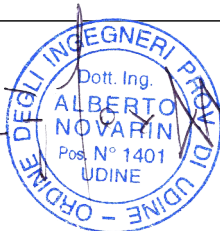
Nome file

Cartiglio relazioni LOTTO 2.dwg

Firme

PROGETTISTA

dott. ing. Alberto Novarin



COMMITTENTE:

Autostrade per l'Italia SpA

Documento sottoscritto digitalmente

Stampa conforme all'elaborato firmato digitalmente

Rev.	Data	Redatto	Controllato	Approvato	Oggetto revisione
01					
02					
03					
04					
05					



Studio Novarin s.a.s.

via Daniele Manin, 10 - 33100 Udine - ☎ 0432 421013 - ✉ studio@novarin.net

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO DELLO STUDIO NOVARIN. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PUNITO A NORMA DI LEGGE.  
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF STUDIO NOVARIN. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTED BY LAW.

## **INDICE**

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI .....	2
RELAZIONE SULLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	4
1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO .....	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
3. ANALISI DEI CARICHI .....	8
3.1. AZIONE SISMICA.....	8
3.1.1. DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO ELASTICO.....	8
3.1.2. DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO.....	9
3.1.3. TIPOLOGIA DI ANALISI SISMICA.....	9
3.2. SPINTA DELLE TERRE .....	9
3.2.1. PENNELLI .....	10
3.2.2. COLONNE JET GROUTING .....	10
3.3. AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE .....	10
3.3.1. PENNELLI .....	10
3.3.2. COLONNE JET GROUTING .....	11
3.4. SPINTA IDROSTATICA.....	11
3.4.1. PENNELLI .....	11
3.4.2. COLONNE JET GROUTING .....	11
3.5. SPINTA SISMICA DELL'ACQUA – SECONDO WESTERGAARD.....	11
3.5.1. PENNELLI .....	11
3.5.2. COLONNE JET GROUTING .....	11
3.6. INERZIA MANUFATTI .....	11
3.6.1. PENNELLI .....	11
3.7. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO .....	12
4. COMBINAZIONI DI CARICO .....	13
4.1. PENNELLI.....	13
4.1.1. COMBINAZIONI FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI .....	13
4.2. COLONNE JET GROUTING .....	13
4.2.1. COMBINAZIONI FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI .....	13
5. ANALISI E VERIFICHE PENNELLI .....	15
5.1. VERIFICA DI SCORRIMENTO.....	15
5.2. VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	15
5.3. VERIFICA AL SOLLEVAMENTO.....	16
5.4. VERIFICA A SIFONAMENTO.....	16
6. ANALISI E VERIFICHE COLONNE JET GROUTING.....	17
6.1. VERIFICA A SIFONAMENTO.....	17
6.2. VERIFICA DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE.....	17
6.2.1. VERIFICHE STR .....	18
7. VERIFICA DI STABILITÀ DELLA SCARPATA.....	19

## RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

La presente relazione sulle fondazioni, riguardante i caratteri geologici del sito sulla base dei quali viene eseguito il progetto delle fondazioni, è redatta ai sensi del §6 del D.M. 17 gennaio 2018 è basata sulla relazione geologica, redatta dal dott. Geol. David Pomarè (iscritto all'Ordine dei Geologi del Friuli Venezia Giulia – pos. 833) e dalla dott.ssa geol. Cristina Gerdol (iscritto all'Ordine dei Geologi del Friuli Venezia Giulia – pos. 414) di Trieste (TS).

L'area interessata dall'intervento si colloca a sud dell'abitato di Campiolo, in comune di Moggio Udinese (UD), lungo il greto fluviale del Fiume Fella, in destra idrografica, in prossimità della confluenza con il Rio Glagnò. Con riferimento alla viabilità A23 (Palmanova-Udine-Tarvisio), l'area di intervento si colloca all'altezza della progressiva km 67+200, a valle dell'area di servizio di Campiolo.

Le litologie presenti evidenziate nella relazione geologica risultano le seguenti:

### **Depositi d'alveo mobile attuale**

Si tratta di strati di ghiaie e ciottoli eterometrici da sub-angolari a sub-arrotondati, intercalati a strati sabbioso-ghiaiosi con ciottoli a granulometria più fine. La maggiore dimensione dei grani testimonia eventi con correnti idriche a maggior energia; diversamente, la presenza di sabbie e limi è indice di fasi deposizionali a corrente lenta. Presentano uno spessore medio rappresentativo di un paio di metri. Tali depositi presentano un'alta permeabilità, nell'ordine di 10-4 m/s.

### **Depositi di terrazzo fluviale recente**

Si tratta di depositi analoghi ai precedenti per granulometria ma relativi a fasi deposizionali recenti e non attuali. Tali depositi presentano pertanto maggior contenuto di matrice e un grado di addensamento maggiore. Tali caratteristiche rendono più facilmente distinguibili le embriciature, utili a ricostruire le dinamiche fluviale trascorse. Tali depositi presentano una permeabilità media, nell'ordine di 10-5 m/s. Le prove hanno altresì evidenziato locali valori bassi, fino a 10-7 m/s, che si ritiene vadano attribuiti a lenti fini e coesive.

### **Substrato roccioso affiorante/sub-affiorante**

Le rocce del substrato roccioso sono rappresentate da dolomie chiare, in strati metrici e dolomie stromatolitiche in strati decimetrici. Localmente, al tetto, breccie dolomitiche, intercalazioni di dolomie laminate scure, ricche in sostanza organica, in strati decimetrici. Il substrato affiora in prossimità dei rilievi che delimitano le sponde vallive del Rio Glagnò, talora ricoperto da esigui spessori di coltre eluviale.

