



Comune di  
**BACENO**

## MESSA IN SICUREZZA VIABILITÀ GOGLIO DEVERO COMPLETAMENTO OPERE DI DIFESA STRADALI

---

### PROGETTO ESECUTIVO

---

#### Elaborato 4: Relazione di calcolo

*Committente:* **Comune di BACENO**

Via Roma, 56 - 28861 Baceno (VB)

*Progettisti:* **Areaquattro srl** (Ing. Andrea Menghi - Ing. Alberto Fioroni – Geol. Giovanni Songini)

**Studio geologico associato Bossalini & Cattin** (Geol. Marco Cattin)

Rif. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
23_136_PE_R04_Rev0	Ott. 2023	Prima emissione	F.Stefanini	A.Menghi	A.Fioroni

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
1.1	<i>RIFERIMENTI NORMATIVI.....</i>	3
<b>2</b>	<b>ASPETTO GENERALE DELLE OPERE .....</b>	<b>4</b>
2.1	<i>VITA NOMINALE DELLA STRUTTURA E CLASSE D'USO .....</i>	5
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELLA GALLERIA PARAVALANGHE.....</b>	<b>6</b>
3.1	<i>DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE.....</i>	6
3.2	<i>RELAZIONE SUI MATERIALI.....</i>	8
3.3	<i>MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....</i>	16
3.4	<i>ANALISI DEI CARICHI.....</i>	23
3.5	<i>COMBINAZIONI DI CALCOLO.....</i>	34
3.6	<i>RISULTATI ANALISI STRUTTURALE .....</i>	41
3.7	<i>VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....</i>	81
3.8	<i>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE .....</i>	97

## **1 PREMESSA**

La presente relazione ha come oggetto il calcolo e dimensionamento delle opere previste nel presente progetto degli interventi di *“Messa in sicurezza viabilità Goglio Devero - Completamento opere di difesa stradale”*. Verranno descritti i calcoli e le verifiche eseguiti per la progettazione della galleria paravalanghe a protezione della strada per l'Alpe Devero, in Comune di Baceno.

La presente Relazione di Calcolo è stata redatta conformemente al Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 - NTC2018 e alla 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 17 gennaio 2018. (GU Serie Generale n.35 del 11-02-2019 - Suppl. Ordinario n. 5).

### **1.1 Riferimenti normativi**

Il presente progetto strutturale è redatto in accordo alla normativa vigente in materia di costruzioni civili:

**NTC2018** – Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17 Gennaio 2018.

**Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5) – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

**Eurocodice 7:** Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8 (UNI EN 1998-1:2005, UNI EN 1998-5:2005):** Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

**UNI EN 1537:** Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti d'ancoraggio.

**SIA 191/77:** *“Tirants d’Ancrage”*

**BSI 8081/1989:** *“Code of Practice for Ground Anchorage”*

**AICAP (1993):** *“Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”*. Raccomandazioni

**AGI (2005):** *“Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”*. Linee guida

**BRITISH STANDARDS BS8006 vers 1995:** Dimensionamento opere in terra rinforzata.

**Costruzione di opere di premunizione contro le valanghe nella zona di distacco** – Direttiva tecnica: aiuto all'esecuzione – Ufficio federale dell'ambiente UFAM; WSL Istituto federale per lo Studio della Neve e delle Valanghe SNV

## 2 ASPETTO GENERALE DELLE OPERE

La galleria paravalanghe avrà uno sviluppo longitudinale di 40,5 m, l'altezza interna utile garantita dal piano stradale è di 5,50 m, strutturalmente l'altezza delle opere in elevazione (muro e pilastri) è pari a 6,00 m.

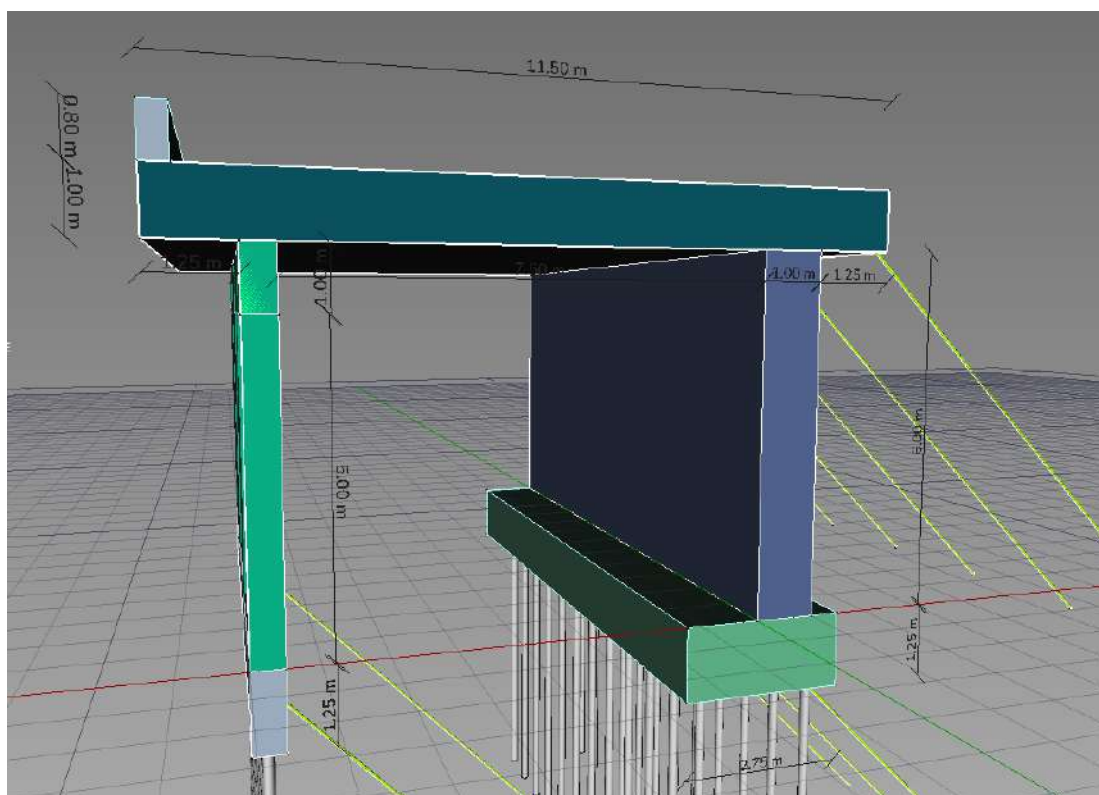
La trave di fondazione del muro di monte ha una sezione rettangolare con base 2,75 m e altezza 1,25 m, è fondata su micropali disposti a maglia 1 m x 2 m ed è ancorata mediante ancoraggi inclinati a 45 gradi e disposti ad interasse 4 m.

Il muro in elevazione è un muro controterra con altezza utile di 6,00 m, ha spessore costante pari ad 1,00 m.

La soletta della galleria ha una larghezza complessiva pari a 11,50 m e spessore pari a 1,00 m, presenta uno sbalzo verso monte e verso valle entrambi pari a 1,25 m rispetto alle strutture di appoggio. Sulla mensola di monte si ancorano gli ancoraggi della soletta, inclinati a 45 gradi e disposti ad interasse 3 m.

Sul lato di valle la soletta si appoggia su una trave longitudinale di sezione 1,00 m x 0,50 m che posa a sua volta su pilastri 75x50 cm disposti ad interasse di 4 m.

I pilastri scaricano il carico su una paratia di micropali tirantata che ha un cordolo di altezza pari a 1,25 m e spessore 75 cm. I micropali sono disposti ad interasse di 50 cm ed hanno un tirante ogni 6,00 m.



## 2.1 Vita nominale della struttura e classe d'uso

Si prevede, per l'opera in esame, una vita utile di 50 anni. La struttura viene pertanto considerata di tipo 2 secondo il DM 17/01/20018 §2.4.1 (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale) con classe d'uso III.

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

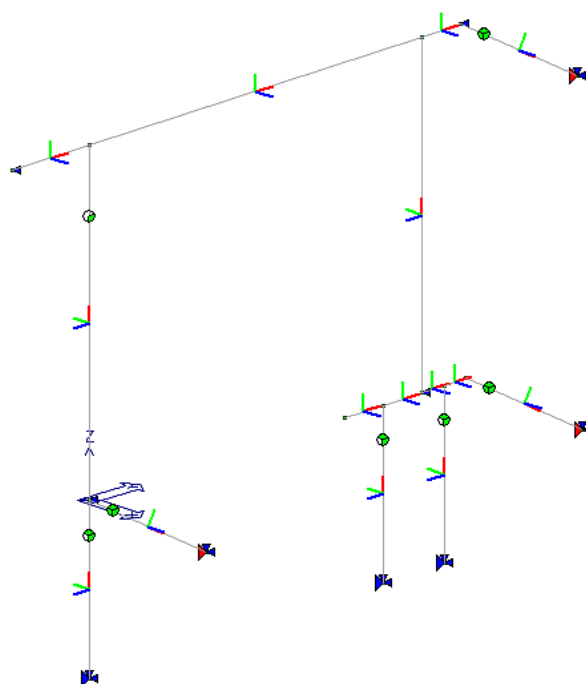
*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

### 3 DIMENSIONAMENTO DELLA GALLERIA PARAVALANGHE

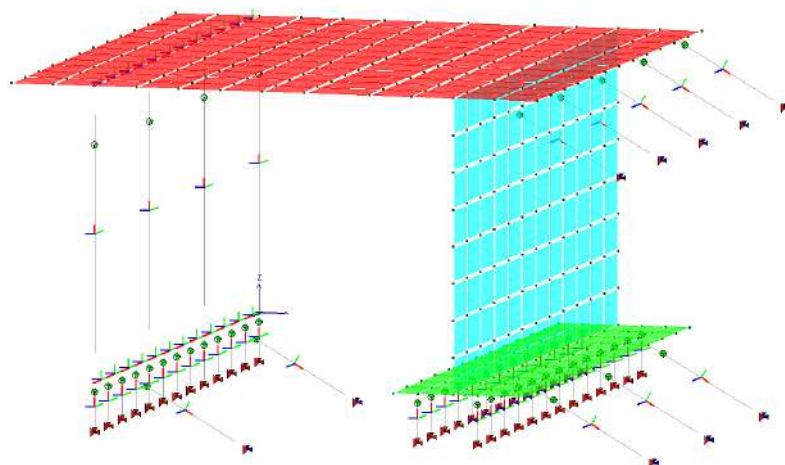
#### 3.1 Descrizione del modello strutturale

Per l'analisi strutturale sono stati sviluppati due modelli distinti: un modello bidimensionale ed un modello tridimensionale.

Il primo modello, bidimensionale, sviluppato con elementi tipo beam, rappresenta una sezione di profondità unitaria (1 metro) dell'opera. Tale modello è stato utilizzato per il predimensionamento strutturale e per una validazione dei risultati del modello tridimensionale.



Il modello tridimensionale è realizzato analizzando un concio di galleria con estensione pari a 12m. In tale lunghezza le azioni nel tratto centrale sono rappresentative del comportamento globale dell'opera e consentono una migliore efficienza nella post-elaborazione e nella valutazione dei risultati.



Il modello è composto da 400 nodi, 77 elementi beam e 300 elementi shell.

Gli elementi beam modellano i pilastri di valle, la trave di collegamento in testa ai pilastri, i micropali ed i tiranti; gli elementi shell modellano la ciabatta di fondazione, il muro in elevazione e la soletta superiore.

### 3.2 Relazione sui materiali

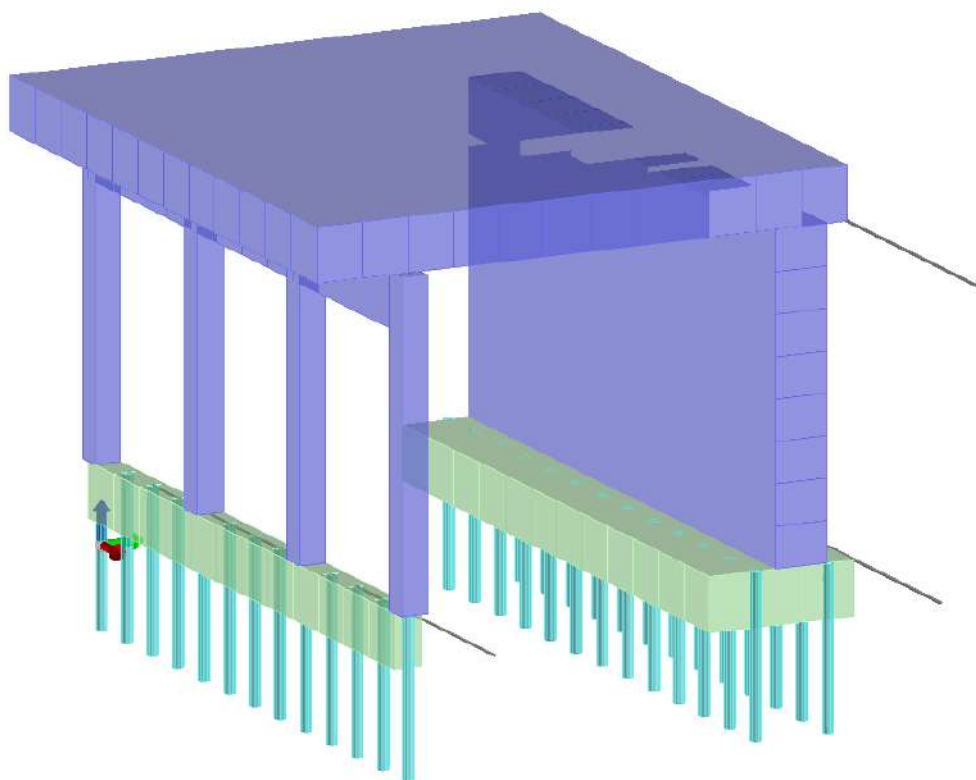
La struttura della galleria è suddivisa in: strutture di fondazione profonde, strutture di fondazione, opere in elevazione.

Le strutture di fondazione profonde includono i micropali ed i tiranti, realizzati rispettivamente in profili tubolari a sezione circolare in acciaio S355 e barre a filettatura continua in acciaio ad alta resistenza S950/1050 del tipo Dywidag.

Le strutture di fondazione sono le travi ed i cordoli di collegamento delle opere profonde e sono realizzati in cemento armato con calcestruzzo di classe C30/37.

Le strutture in elevazione includono muri, pilastri travi in elevazione e soletta superiore, sono realizzati in cemento armato con calcestruzzo classe C35/45.

Nel grafico di seguito riportato, la colorazione è differenziata in base alla tipologia di materiale utilizzato.



### 3.2.1 Calcestruzzo per le opere in cemento armato

#### COPRIFERRO

##### COPRIFERRO MINIMO

$$d_{nom\_agg} := 20 \text{ mm}$$

Dimensione nominale dell'aggregato

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Valore nominale del copriferro

$$\Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{min} := \max \left( \begin{matrix} c_{min\_b} \\ c_{min\_dur} \end{matrix} \right)$$

$$c_{min\_b} := 20 \text{ mm}$$

Copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature.

Per armature ordinarie  $c_{min,b}$  è pari al diametro della barra, nel caso di barre singole e al diametro equivalente, nel caso di barre raggruppate. Per armature da precompressione post-tese  $c_{min,b}$  è pari al diametro delle guaine a sezione circolare o alla dimensione più piccola o la metà della dimensione più grande, se quest'ultima è superiore, nel caso di guaine a sezione rettangolare. Per armature da precompressione pre-tese  $c_{min,b}$  è pari a 2 volte il diametro del trefolo o del filo liscio, a 1,5 volte il diametro del trefolo o del filo liscio nei solai, a 3 volte il diametro del filo indentato. Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32mm, la norma raccomanda di aumentare  $c_{min,b}$  di 5 mm

$$c_{min\_dur} := 25 \text{ mm}$$

$c_{min,dur}$  è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti 4.3N, 4.4N e 4.5N in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4. Il prospetto 4.3N consente di variare la classe strutturale nella maniera seguente: n1 per vite utili di progetto di 100 anni si incrementa la classe strutturale di 2; n2 se vengono utilizzati calcestruzzi con classe di resistenza superiore ai minimi previsti dal prospetto 4.3N, si riduce la classe strutturale di 1; n3 per elementi strutturali assimilabili a solette si riduce la classe strutturale di 1; n4 se la produzione del calcestruzzo è sottoposta a un rigoroso controllo di qualità, si riduce la classe strutturale di 1.

Figura 4.1	Classe Strutturale							
	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1							
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3	
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	
Classe di resistenza <sup>1)</sup>	≥ C30/37 ridurre di 1 classe	≥ C30/37 ridurre di 1 classe	≥ C35/45 ridurre di 1 classe	≥ C40/50 ridurre di 1 classe	≥ C40/50 ridurre di 1 classe	≥ C40/50 ridurre di 1 classe	≥ C45/55 ridurre di 1 classe	
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	

Prospetto 4.3N estratto dalla UNI EN 1992-1-1<sub>NA</sub> che permette di variare la classe strutturale in funzione di alcuni criteri costruttivi.

Figura 3.2	Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1							
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3	
S1	10	10	10	15	20	25	30	
S2	10	10	15	20	25	30	35	
S3	10	10	20	25	30	35	40	
S4	10	15	25	30	35	40	45	
S5	15	20	30	35	40	45	50	
S6	20	25	35	40	45	50	55	

Prospetto 4.4N estratto dalla UNI EN 1992-1-1<sub>NA</sub> che prescrive i valori del copriferro minimo  $c_{min,dur}$  con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080.

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

## STRUTTURE DI FONDAZIONE - Cordolo e trave di fondazione

### CALCESTRUZZO

$$\gamma_c := 1.5$$

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$R_{ck} := 37 \text{ MPa}$$

Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo

#### Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo

$$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$$

Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo [11.2.1]

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

Valore medio della resistenza cilindrica [11.2.2]

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 17.4023 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a compressione [4.1.3]

#### Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo

$$f_{ctm} := \text{if } R_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$= 3.3311 \text{ MPa}$$

Resistenza a trazione media [11.2.3a e 11.2.3b]

$$\begin{aligned} & 0.30 \cdot (\text{MPa})^{\frac{1}{3}} \cdot R_{ck}^{\left(\frac{2}{3}\right)} \\ & \text{else} \\ & 2.12 \text{ MPa} \cdot \ln \left( 1 + \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right) \end{aligned}$$

$$f_{ctm} := 1.2 \cdot f_{ctm}$$

Resistenza a trazione media [11.2.4]

$$f_{ctk} := \text{if } R_{ck} \leq 60 \text{ MPa} = 2.3318 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica a trazione

$$\begin{aligned} & 0.7 \cdot f_{ctm} \\ & \text{else} \\ & 1.3 \cdot f_{ctm} \end{aligned}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.5545 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo a trazione [4.1.4]

#### Tensione tangenziale di aderenza acciaio calcestruzzo

$$\eta_1 := 1.00$$

$\eta_1 = 1.0$  in condizioni di buona aderenza;

$\eta_1 = 0.7$  in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;

$$\eta_2 := 1.00$$

$\eta_2 = 1.0$  per barre di diametro  $\Phi \leq 32 \text{ mm}$

$\eta_2 = (132 - \Phi)/100$  per barre di diametro superiore

$$f_{bk} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} = 5.2465 \text{ MPa}$$

Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza [4.1.7]

$$f_{bd} := \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 3.4977 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo tangenziale di aderenza [4.1.6]

**Modulo elastico e modelli sigma-epsilon**

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 3.3019 \cdot 10^{10} \text{ Pa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.35 \% \quad \text{Deformazione percentuale ultima}$$

$$\varepsilon_{c2} := 0.2 \% \quad \text{Deformazione percentuale alla quale si instaura la rottura}$$

$$\varepsilon_{c3} := 0.175 \%$$

$$\varepsilon_{c4} := 0.07 \%$$

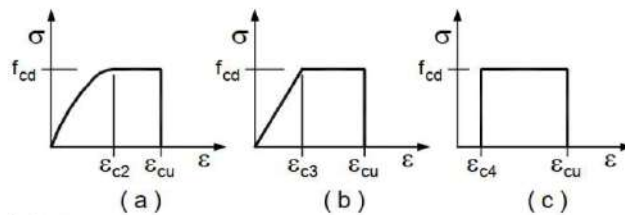
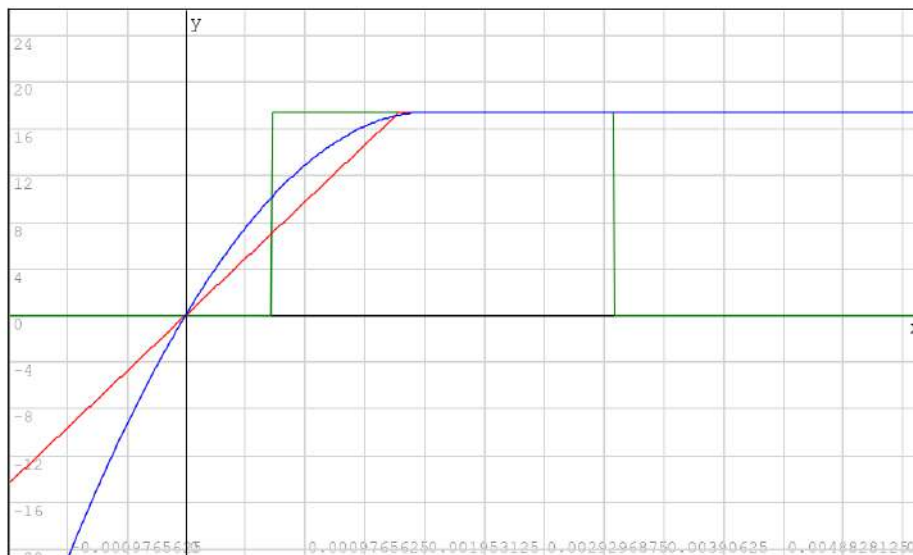


Fig. 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\varepsilon$  per il calcestruzzo

$$\sigma_{c\_A}(\varepsilon) := \text{if } \varepsilon \leq \varepsilon_{c2} \quad -\frac{f_{cd}}{2} \cdot \varepsilon^2 + 2 \cdot \frac{f_{cd} \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{c2}} \quad \text{else } f_{cd}$$

$$\sigma_{c\_B}(\varepsilon) := \text{if } \varepsilon \leq \varepsilon_{c3} \quad \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{c3}} \cdot \varepsilon \quad \text{else } f_{cd}$$

$$\sigma_{c\_C}(\varepsilon) := \text{if } (\varepsilon \geq \varepsilon_{c4}) \wedge (\varepsilon \leq \varepsilon_{cu}) \quad f_{cd} \quad \text{else } 0 \text{ MPa}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c\_A}(x) \\ \sigma_{c\_B}(x) \\ \sigma_{c\_C}(x) \end{array} \right\} \text{ MPa}$$

**STRUTTURE IN ELEVAZIONE – Muro in elevazione, pilastri, travi e solette**

**CALCESTRUZZO**

$$\gamma_c := 1.5$$

Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$$R_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo

Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo

$$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$$

Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo [11.2.1]

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

Valore medio della resistenza cilindrica [11.2.2]

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 21.165 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto a compressione [4.1.3]

Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo

$$f_{ctm} := \text{if } R_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$= 3.7954 \text{ MPa}$$

Resistenza a trazione media [11.2.3a e 11.2.3b]

$$\begin{aligned} & 0.30 \cdot (\text{MPa})^{\frac{1}{3}} \cdot R_{ck}^{\left(\frac{2}{3}\right)} \\ & \text{else} \\ & 2.12 \text{ MPa} \cdot \ln \left( 1 + \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right) \end{aligned}$$

$$f_{ctm} := 1.2 \cdot f_{ctm}$$

Resistenza a trazione media [11.2.4]

$$f_{ctk} := \text{if } R_{ck} \leq 60 \text{ MPa} = 2.6568 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica a trazione

$$0.7 \cdot f_{ctm}$$

else

$$1.3 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.7712 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo a trazione [4.1.4]

Tensione tangenziale di aderenza acciaio calcestruzzo

$$\eta_1 := 1.00$$

$\eta_1 = 1.0$  in condizioni di buona aderenza;

$\eta_1 = 0.7$  in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;

$$\eta_2 := 1.00$$

$\eta_2 = 1.0$  per barre di diametro  $\Phi \leq 32 \text{ mm}$

$\eta_2 = (132 - \Phi)/100$  per barre di diametro superiore

$$f_{bk} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} = 5.9778 \text{ MPa}$$

Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza [4.1.7]

$$f_{bd} := \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 3.9852 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo tangenziale di aderenza [4.1.6]

Modulo elastico e modelli sigma-epsilon

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 3.4625 \cdot 10^4 \text{ Pa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.35 \% \quad \text{Deformazione percentuale ultima}$$

$$\varepsilon_{c2} := 0.2 \% \quad \text{Deformazione percentuale alla quale si instaura la rottura}$$

$$\varepsilon_{c3} := 0.175 \%$$

$$\varepsilon_{c4} := 0.07 \%$$

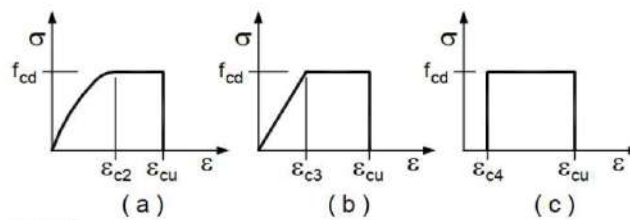
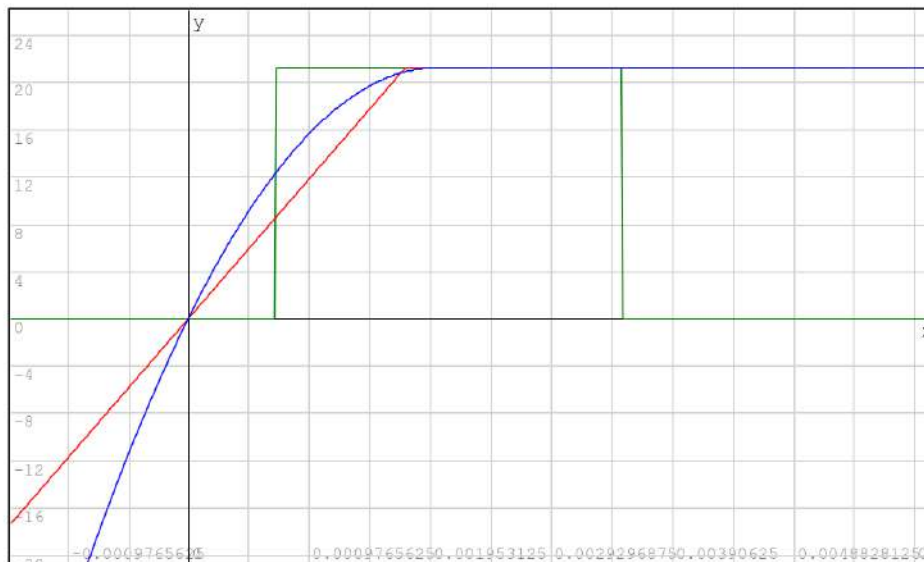


Fig. 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\varepsilon$  per il calcestruzzo

$$\sigma_{c\_A}(\varepsilon) := \begin{cases} \text{if } \varepsilon \leq \varepsilon_{c2} \\ -\frac{f_{cd}}{2} \cdot \varepsilon^2 + 2 \cdot \frac{f_{cd} \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{c2}} \\ \text{else} \\ f_{cd} \end{cases} \quad \sigma_{c\_B}(\varepsilon) := \begin{cases} \text{if } \varepsilon \leq \varepsilon_{c3} \\ \frac{f_{cd}}{\varepsilon_{c3}} \cdot \varepsilon \\ \text{else} \\ f_{cd} \end{cases} \quad \sigma_{c\_C}(\varepsilon) := \begin{cases} \text{if } (\varepsilon \geq \varepsilon_{c4}) \wedge (\varepsilon \leq \varepsilon_{cu}) \\ f_{cd} \\ \text{else} \\ 0 \text{ MPa} \end{cases}$$



$$\begin{cases} \sigma_{c\_A}(x) \\ \text{MPa} \\ \sigma_{c\_B}(x) \\ \text{MPa} \\ \sigma_{c\_C}(x) \\ \text{MPa} \end{cases}$$

### 3.2.2 Acciaio di armatura per le opere in cemento armato

Le armature metalliche delle strutture in cemento armato sono realizzate in barre di acciaio B450C le cui proprietà meccaniche sono riepilogate nella seguente tabella.