I parametri geotecnici rappresentativi individuati nella relazione geologica sono:

$\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$  (massa volumica) -  $\phi = 35^\circ$  (angolo di resistenza al taglio) -  $c' = 5,00 \text{ kN/m}^2$  (coesione efficace)

$D_r = 75,00\%$  (densità relativa) -  $E_{ed} = 35 \text{ MPa}$  (modulo edometrico)

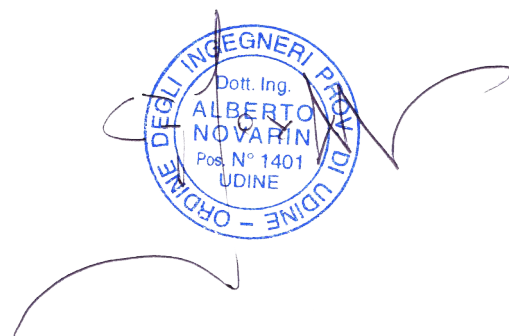
Al fine della definizione delle azioni sismiche secondo le "Norme Tecniche per le Costruzioni" il profilo stratigrafico del terreno oggetto di intervento permette di classificare il sito come appartenente alla seguente categoria: **C**.

La categoria topografica del sito è riconducibile alla **T1**.

Il calcolo della capacità portante viene effettuato direttamente dal codice di calcolo impiegato per le verifiche riportate nei seguenti paragrafi della relazione di calcolo.

VISTO  
IL DIRETTORE DEI LAVORI

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE





## RELAZIONE SULLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

La presente relazione viene redatta ai sensi dell'art. 65 comma 3 lettera b del T.U. 06/06/2001 n.380, allo scopo di fornire all'impresa costruttrice, all'assistente ai lavori e al direttore dei lavori, un quadro sintetico delle caratteristiche meccaniche dei materiali da utilizzare per la costruzione dell'opera.

### CALCESTRUZZO C 32/40

Modulo di elasticità:  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0,3} = 32837 \text{ MPa}$

Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,2$

Densità:  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Coefficiente parziale di sicurezza:  $\gamma_c = 1,5$

Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata:  $\alpha_{cc} = 0,85$

Resistenza cubica caratteristica:  $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$

Resistenza cilindrica caratteristica:  $f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 33 \text{ MPa}$

Resistenza cilindrica media:  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione semplice:  $f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 3,09 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione semplice:  $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,16 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione per flessione:  $f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 3,70 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione per flessione:  $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18,70 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,44 \text{ MPa}$

Tensione tangenziale caratteristica di aderenza:  $f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk} = 3,24 \text{ MPa}$  ( $\eta = 1$  per barre di diametro inferiore a 32 mm)

Tensione tangenziale di aderenza di calcolo:  $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2,16 \text{ MPa}$

Classe di esposizione: XC4+XF3

Classe dei contenuti in cloruri: Cl 0,2

Classe di consistenza: S4

Rapporto massimo acqua / cemento: 0,50

Acqua d'impasto: conforme alla UNI-EN 1008:2003

Aggregati: conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo / disgelo ed alla UNI 8520: 2005

Diametro max. inerti: 20 mm

**NOTA: la classe di esposizione XF3 prevedrebbe un contenuto minimo d'aria del 4,0%, tuttavia, vista la tipologia di manufatto si prescrive l'uso di un calcestruzzo privo d'aria ma con prestazioni equivalenti nei confronti della resistenza a gelo e disgelo.**

### ACCIAIO per c.a.: B450C

Modulo di elasticità:  $E = 210000 \text{ MPa}$

Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,3$

Densità:  $\rho = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Coefficiente parziale di sicurezza:  $\gamma_s = 1,15$

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$

Tensione di calcolo a snervamento:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$

$$1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$$

$$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25$$

Allungamento:  $(A_{gt})_k \geq 7,5 \%$

Copriferro nominale minimo: 35 mm

Contenuto minimo in cemento: 320 kg/m<sup>3</sup>

Leganti: conformi alla UNI EN 197

Diametro mandrino di piegatura:  $D = 4\phi$  per  $\phi \leq 12 \text{ mm}$

$$D = 5\phi \text{ per } \phi > 12 \text{ mm e } \phi \leq 16 \text{ mm}$$

Lunghezza minima di sovrapposizione:  $50 \phi$  per armatura longitudinale

2 maglie per r.e.

**ACCIAIO per jet grouting: S355 – J2**

Modulo di elasticità:  $E = 210000 \text{ MPa}$

Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,3$

Densità:  $\rho = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Coefficiente parziale di sicurezza:  $\gamma_{M0} = 1,05$

$\gamma_{M2} = 1,25$

Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 510 \text{ MPa}$

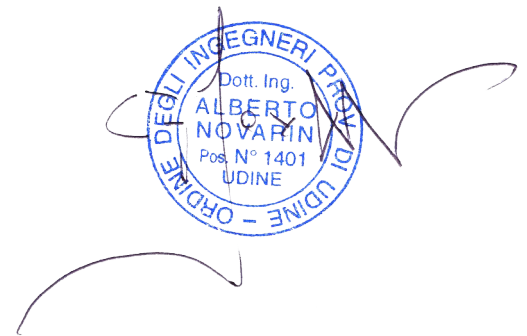
Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} = 355 \text{ MPa}$

**Caratteristiche jet grouting**

- perforazione a rotazione o rototurbazione, di diametro adeguato, eseguita con impiego di rivestimento provvisorio, se necessario;
- miscelazione e pompaggio iniezione di una miscela di acqua e cemento tipo I II III IV V 42,5, o 42,5 R, con l'impiego di additivi secondo le risultanze del campo prove;
- la pressione di pompaggio della miscela, misurata al manometro a bocca foro, dovrà essere superiore a 30 MPa e la quantità di miscela iniettata dovrà superare il 70 % del volume teorico del terreno da trattare, con un minimo di 350 kg di cemento (peso secco) per metro cubo di terreno trattato.
- la resistenza a compressione semplice del terreno consolidato dovrà risultare  $> 6 \text{ MPa}$  a ventotto giorni nei materiali incoerenti, salvo diverse indicazioni fornite dalla Direzione Lavori d'intesa con il Progettista, a seguito dei risultati del campo prova.

VISTO  
IL DIRETTORE DEI LAVORI

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE



## **1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO**

L'oggetto della presente relazione riguarda l'intervento per i lavori di messa in sicurezza idraulica del viadotto dell'autostrada A23 collocato alla confluenza del rio Glagnò nel Fiume Fella (sponda destra) in prossimità dell'area di servizio di Campiolo, in corrispondenza della progressiva km 67+200 della A23, nel comune di Moggio Udinese (UD). In particolare, le opere in progetto consistono nella realizzazione di n.5 pennelli a ridosso della scogliera esistente lungo la sponda destra del Fella e di operazioni di jet grouting a consolidamento dei terreni di fondazione delle pile del viadotto della A23.

Nello specifico, gli interventi oggetto della presente relazione sono:

- verifica strutturale/ geotecnica dei pennelli;
- verifica delle colonne in jet grouting armato.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- L. 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
  - L. 2 febbraio 1974 n. 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
  - D.P.R. 380/2001 - "Testo unico per l'edilizia"
  - Deliberazione della G.R. 01/08/2003 n° 2325 - "Recepimento dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003 in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
  - D.G.R. Friuli Venezia Giulia n° 2757 del 28-10-2005 - Applicazione delle norme tecniche antisismiche sul territorio regionale ai sensi del decreto ministeriale 14 settembre 2005 "Norme tecniche per le costruzioni"
  - L.R. Friuli Venezia Giulia 11-08-2009 n° 16 - Norme per la costruzione in zona sismica e per la tutela fisica del territorio
  - D.G.R. FVG 845/2010 - Zonizzazione sismica su base comunale
  - D.P.G.R. FVG 0176/PRES del 27/07/2011 – regolamento di attuazione dell' art 3 comma 3 lett. a) e c) della L.R.16/2009
  - D.M. Infrastrutture 19 gennaio 2018 – Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"
  - Circolare 21 gennaio 2019, n. 7, C.S.LL.PP – "Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 19 gennaio 2018»"
-





### 3. ANALISI DEI CARICHI

#### 3.1. AZIONE SISMICA

##### 3.1.1. DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO ELASTICO

I parametri necessari ai fini della determinazione dello spettro elastico sono i seguenti:

latitudine: 46,39876° Nord

longitudine: 13,17480° Est

vita nominale (VN): 50 anni – costruzioni ordinarie

coefficiente d'uso (CU): 2,0 – classe d'uso IV, opere strategiche

categoria di sottosuolo: C

categoria topografica: T1

rapporto h/H: 1

fattore di smorzamento  $\xi$ : 5%

$$S_{SLV} = S_{S,SLV} S_T = 1,229 * 1,000 = 1,229$$

$S_{S,SLV} = 1,229$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica)

$S_T = 1,000$  (coefficiente di amplificazione topografica)

$$S_{SLD} = S_{S,SLD} S_T = 1,500 * 1,000 = 1,500$$

$S_{S,SLD} = 1,500$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica)

di conseguenza, i parametri che si ottengono sono i seguenti:

periodo di riferimento (VR): 100 anni

periodo di ritorno (TR): 949 anni - SLV

101 anni - SLD

accelerazione orizzontale massima al sito ( $a_g$ ): 0,327 g (SLV)

0,122 g (SLD)

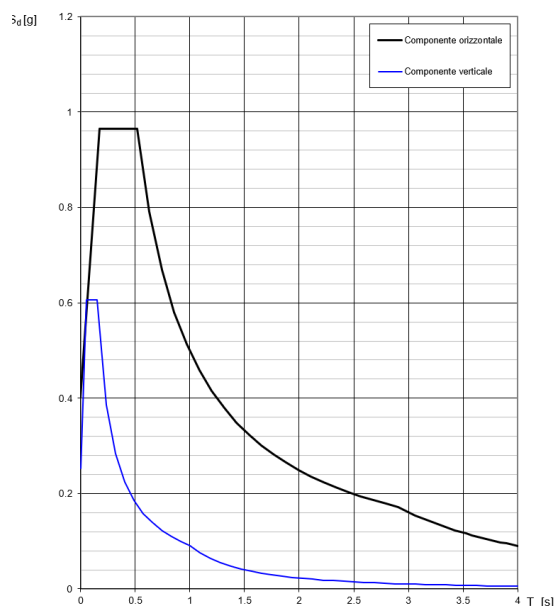
valore massimo del fattore di amplificazione spettrale ( $F_0$ ): 2,406 (SLV)

2,418 (SLD)

periodo inizio tratto a velocità costante dello spettro in acc. orizzontale ( $T_c^*$ ): 0,346 sec (SLV)

0,279 sec (SLD)

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLD

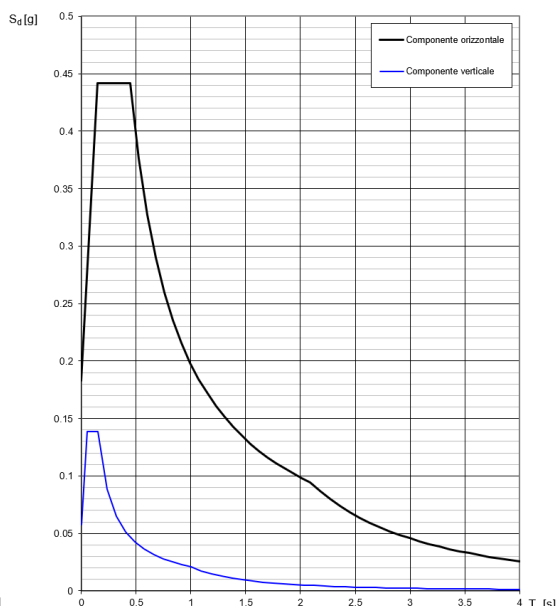


Figura 1: spettri di risposta elastici allo SLV (sinistra) e spettri elastici allo SLD (destra) programma Min. LL.PP.

### 3.1.2. DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

Le sollecitazioni sismiche adottate per il calcolo e la verifica sono state determinate secondo le seguenti ipotesi:

- capacità dissipativa o classe di duttilità: struttura a comportamento strutturale non dissipativo.

**q= 1,0 (fattore di comportamento)**

In questo caso lo spettro di risposta di progetto coincide con lo spettro elastico.

### 3.1.3. TIPOLOGIA DI ANALISI SISMICA

Nel caso in oggetto, viene effettuata un'analisi **statica lineare**.