Classe	$E_s$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]	$f_{td}$ [MPa]	$ep_{tk}$	$epd_{ult}$	$\beta_1 \cdot \beta_2$ iniz.	$\beta_1 \cdot \beta_2$ finale
B450C	200000	450	391.3	540	391.3	0.075	0.0675	1	0.5

### 3.2.3 Acciaio per opere di carpenteria metallica

#### ACCIAIO S355J0

##### ACCIAIO DI CARPENTERIA

$$\gamma_s := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso specifico del materiale

$$E_s := 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Modulo elastico

$$\nu_s := 0.3$$

Modulo di Poisson

$$G_s := \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s)} = 80769.2308 \text{ MPa}$$

Modulo elastico tangenziale

$$\alpha_s := 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Coefficiente di dilatazion

$$f_{yk} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tensione caratteristica di snervamento

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

Coefficiente di sicurezza per l'acciaio Tab. 4.2.VII

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338.0952 \text{ MPa}$$

Tensione di calcolo dell'acciaio

$$\tau_{yd} := \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 195.1994 \text{ MPa}$$

Tensione tangenziale di calcolo

### 3.2.4 Malta di iniezione per fondazioni profonde

La malta per iniezione dei micropali dovrà presentare resistenza cubica pari a  $R_{ck}$  25MPa, si prescrive che il dosaggio in peso dei componenti sia tale da soddisfare un rapporto acqua cemento  $A/C < 0.5$ .

La composizione delle miscele di iniezione per 1mc di prodotto finito dovrà essere indicativamente:

<i>Inerti</i>	<i>1100 – 1300 kg</i>
<i>Cemento</i>	<i>600 kg</i>
<i>Additivi</i>	<i>5-10kg</i>

### 3.2.5 Boiacca di iniezione per tiranti di ancoraggio

La boiacca di iniezione per gli ancoraggi deve rispettare i seguenti requisiti minimi:

<i>Cemento</i>	<i>CEM I 32.5 R densità 18kN/mc</i>
<i>Composizione indicativa per 1mc</i>	<i>300kg acqua, 600kg di cemento, 600kg di sabbia lavata, 5-10kg di additivi fluidificanti non areanti</i>

### 3.3 Modellazione geotecnica del sito

Nel presente paragrafo si riepilogano i risultati delle indagini svolte per la modellazione geologica e geotecnica del sito di intervento della galleria paravalanghe. Per ulteriori dettagli e approfondimenti, si rimanda alla **Relazione Geologica 20\_082\_PE2\_R02\_Rev0**.

L'intervento si estende per un tratto di circa 40m lungo la strada che da Baceno sale in direzione dell'Alpe Devero. La sezione stradale nello stato attuale è a mezza costa con un muro a gravità a monte ed un cordolo di valle.

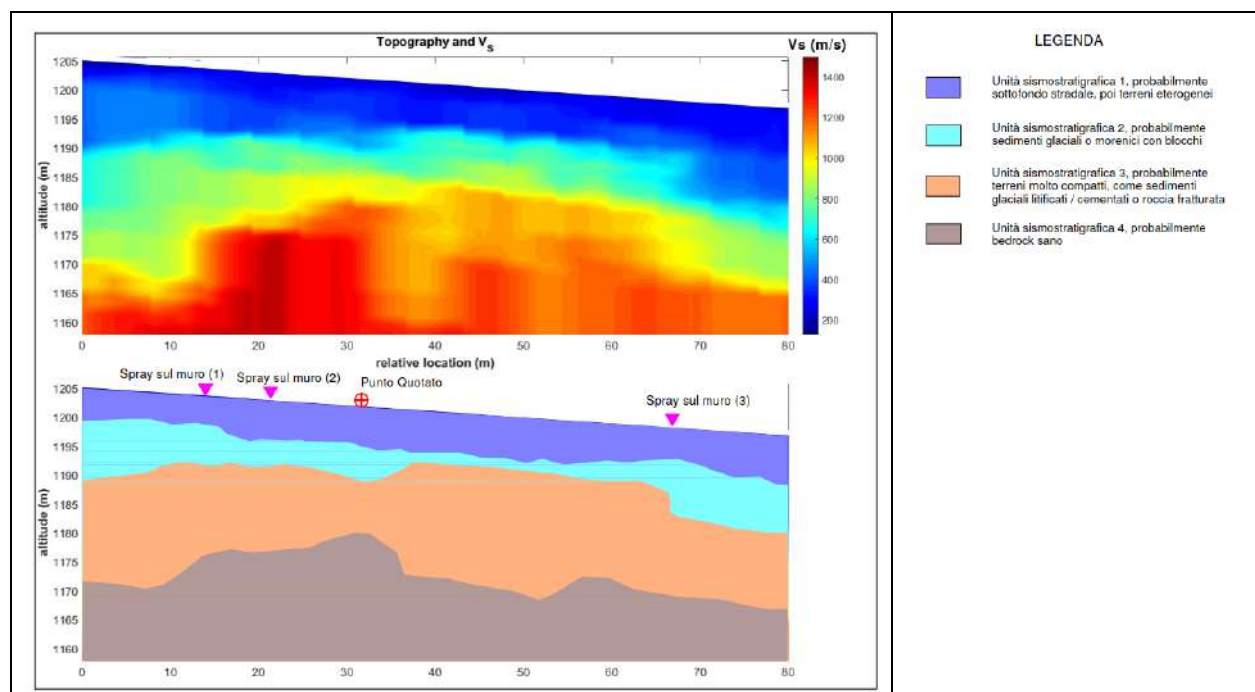
Il tratto in esame si presenta regolare, la livelletta della strada ha una pendenza costante pari a circa il 10%, il versante ha una pendenza media di 32°.

Sono state svolte due campagne di indagini geologiche per definire una modellazione geotecnica esaustiva e rappresentativa dell'area di intervento.

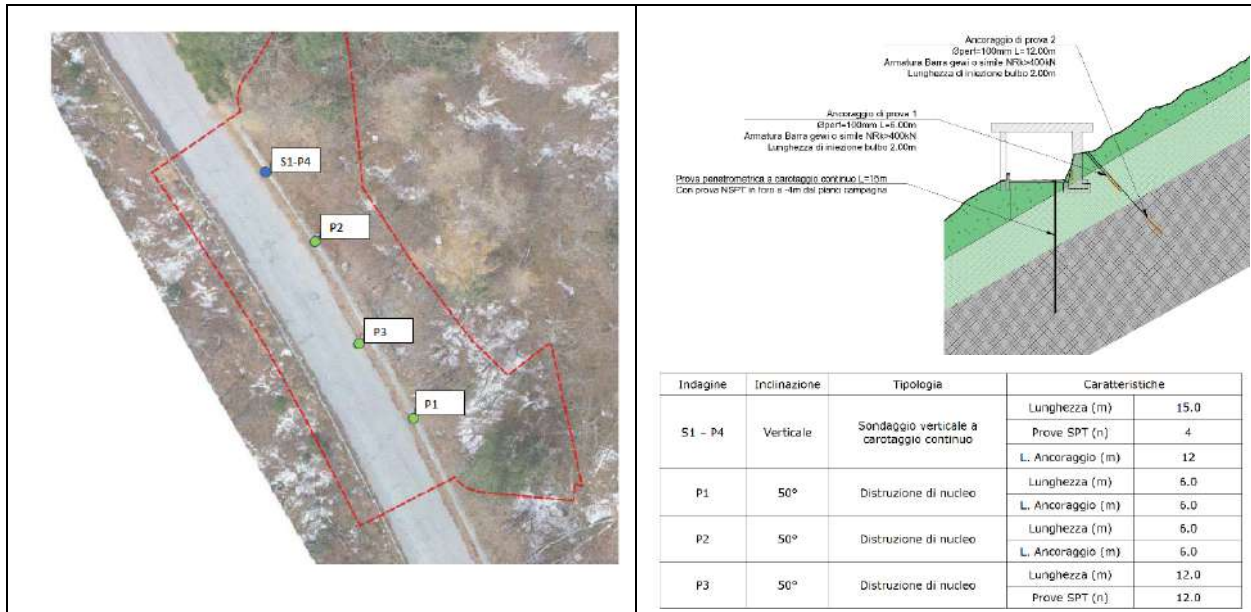
#### 3.3.1 Riepilogo delle indagini svolte e risultati

##### Campagna prove aprile 2021

Il giorno 2 Aprile 2021, la società EEG Geophysics ha svolto un'indagine geofisica mediante sezione M.A.S.W. 2D a trascinamento in onde di Rayleigh, su superficie asfaltate, per lo studio stratigrafico dei terreni e del bedrock sottostante l'area di progetto della galleria paravalanghe.



### Campagna prove agosto-settembre 2021.



Nel foro S1-P4 è stata eseguita un'indagine geognostica comprensiva di 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto alla profondità di 15m, nello stesso foro sono state eseguite 4 prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT) a differenti profondità, infine nello stesso foro alla profondità di 12m dal piano campagna è stata impostata una prova di estrazione di barra cementata.

Nei fori P2, P3 e P4 sono state inserite e cementate barre in acciaio per l'esecuzione di prove di sfilamento.

### 3.3.2 Interpretazione delle indagini ed elaborazione modello stratigrafico

Sulla base dei risultati emersi dalle prove geologiche e geognostiche è possibile definire un modello geotecnico univoco per tutta l'estensione della galleria.

I risultati della MASW evidenziano una stratigrafia uniforme lungo l'asse stradale, con evoluzioni stratigrafiche parallele al profilo stradale e proprietà meccaniche che migliorano in profondità. Ad una quota di circa 20-25m dal piano campagna, terreni più compatti misti a roccia alterata si evolvono nel bedrock più sano.

Ad integrazione della prova MASW è stata svolta la prova geognostica con un sondaggio a carotaggio continuo fino a 15m, ed al fine di caratterizzare puntualmente gli strati evidenziati si sono svolte prove NSPT i cui risultati sono sinteticamente riepilogati nella tabella seguente.

DESCRIZIONE	STRATIGRAFIA			PROVE SPT	
	Quota superiore	Quota inferiore	Spessore	Quota di prova	NSPT
	[m]	[m]	[m]		
Ghiaie sabbiose	0.00	2.50	2.50	SPT 2-2.45	37
Trovante	2.50	4.00	1.50		
Frammenti del trovante	4.00	4.30	0.30		
Trovante	4.30	5.20	0.90		
Ghiaie e sabbie	5.20	5.70	0.50		
Due trovanti di roccia molto fratturata	5.70	6.85	1.15		
Ghiaie e ciottoli	6.85	8.00	1.15	SPT 7.15-7.6	Rifiuto
Trovanti	8.00	10.30	2.30	SPT 9.80-10.25	Rifiuto
Sabbie e ghiaie	10.30	13.75	3.45	SPT 12.50-12.95	43
Roccia metamorfica - Substrato roccioso (?)	13.75	15.00	1.25		

I risultati di questa indagine evidenziano la presenza di uno strato di “depositi glaciali caratterizzati da estrema eterogeneità granulometrica; ciottoli e blocchi in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa, molto addensati”.

Il singolo sondaggio non può escludere la possibilità che il substrato riscontrato a 15 m di profondità sia un trovante nella matrice sabbiosa che l'indagine MASW riscontrava fino alla profondità di 20-25 m.

Approcciando cautelativamente i risultati delle prove e le evidenze visive nei siti limitrofi all'area di intervento, si riporta la modellazione geotecnica-stratigrafica del sito di intervento che sarà utilizzata per il progetto strutturale e per le verifiche di stabilità globale:

NUM	STRATO	SPESSORE	INTERVALLO	C	C <sub>u</sub>	F	G	G <sub>s</sub>
		[m]	[m da p.c.]	[kPa]	[kPa]	[deg]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]
1	Sottofondo stradale e terreni non strutturali	2m	0.0 2.00	0	0	32°	19.00	20.00
2	Depositi glaciali caratterizzati da estrema eterogeneità granulometrica; ciottoli e blocchi in matrice sabbiosa o sabbioso-limosa, molto addensati	23.00	2.00 – 25.00	0	0	41°	21.00	21.00
3	Depositi glaciali sovraconsolidati o roccia in posto (ammasso roccioso metamorfico classe III-IV RMR)	-	> 25.00	200	0	30°	23.00	23.00

### 3.3.3 Aderenza malta-terreno

Le opere di fondazione della galleria paravalanghe sono costituite da micropali e tiranti di ancoraggio. Il parametro fondamentale, nel dimensionamento strutturale e geotecnico delle fondazioni profonde, è la tensione tangenziale di aderenza malta-terreno.

Tale parametro è stato ricavato da 4 prove di sfilamento eseguite a differenti profondità nello strato n. 2 che sarà l'unico di interazione con le fondazioni.

I risultati delle prove sono esplicitati nel "Rapporto indagini del mese di agosto 2021" di cui si riporta uno stralcio.

#### **Risultati delle prove**

Le prove eseguite hanno raggiunto lo "sfilamento" degli ancoraggi tranne la prova S1-P4 dove la deformazione della struttura di contrasto non ha consentito di andare oltre i 450 kN.

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati delle prove e di seguito sono visibili i diagrammi "sforzo/deformazione" delle stesse.

Riferimento	Inclinazione (°)	L totale (m)	L libera (m)	Sfilamento (kN)	Allungamento (mm)
P1	50	6	4	410	3
P2	50	6	4	373	2,80
P3	50	12	10	363	6,20
S1-P4	90	12	10	>450	7,20

**Tabella 4. Risultati prove estrazione.**

La resistenza caratteristica di aderenza malta-terreno per gli ancoraggi è calcolata in accordo a quanto previsto al §6.6 delle NTC2018.

**NTC.2018 - §6.6 - TIRANTI DI ANCORAGGIO**

ANALISI RISULTATI PROVE DI SFILAMENTO DI ANCORAGGI DI PROVA PER IL CALCOLO DELLA TAU DI ADERENZA TRA MALTA E TERRENO

$n_{prove} := 4$  Numero di prove valide ai fini dell'analisi

$R_{prova} := \begin{bmatrix} 410 \\ 373 \\ 363 \\ 450 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$  Risultati delle singole prove di estrazione

$i := [1 \dots n_{prove}]$

$R_{a\_med} := \frac{\sum_{i=1}^{n_{prove}} R_{prova_i}}{n_{prove}} = 399.000 \text{ kN}$  Calcolo del valore medio delle prove

$R_{a\_min} := \text{Min} \left( R_{prova_i} \right) = 363.000 \text{ kN}$  Calcolo del valore minimo

Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica in funzione del numero di ancoraggi di prova per il dimensionamento dei tiranti di ancoraggio

$\xi_{a1} := \begin{bmatrix} 1.5 \\ 1.4 \\ 1.3 \end{bmatrix}$   $\xi_{a2} := \begin{bmatrix} 1.5 \\ 1.3 \\ 1.2 \end{bmatrix}$

Tab. 6.6.II - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	≥ 3
$\xi_{a1}$	1,5	1,4	1,3
$\xi_{a2}$	1,5	1,3	1,2

$j := \text{if } n_{prove} = 1$   
1  
else  
if  $n_{prove} = 2$   
2  
else  
3

$\xi_{a1_j} = 1.300$   $\xi_{a2_j} = 1.200$  Fattori di correlazione in funzione del numero di prove

**NTC.2018 - Formula 6.6.1 - Valore della resistenza caratteristica**

$$R_{ak} := \text{Min} \left( \frac{R_{a\_med}}{\xi_{a1_j}} ; \frac{R_{a\_min}}{\xi_{a2_j}} \right) = 302.5 \text{ kN}$$

Sulla base delle proprietà geometriche degli ancoraggi di prova si ricava la tensione caratteristica.

#### Caratteristiche geometriche dell'ancoraggio

$\phi_{\text{perforo}} := 100 \text{ mm}$	Diametro di perforazione
$\alpha := 1.10$	Coefficiente di amplificazione del foro
$L_{\text{bulbo}} := 2 \text{ m}$	Lunghezza del bulbo iniettato

#### Calcolo della tensione caratteristica di sfilamento malta-terreno

$$\tau_{ak} := \frac{R_{ak}}{\pi \cdot \phi_{\text{perforo}} \cdot L_{\text{bulbo}} \cdot \alpha} = 0.438 \text{ MPa} \quad \text{Tensione caratteristica di aderenza}$$

La resistenza caratteristica di aderenza malta-terreno per i micropali di fondazione è calcolata in accordo a quanto previsto al §6.4.1 delle NTC2018. Si utilizzeranno gli stessi risultati delle prove di sfilamento degli ancoraggi, ma si applicheranno i fattori di correlazione di cui alla tabella 6.4.III delle NTC2018.

#### **NTC.2018 - §6.4.3 - PALI DI PROVA**

##### **ANALISI RISULTATI PROVE PER IL CALCOLO DELLA TAU DI ADERENZA TRA MALTA E TERRENO**

$n_{\text{prove}} := 4$  Numero di prove valide ai fini dell'analisi

$$R_{\text{prova}} := \begin{bmatrix} 410 \\ 373 \\ 363 \\ 450 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad \text{Risultati delle singole prove}$$

$$i := [1 \dots n_{\text{prove}}]$$

$$R_{a\_med} := \frac{\sum_{i=1}^{n_{\text{prove}}} R_{\text{prova}_i}}{n_{\text{prove}}} = 399.000 \text{ kN} \quad \text{Calcolo del valore medio delle prove}$$

$$R_{a\_min} := \text{Min} \left( R_{\text{prova}_i} \right) = 363.000 \text{ kN} \quad \text{Calcolo del valore minimo}$$

Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica in funzione del numero di pali di prova per il dimensionamento dei micropali

$$\xi_1 := \begin{bmatrix} 1.4 \\ 1.3 \\ 1.2 \\ 1.1 \\ 1.0 \end{bmatrix} \quad \xi_2 := \begin{bmatrix} 1.4 \\ 1.20 \\ 1.05 \\ 1.0 \\ 1.0 \end{bmatrix}$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

$$j := \text{if } n_{\text{prove}} < 5$$

$$n_{\text{prove}}$$

$$\text{else}$$

$$5$$

$$\xi_{1j} = 1.100$$

$$\xi_{2j} = 1.000$$

Fattori di correlazione in funzione del numero di prove

#### NTC.2018 - Formula 6.4.1 - Valore della resistenza caratteristica

$$R_{ak} := \text{Min} \left( \frac{R_{a\_med}}{\xi_{1j}}, \frac{R_{a\_min}}{\xi_{2j}} \right) = 362.7273 \text{ kN}$$

#### Caratteristiche geometriche della struttura di prova

$$\phi_{\text{perforo}} := 100 \text{ mm}$$

Diametro di perforazione

$$\alpha := 1.10$$

Coefficiente di amplificazione del foro

$$L_{\text{bulbo}} := 2 \text{ m}$$

Lunghezza del bulbo iniettato

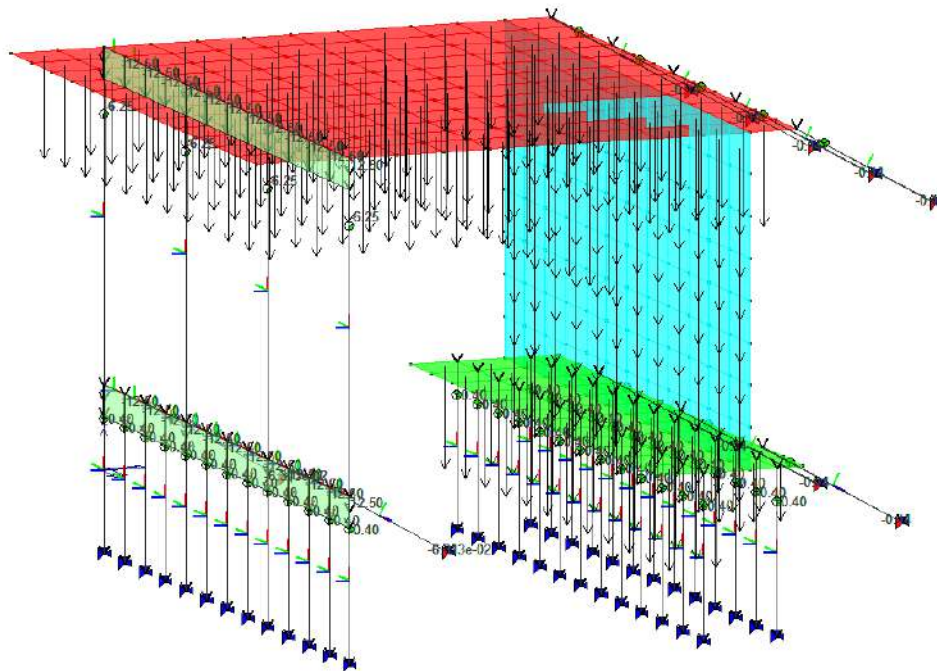
#### Calcolo della tensione caratteristica di sfilamento malta-terreno

$$\tau_{ak} := \frac{R_{ak}}{\pi \cdot \phi_{\text{perforo}} \cdot L_{\text{bulbo}} \cdot \alpha} = 0.525 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di aderenza

### 3.4 Analisi dei carichi

#### 3.4.1 Peso proprio degli elementi strutturali



Il peso proprio di elementi shell è modellato con un carico concentrato, gli elementi trave sono modellati con un carico uniforme lineare.

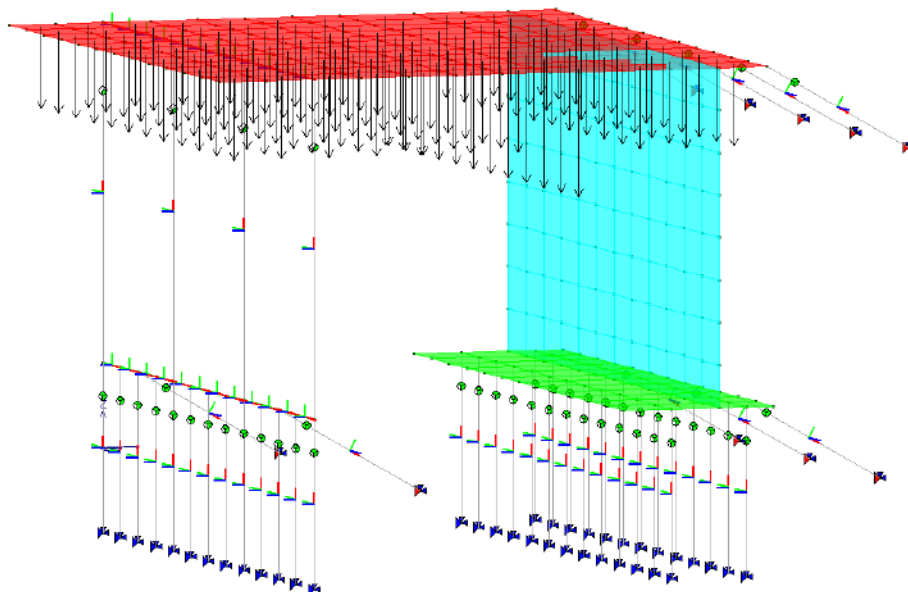
#### STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

I pesi propri delle opere in CA saranno modellati proporzionalmente al volume applicando un peso proprio pari a 25 kN/mc al baricentro dell'elemento.