Si determina di seguito il valore dei coefficienti sismici orizzontale e verticale:

#### Pennelli

$$k_h = \beta_m (a_{max}/g) = 1,00 * 0,401 = 0,401g$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h = 0,5 * 0,401 = 0,201g$$

$$\beta_m = 1,00 \text{ (come da §7.11.6.2.1 – NTC-18)}$$

#### Colonne jet grouting

$$k_h = \beta_m (a_{max}/g) = 0,38 * 0,401 = 0,1524g$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h = 0,5 * 0,1524 = 0,0762g$$

$$\beta_m = 0,38 \text{ (come da §7.11.6.2.1 – NTC-18)}$$

## 3.2. SPINTA DELLE TERRE

### calcolo della spinta attiva

Per il calcolo della spinta attiva è stato adottato il metodo di *Coulomb*, il quale è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal manufatto e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta  $S_t$  è applicata ad  $1/3 H$  di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2\beta \times \sin(\beta + \delta) \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \times \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di  $K_a$ :

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$  secondo Muller-Breslau

$\gamma_t$  Peso unità di volume del terreno;

$\beta$  Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

$\phi$  Angolo di resistenza al taglio del terreno;

$\delta$  Angolo di attrito terra-muro;

$\varepsilon$  Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale,

H Altezza della parete.

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo  $\gamma_t$  con  $\gamma'_t$  ( $\gamma'_t = \gamma_{dry} - \gamma_w$ ), peso efficace del materiale immerso in acqua.

### 3.2.1. PENNELLI

$k_a = 0,82$

$H = 5,50$  m (altezza dei pennelli)

$P_{T, \text{st, secco}} = \frac{1}{2} \cdot 0,24 \cdot 18,50 \cdot 5,50^2 = 67,16$  kN/m

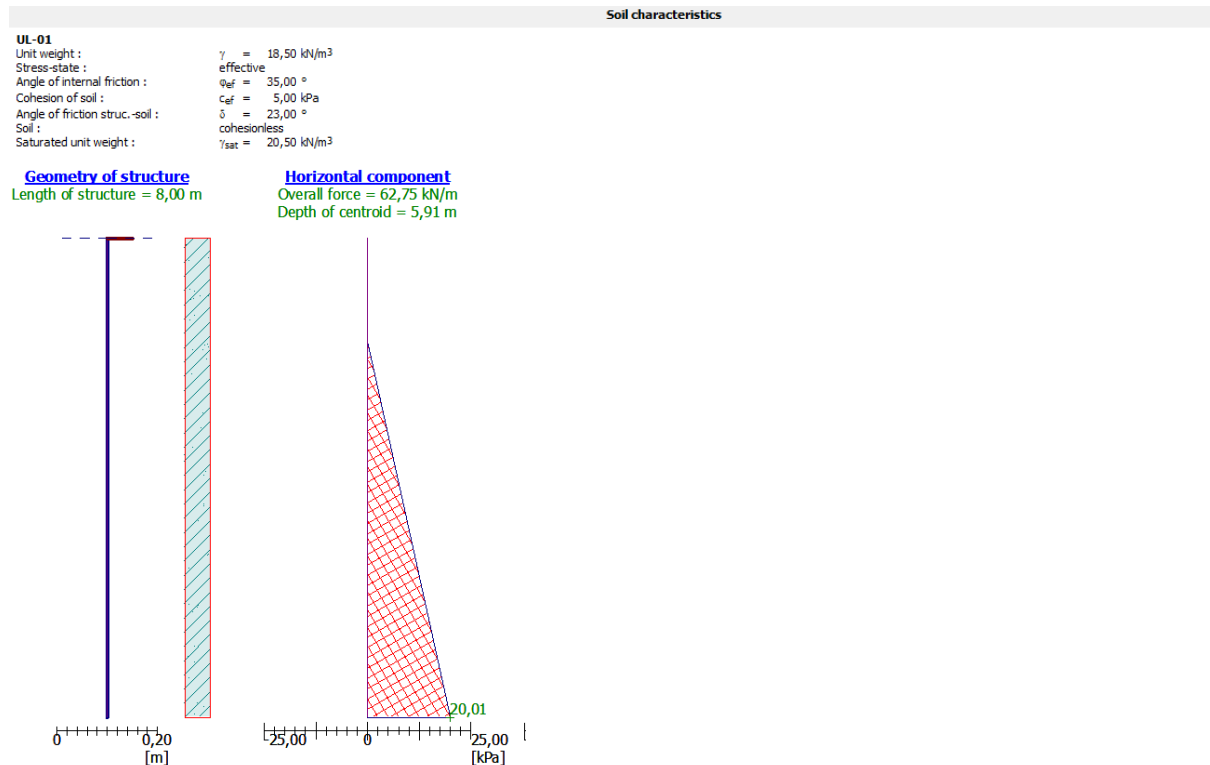
$P_{T, \text{st, umido}} = \frac{1}{2} \cdot 0,24 \cdot (18,50 - 10,00) \cdot 5,50 = 30,86$  kN/m

### 3.2.2. COLONNE JET GROUTING

Il calcolo delle sollecitazioni sugli elementi costituiti delle colonne del jet grouting è determinato mediante l'uso di un codice di calcolo.

In questo caso le pressioni sono compressive della pressione dell'acqua.

Di seguito si riportano i dati di input e di output.



### 3.3. AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE

#### Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

$$S_{a,E} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2 \cdot K_{a,E}$$

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal manufatto e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo  $\varepsilon$ , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo  $\beta$ , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità  $\theta$  tale che:

$$\tan \theta = k_H / (1 \pm k_v) \text{ (terreno secco)}$$

$$\tan \theta = \gamma_d / (\gamma - \gamma_w) \cdot k_H / (1 \pm k_v) \text{ (terreno umido dinamicamente permeabile)}$$

con  $k_H$  coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  verticale.

### 3.3.1. PENNELLI

$k_{a,E} = 0,82$

$$H = 5,50 \text{ m}$$

$$P_{T, \text{sis, secco}} = \frac{1}{2} * 0,82 * 18,50 * 5,50^2 * (1 - 0,201) = 183,33 \text{ kN/m}$$

$$P_{T, \text{sis, umido}} = \frac{1}{2} * 0,82 * (18,50 - 10,00) * 5,50 * (1 - 0,201) = 84,23 \text{ kN/m}$$

### 3.3.2. COLONNE JET GROUTING

Considerando che lo scopo dell'intervento è unicamente quello di evitare l'erosione del terreno posto al di sotto delle pile e che pertanto la situazione in cui si manifesta un fronte di escavazione di 8,0m è da ritenersi del tutto eccezionale si ritiene di poter trascurare la situazione in cui sia presente la sollecitazione sismica in quanto la configurazione in cui le colonne di jet grouting presentano un fronte libero è di carattere temporaneo finché non viene ripristinata la configurazione iniziale in cui le pile sono del tutto interrate.

## 3.4. SPINTA IDROSTATICA

La falda con superficie distante  $H_w$  dalla base del manufatto induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità  $z$ , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \times z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H^2$$

### 3.4.1. PENNELLI

$$P_{w, \text{st}} = \frac{1}{2} * 10,0 * 5,50^2 = 151,25 \text{ kN/m (solo a monte)}$$

### 3.4.2. COLONNE JET GROUTING

Il programma impiegato nella determinazione delle forze ne tiene già conto.

## 3.5. SPINTA SISMICA DELL'ACQUA – SECONDO WESTERGAARD

### 3.5.1. PENNELLI

Si ipotizza una configurazione in cui si il pennello sia interrito a monte e libero a valle.

Di seguito si determina il contributo legato alla spinta idrodinamica dell'acqua interstiziale.

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2 \rightarrow E_{wd,1} = \frac{7}{12} * 0,401 * 10,0 * 5,50^2 = 70,76 \text{ kN/m}$$

$$E_{wd,1, \text{rib, SLV}} = \frac{7}{12} * 0,602 * 10,0 * 5,50^2 = 106,23 \text{ kN/m}$$

dove:  $k_h = 0,401$  (coefficiente sismico orizzontale)

$$k_{h1} = 1,5 k_{h, \text{st}} = 1,5 * 0,401 = 0,602 \text{ (coefficiente sismico orizzontale per verifiche a ribaltamento)}$$

$$\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso specifico dell'acqua)}$$

$$H_w = 5,50 \text{ m}$$

Il punto di applicazione si assume pari al 60% dell'altezza dello strato saturo.

### 3.5.2. COLONNE JET GROUTING

La configurazione in cui le colonne di jet grouting sono soggette a sollecitazione sismica viene trascurata per le motivazioni espresse in precedenza.

## 3.6. INERZIA MANUFATTI

### 3.6.1. PENNELLI

$$F_{Ed} = W a_g = [18,5 * (2 * (1,00 + 4,00) * 3,00 / 2 + (8,60 * 1,50) + (8,60 + 5,60) * 1,00 / 2 - 2 * 1,50 * 1,50) + 2 * 25 * 1,50 * 1,50] * 0,401 = 271,38 \text{ kN/m}$$

### 3.7. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

- peso (PP)
  - spinta terreno monte (SP)
  - spinta idrostatica monte (SPH)
  - spinta sismica monte X: componente orizzontale della spinta sismica
  - sottospinta idrostatica (STH)
  - spinta idrodinamica (SHD)
-

## 4. COMBINAZIONI DI CARICO

### 4.1. PENNELLI

La Normativa prevede le seguenti verifiche:

- SLU di tipo geotecnico (GEO): - scorrimento;  
- ribaltamento;  
- sollevamento;
- SLU di tipo strutturale (STR): - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;
- SLU di tipo idraulico (HYD): - sifonamento.

#### 4.1.1. COMBINAZIONI FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Si definiscono combinazioni fondamentali agli Stati Limite Ultimi quelle che comprendono i carichi permanenti e quelli variabili e non includono le azioni eccezionali e le azioni sismiche.

COMB.	PP	SP	SPH	SIS X	STH	SHD
01- (A1+M1+R3)-Scor.	1,0	1,3	1,5	0,0	1,5	0,0
02- (A1+M1+R3)- Rib.	1,0	1,3	1,5	0,0	1,5	0,0
03- (A2+M2+R2)- Soll.	1,0	1,3	1,5	0,0	1,5	0,0
04- (A1+M1+R3)-Scor +SIS	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
05- (A1+M1+R3)- Rib. +SIS	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
06- (A2+M2+R2)- Stab. +SIS	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Le verifiche di tipo strutturale (STR) vengono eseguite prendendo le condizioni di carico più severe tra quelle relative all'approccio 2 ovvero con la combinazione (A1+M1+R3) senza l'impiego dei coefficienti  $\gamma_R$ , così come indicato al § C6.5.3.1.1 della Circolare n.617/2019 del C.S.LL.PP..

### 4.2. COLONNE JET GROUTING

La Normativa prevede le seguenti verifiche:

- SLU di tipo strutturale (STR): - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;
- SLU di tipo idraulico (HYD): - sifonamento.

#### 4.2.1. COMBINAZIONI FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Si definiscono combinazioni fondamentali agli Stati Limite Ultimi quelle che comprendono i carichi permanenti e quelli variabili e non includono le azioni eccezionali e le azioni sismiche.

COMB.	PP	SP	SPH	SIS X	STH	SHD
01- (A1+M1+R3)	1,0	1,0	1,0	0,0	1,0	0,0

Le verifiche di tipo strutturale (STR) vengono eseguite prendendo le condizioni di carico più severe tra quelle relative all'approccio 2 ovvero con la combinazione (A1+M1+R3) senza l'impiego dei coefficienti  $\gamma_R$ , così come indicato al § C6.5.3.1.1 della Circolare n.617/2019 del C.S.LL.PP..



## 5. ANALISI E VERIFICHE PENNELLI

Le verifiche dei pennelli vengono condotte nella configurazione con terreno a monte e libero a valle e con la presenza di acqua.

La configurazione considerata considera, a favore di sicurezza, la sola componente della spinta dell'acqua sfavorevole trascurando il contributo dell'acqua a valle.

Le verifiche vengono condotte considerando una sezione di manufatto di lunghezza unitaria e considerando lo stesso come un corpo rigido.

Tutte le verifiche, ad eccezione di quella a sifonamento prescindono dalla presenza delle colonne di jet grouting.