#### STRUTTURE IN ACCIAIO

I pesi propri delle opere in CA saranno modellati proporzionalmente al volume applicando un peso proprio pari a 78,5 kN/mc al baricentro dell'elemento.

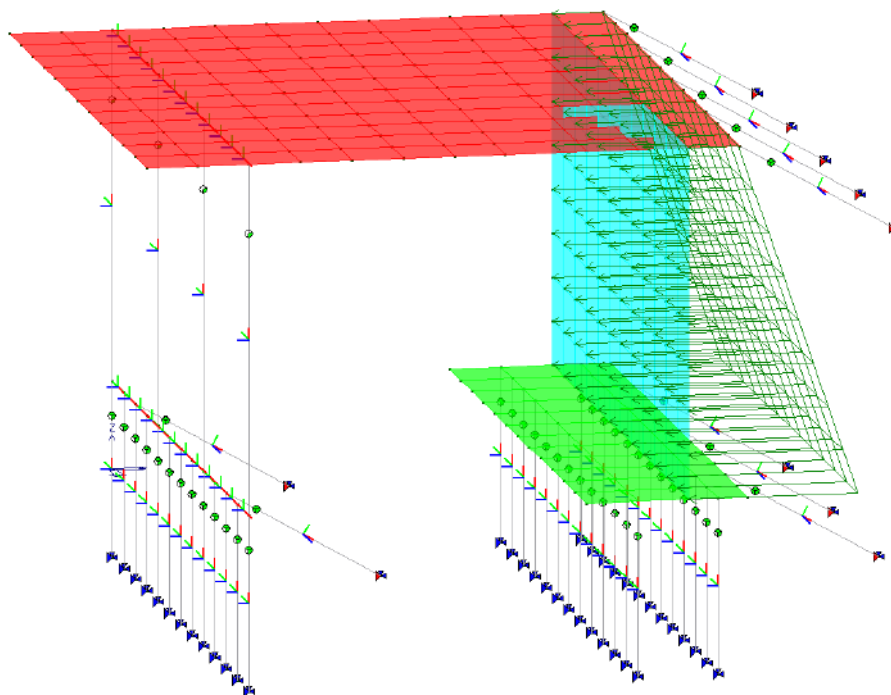
### 3.4.2 Peso proprio degli elementi permanenti non strutturali



Tra gli elementi non strutturali che generano un carico permanente individuiamo il terreno di rivestimento dell'estradosso della galleria. Il peso proprio è modellato con una pressione uniforme di intensità proporzionale allo spessore dello strato (1 m) e al peso specifico del materiale (2000 kg/mc).

Pertanto l'azione risultante è pari a 20 kN/mq ed è modellata con un carico uniforme sulla superficie di applicazione.

### 3.4.3 Spinta del terreno



Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_0 := 1 - \sin(\phi)$$

Nella quale  $\phi$  rappresenta l'angolo di attrito interno del terreno di rifianco.

#### CALCOLO DELLA SPINTA A RIPOSO SU MURO DI SOSTEGNO

$\phi := 36 \text{ deg}$  Angolo di attrito interno del terreno

$\gamma := 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  Peso specifico del terreno di riempimento

$p_v := 40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  Sovraccarico sul terreno a monte del muro

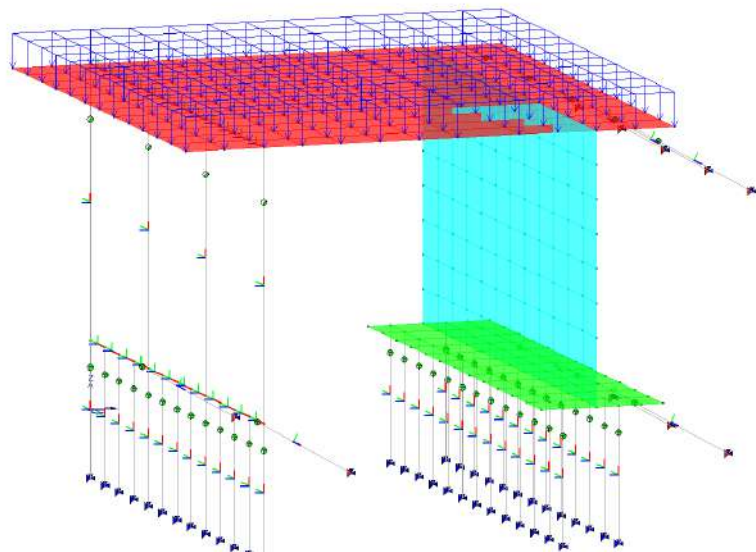
$K_0 := 1 - \sin(\phi) = 0.4122$  Coefficiente di spinta a riposo

$q(z) := \gamma \cdot z \cdot K_0 + p_v \cdot K_0$  Pressione del terreno agente sul muro in funzione della quota

$q(8.25 \text{ m}) = 87.9048 \text{ kPa}$  Pressione al piede della fondazione per modellazione trapezia

$q(0 \text{ m}) = 16.4886 \text{ kPa}$  Pressione in testa al muro per modellazione trapezia

### 3.4.4 Azioni variabili - neve



Il sovraccarico di tipo variabile per effetto della neve depositata naturalmente al suolo è calcolato applicando la Normativa di riferimento: D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

#### LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

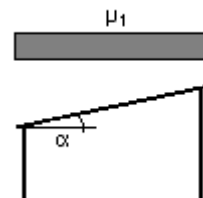
Località: BACENO  
Provincia: VERBANO-CUSIO-OSSOLA  
Regione: PIEMONTE  
Coordinate GPS:  
Latitudine: 46.26000 N  
Longitudine: 8.31800 E  
Altitudine s.l.m.: 1230.0 m

#### CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE

Zona Neve = I Alpina  
Periodo di ritorno,  $T_r = 50$  anni  
 $C_{tr} = 1$  per  $T_r = 50$  anni  
 $C_e$  (coeff. di esposizione al vento) = 1.00  
Valore caratteristico del carico al suolo =  $q_{sk} C_e C_{tr} = 536 \text{ daN/mq}$   
Copertura ad una falda:  
Angolo di inclinazione della falda  $\alpha = 0.0^\circ$

$$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 4.29 \text{ kN/mq}$$

Schema di carico:



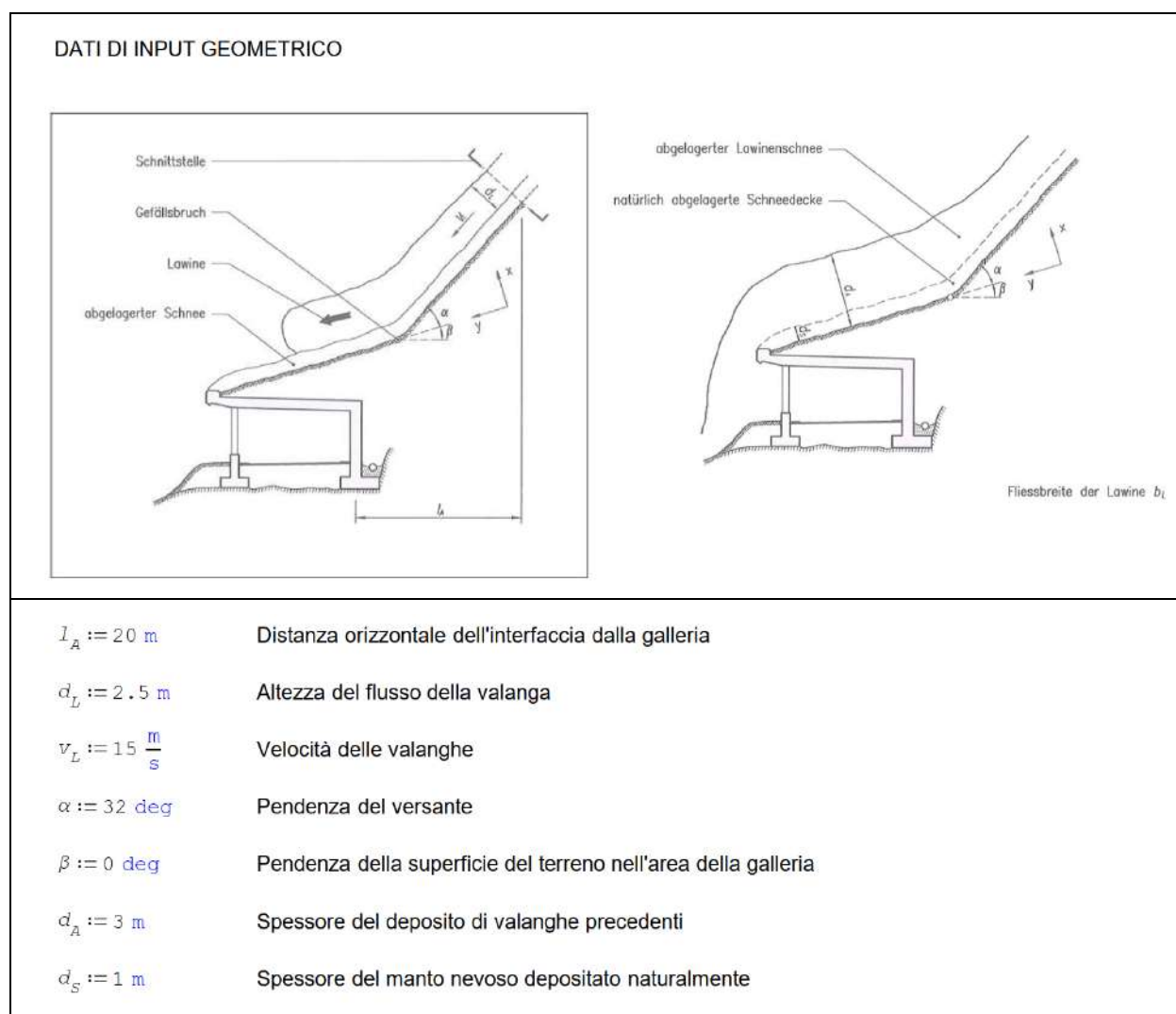
### 3.4.5 Azioni variabili - valanga

Le azioni derivanti dallo scorrimento di una valanga all'estradosso della galleria sono modellate come carichi variabili appartenenti allo stesso caso di carico.

Per la modellazione di tale evento si applica la normativa Svizzera **ASTRA 12 007 - Einwirkungen infolge Lawinen auf Schutzgalerien** [Effetti delle valanghe sulle gallerie di protezione]

Nel presente studio, la condizione più sfavorevole è rappresentata dallo scorrimento di una valanga al di sopra di un precedente deposito valanghivo. In tale scenario, infatti, l'impatto della valanga è combinato al sovraccarico della neve depositata dalle valanghe precedenti, massimizzando quindi il carico distribuito sulla soletta della galleria.

Di seguito si riporta lo sviluppo dei calcoli per tale scenario da cui si ricavano i valori dell'azione della neve in scorrimento, l'impulso della valanga per effetto del cambio di pendenza a monte della galleria, ed il peso della neve in deposito da valanghe precedenti.



#### DATI DI INPUT MODELLISTICO

##### PESI PROPRI DELLA NEVE NELLE DIFFERENTI FATTISPECIE

$$\gamma_{L_d} := 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Valanga fluente (asciutta)}$$

$$\gamma_{L_w} := 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Valanga fluente (bagnata)}$$

$$\gamma_S := 4.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Manto nevoso naturalmente depositato}$$

$$\gamma_A := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Neve da valanga depositata}$$

##### COEFFICIENTI MEDI DI ATTRITO

Valanga che scorre su una coltre di neve

$$\mu_{1A} := 0.2 \quad \text{Neve asciutta}$$

$$\mu_{1B} := 0.35 \quad \text{Neve bagnata}$$

Valanga fluente su una superficie liscia (ad esempio cemento, erba)

$$\mu_{2A} := 0.25 \quad \text{Neve asciutta}$$

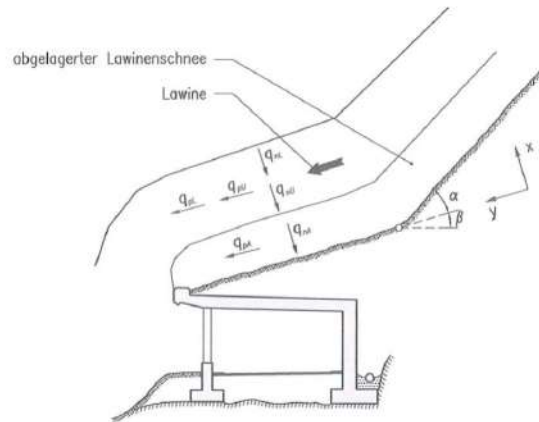
$$\mu_{2B} := 0.45 \quad \text{Neve bagnata}$$

Valanga che scorre su una superficie ruvida (ad es. Detriti di blocchi)

$$\mu_{3A} := 0.35 \quad \text{Neve asciutta}$$

$$\mu_{3B} := 0.55 \quad \text{Neve bagnata}$$

SCENARIO 3 - Valanga che scorre su deposito di valanga



Neve in accumulo da valanghe precedenti

$$q_{nA}^3 := \gamma_A \cdot d_A \cdot \cos(\beta) = 15 \text{ kPa}$$

Componente perpendicolare alla copertura della galleria

$$q_{pA}^3 := \tan(\beta) \cdot q_{nA}^3 = 0 \text{ kPa}$$

Componente parallela alla copertura della galleria

Flusso della valanga

$$q_{nL}^3 := \gamma_{LW} \cdot d_L \cdot \cos(\beta) = 11.25 \text{ kPa}$$

Componente perpendicolare alla copertura della galleria

$$q_{pL}^3 := \mu_{LB} \cdot q_{nL}^3 = 3.9375 \text{ kPa}$$

Componente parallela alla copertura della galleria

Impulso della valanga

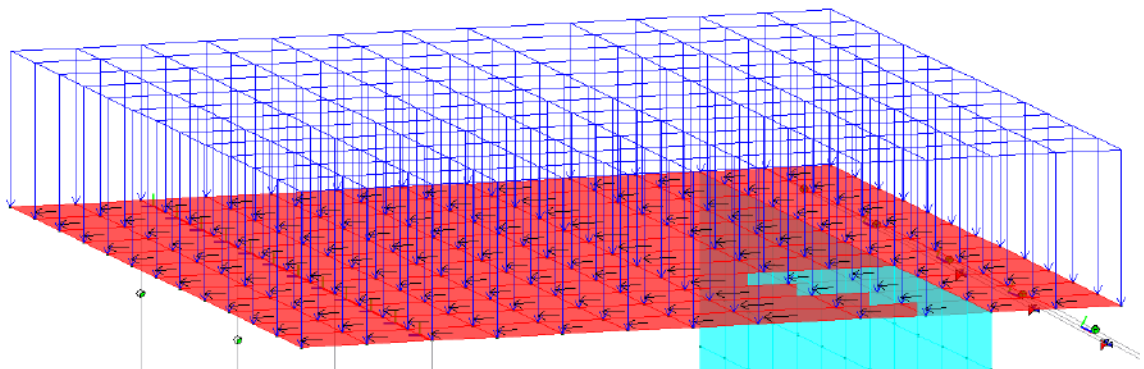
$$q_{nU}^3 := \frac{\gamma_{LW} \cdot d_L \cdot v_L^2 \cdot \sin(\alpha)}{6 \cdot d_L \cdot a_g} = 9.1156 \text{ kPa}$$

Componente perpendicolare alla copertura della galleria

$$q_{pU}^3 := \mu_{LB} \cdot q_{nU}^3 = 3.1905 \text{ kPa}$$

Componente parallela alla copertura della galleria

I carichi precedentemente descritti sono modellati quali azioni uniformi per unità di superficie della soletta superiore della galleria ed avranno una quota parallela alla soletta (freccia nera) ed una quota perpendicolare alla soletta (freccia blu).



### 3.4.6 Azione sismica

La struttura in esame è classificata con Vita nominale 50 anni e classe d'uso III.

- Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Il sottosuolo è identificato di categoria B.

**Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Il sito è identificato di categoria T2.

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Opere di sostegno NTC 2018

Muro rigido: 1

Sito in esame.

latitudine: 46,297517

longitudine: 8,270901

Classe: 3

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 8474	Lat: 46,2715	Lon: 8,2186	Distanza:
4953,567				
Sito 2	ID: 8475	Lat: 46,2746	Lon: 8,2906	Distanza:
2967,646				
Sito 3	ID: 8253	Lat: 46,3245	Lon: 8,2862	Distanza:
3220,232				
Sito 4	ID: 8252	Lat: 46,3214	Lon: 8,2142	Distanza:
5103,109				

#### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T2  
 Periodo di riferimento: 75anni  
 Coefficiente cu: 1,5

#### Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
 Tr: 45 [anni]  
 ag: 0,033 g  
 Fo: 2,541  
 Tc\*: 0,205 [s]

#### Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
 Tr: 75 [anni]  
 ag: 0,046 g  
 Fo: 2,528  
 Tc\*: 0,231 [s]

#### Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
 Tr: 712 [anni]  
 ag: 0,152 g  
 Fo: 2,358  
 Tc\*: 0,286 [s]

#### Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
 Tr: 1462 [anni]  
 ag: 0,203 g  
 Fo: 2,373  
 Tc\*: 0,296 [s]

#### Coefficienti Sismici Opere di sostegno NTC 2018

##### SLO:

Ss: 1,200  
 Cc: 1,510  
 St: 1,200  
 Kh: 0,048  
 Kv: 0,024  
 Amax: 0,470

	Beta:	1,000
SLD:		
	Ss:	1,200
	Cc:	1,480
	St:	1,200
	Kh:	0,066
	Kv:	0,033
	Amax:	0,647
	Beta:	1,000
SLV:		
	Ss:	1,200
	Cc:	1,410
	St:	1,200
	Kh:	0,219
	Kv:	0,110
	Amax:	2,149
	Beta:	1,000
SLC:		
	Ss:	1,200
	Cc:	1,400
	St:	1,200
	Kh:	0,292
	Kv:	0,146
	Amax:	2,867
	Beta:	1,000
Le coordinate espresse in questo file sono in ED50		
Geostru		
Coordinate WGS84		
latitudine: 46.296595		
longitudine: 8.269805		

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

La costruzione, nuova, è caratterizzata da regolarità sia in pianta sia in altezza ed è progettata considerando un comportamento non dissipativo (ND).

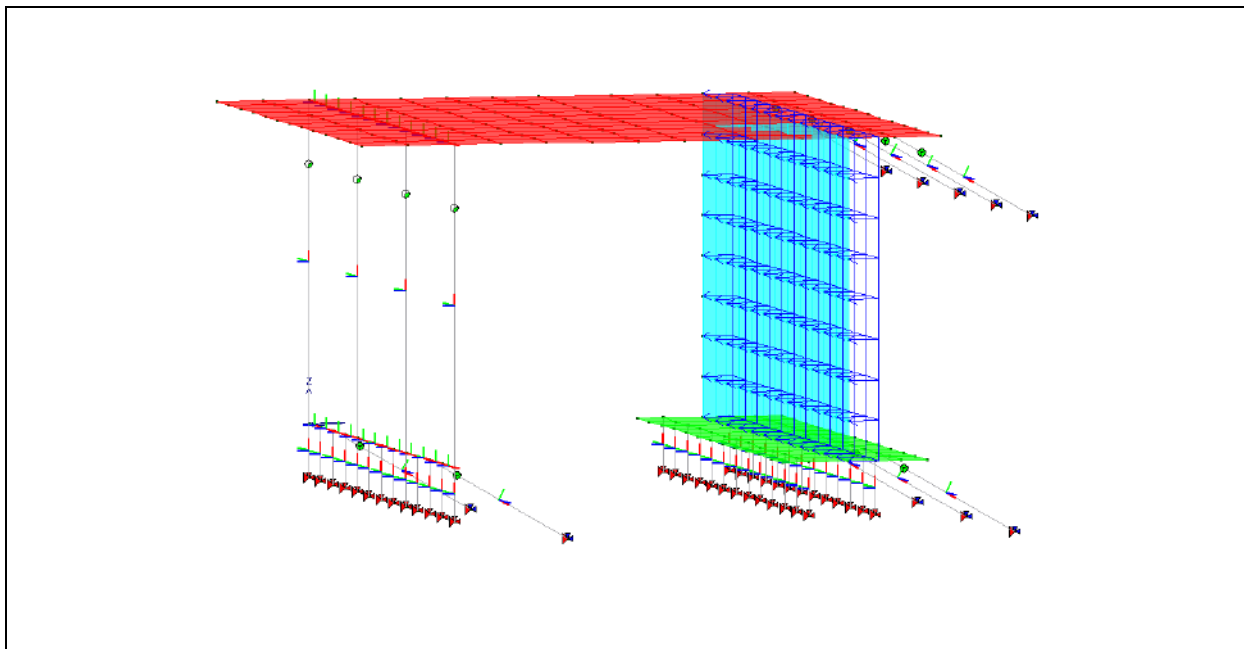
Parametri fattore in direzione x e y

Sistema costruttivo:	calcestruzzo
Tipologia strutturale:	strutture a pendolo inverso
Valore base fattore:	$q_0 = 1.500$
Fattore di regolarità:	$K_R = 1.0$
Fattore dissipativo:	$q_D = q_0 \cdot K_R = 1.500$
Fattore non dissipativo:	$q_{ND} = 2/3 \cdot q_D = 1.000 \ (\leq 1.5)$

Fattori di comportamento utilizzati

	Dissipativi	Non dissipativi
q SLU x	1.500	1.000
q SLU y	1.500	1.000
q SLU z	1.500	1.500

### 3.4.7 Spinta del terreno in condizione sismica



Per la modellazione della sovraspinta sismica su muri non in grado di spostarsi si utilizza la formazione di Wood (1973):

$$\Delta q := a_{max} \cdot \gamma \cdot H_{muro}$$

Da cui la sovraspinta è uniforme sul paramento di monte del muro ed è proporzionale all'accelerazione sismica massima attesa in sito, al peso specifico del terreno ed all'altezza del muro.

#### **CALCOLO DELLA SOVRASPINTA SISMICA SU MURI NON IN GRADO DI SPOSTARSI** **Formula di Wood (1973)**

$$a_{max} := 0.215$$

Accelerazione sismica, espressa in rapporto all'accelerazione di gravità

$$H_{muro} := 7.5 \text{ m}$$

Altezza del muro controterra

$$\Delta q := a_{max} \cdot \gamma \cdot H_{muro} = 33.8625 \text{ kPa}$$

Sovraspinta sismica uniforme sul paramento

### 3.5 Combinazioni di calcolo

#### 3.5.1 Coefficienti e combinazioni di calcolo

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

*Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:*

#### **Combinazione fondamentale SLU**

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

#### **Combinazione caratteristica (rara) SLE**

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

#### **Combinazione frequente SLE**

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

#### **Combinazione quasi permanente SLE**

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

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

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$ )	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$ )	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota $\leq 1000 m$	0,50	0,20	0,00
Neve a quota $> 1000 m$	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente $\gamma_f$	<b>EQU</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>
<i>Carichi permanenti</i>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	<i>Sfavorevoli</i>		1,1	1,3	1,0
<i>Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)</i>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	<i>Sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3
<i>Carichi variabili</i>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	<i>Sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3

### 3.5.2 Casi di carico cdc

Sono previste le seguenti tipologie di casi di carico:

	<b>Sigla</b>	<b>Tipo</b>	<b>Descrizione</b>
<b>1</b>	<b>Ggk</b>	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
<b>2</b>	<b>Gk</b>	NA	caso di carico con azioni permanenti
<b>3</b>	<b>Qk</b>	NA	caso di carico con azioni variabili
<b>9</b>	<b>Esk</b>	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
<b>10</b>	<b>Edk</b>	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
<b>11</b>	<b>Etk</b>	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:

*Numero Tipo e Sigla identificativa, Valore di riferimento del caso di carico (se previsto).*

In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico.

Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk), viene riportata la tabella di definizione delle masse: per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene indicata la relativa aliquota (partecipazione) considerata. Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello

(si confronti il valore  $S_{ksol}$  nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G2k (permanente generico n.c.d. ) .....	Azioni applicate:
			D3 :da 1 a 5 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 14 a 18 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 27 a 31 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 40 a 44 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 53 a 57 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 66 a 70 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 79 a 83 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 92 a 96 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 105 a 109 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 118 a 122 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 131 a 135 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 144 a 148 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 157 a 228 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
			D3 :da 289 a 300 Azione : zavorra_terreno-QV:unif - Qz - Proiez.
3	Gk	CDC=G1k (permanente - spinta terreno a riposo)	Azioni applicate:
			D3 :da 6 a 13 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 19 a 26 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 32 a 39 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 45 a 52 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 58 a 65 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 71 a 78 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 84 a 91 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 97 a 104 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 110 a 117 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 123 a 130 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 136 a 143 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
			D3 :da 149 a 156 Azione : spinta_terreno_riposo-PL3:pi=-0.17 qi=750.00 pf=-0.81 qf=0.0
4	Qk	CDC=Qk (Variabile - Neve depositata naturalmente)	Azioni applicate:
			D3 :da 1 a 5 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 14 a 18 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 27 a 31 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 40 a 44 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 53 a 57 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 66 a 70 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 79 a 83 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 92 a 96 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 105 a 109 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 118 a 122 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 131 a 135 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 144 a 148 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
			D3 :da 157 a 228 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 :da 289 a 300 Azione : NEVE_NTC2018-P3:p=-4.290e-02
5	Qk	CDC=Qk (Neve - accumulo da valangheAzioni applicate: precedenti)	
			D3 :da 1 a 5 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 14 a 18 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 27 a 31 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 40 a 44 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 53 a 57 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 66 a 70 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 79 a 83 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 92 a 96 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 105 a 109 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 118 a 122 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 131 a 135 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 144 a 148 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 157 a 228 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 289 a 300 Azione : Q3NA - Valanghe in accumulo-QV:unif - Qz - Pres.
6	Qk	CDC=Qk (Neve - Azione valanga in transito)	Azioni applicate:
			D3 :da 1 a 5 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 1 a 5 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 14 a 18 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 14 a 18 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 27 a 31 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 27 a 31 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 40 a 44 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 40 a 44 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 53 a 57 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 53 a 57 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 66 a 70 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 66 a 70 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 79 a 83 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 79 a 83 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 92 a 96 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 92 a 96 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 105 a 109 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 105 a 109 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 118 a 122 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 118 a 122 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 131 a 135 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 131 a 135 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 144 a 148 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 144 a 148 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 157 a 228 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 157 a 228 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 289 a 300 Azione : Q3NL - Valanga perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 289 a 300 Azione : Q3PL - Valanga_parallel - QV:unif - Qy - Area
7	Qk	CDC=Qk (VALANGA - Impulso)	Azioni applicate:
			D3 :da 1 a 5 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 1 a 5 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 :da 14 a 18 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 14 a 18 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 27 a 31 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 27 a 31 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 40 a 44 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 40 a 44 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 53 a 57 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 53 a 57 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 66 a 70 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 66 a 70 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 79 a 83 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 79 a 83 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 92 a 96 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 92 a 96 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 105 a 109 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 105 a 109 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 118 a 122 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 118 a 122 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 131 a 135 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 131 a 135 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 144 a 148 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 144 a 148 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 157 a 228 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 157 a 228 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
			D3 :da 289 a 300 Azione : Q3PU - IMPULSO Perpendicolare-QV:unif - Qz - Pres.
			D3 :da 289 a 300 Azione : Q3PU - Impulso parallelo-QV:unif - Qy - Area
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G2k (permanente generico n.c.d. ) .....
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G1k (permanente - spinta terreno a riposo)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qk (Variabile - Neve depositata naturalmente)
			partecipazione:0.70 per 5 CDC=Qk (Neve - accumulo da valanghe precedenti)
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
12	Etk	CDC=Etk (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=90.00	Azioni applicate:
			D3 :da 6 a 13 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 19 a 26 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 32 a 39 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 45 a 52 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 58 a 65 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 71 a 78 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 84 a 91 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 97 a 104 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 110 a 117 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 123 a 130 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 136 a 143 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34
			D3 :da 149 a 156 Azione : Sovrappinta sismica terreno-P3:p=-0.34

### 3.5.3 Combinazione slu

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$  [2.5.1]

In accordo ai coefficienti di combinazione (tab. 2.5.I) ed ai coefficienti parziali per le azioni (Tab. 2.6.I), si definisce una combinazione strutturale univoca per tutti gli elementi adottando l'approccio 2:

COMBINAZIONE	G <sub>gk</sub> (peso proprio della struttura)	G <sub>2k</sub> (permanente generico n.c.d. )	G <sub>1k</sub> (permanente - spinta terreno a riposo)	Q <sub>k</sub> (Variable - Neve depositata naturalmente)	Q <sub>k</sub> (Neve - accumulo da valanghe precedenti)	Q <sub>k</sub> (Neve - Azione valanga in transito)	Q <sub>k</sub> (VALANGA - Impulso)	Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	Et <sub>k</sub> (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=90.00
33	1.30	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

### 3.5.4 Combinazioni sismiche slu

Sono previste 32 combinazioni sismiche che consentono di valutare le differenti direzioni di attacco del sisma e le eccentricità di normativa.

COMBINAZIONE	G <sub>gk</sub> (peso proprio della struttura)	G <sub>2k</sub> (permanente generico n.c.d. )	G <sub>1k</sub> (permanente - spinta terreno a riposo)	Q <sub>k</sub> (Variable - Neve depositata naturalmente)	Q <sub>k</sub> (Neve - accumulo da valanghe precedenti)	Q <sub>k</sub> (Neve - Azione valanga in transito)	Q <sub>k</sub> (VALANGA - Impulso)	Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	Et <sub>k</sub> (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=90.00
1	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
2	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.30
3	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0
4	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.30
5	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0
6	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.30
7	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0
8	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.30
9	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0
10	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.30
11	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0
12	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.30
13	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0
14	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.30
15	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0
16	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.30
17	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	-1.00

COMBINAZIONE	G <sub>gk</sub> (peso proprio della struttura)	G <sub>2k</sub> (permanente generico n.c.d. )	G <sub>1k</sub> (permanente - spinta terreno a riposo)	Q <sub>k</sub> (Variabile - Neve depositata naturalmente)	Q <sub>k</sub> (Neve - accumulo da valanghe precedenti)	Q <sub>k</sub> (Neve - Azione valanga in transito)	Q <sub>k</sub> (VALANGA - Impulso)	Ed (dinamico alfa=0.0 (ecc. +))	Ed (dinamico alfa=0.0 (ecc. -))	Ed (dinamico alfa=90.00 (ecc. +))	Ed (dinamico alfa=90.00 (ecc. -))	E <sub>tk</sub> (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=90.00
18	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	1.00
19	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	-1.00
20	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	1.00
21	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	-1.00
22	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	1.00
23	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	-1.00
24	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	1.00
25	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	-1.00
26	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	1.00
27	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	-1.00
28	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	1.00
29	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	-1.00
30	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	1.00
31	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	-1.00
32	1.00	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	1.00

### 3.5.5 Combinazioni sle - stato limite di fessurazione

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, si svolgono le verifiche agli SLE in accordo a quanto prescritto al §4.1.2.2 delle NTC 2018.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>k</sub>	Stato limite	w <sub>k</sub>
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>

In accordo alla tabella 4.1.III e 4.1.IV le verifiche allo stato limite di fessurazione devono essere svolte in condizioni ambientali aggressive e si deve verificare l'apertura delle fessure nella combinazione più gravosa tra SLE frequente e quasi permanente.

La condizione più severa è la verifica di apertura delle fessure in combinazione frequente.

COMBINAZIONE	G <sub>gk</sub> (peso proprio della struttura)	G <sub>2k</sub> (permanente generico n.c.d. )	G <sub>1k</sub> (permanente - spinta terreno a riposo)	Q <sub>k</sub> (Variabile - Neve depositata naturalmente)	Q <sub>k</sub> (Neve - accumulo da valanghe precedenti)	Q <sub>k</sub> (Neve - Azione valanga in transito)	Q <sub>k</sub> (VALANGA - Impulso)	Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	E <sub>tk</sub> (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=90.00
34	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.50	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

### 3.5.6 Combinazioni sle - stato limite di deformazione

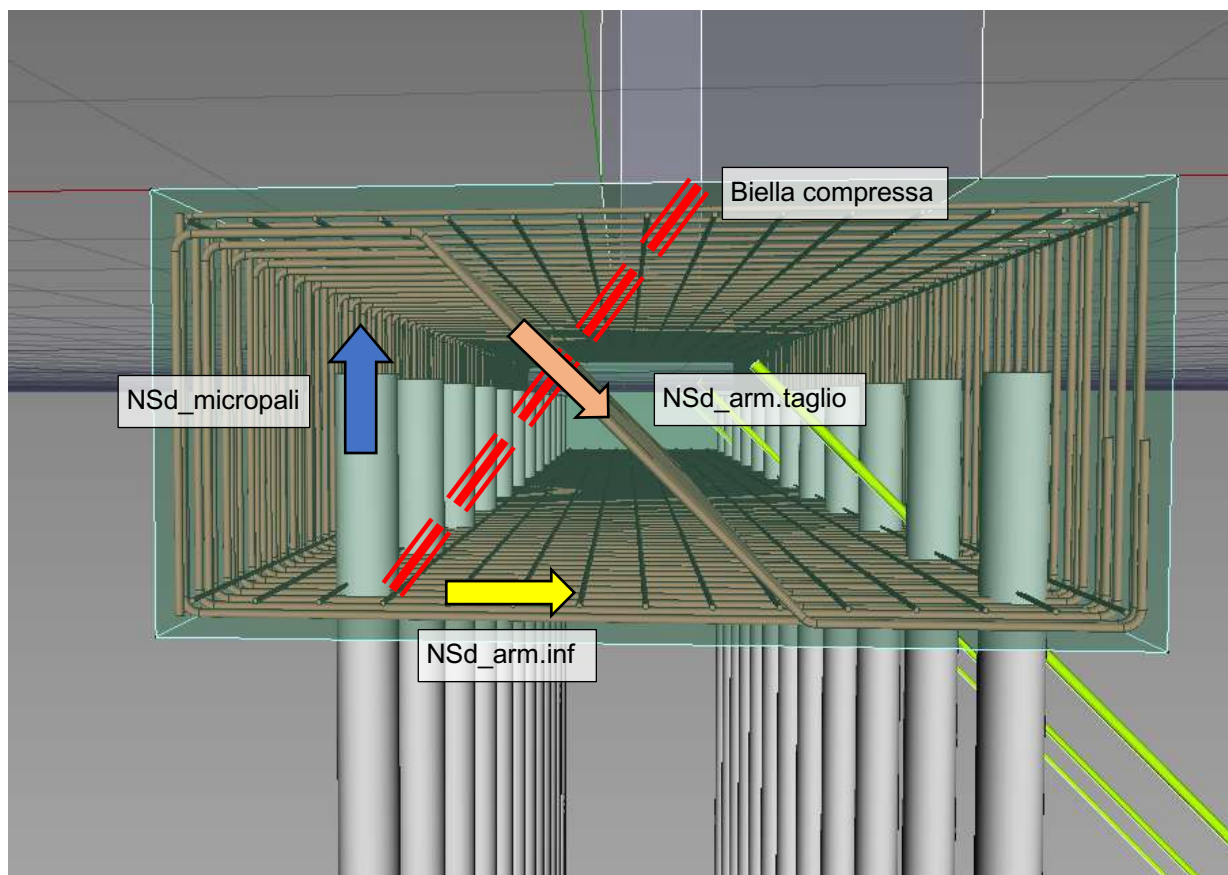
COMBINAZIONE	G <sub>gk</sub> (peso proprio della struttura)	G <sub>2k</sub> (permanente generico n.c.d. )	G <sub>1k</sub> (permanente - spinta terreno a riposo)	Q <sub>k</sub> (Variabile - Neve depositata naturalmente)	Q <sub>k</sub> (Neve - accumulo da valanghe precedenti)	Q <sub>k</sub> (Neve - Azione valanga in transito)	Q <sub>k</sub> (VALANGA - Impulso)	Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	E <sub>tk</sub> (inc. sp. terreno) SLV dir + alfa=90.00
35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

## 3.6 Risultati analisi strutturale

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali svolti in tutti gli elementi strutturali nelle sezioni più significative analizzando i risultati delle combinazioni più gravose.

### 3.6.1 Verifiche slu - trave di fondazione di monte

La trave di fondazione su pali è un elemento tozzo per il quale risulta più appropriato un calcolo puntone-tirante in luogo di una verifica a presso-flessione.



La forza massima di compressione SLU sulla fila di micropali di valli è pari a 715kN/m, si ricavano i valori delle sollecitazioni nelle armature inferiore e nelle armature piegate a taglio.

Si prevedono le seguenti armature per soddisfare le sollecitazioni di progetto:

- Armatura inferiore: 8 F24mm  $A_s = 36.16 \text{ cm}^2$
- Armatura a taglio: 4 F24mm  $A_s = 18.08 \text{ cm}^2$

## VERIFICA ARMATURE TRAVE DI FONDAZIONE "TOZZA"

### Input geometrico della trave tozza di fondazione

$B := 2.75 \text{ m}$	Larghezza della trave di fondazione
$H := 1.25 \text{ m}$	Altezza della trave di fondazione
$\beta_{biella} := 50 \text{ deg}$	Inclinazione della biella di cls agente a compressione
$\beta_{arm\_taglio} := 45 \text{ deg}$	Inclinazione armatura a taglio
$\phi_{inf} := 24 \text{ mm}$ $n_{inf} := \frac{8}{m}$	Armatura inferiore trasversale (Diametro e numero al metro)
$\phi_{taglio} := 24 \text{ mm}$ $n_{taglio} := \frac{4}{m}$	Armatura piegata a taglio (Diametro e numero al metro)

### Proprietà del materiale - Acciaio di armatura B450C

$$f_{yk} := 450 \text{ MPa} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3043 \text{ MPa}$$

### Calcolo delle sollecitazioni per unità di sviluppo della fondazione

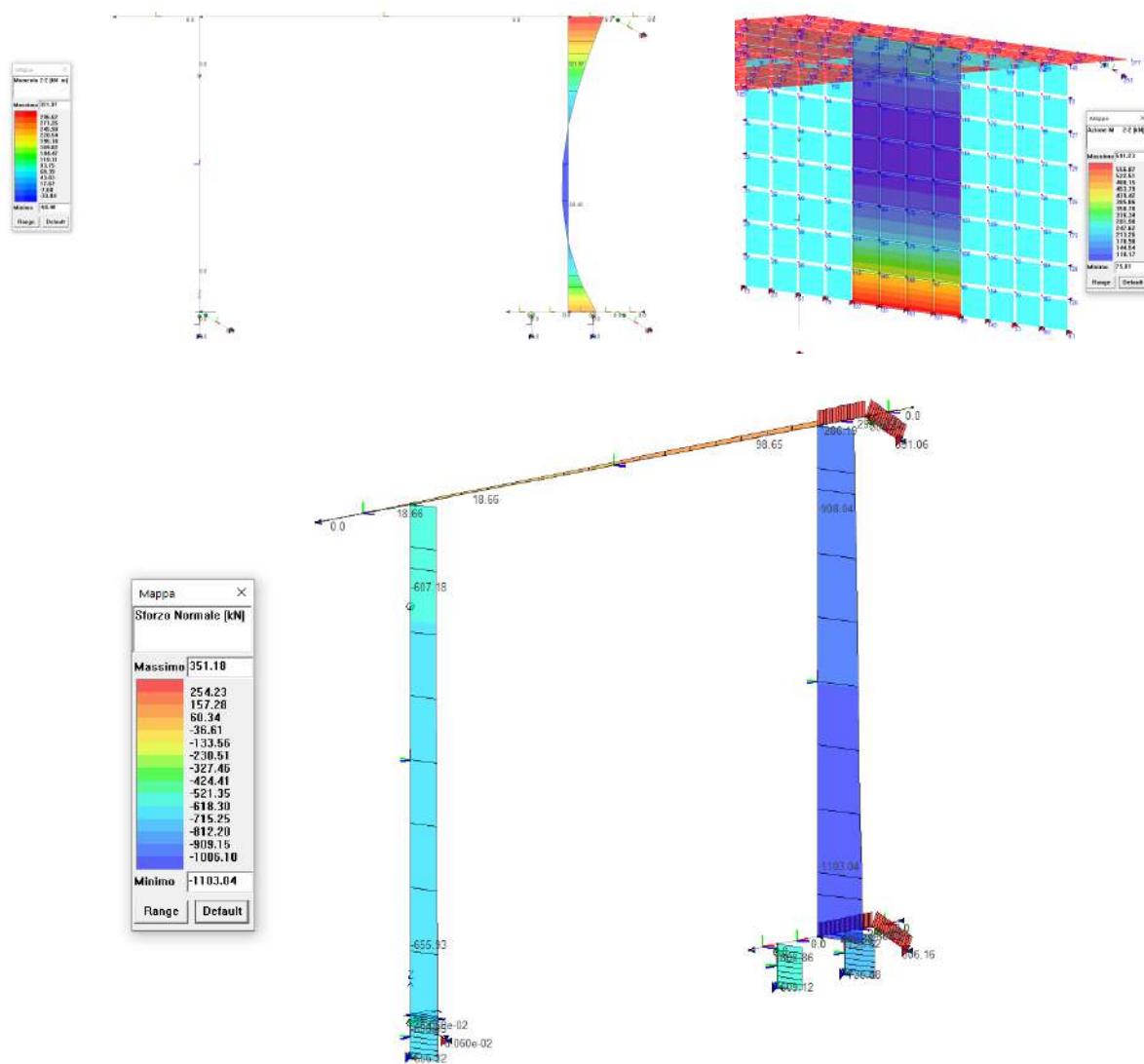
$NSd_{pali} := 715 \frac{\text{kN}}{m}$	Sforzo normale di compressione agente sui micropali, esplicitato al metro di trave di fondazione - Ricavato dai modelli di calcolo
$NSd_{biella} := \frac{NSd_{pali}}{\cos(90 - \beta_{biella})} = 1801.8018 \frac{\text{kN}}{m}$	Sforzo normale agente sulla biella compressa
$NSd_{arm\_inf} := NSd_{biella} \cdot \cos(\beta_{biella}) = 1158.1759 \frac{\text{kN}}{m}$	Sollecitazione sull'armatura orizzontale inferiore
$NSd_{arm\_taglio} := NSd_{pali} \cdot \cos(\beta_{arm\_taglio}) = 505.5813 \frac{\text{kN}}{m}$	Sollecitazione sull'armatura a taglio

### Resistenze di calcolo e verifiche di sicurezza

$NRd_{arm\_inf} := f_{yd} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{inf}^2 \cdot n_{inf} = 1416.1753 \frac{\text{kN}}{m}$	Resistenza armatura inferiore
$FS_{arm\_inf} := \frac{NRd_{arm\_inf}}{NSd_{arm\_inf}} = 1.2228$	Verifica strutturale
$NRd_{arm\_taglio} := f_{yd} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{taglio}^2 \cdot n_{taglio} = 708.0877 \frac{\text{kN}}{m}$	Resistenza armatura a taglio
$FS_{arm\_taglio} := \frac{NRd_{arm\_taglio}}{NSd_{arm\_taglio}} = 1.4005$	Verifica strutturale

### 3.6.2 Verifiche slu - muro di monte

#### 3.6.2.1 Sezione in sommità' - verifica a flessione



La combinazione di carico che genera la peggior combinazione di M ed N in sommità al muro è la combinazione SLU. Le sollecitazioni sono le seguenti:

- Momento flettente:  $MSd=321\text{kN}\cdot\text{m/m}$
- Sforzo normale:  $NSd=-908\text{kN/m}$

Considerando 1m di sviluppo strutturale si hanno le seguenti armature:

- Armatura lato monte: 5 F24mm  $As=22.62\text{cm}^2$
- Armatura valle: 5 F20mm  $As=15.71\text{cm}^2$

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	16.71	6
			2	22.62	95

**Sollecitazioni**  
S.L.U. **Metodo n**

N Ed 908 **0** kN  
M xEd 321 **0** kNm  
M yEd **0** kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN **0** yN **0**

**Tipo sezione**  
☒ Rettang. ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

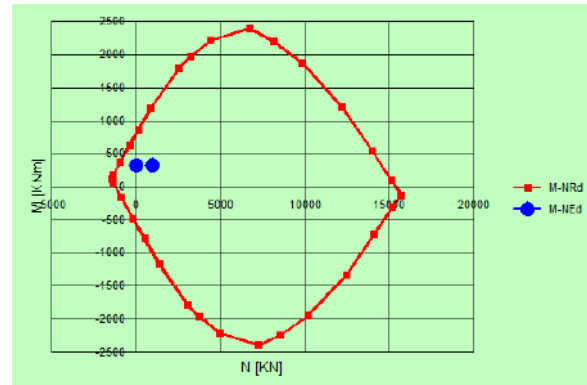
**Tipo flessione**  
☒ Retto ☐ Deviato

**Materiali**  
B450C C25/30  
 $\varepsilon_{su}$  57.5 ‰  $\varepsilon_{cu}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\varepsilon_{cu}$  3.6 ‰  
 $E_s$  200000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17 N/mm²  
 $E_{s,fc}$  15 ‰  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  $\rho$   
 $\varepsilon_{syd}$  1.967 ‰  $\alpha_{c,adm}$  0.75  
 $C_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.820

M xEd 813.7 kNm  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\varepsilon_s$  3.5 ‰  
 $\varepsilon_s$  51.56 ‰  
 $d$  95 cm  
 $\kappa$  6.009  $\kappa d$  0.06357  
 $\delta$  0.7

**Calcola MRd** **Domino M-N**  
N° rett. 100  
L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

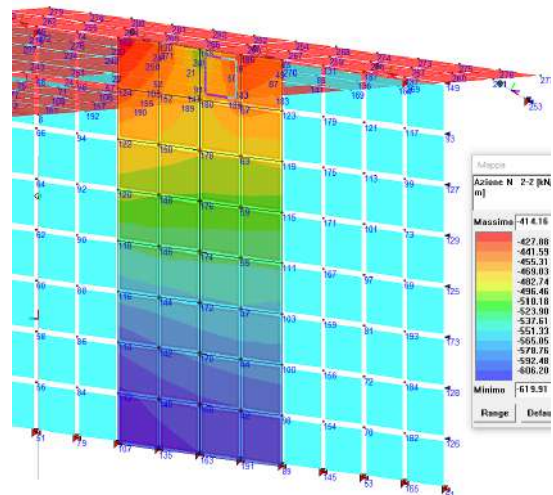
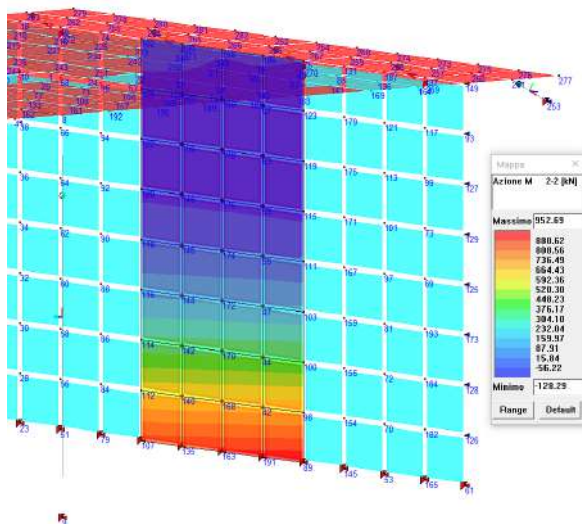
☐ Precompresso

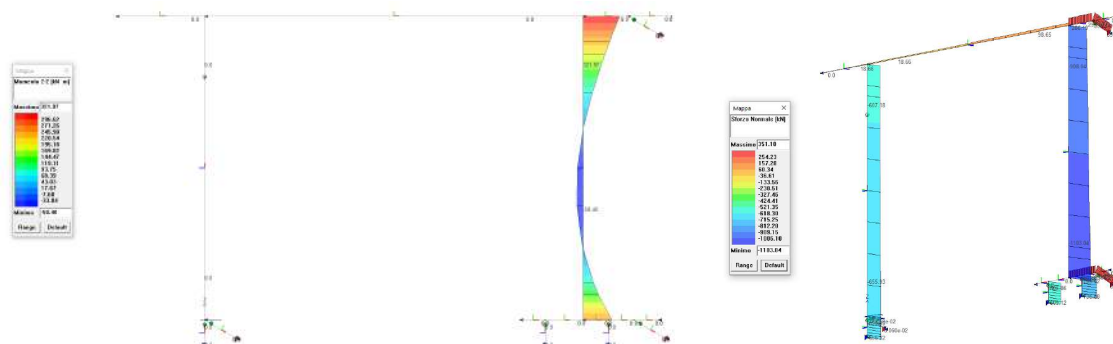


La verifica è soddisfatta.