### 5.1. VERIFICA DI SCORRIMENTO

$$F_{\text{scorr,SLU}} = \gamma_{G1} P_{T\text{-st,umido}} + \gamma_{G1} P_w = 1,5 \cdot 30,87 + 1,5 \cdot 151,25 = 273,18 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{scorr,SLV}} = P_{T\text{-sis,umido}} + P_w + P_{W,\text{sis}} + P_{\text{inerz}} = 105,42 + 151,25 + 70,76 + 271,38 = 598,81 \text{ kN/m}$$

$$F_{Rd,\text{scorr}} = (W_{\text{man}} - P_{\text{sottosp,Hyd}}) \tan \phi_{t\text{-fond}} + 0,50 G_1 h_{\text{dente}} k_p =$$

$$= 0,9 [18,5 \cdot (2 \cdot (1,00 + 4,00) \cdot 3,00/2 + (8,60 \cdot 1,50) + (8,60 + 5,60) \cdot 1,00/2 - 2 \cdot 1,50 \cdot 1,50) + 2 \cdot 25 \cdot 1,50 \cdot 1,50 - 10 \cdot (5,50 + 2,50)/2 \cdot 8,60] \tan (23^\circ) +$$

$$= [(8,60 \cdot 1,50) + (8,60 + 5,60) \cdot 1,00/2 \cdot 18,5] \cdot 0,50 \cdot 3,69 \cdot 3,00 = 127,12 + 1843,15 = 1970,28 \text{ kN/m}$$

dove:  $h_{\text{dente}} = 3,00 \text{ m}$  (altezza "dente" di fondazione)

$$k_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = \tan^2 (45^\circ + 35/2) = 3,69$$

$G_1$  (peso proprio della porzione di pennello al di sopra del dente)

$$\phi_{t\text{-fond}} = 2/3 \phi = 2/3 \cdot 35 = 23^\circ \text{ (angolo di attrito terreno- fondazione)}$$

$W_{\text{man}}$ : peso proprio del manufatto

$P_{\text{sottosp,Hyd}}$ : pressione verso l'alto data dalla sottospinta idraulica considerando una profondità media della fondazione

$$F_{Rd,\text{scorr}} / F_{\text{scorr}} = 1970,28 / 598,81 = 3,29 > 1,1$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 5.2. VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$M_{\text{rib,SLU}} = \gamma_{G1} P_{T\text{-st,umido}} H/3 + \gamma_{G1} P_w H_w/3 = 1,5 \cdot 39,15 \cdot 5,50/3 + 1,5 \cdot 151,25 \cdot 5,50/3 = 523,60 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{rib,SLV}} = P_{T\text{-sis,umido}} H/3 + P_w H_w/3 + P_{W,\text{sis,rib}} 0,6 H_w + P_{\text{inerz}} H/2 =$$

$$= 105,42 \cdot 5,50/3 + 151,25 \cdot 5,50/3 + 106,23 \cdot 0,6 \cdot 5,50 + 271,38 \cdot 5,50/2 = 1567,42 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{stab}} = W_{\text{man}} \cdot B/2 - P_{\text{sottosp,Hyd}} B/2 + 0,50 G_1 h_{\text{dente}} k_p$$

$$= 0,9 [18,5 \cdot (2 \cdot (1,00 + 4,00) \cdot 3,00/2 + (8,60 \cdot 1,50) + (8,60 + 5,60) \cdot 1,00/2 - 2 \cdot 1,50 \cdot 1,50) + 2 \cdot 25 \cdot 1,50 \cdot 1,50 - 10 \cdot (5,50 + 2,50)/2 \cdot 8,60] \cdot 8,60/2 +$$

$$= [(8,60 \cdot 1,50) + (8,60 + 5,60) \cdot 1,00/2] \cdot 18,5 \cdot 0,50 \cdot 3,69 \cdot 3,00 \cdot 3,00/3 = 1287,74 + 682,65 = 1970,39 \text{ kNm/m}$$

dove:  $h_{\text{dente}} = 3,00 \text{ m}$  (altezza "dente" di fondazione)

$$k_{p,\text{sis}} = 1,23$$

$G_1$  (peso proprio della porzione di pennello al di sopra del dente)

$$\phi_{t\text{-fond}} = 2/3 \phi = 2/3 \cdot 35 = 23^\circ \text{ (angolo di attrito terreno- fondazione)}$$

$W_{\text{man}}$ : peso proprio del manufatto

$P_{\text{sottosp,Hyd}}$ : pressione verso l'alto data dalla sottospinta idraulica considerando una profondità media della fondazione

$$M_{\text{stab}} = 2113,48 \text{ kNm/m} > M_{\text{rib}} = 1567,42 \text{ kNm/m}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.



### 5.3. VERIFICA AL SOLLEVAMENTO

$$F_{\text{soll,SLU}} = 1,5 \cdot 10 \cdot (5,50 + 2,50) / 2 \cdot 8,60 = 516,00 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{Rd,soll}} = 0,9 \cdot [18,5 \cdot (2 \cdot (1,00 + 4,00) \cdot 3,00 / 2 + (8,60 \cdot 1,50) + (8,60 + 5,60) \cdot 1,00 / 2 - 2 \cdot 1,50 \cdot 1,50) + 2 \cdot 25 \cdot 1,50 \cdot 1,50] = 609,08 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{Rd,scorr}} = 609,08 \text{ kN/m} > F_{\text{scor}} = 516,00 \text{ kN/m}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 5.4. VERIFICA A SIFONAMENTO

Si riporta di seguito la verifica a sifonamento andando a verificare che il rapporto tra il gradiente idraulico critico e il gradiente idraulico di efflusso sia superiore al coefficiente di sicurezza previsto dalla Norma.

$$i_c = \gamma' / \gamma_w = (18,5 - 10) / 10 = 0,85 \text{ (gradiente idraulico critico)}$$

$$i_e = h / (1/3 L_0 + L_v) = 5,50 / (2 \cdot 6,00 + 1/3 \cdot 8,60) = 0,37 \text{ (gradiente idraulico di efflusso)}$$

$$i_c / i_e = 0,85 / 0,37 = 2,30 > FS = 2,00.$$

---

## 6. ANALISI E VERIFICHE COLONNE JET GROUTING

Le verifiche delle colonne di jet grouting a contorno delle pile del ponte vengono condotte nella configurazione in cui ci sia un'escavazione a valle della pila di 8,00m, prevista per le pile 2 sx e 3 sx dove le colonne hanno una profondità di 20m.