### 3.6.2.2 Sezione di base - verifica a flessione

La peggior combinazione M/N, nella sezione di base del muro di monte, è generata dalla combinazione sismica, le sollecitazioni sono le seguenti:





- Combinazione sismica:  $MSd=952kN*m/m$  –  $NSd=-414kN/m$
- Combinazione statica:  $MSd=591.23kN*m/m$  -  $NSd=-1100kN/m$

Considerando 1m di sviluppo strutturale si hanno le seguenti armature:

- Armatura lato monte: 5 F24mm + 5 F20mm -  $As=38.33cm^2$
- Armatura valle: 5 F20mm  $As=15.71cm^2$

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15.71	5
			2	38.33	95

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 908 kN  
M Ed: 321 kNm  
M yEd: 0

P.to applicazione N: Centro Bericentro cls  
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo sezione: Rettang. Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

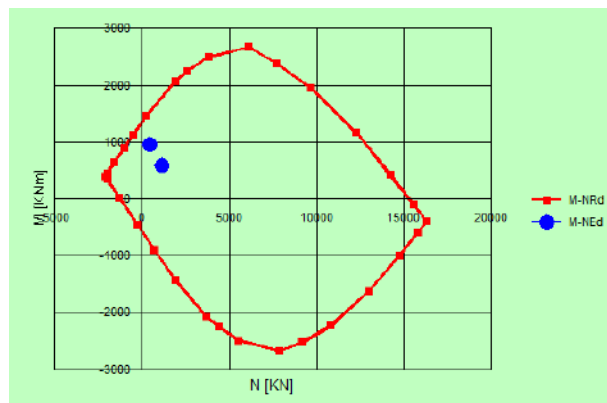
Materiali: B460C C25/30

$E_{su}$  57.6  $E_{cu}$  2  
 $f_{yd}$  391.3  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s$  200000  $f_{cc}$  14.17  
 $E_{s/te}$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $E_{syo}$  1.957  $Q_{c,adm}$  9.75  
 $Q_{s,adm}$  255  $\tau_{cc}$  0.6  
 $\tau_{ct}$  1.829

M xRd: 1731 kNm  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_s$  3.5  
 $\epsilon_{sc}$  17.79  
d 95 cm  
x 15.62 x/d 0.1644  
 $\delta$  0.7

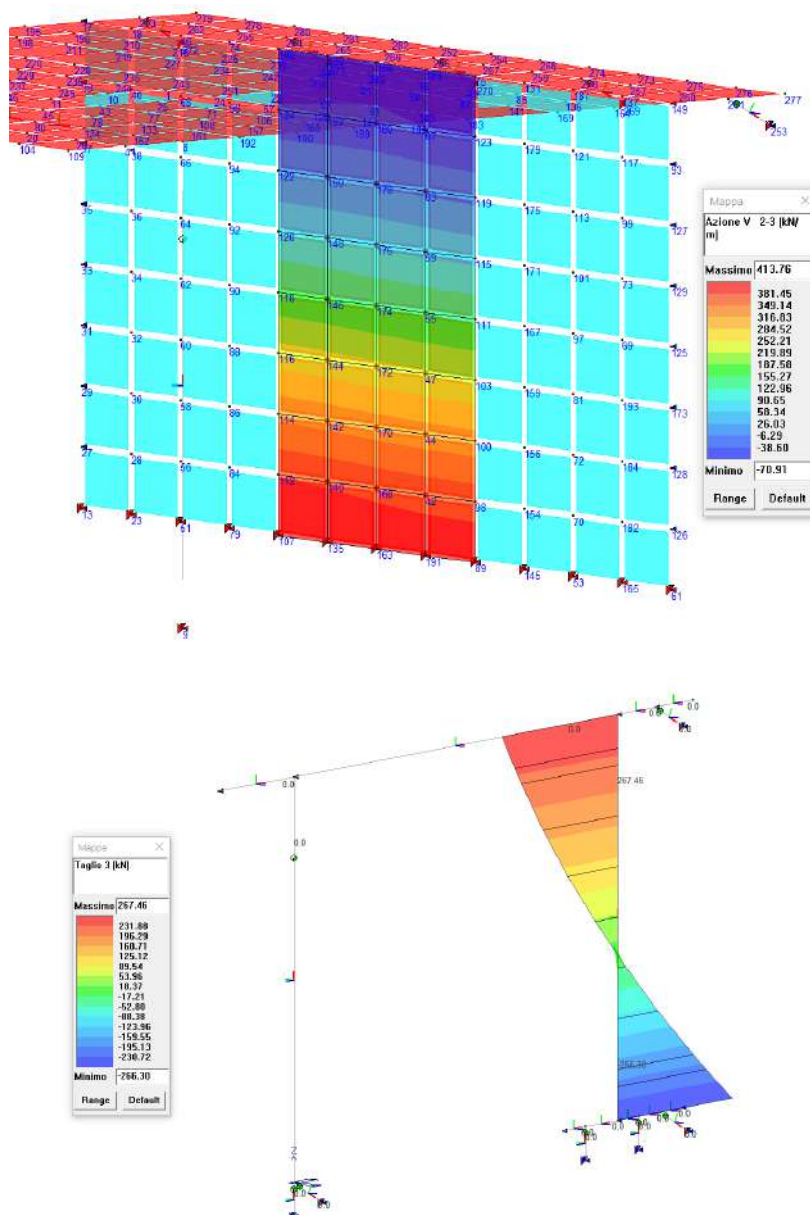
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso



Le verifiche risultano soddisfatte in entrambe le combinazioni di calcolo.

### 3.6.2.3 Verifiche a taglio



Il taglio risulta variabile lungo lo sviluppo verticale del muro con valori compressi tra + e – 450kN/m (circa). La verifica sarà svolta considerando la compressione dovuta al solo peso proprio degli elementi permanenti strutturali e non.

# RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

## ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO cap. 4.1.2.3.5.1

$$\gamma_c := 1.50$$

Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo

$$R_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo

$$d := 90 \text{ cm}$$

Altezza utile della sezione

$$b_w := 100 \text{ cm}$$

Larghezza utile della sezione

$$k := \min \left[ \left[ 1 + \left( \frac{200 \text{ mm}}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right] = 1.4714$$

Termine che rappresenta il contributo dell'effetto pettine

$$v_{min} := 0.035 \cdot (\text{MPa})^{\frac{1}{2}} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot (0.83 \cdot R_{ck})^{\frac{1}{2}} = 0.3818 \text{ MPa}$$

$$n_{b\_long} := 5$$

Numero di barre longitudinali in zona tesa

$$\phi_{b\_long} := 24 \text{ mm}$$

Diametro delle barre longitudinali in zona tesa

$$A_{sI} := n_{b\_long} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{b\_long}^2 = 22.6195 \text{ cm}^2$$

Armatura longitudinale tesa

$$\rho_1 := \frac{A_{sI}}{(b_w \cdot d)} = 0.0025$$

Termine che rappresenta il contributo dell'effetto ingranaggio  
Rapporto tra armatura longitudinale tesa e sezione di calcolo

$$N_{Ed} := 275 \text{ kN}$$

Sforzo normale di compressione nella sezione di calcolo

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{0.5 \cdot b_w \cdot d} = 0.6111 \text{ MPa}$$

Tensione media di compressione

$$V_{Rd} := \max \left[ \left[ \frac{0.18 \cdot k \cdot \left( \frac{100 \cdot (\text{MPa})^2 \cdot \rho_1 \cdot (0.83 \cdot R_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d}{(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d} \right] \right] = 426.1007 \text{ kN}$$

In assenza di armatura la verifica non risulta soddisfatta.

#### RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

ELEMENTI CON FERRI SAGOMATI RESISTENTI A TAGLIO cap. 4.1.2.3.5.2

$V_c := 1.50$  Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo

$R_{ck} := 45 \text{ MPa}$  Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo

$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$

$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{V_c} = 21.165 \text{ MPa}$  Resistenza di calcolo a compressione

$f_{yk} := 450 \text{ MPa}$  Tensione di snervamento acciaio di armatura B450C

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 391.3043 \text{ MPa}$  Tensione di calcolo acciaio di armatura

$b_w := 100 \text{ cm}$  Larghezza utile della sezione

$c_f := 5 \text{ cm}$  Copriferro

$d := 95 \text{ cm}$  Altezza utile della sezione

$\alpha := 90 \text{ deg}$  Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\theta := 22 \text{ deg}$  Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$s := 100 \text{ cm}$  Interasse tra due armature trasversali consecutive

$\phi_{staffe} := 12 \text{ mm}$  Diametro delle staffe

$n_{bracci} := 9$  Numero di bracci

$A_{sw} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{staffe}^2 \cdot n_{bracci}$

$\frac{A_{sw}}{s} = 10.1788 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$   $\cot(\theta) = 2.4751$

$a_c := 1$  Coefficiente maggiorativo per membrane non compresse

$v := 0.5$  Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione

$V_{Rsd} := 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 842.8807 \text{ kN}$

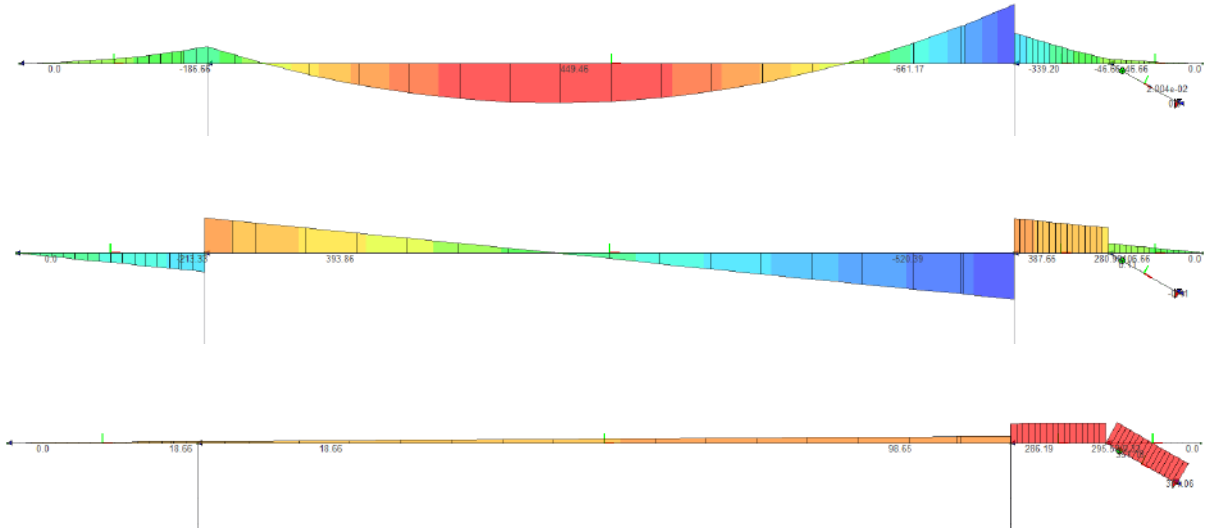
$V_{Rcd} := 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot(\alpha) + \cot(\theta))}{(1 + \cot(\theta)^2)} = 3142.6475 \text{ kN}$

$$V_{Rd} := \min \left( \begin{array}{l} V_{Rsd} \\ V_{Rcd} \end{array} \right) = 842.8807 \text{ kN}$$

Disponendo l'armatura minima di progetto su tutta la superficie muraria in ragione di 9 ganci D12mm al metro quadro di superfici, la verifica risulta soddisfatta.

### 3.6.3 Verifiche slu - soletta di copertura

La soletta di copertura subisce la massima sollecitazione nella combinazione statica in cui si combinano i sovraccarichi permanenti ai sovraccarichi accidentali della valanga.



Di seguito le verifiche svolte nelle sezioni più gravose:

- SEZ A - appoggio di valle,
- SEZ B - mezzeria della soletta,
- SEZ C - appoggio di monte

#### 3.6.3.1 SEZ A - Verifica a flessione

La sezione di appoggio di valle presenta le seguenti sollecitazioni:

- $M_{33} = -186 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- $N = 18.66 \text{ kN/m}$

Considerando 1m di sviluppo strutturale si hanno le seguenti armature:

- Armatura superiore: 5+5 F20mm  $A_s = 31.42 \text{ cm}^2$
- Armatura inferiore: 5 F20mm  $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$

Report verifica strutturale MN per la sezione di calcolo

**Titolo: SEZ A**

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	31.42	5
2			2	45.71	95

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 0 kN  
M Ed: -186 kNm  
M xEd: 0 kNm  
M yEd: 0 kNm

Pto applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord [cm]: x1 0 y1 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd: -1130 kNm

Materiali: B450C C35/45

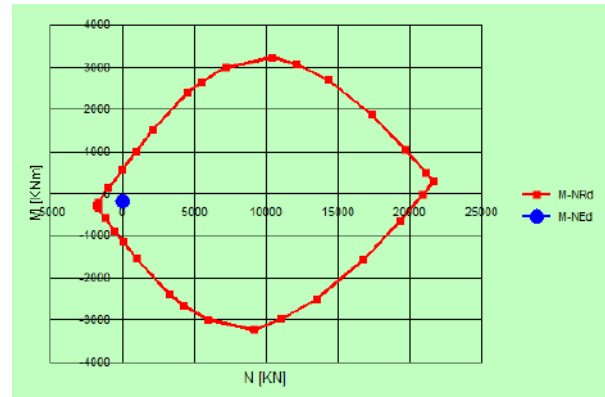
E<sub>cu</sub>: 31130 N/mm²  
f<sub>yk</sub>: 391.3 N/mm²  
E<sub>s</sub>: 200000 N/mm²  
f<sub>yk</sub>: 49.64 N/mm²  
E<sub>s</sub>: 200000 N/mm²  
f<sub>yk</sub>: 49.64 N/mm²  
E<sub>s</sub>: 200000 N/mm²  
f<sub>yk</sub>: 49.64 N/mm²

σ<sub>c</sub>: -19.83 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub>: 49.64 ‰  
d: 95 cm  
x: 6.257 x/d: 0.06586  
ξ: 0.7

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso



### 3.6.3.2 SEZ B - Verifica a flessione

La sezione di mezzzeria presenta le seguenti sollecitazioni:

- M33= 449.46 kN\*m/m
- N= 18.66 kN/m

Considerando 1m di sviluppo strutturale si hanno le seguenti armature:

- Armatura superiore: 5 F20mm As= 15.71 cmq
- Armatura inferiore: 5+5 F20mm As= 31.42 cmq

Report verifica strutturale MN per la sezione di calcolo

**Titolo: SEZ B**

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15.71	5
2			2	31.42	95

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 18.66 kN  
M Ed: 449.46 kNm  
M xEd: 0 kNm  
M yEd: 0 kNm

Pto applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord [cm]: x1 0 y1 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd: 1130 kNm

Materiali: B450C C35/45

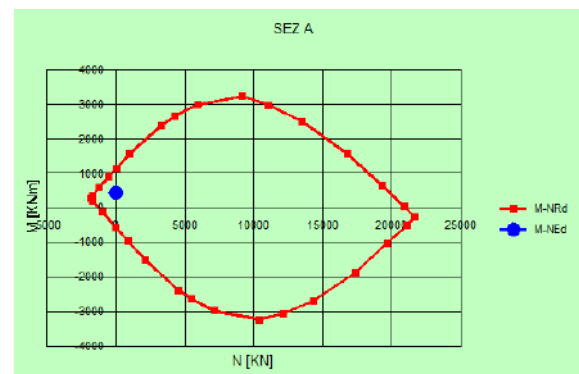
E<sub>cu</sub>: 31130 N/mm²  
f<sub>yk</sub>: 391.3 N/mm²  
E<sub>s</sub>: 200000 N/mm²  
f<sub>yk</sub>: 49.64 N/mm²  
E<sub>s</sub>: 200000 N/mm²  
f<sub>yk</sub>: 49.64 N/mm²  
E<sub>s</sub>: 200000 N/mm²  
f<sub>yk</sub>: 49.64 N/mm²

σ<sub>c</sub>: -19.83 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub>: 49.64 ‰  
d: 95 cm  
x: 6.32 x/d: 0.06652  
ξ: 0.7

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso



### 3.6.3.3 SEZ C - Verifica a flessione

La sezione di appoggio di monte presenta le seguenti sollecitazioni:

- M33= -661.17 kN\*m/m
- N= 286 kN/m

Considerando 1m di sviluppo strutturale si hanno le seguenti armature:

- Armatura superiore: 5+5 F20mm  $A_s = 31.42 \text{ cm}^2$
- Armatura inferiore: 5 F20mm  $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$

Report verifica strutturale MN per la sezione di calcolo

**Titolo:** SEZ C

**N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	$A_s \text{ [cm}^2\text{]}$	d [cm]
1	100	100	1	31.42	5
			2	15.71	95

**Sollecitazioni:** S.L.U. **Metodo n**

**N** Ed: 206 **xN**: 0 **yN**: 0

**M** xEd: -561.17 **M** yEd: 0

**Pto applicazione N:** Centro **Baricentro cls**

**Coord. [cm]:** xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo:** S.L.U. **Metodo n**

**Tipo flessione:** Retto **Deviato**

**Materiali:** B450C C35/45

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{cu}$ : 2 ‰

$f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $E_{cu}$ : 3.5

$E_s$ : 200000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 19.83

$\epsilon_{s, E_c}$ : 1‰  $f_{cc} / f_{cd}$ : 0.9  $\sqrt{f_c}$

$\sigma_{s, adm}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c, adm}$ : 13.5

$\sigma_{s, adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{cs}$ : 0.8

$\tau_{c1}$ : 2.267

**M** xRd: -1268 **N** xRd: 100

$\sigma_c$ : -19.83 N/mm<sup>2</sup>  $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$ : 3.6 ‰  $\epsilon_s$ : 42.21 ‰

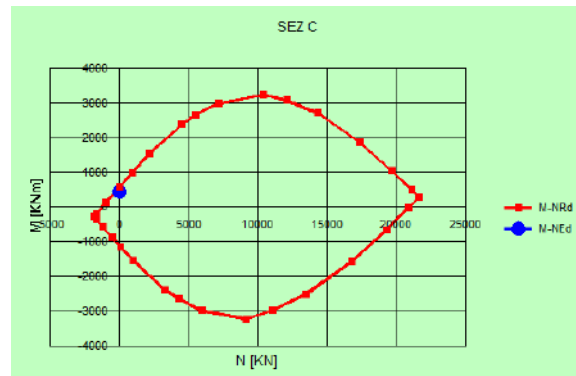
$\rho$ : 0.0075  $\rho_{min}$ : 0.00757

$\delta$ : 0.7

**Calcola NRd** **Domino M-N**

**L<sub>0</sub>**: 0 **Col. modello**

☐ Precompresso



### 3.6.3.4 Verifiche a taglio sulla soletta

La soletta presenta spessore costante con altezza pari a 1.00m e armatura in zona tesa costante pari a 10d20mm.

In tali condizioni, in assenza di armatura trasversale la resistenza a taglio è pari a 374kN, come di seguito calcolata.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO cap. 4.1.2.3.5.1

$\gamma_c := 1.50$  Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo

$R_{ck} := 45 \text{ MPa}$  Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo

$d := 90 \text{ cm}$  Altezza utile della sezione

$b_w := 100 \text{ cm}$  Larghezza utile della sezione

$k := \min \left[ \left( 1 + \left( \frac{200 \text{ mm}}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \right), \left( \frac{1}{2} \right) \right] = 1.4714$  Termine che rappresenta il contributo dell'effetto pettine

$v_{min} := 0.035 \cdot (\text{MPa})^{\frac{1}{2}} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot (0.83 \cdot R_{ck})^{\frac{1}{2}} = 0.3818 \text{ MPa}$

$n_{b\_long} := 10$  Numero di barre longitudinali in zona tesa

$\phi_{b\_long} := 20 \text{ mm}$  Diametro delle barre longitudinali in zona tesa

$A_{sl} := n_{b\_long} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{b\_long}^2 = 31.4159 \text{ cm}^2$  Armatura longitudinale tesa

$\rho_1 := \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)} = 0.0035$  Termine che rappresenta il contributo dell'effetto ingranaggio  
Rapporto tra armatura longitudinale tesa e sezione di calcolo

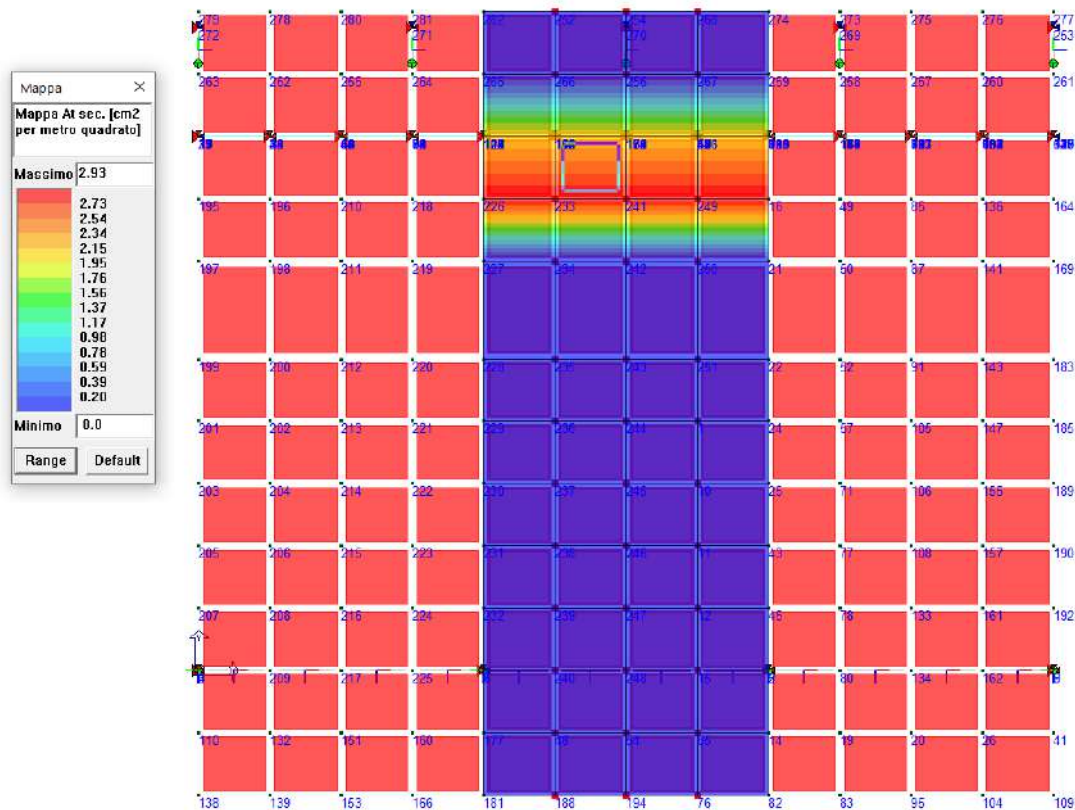
$N_{Ed} := 0 \text{ kN}$  Sforzo normale di compressione nella sezione di calcolo

$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{0.5 \cdot b_w \cdot d} = 0 \text{ MPa}$  Tensione media di compressione

$V_{Rd} := \max \left[ \left( \frac{0.18 \cdot k \cdot \left( \frac{100 \cdot (\text{MPa})^2 \cdot \rho_1 \cdot (0.83 \cdot R_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} \right) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}}{(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d} \right), \left( 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right] = 374.0146 \text{ kN}$

La soletta presenta sollecitazioni taglianti maggiori del valore limite calcolato, pertanto si evidenzia la necessità di introdurre armature dedicate per la verifica a taglio.

Lo stesso concetto è espresso nel modello 3d con evidenza delle lacune in termini di armature a taglio per unità di superficie.



Il calcolo evidenzia la necessità di predisporre armature a taglio differenziando le zone di appoggio e le zone intermedie:

- Zone di appoggio: 1 armature d16mm disposta ad interasse 40x40cm
- Zona di mezzeria: 1 armatura d16mm disposta ad interasse 80cm x 40cm

# RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

## ELEMENTI CON FERRI SAGOMATI RESISTENTI A TAGLIO cap. 4.1.2.3.5.2

$\gamma_c := 1.50$  Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo

$R_{ck} := 45 \text{ MPa}$  Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo

$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$

$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 21.165 \text{ MPa}$  Resistenza di calcolo a compressione

$f_{yk} := 450 \text{ MPa}$  Tensione di snervamento acciaio di armatura B450C

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 391.3043 \text{ MPa}$  Tensione di calcolo acciaio di armatura

$b_w := 100 \text{ cm}$  Larghezza utile della sezione

$c_f := 5 \text{ cm}$  Copriferro

$d := 95 \text{ cm}$  Altezza utile della sezione

$\alpha := 90 \text{ deg}$  Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\theta := 33.7 \text{ deg}$  Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$s := 40 \text{ cm}$  Interasse tra due armature trasversali consecutive

$\phi_{staffe} := 16 \text{ mm}$  Diametro delle staffe

$n_{bracci} := 2.5$  Numero di bracci

$A_{sw} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{staffe}^2 \cdot n_{bracci}$

$\frac{A_{sw}}{s} = 12.5664 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$a_c := 1$  Coefficiente maggiorativo per membrane non compresse

$v := 0.5$  Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione

$V_{Rsd} := 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 630.4038 \text{ kN}$

$V_{Rcd} := 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot(\alpha) + \cot(\theta))}{(1 + \cot(\theta)^2)} = 4176.6203 \text{ kN}$

$$V_{Rd} := \min \left( \begin{bmatrix} V_{Rsd} \\ V_{Rcd} \end{bmatrix} \right) = 630.4038 \text{ kN}$$

#### RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

##### ELEMENTI CON FERRI SAGOMATI RESISTENTI A TAGLIO cap. 4.1.2.3.5.2

$\gamma_c := 1.50$  Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo

$R_{ck} := 45 \text{ MPa}$  Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo

$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$

$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 21.165 \text{ MPa}$  Resistenza di calcolo a compressione

$f_{yk} := 450 \text{ MPa}$  Tensione di snervamento acciaio di armatura B450C

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 391.3043 \text{ MPa}$  Tensione di calcolo acciaio di armatura

$b_w := 100 \text{ cm}$  Larghezza utile della sezione

$c_f := 5 \text{ cm}$  Copriferro

$d := 95 \text{ cm}$  Altezza utile della sezione

$\alpha := 90 \text{ deg}$  Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\theta := 33.7 \text{ deg}$  Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$s := 80 \text{ cm}$  Interasse tra due armature trasversali consecutive

$\phi_{staffe} := 16 \text{ mm}$  Diametro delle staffe

$n_{bracci} := 2.5$  Numero di bracci

$A_{sw} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{staffe}^2 \cdot n_{bracci}$

$\frac{A_{sw}}{s} = 6.2832 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

$a_c := 1$  Coefficiente maggiorativo per membrature non compresse

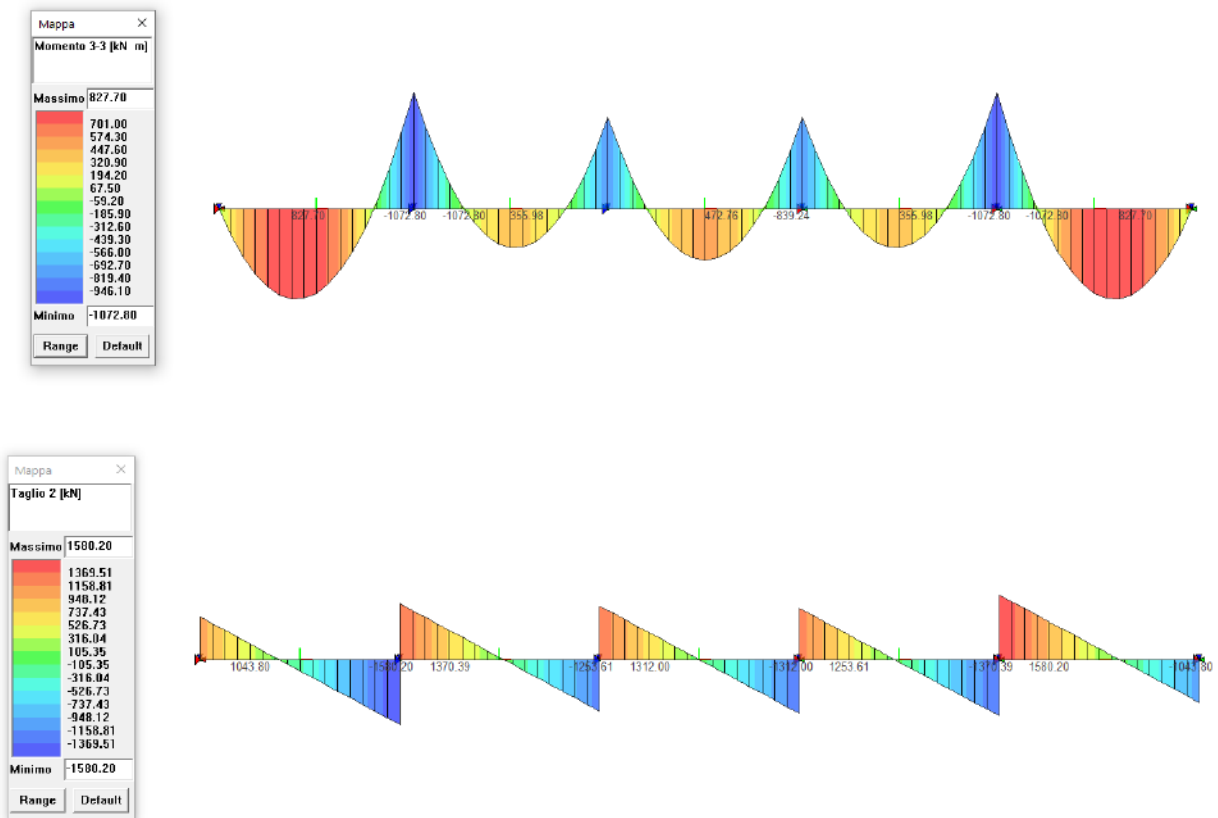
$v := 0.5$  Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione

$V_{Rsd} := 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 315.2019 \text{ kN}$

$V_{Rcd} := 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot(\alpha) + \cot(\theta))}{(1 + \cot(\theta)^2)} = 4176.6203 \text{ kN}$

$$V_{Rd} := \min \left( \begin{pmatrix} V_{Rsd} \\ V_{Rcd} \end{pmatrix} \right) = 315.2019 \text{ kN}$$

### 3.6.4 VERIFICHE SLU - trave di testa dei pilastri di valle



Il modello considera 5 campate per avere un valore di riferimento nella campata centrale che non sia affetto dalle singolarità di bordo.