La verifica viene condotta nella condizione

### 6.1. VERIFICA A SIFONAMENTO

Si riporta di seguito la verifica a sifonamento andando a verificare che il rapporto tra il gradiente idraulico critico e il gradiente idraulico di efflusso sia superiore al coefficiente di sicurezza previsto dalla Norma.

$$i_c = \gamma' / \gamma_w = (18,5 - 10) / 10 = 0,85 \text{ (gradiente idraulico critico)}$$

$$i_e = h / (1/3 L_0 + L_v) = 8,00 / (20,00 + 12,00) = 0,25 \text{ (gradiente idraulico di efflusso, valutato, a favore di sicurezza trascurando la componente orizzontale del percorso)}$$

$$i_c / i_e = 0,85 / 0,25 = 3,40 > FS = 2,00.$$

### 6.2. VERIFICA DI RESISTENZA DELLE STRUTTURE

La verifica viene condotta adottando uno schema statico delle colonne armate del jet grouting incastrate alla base e incernierate in testa.

Le sollecitazioni su un elemento di lunghezza unitaria di manufatto si determinano mediante l'uso di un codice di calcolo che permettere di inserire le caratteristiche geotecniche del terreno, quelle geometriche e meccaniche delle colonne di jet grouting e i carichi fornendo come output l'andamento delle sollecitazioni di flessione e taglio.

Le sollecitazioni vengono applicate in corrispondenza della risultante delle pressioni relative a ciascuna condizione di carico elementare.

Si riportano di seguito alcuni estratti dei dati di input inseriti nel codice di calcolo al fine di dimostrarne la correttezza e la coerenza con quanto descritto in precedenza.

#### Caratteristiche geotecniche del terreno

Nr.	DB	Spessore dello strato. [m]	Inclinazione dello strato [°]	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	Coesione [kN/m²]	Angolo di resistenza al taglio [grad]	Attrito negativo	Condizion e non drenata	Modulo elastico [MN/m²]	Velocità onde di taglio [m/s]	Coefficiente adesione attrito laterale [Alfa]	Modulo Edometrico [MN/m²]	Modulo di Poisson	Texture
1		40	0	18,5	18,5	5	35	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0	341	1	35	0	

#### Caratteristiche parametri sismici

Azione sismica...

Normativa sismica

Calcolo coefficienti sismici

Accelerazione massima al suolo (amax/g)

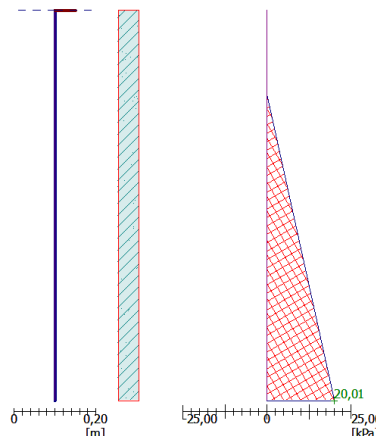
Coefficiente di intensità sismico Kh

Coefficiente di intensità sismico Kv

#### Carichi applicati

Geometry of structure  
 Length of structure = 8,00 m

Horizontal component  
 Overall force = 62,75 kN/m  
 Depth of centroid = 5,91 m



#### Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	$\alpha$ [°]	$\phi_d$ [°]	$c_d$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m³]	$\delta_d$ [°]	$K_a$	Comment
1	1,73	0,00	35,00	5,00	10,50	23,00	0,244	
2	6,27	0,00	35,00	5,00	10,50	23,00	0,244	

#### Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m]	End [m]	$\sigma_z$ [kPa]	$\sigma_w$ [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0,00	1,73	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,73	8,00	18,13	0,00	16,10	14,82	6,29

#### Water pressure distribution

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	1,73	0,00	0,00
3	8,00	0,00	0,00

#### Overall pressure acting on the structure

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	1,73	0,00	0,00
3	8,00	20,01	8,49

### Sollecitazioni

Si applica, alla quota della superficie del terreno (fondo scavo), la risultante delle sollecitazioni e del relativo momento di trasporto:

$$V_{Ed} = 62,75 \text{ kN/m}$$

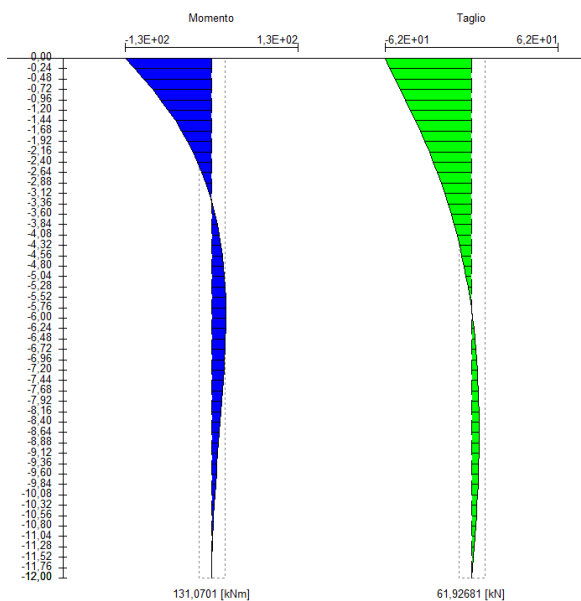
Applicato a una quota di 5,91m dalla sommità, pertanto a  $8,00 - 5,91 = 2,09\text{m}$  dal fondo scavo, questo genera un momento di trasporto pari a:

$$M_{Ed} = 62,75 \cdot 2,09 = 131,14 \text{ kNm/m}$$

Si riporta di seguito un'immagine estratta dal programma impiegato per la determinazione delle sollecitazioni lungo la colonna di jet grouting in cui riportati i valori delle sollecitazioni inserite.

Carichi			
Z [m]	Fo [kN]	M [kNm]	Fv [kN]
0	62,75	131,15	0

Si riporta di seguito un'immagine estratta dal programma impiegato per la determinazione delle sollecitazioni lungo la colonna di jet grouting in cui sono rappresentati l'andamento delle sollecitazioni di flessione e taglio lungo l'elemento.