Nella sezione di mezzzeria avremo flessione semplice con momento flettente  $MSd = 472.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Nella sezione di appoggio avremo flessione e taglio:  $MSd = -839.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$  e taglio  $VSd = 1312 \text{ kN}$

### 3.6.4.1 Sez mezzeria - verifica a flessione

- Armatura superiore: 4 F20mm  $A_s=12.57\text{cm}^2$
- Armatura inferiore: 4 F20mm+3 F24mm  $A_s=26.14\text{cm}^2$

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	50	100	1	12.57	5
			2	26.14	95

**Tipo Sezione:**  
☒ Rettangolare  
☐ Trapezi  
☐ a T  
☐ Circolare  
☐ Rettangoli  
☐ Coord.

**Sollecitazioni:**  
**S.L.U.** **Metodo n**  
**N** Ed: 0 kN  
**M** xEd: 472.76 kNm  
**M** yEd: 0 kNm

**Pto applicazione N:**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura:**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali:**  
**B450C** **C35/45**  
 $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cd}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 13.5 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.8  
 $\tau_{c1}$ : 2.257

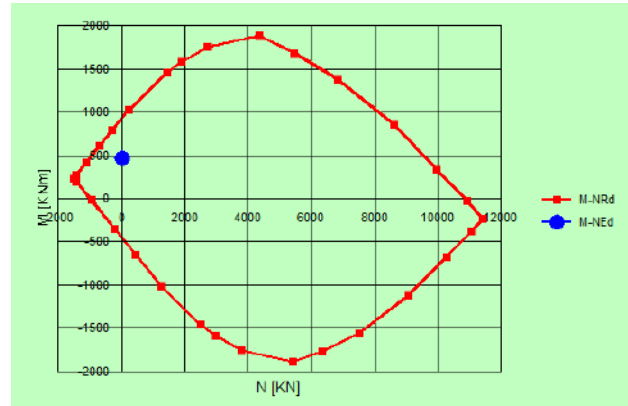
**M** xRd: 939.7 kNm  
 $\sigma_c$ : -19.83 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 35.39 ‰  
 d: 95 cm  
 x: 8.336 x/d: 0.08775  
 $\delta$ : 0.7

**Metodo di calcolo:**  
☒ S.L.U. ☐ S.L.D.  
☒ Metodo n ☐ Metodo m

**Tipo flessione:**  
☒ Retta ☐ Deviato

**Calcola MRd** **Domínio M-N**  
**N° rett.** 100 **Col. modello**

☐ Precompresso



### 3.6.4.2 Sez appoggio - verifica a flessione

- Armatura superiore: 4 F20mm+3 F24mm  $A_s=26.14\text{cm}^2$
- Armatura inferiore: 4F20mm  $A_s=12.57\text{cm}^2$

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	50	100	1	26.14	5
			2	12.57	95

**Tipo Sezione:**  
☒ Rettangolare  
☐ Trapezi  
☐ a T  
☐ Circolare  
☐ Rettangoli  
☐ Coord.

**Sollecitazioni:**  
**S.L.U.** **Metodo n**  
**N** Ed: 0 kN  
**M** xEd: 472.76 kNm  
**M** yEd: 0 kNm

**Pto applicazione N:**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura:**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali:**  
**B450C** **C35/45**  
 $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cd}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 13.5 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.8  
 $\tau_{c1}$ : 2.257

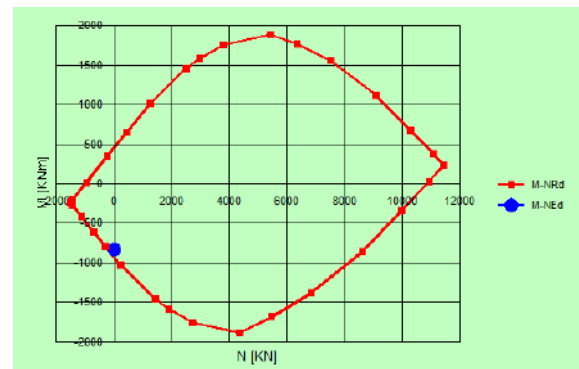
**M** xRd: 939.7 kNm  
 $\sigma_c$ : -19.83 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 35.39 ‰  
 d: 95 cm  
 x: 8.336 x/d: 0.08775  
 $\delta$ : 0.7

**Metodo di calcolo:**  
☒ S.L.U. ☐ S.L.D.  
☒ Metodo n ☐ Metodo m

**Tipo flessione:**  
☒ Retta ☐ Deviato

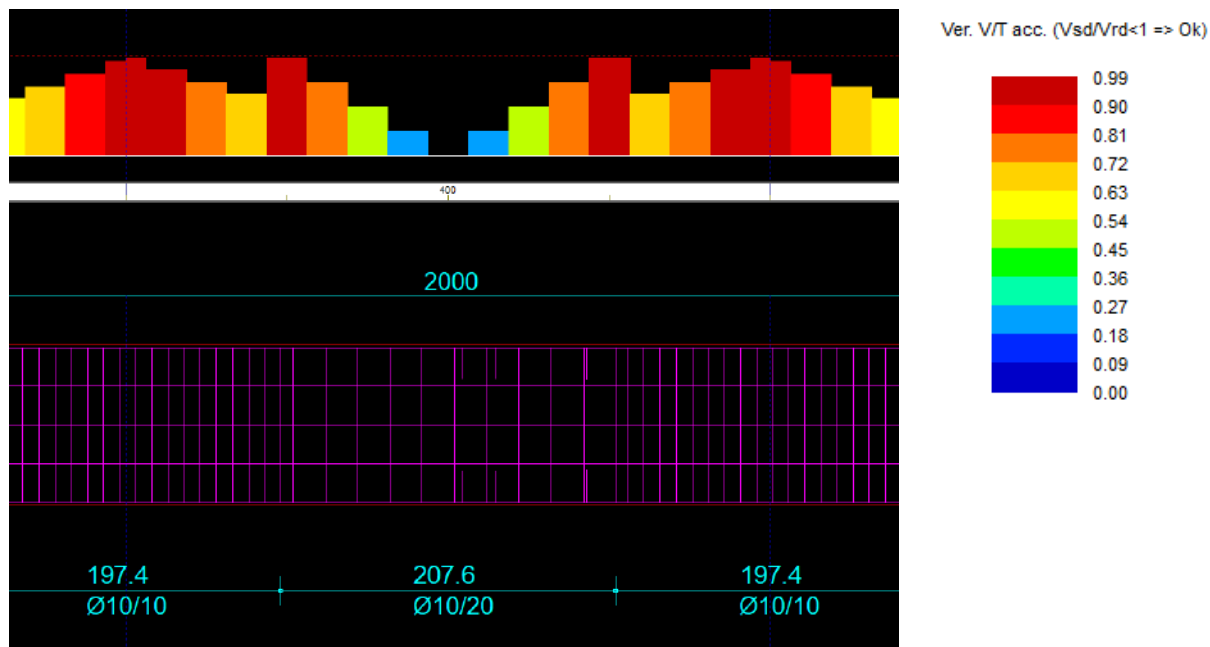
**Calcola MRd** **Domínio M-N**  
**N° rett.** 100 **Col. modello**

☐ Precompresso



### 3.6.4.3 Verifica a taglio

La verifica a taglio è condotta in funzione dell'armatura (staffe a 2 bracci) che è progettata in termini di diametro e interasse.



Si prevede la posa in opera di staffe a 2 bracci con diametro 10mm ad interasse variabile:

- Sugli appoggi, per un'estensione di 1.00m per lato, si progetta un interasse di 10cm
- Nel tratto di mezzera si progetta un interasse di 20cm

Nel grafico sopra è riportato l'esito delle verifiche di cui si riporta il calcolo analitico dei valori delle resistenze di progetto.

# RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

## ELEMENTI CON FERRI SAGOMATI RESISTENTI A TAGLIO cap. 4.1.2.3.5.2

$\gamma_c := 1.50$  Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo

$R_{ck} := 45 \text{ MPa}$  Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo

$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$

$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 21.165 \text{ MPa}$  Resistenza di calcolo a compressione

$f_{yk} := 450 \text{ MPa}$  Tensione di snervamento acciaio di armatura B450C

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 391.3043 \text{ MPa}$  Tensione di calcolo acciaio di armatura

$b_w := 50 \text{ cm}$  Larghezza utile della sezione

$c_f := 5 \text{ cm}$  Copriferro

$d := 95 \text{ cm}$  Altezza utile della sezione

$\alpha := 90 \text{ deg}$  Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\theta := 22 \text{ deg}$  Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$s := 10 \text{ cm}$  Interasse tra due armature trasversali consecutive

$\phi_{staffe} := 10 \text{ mm}$  Diametro delle staffe

$n_{bracci} := 2$  Numero di bracci

$A_{sw} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{staffe}^2 \cdot n_{bracci}$

$\frac{A_{sw}}{s} = 15.708 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$   $\cot(\theta) = 2.4751$

$a_c := 1$  Coefficiente maggiorativo per membrature non compresse

$v := 0.5$  Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione

$V_{Rsd} := 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 1300.7418 \text{ kN}$

$V_{Rcd} := 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot(\alpha) + \cot(\theta))}{(1 + \cot(\theta)^2)} = 1571.3237 \text{ kN}$

$$V_{Rd} := \min \left( \begin{bmatrix} V_{Rsd} \\ V_{Rcd} \end{bmatrix} \right) = 1300.7418 \text{ kN}$$

# RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

## ELEMENTI CON FERRI SAGOMATI RESISTENTI A TAGLIO cap. 4.1.2.3.5.2

$\gamma_c := 1.50$  Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo

$R_{ck} := 45 \text{ MPa}$  Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo

$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$

$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 21.165 \text{ MPa}$  Resistenza di calcolo a compressione

$f_{yk} := 450 \text{ MPa}$  Tensione di snervamento acciaio di armatura B450C

$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 391.3043 \text{ MPa}$  Tensione di calcolo acciaio di armatura

$b_w := 50 \text{ cm}$  Larghezza utile della sezione

$c_f := 5 \text{ cm}$  Copriferro

$d := 95 \text{ cm}$  Altezza utile della sezione

$\alpha := 90 \text{ deg}$  Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\theta := 22 \text{ deg}$  Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$s := 20 \text{ cm}$  Interasse tra due armature trasversali consecutive

$\phi_{staffe} := 10 \text{ mm}$  Diametro delle staffe

$n_{bracci} := 2$  Numero di bracci

$A_{sw} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{staffe}^2 \cdot n_{bracci}$

$\frac{A_{sw}}{s} = 7.854 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$   $\cot(\theta) = 2.4751$

$a_c := 1$  Coefficiente maggiorativo per membrature non compresse

$v := 0.5$  Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione

$V_{Rsd} := 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin(\alpha) = 650.3709 \text{ kN}$

$V_{Rcd} := 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot(\alpha) + \cot(\theta))}{(1 + \cot(\theta)^2)} = 1571.3237 \text{ kN}$

$$V_{Rd} := \min \left( \begin{bmatrix} V_{Rsd} \\ V_{Rcd} \end{bmatrix} \right) = 650.3709 \text{ kN}$$

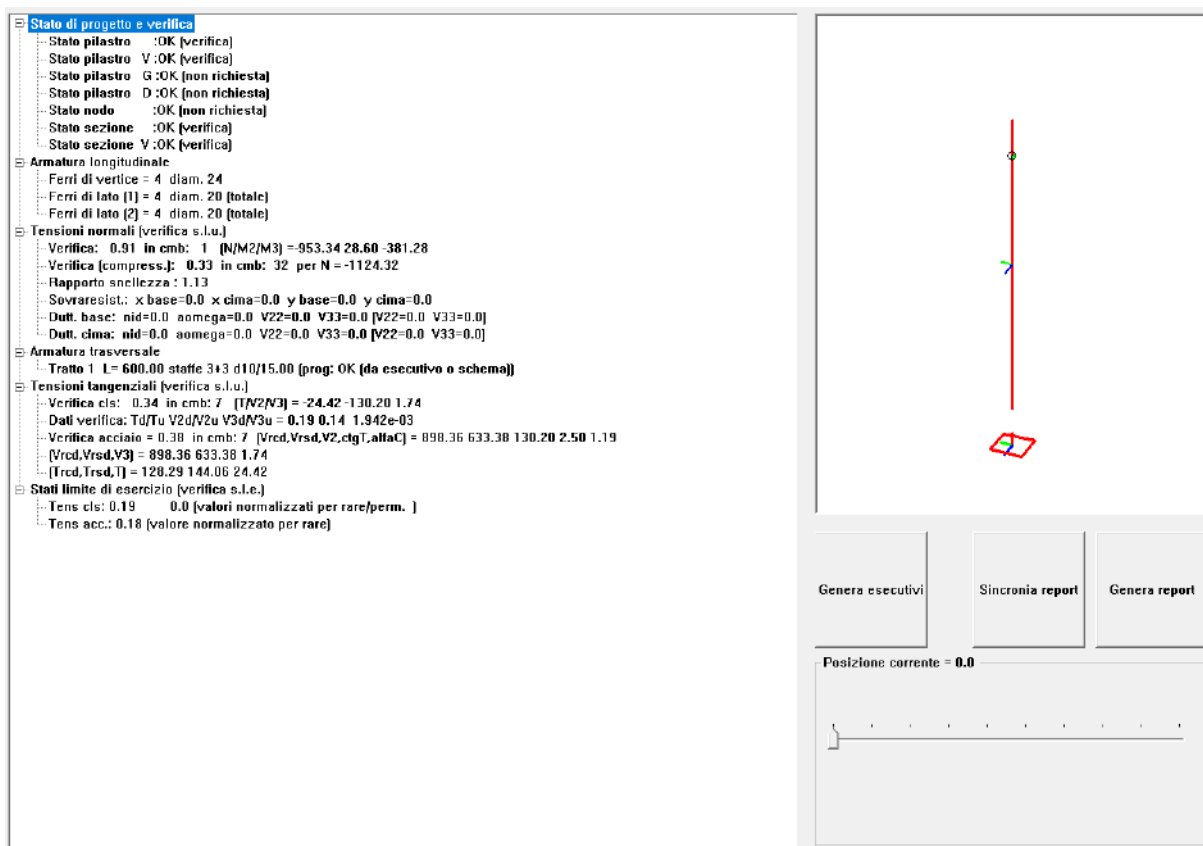
### 3.6.5 Verifiche slu - pilastri di valle

I pilastri di valle sono disposti ad interasse di 4.00m ed hanno altezza utile di 6.00m, sostengono la trave di appoggio di valle della soletta e sgravano il carico sulla cortina di micropali di valle.

I pilastri hanno sezione 50cm x 50cm.

La sollecitazione predominante è di sforzo normale e flessione/taglio lungo la direzione di sviluppo della galleria garantendo un comportamento a telaio dell'allineamento di valle.

La verifica è svolta internamente al software operando su tutte le combinazioni di calcolo.



**Stato di progetto e verifica**

- Stato pilastro :OK (verifica)
- Stato pilastro V:OK (verifica)
- Stato pilastro G:OK (non richiesta)
- Stato pilastro D:OK (non richiesta)
- Stato nodo :OK (non richiesta)
- Stato sezione :OK (verifica)
- Stato sezione V:OK (verifica)

**Armatura longitudinale**

- Ferri di vertice = 4 diam. 24
- Ferri di lato (1) = 4 diam. 20 (totale)
- Ferri di lato (2) = 4 diam. 20 (totale)

**Tensioni normali (verifica s.l.u.)**

- Verifica: 0.91 in cmb: 1 (N/M<sup>2</sup>/M<sup>3</sup>) = 953.34 28.60 -381.28
- Verifica (compress.): 0.33 in cmb: 32 per N = -1124.32
- Rapporto snellezza: 1.13
- Sovrarest.: x base=0.0 x cima=0.0 y base=0.0 y cima=0.0
- Outt. base: nid=0.0 aomega=0.0 V22=0.0 V33=0.0 [V22=0.0 V33=0.0]
- Outt. cima: nid=0.0 aomega=0.0 V22=0.0 V33=0.0 [V22=0.0 V33=0.0]

**Armatura trasversale**

- Tratto 1 L=600.00 staffe 3x3 d10/15.00 (prog: OK (da esecutivo o schema))

**Tensioni tangenziali (verifica s.l.u.)**

- Verifica cis: 0.34 in cmb: 7 (T/V<sup>2</sup>/N<sup>3</sup>) = -24.42 -130.20 1.74
- Dati verifica: Td/Tu V2d/V2u V3d/V3u = 0.19 0.14 1.942e-03
- Verifica acciaio = 0.38 in cmb: 7 [Vrzd,Vrsd,V2,ctg,alfaC] = 898.36 633.38 130.20 2.50 1.19
- [Vrzd,Vrsd,V3] = 898.36 633.38 1.74
- [Trzd,Trsd,T] = 128.29 144.06 24.42

**Stati limite di esercizio (verifica s.l.e.)**

- Tens cis: 0.19 0.0 (valori normalizzati per rare/perm.)
- Tens acc.: 0.18 (valore normalizzato per rare)

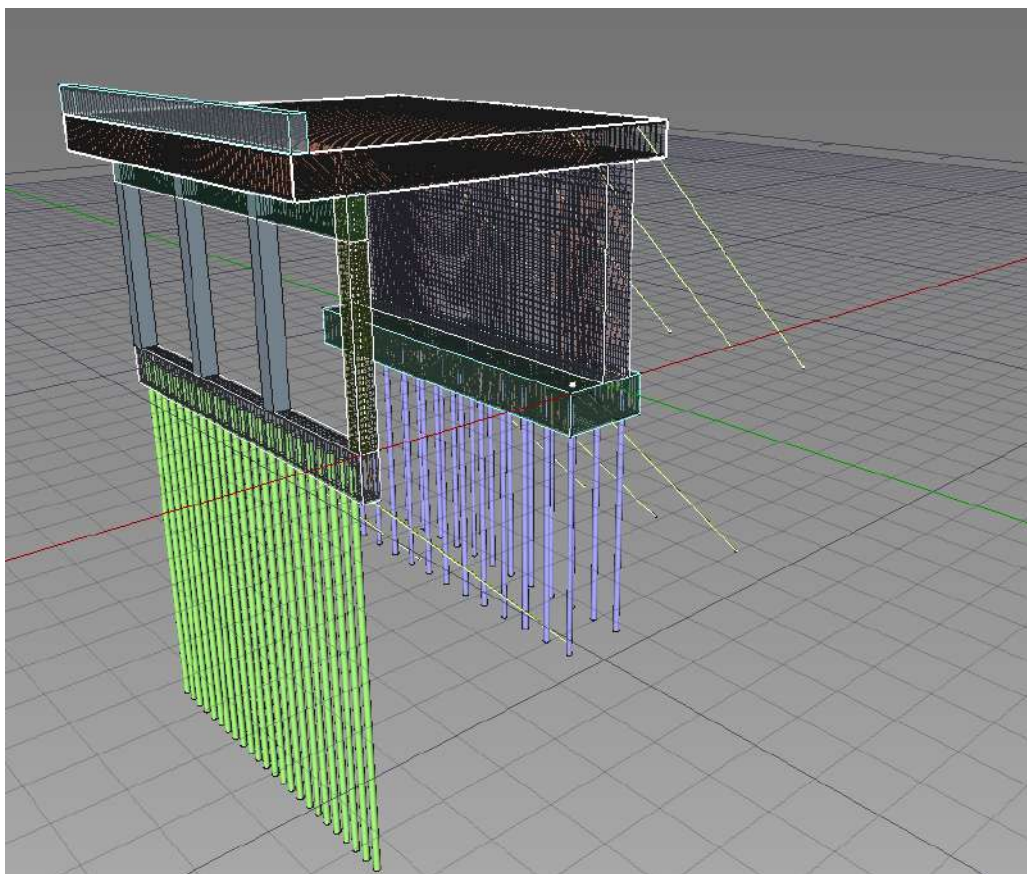
Genera esecutivi Sincronia report Genera report

Posizione corrente = 0.0

L'armatura di progetto per cui è verificata la sezione è la seguente:

- Armatura vertici: 4 F24 mm As= 18.08 cmq
- Armatura di lato x: 2+2F20 mm As= 12.57 cmq
- Armatura di lato y: 2+2F20 mm As= 12.57 cmq
- Staffe: F10 mm/15 cm

### 3.6.6 MICROPALI DI FONDAZIONE - Verifiche SLU e GEO



La galleria paravalanghe è dotata di due elementi principali di fondazione: (i) la trave di fondazione su pali del muro di monte; (ii) il cordolo su pali di fondazione dei pilastri di valle.

I micropali della fondazione sono realizzati su una maglia 1m x 2m e lavorano prevalentemente a sforzo normale di compressione.

I micropali del cordolo di valle sono soggetti a sforzo normale ma presentano anche un comportamento a paratia ancorata in testa che sarà verificato puntualmente nei capitoli successivi.

Tutti i micropali sono realizzati con profilo tubolare a sezione circolare diametro esterno 168.3mm e spessore 8mm in acciaio S355. Le proprietà meccaniche e strutturali sono di seguito calcolate.

PROPRIETÀ MECCANICHE DELLA PARATIA DI MICROPALI

$$\begin{aligned}\phi_{micr} &:= 168.3 \text{ mm} && \text{Diametro dell'armatura metallica} \\ t_{micr} &:= 8 \text{ mm} && \text{Spessore del profilo tubolare} \\ f_{yk} &:= 355 \text{ MPa} && \text{Proprietà dell'acciaio del micropalo} \\ \gamma_s &:= 1.05 && \text{Coefficiente di riduzione della resistenza del micropalo} \\ V_{steel} &:= 78.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\end{aligned}$$

PROPRIETÀ GEOMETRICHE DEL PROFILO TUBOLARE DEL MICROPALO

$$\begin{aligned}A_{micr} &:= \frac{\pi}{4} \cdot \left( \phi_{micr}^2 - \left( \phi_{micr} - 2 \cdot t_{micr} \right)^2 \right) = 40.2878 \text{ cm}^2 \\ J_{xx} &:= \frac{\pi}{64} \cdot \left( \phi_{micr}^4 - \left( \phi_{micr} - 2 \cdot t_{micr} \right)^4 \right) = 1297.2712 \text{ cm}^4 \\ W_{pl} &:= \frac{4}{3 \cdot 8} \cdot \left( \phi_{micr}^3 - \left( \phi_{micr} - 2 \cdot t_{micr} \right)^3 \right) = 205.7394 \text{ cm}^3 && \text{Modulo di resistenza plastico} \\ A_v &:= \frac{2}{\pi} \cdot A_{micr} = 25.648 \text{ cm}^2 && \text{Sezione plastica resistente a taglio} \\ peso &:= A_{micr} \cdot V_{steel} = 32.2495 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} && \text{Peso per unità di lunghezza del micropalo}\end{aligned}$$

PROPRIETÀ MECCANICHE DELLA PARATIA DI MICROPALI

$$\begin{aligned}M_{pl,Rd} &:= W_{pl} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 69.5595 \text{ kN m} && \text{Momento plastico per sola flessione} \\ V_{pl,Rd} &:= A_v \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_s} = 500.6474 \text{ kN} && \text{Taglio plastico} \\ N_{Rd} &:= A_{micr} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 1362.1108 \text{ kN} && \text{Resistenza a trazione/compressione}\end{aligned}$$

### 3.6.6.1 Sollecitazioni di calcolo

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni nei micropali di fondazione dall'involuppo di tutte le combinazioni statiche e sismiche.

	<b>NSd [kN]</b>	<b>NSd [kN/m]</b>
	<b>MODELLO 3D</b>	<b>MODELLO 2D</b>
Fondazione muro – micropalo di monte	475	735
Fondazione muro – micropalo di valle	715	610
Micropali di valle	750	655

I micropali di monte sono disposti ad interasse 1 m, mentre i micropali di valle sono disposti ad interasse di 50 cm

	<b>INTERASSE [M]</b>	<b>NSd [kN] VERIFICHE</b>
<i>Fondazione muro – micropalo di monte</i>	1.00	735
<i>Fondazione muro – micropalo di valle</i>	1.00	735
<i>Micropali di valle</i>	0.50	375

### 3.6.6.2 Verifiche slu - fondazione muro - micropalo di valle

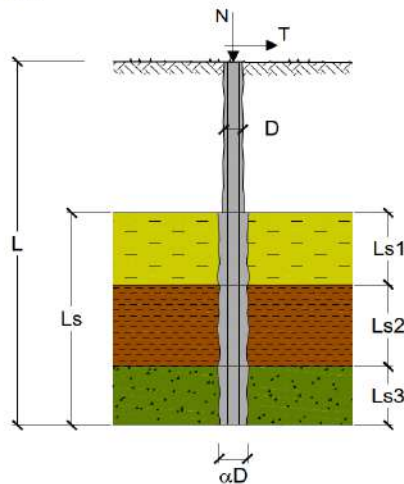
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: FONDAZIONE DI MONTE

#### DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	0.00	735.00	735.00
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> $\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_{d1}$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_{d2}$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

#### Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.22 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 7.00 (m)

#### Armatura:

☐ IPE    ☐ INP    ☐ HEA    ☐ HEB    ☐ HEM    ☒ Tubi    ☐ ALTRO  
                   

**ø168,3 x 8,0**

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): 4029 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): 1.297E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): 154'162 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio  $\gamma_M$ : 1.05

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 20.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

**Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $ls_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qsi$ (kN)
GHIAIA-SABBIOSA	2.00	1.20	0.26	0.000	0.000	0.000	0.00
GHIAIA-SABBIOSA	5.00	1.20	0.26	0.525	0.525	0.457	1893.15
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 7.00$  (m)  $Ql = 1893.15$  (kN)

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$\% Punta = 0\%$   $Qp = 0.00$  (kN)

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 1893.15$  (kN)

$Fs = 2.58$

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. ( $\beta$ ) ( $\beta = k \cdot D_{arm}$ ): 3.37 (N/mm<sup>2</sup>)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 6056.37$  (MN)

$\eta = 8.24$

**VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**

Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.797$  (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 0.00$  (kN m)

**VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO**

Acciaio S 355 (Fe 510)

**Tensioni nel singolo micropalo**

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 182.44$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{min} = 182.44$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{td} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{td} = 182.44$  (N/mm<sup>2</sup>)

verifica soddisfatta

### 3.6.6.3 Verifiche slu - fondazione muro - micropalo di valle

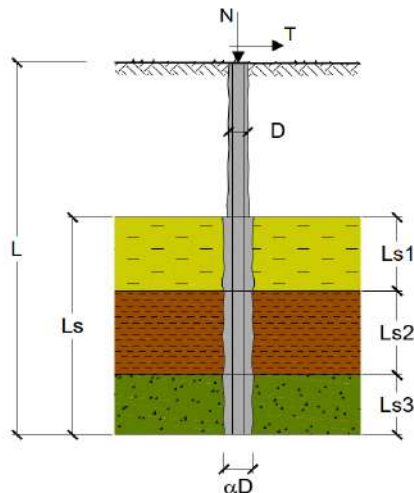
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: FONDAZIONE DI VALLE

#### DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	0.00	375.00	375.00
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\gamma_s$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\gamma_{s \text{ traz}}$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

#### Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.22 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 8.00 (m)

#### Armatura:

☐ IPE    ☐ INP    ☐ HEA    ☐ HEB    ☐ HEM    ☒ Tubi    ☐ ALTRO  
                   

**ø168,3 x 8,0**

Area dell'armatura (Aarm): 4029 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 1.297E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 154'162 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio  $\gamma_M$ : 1.05

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 20.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

**Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $ls_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qsi$ (kN)
GHIAIA-SABBIOSA	3.00	1.20	0.26	0.000	0.000	0.000	0.00
GHIAIA-SABBIOSA	5.00	1.20	0.26	0.525	0.525	0.457	1893.15
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 8.00$  (m)  $Ql = 1893.15$  (kN)

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$\% Punta = 0\%$   $Qp = 0.00$  (kN)

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$Qlim = 1893.15$  (kN)

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Fs = 5.05$

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. ( $\beta$ ) ( $\beta = k \cdot D_{arm}$ ): 3.37 (N/mm<sup>2</sup>)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 6056.37$  (MN)

$\eta = 16.15$

**VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**

Momento massimo per carichi orizzontali (M):  
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.797$  (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 0.00$  (kN m)

**VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO**

Acciaio S 355 (Fe 510)

**Tensioni nel singolo micropalo**

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 93.08$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{min} = 93.08$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{id} = 93.08$  (N/mm<sup>2</sup>)

verifica soddisfatta

### 3.6.7 Tiranti di ancoraggio - Verifiche SLU e GEO

Gli ancoraggi per i quali si sviluppa il dimensionamento sono realizzati nel seguente modo:

- 1) Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati;
- 2) Si inserisce nel foro un elemento metallico, armatura dell'ancoraggio;
- 3) Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra l'elemento metallico ed il terreno.

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti scenari di potenziale crisi strutturale:

- Verifica di resistenza dell'armatura
- Verifica di resistenza allo sfilamento nell'interfaccia armatura/malta cementizia
- Verifica di resistenza allo sfilamento nell'interfaccia malta cementizia/terreno

Le verifiche di resistenza allo sfilamento sono ricondotte al calcolo della lunghezza minima del bulbo di ancoraggio, a tal fine la verifica a sfilamento malta-terreno è più gravosa pertanto la verifica malta-armatura sarà omessa in quanto meno cautelativa i fini del calcolo della lunghezza degli ancoraggi.

In progetto si prevede l'utilizzo degli ancoraggi di seguito descritti:

	<i>LUNGHEZZA [M]</i>	<i>D. PERFORO [MM]</i>	<i>ARMATURA</i>
<i>Ancoraggio soletta</i>	<i>14.00</i>	<i>220.00</i>	<i>Barra tipo dywidag Acciaio St950/1050 Diametro 47mm</i>
<i>Ancoraggio fondazione monte</i>	<i>8.00</i>	<i>220.00</i>	<i>Barra tipo dywidag Acciaio St950/1050 Diametro 47mm</i>

#### 3.6.7.1 Sollecitazioni di calcolo

Nella tabella seguente si riportano i massimi valori di trazione agenti sugli ancoraggi, tali valori sono desunti dall'inviluppo delle massime sollecitazioni tra tutte le combinazioni di calcolo.

Gli ancoraggi del cordolo di valle saranno analizzati nello studio del cordolo come paratia di sostegno di valle.

Nella tabella seguente si riporta un confronto tra le sollecitazioni desunte dai due modelli di calcolo, 3d e 2d.

Gli ancoraggi in testa alla soletta hanno interasse pari a 3,00 m mentre gli ancoraggi della fondazione del muro hanno interasse pari a 4,00 m.

	<i>NSd [kN]</i> <i>MODELLO 3D</i>	<i>NSd [kN]</i> <i>MODELLO 2D</i>
<i>Ancoraggio soletta</i>	1086	412 kN/m *3.00m=1236kN
<i>Ancoraggio fondazione muro</i>	825	306 kN/m *4.00m=1224kN

Alla luce di quanto sopra esposto si adatterà un valore di calcolo cautelativo pari a 1250kN per entrambi gli ancoraggi, saranno differenziati in base alla stratigrafia come di seguito esplicitato.

### 3.6.7.2 Resistenze di calcolo

Gli ancoraggi sono realizzati mediante barre in acciaio ad alta resistenza tipo Dywidag, con diametro 47mm, le cui proprietà meccaniche sono di seguito riportate.

#### Acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H

Diametro nominale Ø [mm]	Tensione snervamento/ tensione rottura $f_{p0.1k}/f_{pk}$ [N/mm²]	Sezione trasversale A [mm²]	Carico snervamento $F_{p0.1k}$ [kN]	Carico ultimo $F_{pk}$ [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omologazione
26.5	950/1,050	552	525	580	4.48	7.4	○ X
32	950/1,050	804	760	845	6.53	9.8	○ X
36	950/1,050	1,018	960	1,070	8.27	12.3	○ X
40	950/1,050	1,257	1,190	1,320	10.21	14.0	○ X
47	950/1,050	1,735	1,650	1,820	14.10	20.0	○ X

Un carico di snervamento pari a 1650kN si traduce in una **resistenza di calcolo a trazione dell'armatura metallica pari a 1375kN**:

$$N_{Rk} := 1650 \text{ kN}$$

Resistenza a snervamento

$$\gamma_{Rap} := 1.20$$

Coefficiente parziale di riduzione della resistenza per ancoraggi permanenti

$$N_{Rd} := \frac{N_{Rk}}{\gamma_{Rap}} = 1375 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo dell'armatura metallica

La resistenza a sfilamento è funzione della stratigrafia e della lunghezza del singolo ancoraggio.

#### Ancoraggio di monte della soletta – L=14m

Tipo di Terreno	Spessore (m)	a (-)	D.perf (m)	Tau.k (MPa)	tau.d (MPa)	n.Rd (kN)
DETRITO NON STRUTTURALE	6.00	1.20	0.22	0.00	0.00	0.00
DEPOSITO GLACIALE	8.00	1.10	0.22	0.438	0.365	2219.90
<b>L=</b>	<b>14.00</b>				<b>NRd=</b>	<b>2'219.90</b>

#### Ancoraggio della fondazione del muro – L=8.00m

Tipo di Terreno	Spessore (m)	a (-)	D.perf (m)	Tau.k (MPa)	tau.d (MPa)	n.Rd (kN)
DETRITO NON STRUTTURALE	3.00	1.20	0.22	0.00	0.00	0.00
DEPOSITO GLACIALE	5.00	1.10	0.22	0.438	0.365	1386.00
<b>L=</b>	<b>8.00</b>				<b>NRd=</b>	<b>1'386.00</b>

### 3.6.7.3 Risultati delle verifiche

Le verifiche risultano tutte soddisfatte e sono di seguito riportate.

<i>Ancoraggio di monte della soletta</i>	<i>NRd [kN]</i>	<i>NSd [kN]</i>	<i>FS&gt;1.00</i>
Verifica resistenza armatura metallica	1375.00	1250.00	1.10
Verifica sfilamento malta-terreno	2219.90	1250.00	1.78
<i>Ancoraggio di monte della soletta</i>	<i>NRd [kN]</i>	<i>NSd [kN]</i>	<i>FS&gt;1.00</i>
Verifica resistenza armatura metallica	1375.00	1250.00	1.10
Verifica sfilamento malta-terreno	1386.00	1250.00	1.11

#### **3.6.7.4 Analisi puntuale armatura di confinamento ancoraggio**

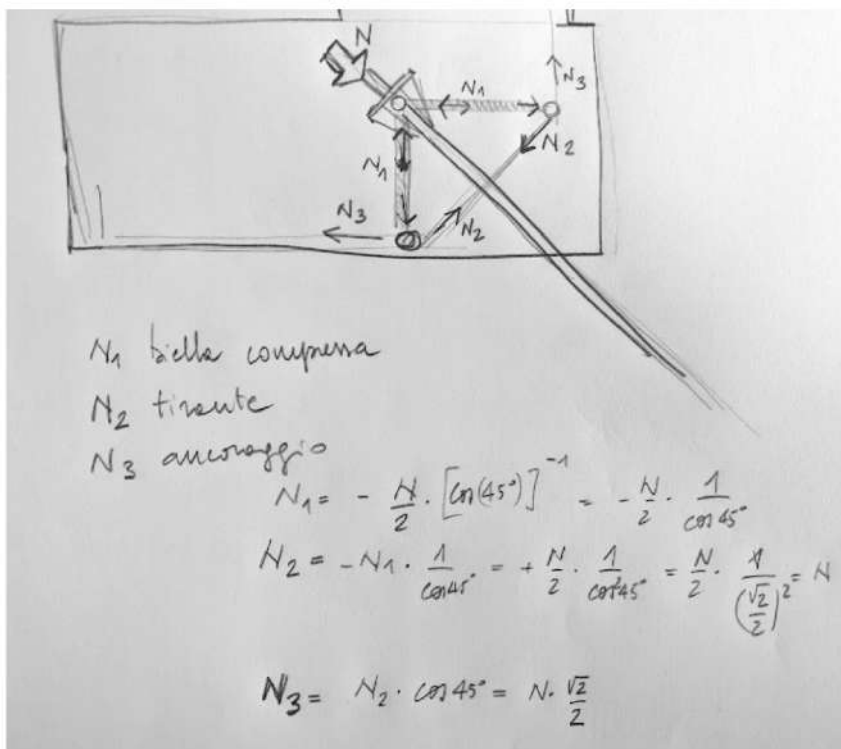
Gli ancoraggi della fondazione del muro e della soletta sono sollecitati da sforzi di trazione pari a 1250kN.

Gli ancoraggi sono ancorati alla trave di calcestruzzo mediante l'aderenza malta-acciaio e dall'ingranamento della contropiastra nel calcestruzzo stesso.

Lo sforzo di trazione si trasferisce alle armature metalliche del cemento armato, tramite sforzi di compressione e trazione in tralicci virtuali composti da bielle compresse e bielle a trazione.

Le bielle compresse si sviluppano nel calcestruzzo, mentre le bielle di trazione devono essere compensate con armatura aggiuntiva.

Di seguito si riporta il calcolo semplificato per la determinazione degli sforzi nel CLS e nelle bielle di trazione che consentono di dimensionare le armature integrative di confinamento degli ancoraggi.



$$N_{sd} := 1252 \text{ kN}$$

$$N_1 := -\frac{N_{sd}}{2} \cdot \frac{1}{\cos(45 \text{ deg})} = -885.298 \text{ kN}$$

$$N_2 := -\frac{N_1}{\cos(45 \text{ deg})} = 1252.000 \text{ kN}$$

$$N_3 := N_2 \cdot \cos(45 \text{ deg}) = 885.298 \text{ kN}$$

Calcolo della armature metalliche necessarie a soddisfare lo schema traliccio reticolare per la ridistribuzione delle forze derivanti dall'ancoraggio

$$\phi := 24 \text{ mm}$$

$$f_{yk} := 450 \text{ MPa}$$

$$g_s := 1.15$$

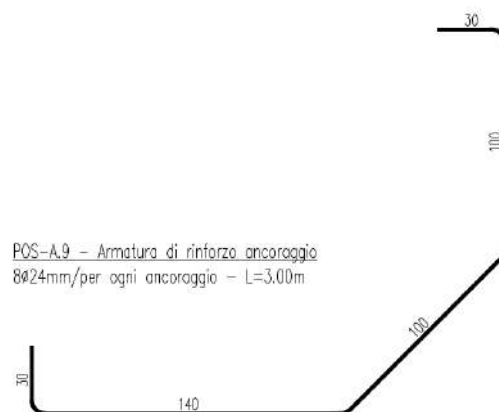
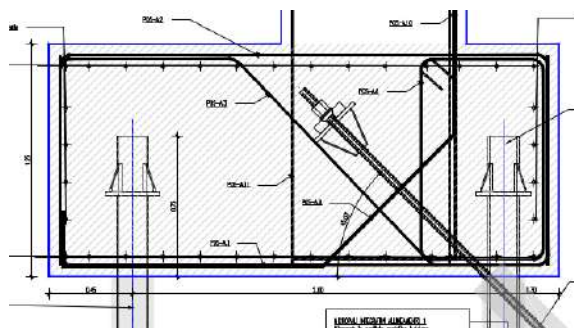
$$N_{Rd} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot \frac{f_{yk}}{g_s} = 177.022 \text{ kN}$$

Resistenza di calcolo della singola barra

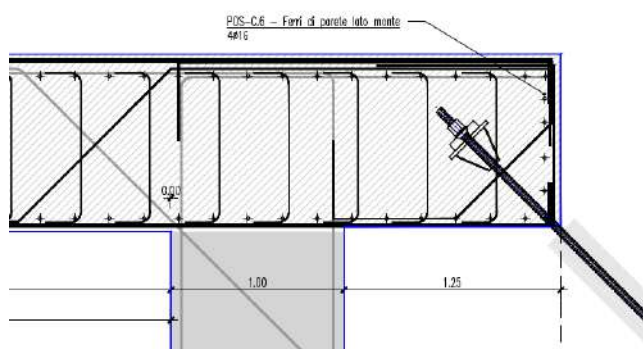
$$n_{barre} := \frac{N_2}{N_{Rd}} = 7.073$$

Numero di barre da installare per ciascun ancoraggio

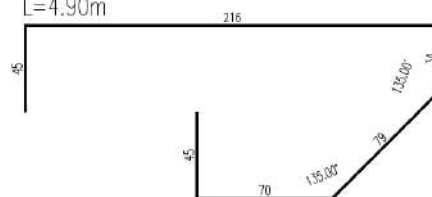
Si ottiene quindi un'armatura di confinamento per ciascun ancoraggio realizzata mediante 7 barre di diametro 24 mm perpendicolari all'asse dell'ancoraggio.



POS-A.9 – Armatura di rinforzo ancoraggio  
8ø24mm/per ogni ancoraggio – L=3.00m



POS-C.6 – Ferri di parete lato monte  
4ø16  
POS-C.9 – Ferri integrativi per ancoraggio  
9ø24 per ogni ancoraggio (interasse ancoraggi 3m)  
L=4.90m

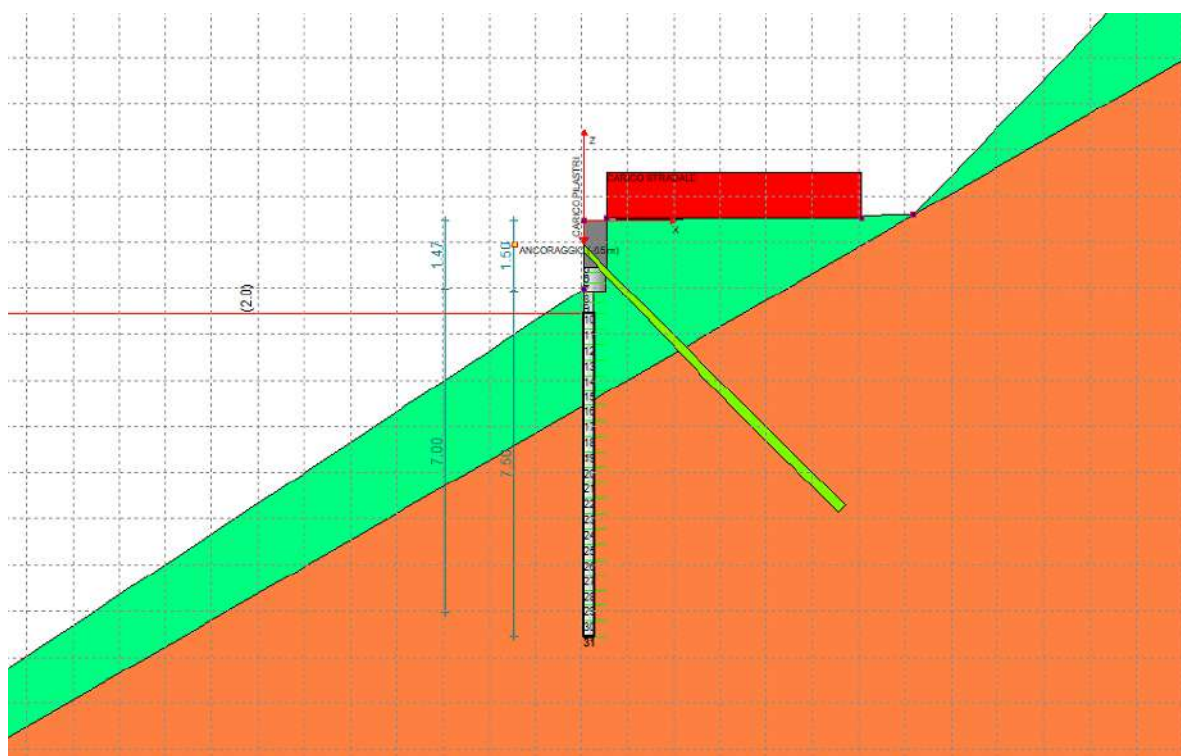


### 3.6.8 Paratia di micropali di valle

Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle verifiche strutturali relative alla struttura di fondazione di valle modellata quale paratia di micropali tirantata.

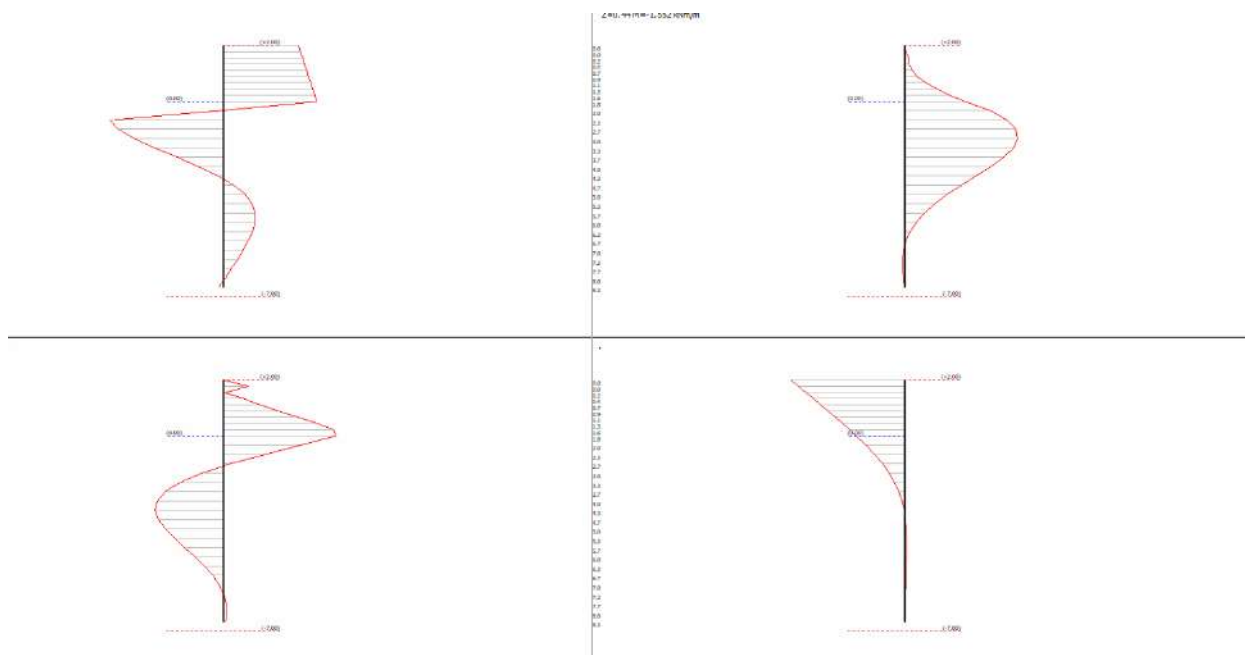
La paratia sostiene i carichi assiali derivanti dai pilastri di valle della galleria e agisce in qualità di paratia relativamente ai sovraccarichi sul piano stradale.

Dalle analisi della galleria si ricava un carico lineare per unità di sviluppo della galleria pari a 750 kN/m che agisce in testa alla paratia, sul rilevato a monte si applica un sovraccarico uniforme pari a 9 kN/mq che traduce lo schema di carico 1 delle NTC2018.



La paratia è modellata con un unico schema di carico in quanto non sono previsti scavi di sbancamento a valle.

Negli schemi grafici seguenti sono riportate le sollecitazioni massime nella combinazione A1+M1+R3.



La paratia è composta da un singolo allineamento di micropali disposti ad interasse di 50 cm legati in testa mediante trave di collegamento in CA di dimensioni 75 cm x 125 cm ancorata con ancoraggi ad interasse di 6m.

I micropali hanno profondità di infissione pari a 8 m, gli ancoraggi hanno lunghezza complessiva pari a 8m. La trazione massima che grava sugli ancoraggi è risultata pari a 73.20 kN/m, che per un interasse di 6 m fornisce la trazione massima pari a 440 kN.