Avendo la singola colonna un diametro di 80 cm circa, la sollecitazione sulla singola colonna è pertanto di:

$$V_{Ed} = 61,93 \cdot 0,80 = 49,54 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 131,07 \cdot 0,80 = 104,86 \text{ kNm}$$

Le verifiche vengono condotte considerando un'armatura costituita da un profilo tubolare a sezione circolare 355,6x 5,0mm in acciaio S355.

Circolari a freddo	D [mm]	t [mm]	M [kg/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	i [cm]	W <sub>el</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl</sub> [cm <sup>3</sup> ]	I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	C <sub>t</sub> [cm <sup>3</sup> ]	Sup. est. [m <sup>2</sup> /m]	L per ton [m/t]
D = 355,6	355.6	5	43.2	55.1	8464	12.4	476	615	16927	952	1.12	23.1

#### 6.2.1. VERIFICHE STR

La verifica viene condotta secondo il metodo elastico previsto al § 4.2.4.1.2 delle NTC-18:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \sigma_{z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 = [104,86E+6 / (615000)]^2 + 3 \cdot [4954 / (5510)]^2 = 29072 + 3 = 29074 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \leq (f_{yk} / \gamma_{MO})^2 = (355 / 1,05)^2 = 114308 \text{ N}^2/\text{mm}^4$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 7. VERIFICA DI STABILITÀ DELLA SCARPATA

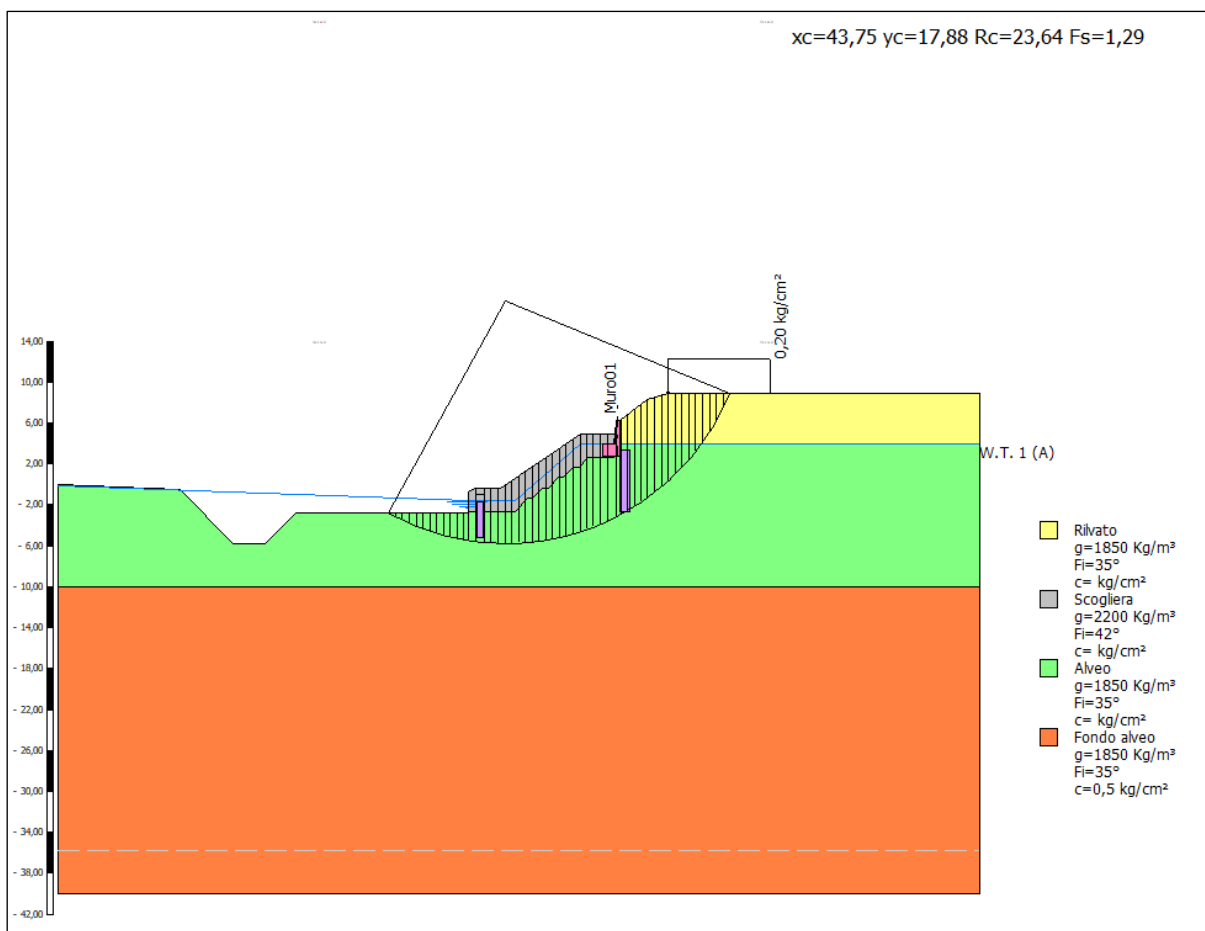
Di seguito viene effettuata la verifica di stabilità globale del terrapieno su cui insiste il rilevato autostradale in corrispondenza della scogliera di protezione esistente che, a sua volta, è soggetta all'intervento di protezione mediante realizzazione di pennelli.

Particolare attenzione è stata data alla fase di cantiere, in cui, la realizzazione dell'intervento prevede l'esecuzione di uno scavo al piede della scogliera.

Lo scenario di progetto pertanto è quello in cui il livello del fiume Fella lambisce il piede della scogliera quando questo è esposto per la realizzazione dei interventi in progetto.

Trattandosi di una configurazione temporanea ed eccezionale, la verifica è stata svolta in condizioni statiche.

Si è assunto un carico sul rilevato pari a  $20 \text{ kN/m}^2 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$ .



Il fattore di sicurezza minimo risulta pari a  $F_s = 1,29 > 1,1$ , pertanto la verifica risulta soddisfatta.

La configurazione a seguito dell'intervento progettuale non richiede una specifica verifica in quanto in quanto migliorativa rispetto agli scenari considerati nella relazione di verifica datata aprile 2019. Le opere in progetto infatti, servono, tra l'altro, a garantire il mantenimento delle ipotesi assunte dalla suddetta relazione.