Si condurranno le seguenti verifiche strutturali:

- Verifica fuori piano paratia di micropali
- Verifica assiale del singolo micropalo
- Verifica assiale dell'ancoraggio

### 3.6.8.1 Verifiche slu - verifica fuori piano paratia

#### Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m <sup>3</sup> ]
0.22	15.90	23.61	-0.39	-5.25	0.1080	--
0.44	16.32	27.33	-1.55	-0.30	0.1004	--
0.67	16.74	630.06	-1.61	-4.03	0.0929	--
0.89	17.16	633.78	-2.50	-7.81	0.0854	--
1.11	17.58	636.50	-4.23	-11.71	0.0779	--
1.33	18.00	639.23	-6.83	-15.70	0.0705	--
1.56	18.42	626.78	-10.32	-19.79	0.0631	--
1.78	18.84	627.20	-14.72	-23.58	0.0560	--
2.00	19.26	628.61	-19.96	-24.19	0.0490	38020.98
2.33	--	629.23	-28.03	-16.65	0.0392	57726.81
2.67	-23.42	630.86	-33.58	-8.85	0.0302	77432.65
3.00	-21.76	631.48	-36.53	-1.59	0.0224	97138.48
3.33	-18.41	633.10	-37.06	4.54	0.0158	116844.30
3.67	-14.09	634.72	-35.54	9.24	0.0103	136550.20
4.00	-9.45	635.34	-32.46	12.40	0.0060	156256.00
4.33	-5.25	635.96	-28.33	14.15	0.0028	184759.90
4.67	-1.17	636.58	-23.61	14.53	0.0006	205451.00
5.00	2.09	637.20	-18.77	13.84	-0.0009	226142.20
5.33	4.44	637.83	-14.16	12.36	-0.0018	246833.30
5.67	5.88	638.45	-10.04	10.40	-0.0022	267524.40
6.00	6.53	639.07	-6.57	8.22	-0.0023	288215.50
6.33	6.53	639.69	-3.83	6.04	-0.0021	308906.70
6.67	6.03	640.31	-1.82	4.04	-0.0018	329597.80
7.00	5.18	640.93	-0.47	2.31	-0.0015	350289.00
7.33	4.13	641.55	0.30	0.93	-0.0011	370980.10
7.67	2.95	642.17	0.61	-0.05	-0.0008	391671.30
8.00	1.70	642.80	0.59	-0.62	-0.0004	412362.40
8.33	0.38	643.42	0.39	-0.75	-0.0001	433053.50
8.67	-1.01	627.88	0.14	-0.41	0.0002	453744.70

#### VERIFICA A FLESSIONE

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Flessione
0.22	R 50x100	23.61	-0.39	-5.254	4Ø16	23.70	-122.46	314.89	Verificata
0.44	R 50x100	27.33	-1.55	-0.301	4Ø16	27.13	-123.14	79.32	Verificata
0.67	R 50x100	630.06	-1.61	-4.026	4Ø16	629.97	-236.21	146.42	Verificata
0.89	R 50x100	633.78	-2.50	-7.810	4Ø16	633.77	-236.88	94.85	Verificata
1.11	R 50x100	636.50	-4.23	-11.705	4Ø16	636.52	-237.36	56.08	Verificata
1.33	R 50x100	639.23	-6.83	-15.703	4Ø16	638.94	-237.79	34.80	Verificata
1.56	MP168.3/8	313.39	-5.16	-9.896		1296.16	-21.34	4.14	Verificata
1.78	MP168.3/8	313.60	-7.36	-11.790		1204.27	-28.26	3.84	Verificata
2.00	MP168.3/8	314.31	-9.98	-12.096		1111.08	-35.28	3.54	Verificata
2.33	MP168.3/8	314.62	-14.01	-8.326		977.18	-43.52	3.11	Verificata
2.67	MP168.3/8	315.43	-16.79	-4.424		899.23	-47.86	2.85	Verificata
3.00	MP168.3/8	315.74	-18.26	-0.797		862.64	-49.90	2.73	Verificata
3.33	MP168.3/8	316.55	-18.53	2.271		857.42	-50.19	2.71	Verificata
3.67	MP168.3/8	317.36	-17.77	4.619		876.89	-49.10	2.76	Verificata
4.00	MP168.3/8	317.67	-16.23	6.201		917.15	-46.86	2.89	Verificata

4.33	MP168.3/8	317.98	-14.16	7.073		977.12	-43.53	3.07	Verificata
4.67	MP168.3/8	318.29	-11.81	7.267		1055.63	-39.16	3.32	Verificata
5.00	MP168.3/8	318.60	-9.38	6.919		1135.45	-33.45	3.56	Verificata
5.33	MP168.3/8	318.91	-7.08	6.179		1220.01	-27.08	3.83	Verificata
5.67	MP168.3/8	319.22	-5.02	5.199		1306.78	-20.54	4.09	Verificata
6.00	MP168.3/8	319.53	-3.29	4.110		1389.81	-14.29	4.35	Verificata
6.33	MP168.3/8	319.84	-1.92	3.022		1463.21	-8.76	4.57	Verificata
6.67	MP168.3/8	320.16	-0.91	2.018		1522.24	-4.32	4.75	Verificata
7.00	MP168.3/8	320.47	-0.24	1.154		1560.64	-1.15	4.87	Verificata
7.33	MP168.3/8	320.78	0.15	0.466		1564.48	0.73	4.88	Verificata
7.67	MP168.3/8	321.09	0.30	-0.026		1557.66	1.48	4.85	Verificata
8.00	MP168.3/8	321.40	0.30	-0.309		1558.05	1.43	4.85	Verificata
8.33	MP168.3/8	321.71	0.19	-0.373		1562.57	0.94	4.86	Verificata
8.67	MP168.3/8	313.94	0.07	-0.205		1567.98	0.34	4.99	Verificata

## VERIFICA A TAGLIO

Z [m]	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazione punti [°]
0.22	8.81	19Ø10	Calcestruzzo=987.34 Staffe=289.63	1.00	Verificata	21.80
0.44	8.84	19Ø10	Calcestruzzo=987.81 Staffe=289.63	0.97	Verificata	21.80
0.67	13.58	19Ø10	Calcestruzzo=1062.63 Staffe=289.63	1.00	Verificata	21.80
0.89	13.61	19Ø10	Calcestruzzo=1063.09 Staffe=289.63	1.00	Verificata	21.80
1.11	13.62	19Ø10	Calcestruzzo=1063.43 Staffe=289.63	1.00	Verificata	21.80
1.33	13.64	19Ø10	Calcestruzzo=1063.77 Staffe=289.63	1.00	Verificata	21.80
1.56	--	--	440.94	44.56	Verificata	--
1.78	--	--	440.94	37.40	Verificata	--
2.00	--	--	440.94	36.45	Verificata	--
2.33	--	--	440.94	52.96	Verificata	--
2.67	--	--	440.94	99.66	Verificata	--
3.00	--	--	440.94	553.36	Verificata	--
3.33	--	--	440.94	194.13	Verificata	--
3.67	--	--	440.94	95.47	Verificata	--
4.00	--	--	440.94	71.11	Verificata	--
4.33	--	--	440.94	62.34	Verificata	--
4.67	--	--	440.94	60.67	Verificata	--
5.00	--	--	440.94	63.73	Verificata	--
5.33	--	--	440.94	71.36	Verificata	--
5.67	--	--	440.94	84.82	Verificata	--
6.00	--	--	440.94	107.29	Verificata	--
6.33	--	--	440.94	145.90	Verificata	--
6.67	--	--	440.94	218.51	Verificata	--
7.00	--	--	440.94	382.09	Verificata	--
7.33	--	--	440.94	946.29	Verificata	--
7.67	--	--	440.94	17150.85	Verificata	--
8.00	--	--	440.94	1428.42	Verificata	--
8.33	--	--	440.94	1182.72	Verificata	--
8.67	--	--	440.94	2148.23	Verificata	--

### 3.6.8.2 Verifiche slu - verifica tirante di ancoraggio

Gli ancoraggi sono realizzati mediante barre in acciaio ad alta resistenza tipo Dywidag, con diametro 47mm, le cui proprietà meccaniche sono di seguito riportate.

#### Acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H

Diametro nominale Ø [mm]	Tensione snervamento / tensione rottura $f_{p0.1k} / f_{pk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Sezione trasversale A [mm <sup>2</sup> ]	Carico snervamento $F_{p0.1k}$ [kN]	Carico ultimo $F_{pk}$ [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omologazione
26.5	950/1,050	552	525	580	4.48	7.4	○ X
32	950/1,050	804	760	845	6.53	9.8	○ X
36	950/1,050	1,018	960	1,070	8.27	12.3	○ X
40	950/1,050	1,257	1,190	1,320	10.21	14.0	○ X
47	950/1,050	1,735	1,650	1,820	14.10	20.0	○ X

Un carico di snervamento pari a 1650 kN si traduce in una **resistenza di calcolo a trazione dell'armatura metallica pari a 1375 kN**:

$$N_{Rk} := 1650 \text{ kN} \quad \text{Resistenza a snervamento}$$

$$\gamma_{Rap} := 1.20 \quad \text{Coefficiente parziale di riduzione della resistenza per ancoraggi permanenti}$$

$$N_{Rd} := \frac{N_{Rk}}{\gamma_{Rap}} = 1375 \text{ kN} \quad \text{Resistenza di calcolo dell'armatura metallica}$$

La resistenza a sfilamento è funzione della stratigrafia che interessa ciascun ancoraggio, di seguito uno schema grafico con le potenziali lunghezze di intersezione degli ancoraggi.

#### Ancoraggio del cordolo di valle – L=8m

Tipo di Terreno	Spessore (m)	a (-)	D.perf (m)	Tau.k (MPa)	tau.d (MPa)	n.Rd (kN)
DETRITO NON STRUTTURALE	4.00	1.20	0.22	0.00	0.00	0.00
DEPOSITO GLACIALE	4.00	1.10	0.22	0.438	0.365	1109.00
<b>L= 8.00</b>						<b>NRd= 1'109.00</b>

Dalle resistenze di calcolo così calcolate si ottengono i seguenti fattori di sicurezza nelle verifiche di rottura dell'armatura metallica e di sfilamento del bulbo.

Ancoraggio paratia di valle	NRd [kN]	NSd [kN]	FS>1.00
Verifica resistenza armatura metallica	1375.00	1250.00	1.10
Verifica sfilamento malta-terreno	1109.00	440.00	2.52

### 3.7 Verifiche di stabilità globale

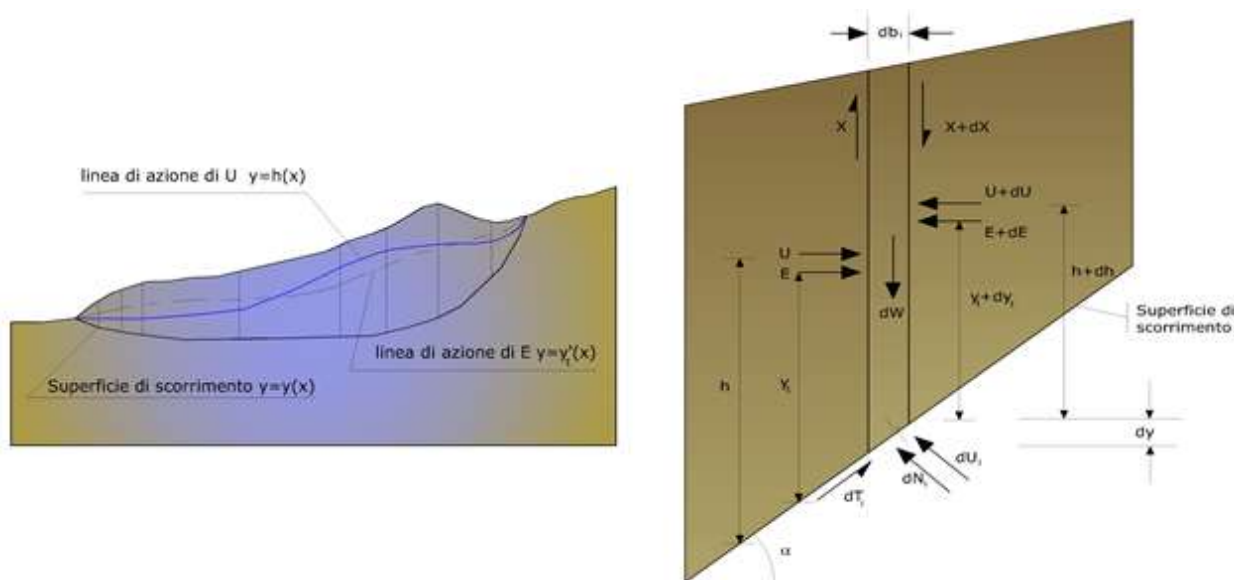
#### 3.7.1 Cenni di teoria - Metodo Morgenstern e Price [1983]

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo  $X = \lambda f(x)E$ , dove  $\lambda$  è un fattore di scala e  $f(x)$ , funzione della posizione di  $E$  e di  $X$ , definisce una relazione tra la variazione della forza  $X$  e della forza  $E$  all'interno della massa scivolante. La funzione  $f(x)$  è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite  $E$ ,  $X$ , il coefficiente di sicurezza  $F_s$ , il peso della striscia infinitesima  $dW$  e la risultante delle pressioni neutra alla base  $dU$ .

Si ottiene la cosiddetta **“equazione delle forze”**:

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \operatorname{tg} \varphi' \left( \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left( \frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



*Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso*

Una seconda equazione, detta **“equazione dei momenti”**, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

### 3.7.2 Combinazioni di calcolo

Le verifiche di stabilità sono state svolte nelle combinazioni, statica e sismica: per la verifica statica, si rimanda a quanto prescritto al §6.8.2 delle NTC utilizzando i coefficienti della combinazione A2+M2+R2 con  $g_r=1.10$ , mentre per la verifica in combinazione sismica si fa riferimento a quanto precisato al §7.11.4 delle NTC secondo cui la verifica deve essere svolta adottando i coefficienti (E+A2)+M1+R3 con  $g_r=1.20$ .

Le verifiche sono state svolte applicando il criterio di CHEN-MORGENSTEIN mediante l'ausilio del software dedicato SSAP2010.

### 3.7.3 Analisi dei carichi

Nelle analisi di stabilità i sovraccarichi esterni sono: il peso proprio delle opere strutturali, il peso permanente degli elementi non strutturali, il carico variabile del traffico sul sedime stradale, l'azione sismica e la neve in accumulo sopra la galleria.

I sovraccarichi che gravano sulla galleria saranno tradotti in pressioni agenti sulle fondazioni a monte e valle.

#### 3.7.3.1 **Peso proprio strutture**

I pesi propri delle opere in CA sono modellati proporzionalmente al volume applicando un peso proprio pari a 25kN/mc. I pesi della soletta di copertura, muro di monte, pilastri di valle e di tutte le opere strutturali, sono calcolati pari a 550kN/m per unità di sviluppo della galleria.

#### 3.7.3.2 **Peso proprio permanente non strutturale**

I pesi propri permanenti non strutturali sono la zavorra del terreno sopra la galleria, di cui si calcola l'intensità: per uno spessore di 1m, sulla larghezza totale della galleria pari a 12m, si ricava 20kN/mc\*1m\*12m un carico pari a 240kN/m per unità di sviluppo della galleria.

#### 3.7.3.3 **Peso proprio neve in accumulo sulla galleria**

La neve in accumulo sulla galleria è modellata quale carico permanente non strutturale: per uno spessore di 2m, un peso specifico di 300kg/mc, su tutta la larghezza della galleria, si ottiene un carico pari a 60kN/m per unità di lunghezza della galleria.

### 3.7.3.4 Azione variabile traffico veicolare

Nell'ingombro della sede stradale, per una larghezza complessiva di 6m, si applica un carico uniforme pari a 9kPa. Tale sovraccarico variabile sarà combinato all'azione sismica applicando il coefficiente  $\gamma_{21}=0.6$ , da cui una pressione pari a 5.4kPa.

### 3.7.3.5 Azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **$F_H$**  e  **$F_V$**  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **$W$**  peso concio;
- **$K_x$**  coefficiente sismico orizzontale;
- **$K_y$**  coefficiente sismico verticale.

#### Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii  
Muro rigido: 0

#### Sito in esame.

latitudine: 46,297455  
longitudine: 8,270813  
Classe: 3  
Vita nominale: 50

#### Siti di riferimento

Sito	ID	Lat	Lon	Distanza
Sito 1	ID: 8474	Lat: 46,2715	Lon: 8,2186	Distanza: 4944,053
Sito 2	ID: 8475	Lat: 46,2746	Lon: 8,2906	Distanza: 2965,179
Sito 3	ID: 8253	Lat: 46,3245	Lon: 8,2862	Distanza: 3229,123
Sito 4	ID: 8252	Lat: 46,3214	Lon: 8,2142	Distanza: 5100,930

#### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B  
Categoria topografica: T2  
Periodo di riferimento: 75anni  
Coefficiente  $c_u$ : 1,5

#### Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
Tr: 45 [anni]  
ag: 0,033 g  
Fo: 2,541  
Tc\*: 0,205 [s]

#### Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 75 [anni]

```

ag:          0,046 g
Fo:          2,528
Tc*:         0,231 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):
Probabilità di superamento: 10 %
Tr:          712 [anni]
ag:          0,152 g
Fo:          2,358
Tc*:         0,286 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %
Tr:          1462 [anni]
ag:          0,203 g
Fo:          2,373
Tc*:         0,296 [s]

```

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

```

SLO:
  Ss: 1,200
  Cc: 1,510
  St: 1,200
  Kh: 0,010
  Kv: 0,005
  Amax: 0,470
  Beta: 0,200

SLD:
  Ss: 1,200
  Cc: 1,480
  St: 1,200
  Kh: 0,013
  Kv: 0,007
  Amax: 0,647
  Beta: 0,200

SLV:
  Ss: 1,200
  Cc: 1,410
  St: 1,200
  Kh: 0,053
  Kv: 0,026
  Amax: 2,149
  Beta: 0,240

SLC:
  Ss: 1,200
  Cc: 1,400
  St: 1,200
  Kh: 0,082
  Kv: 0,041
  Amax: 2,867
  Beta: 0,280

```

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50  
Geostru

```

Coordinate WGS84
latitudine: 46.296533
longitudine: 8.269717

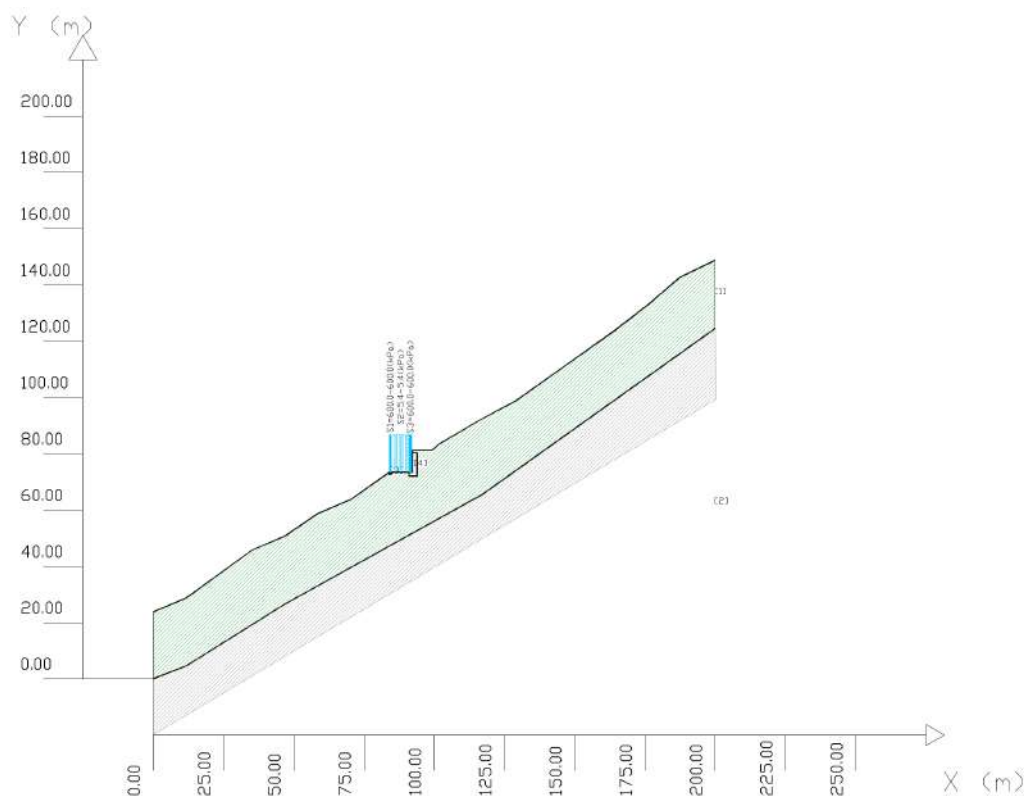
```

Si introducono i seguenti parametri:

- Kh=0.053
- Kv=+-0.027

### 3.7.4 Modellazione geometrica - Sezione tipologica

Le verifiche di stabilità sono state svolte nella sezione tipologica rappresentativa del tratto di galleria pari a 40m.



PARAMETRI GEOMETRICI - Coordinate X Y (in m)							
SUP T.		SUP 2		SUP 3		SUP 4	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.00	23.73	0.00	0.00	84.06	73.43	91.06	73.43
11.72	28.73	11.76	4.57	84.06	72.68	91.06	72.03
35.15	45.73	46.92	26.57	84.44	72.68	91.56	72.03
46.87	50.73	117.22	65.57	84.81	72.68	93.56	72.03
58.59	58.73	200.00	124.57	84.81	73.43	93.81	72.03
70.31	63.73	-	-	84.06	73.43	93.81	76.16
84.06	73.43	-	-	-	-	93.81	80.28
84.81	73.43	-	-	-	-	93.06	80.28
91.06	73.43	-	-	-	-	92.31	80.28
92.31	73.43	-	-	-	-	92.31	73.43
92.31	80.28	-	-	-	-	91.06	73.43
92.31	81.28	-	-	-	-	-	-
99.15	81.28	-	-	-	-	-	-
101.83	83.50	-	-	-	-	-	-
116.29	92.02	-	-	-	-	-	-
128.90	98.73	-	-	-	-	-	-
146.47	111.20	-	-	-	-	-	-
164.05	123.67	-	-	-	-	-	-
175.77	132.73	-	-	-	-	-	-
187.48	142.73	-	-	-	-	-	-
200.00	148.73	-	-	-	-	-	-

### 3.7.5 Modellazione geotecnica

Per i dettagli su stratigrafia e proprietà meccaniche dei terreni, si rimanda al Cap. 3.3.

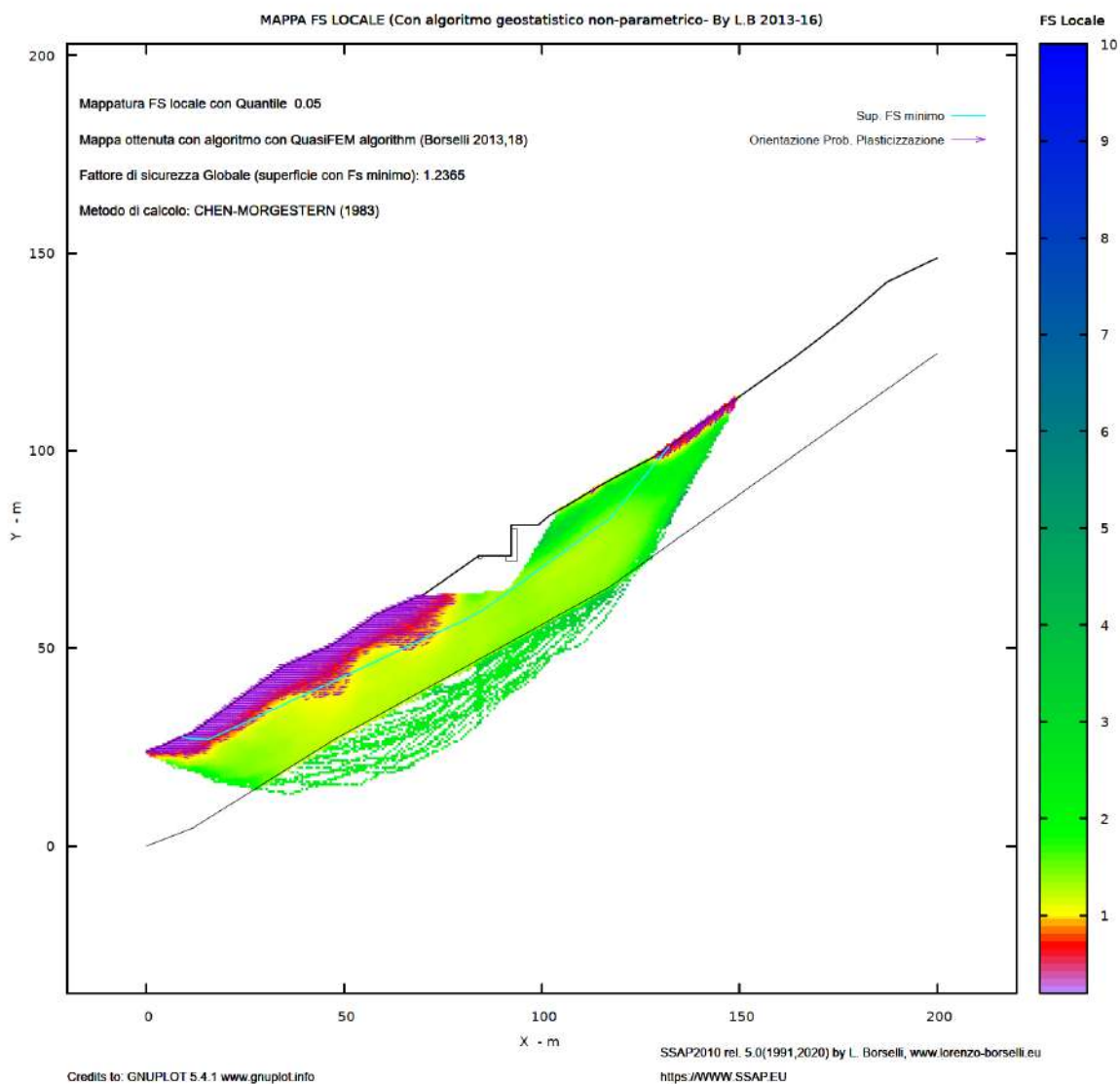
### 3.7.6 Risultati delle analisi

Nella tabella seguente si riepilogano i risultati delle analisi svolte in combinazione statica e sismica, le verifiche risultano entrambe soddisfatte.

<i><b>SIM</b></i>	<i><b>SCENARIO</b></i>	<i><b>COMBO STATICA</b></i>	<i><b>COMBO SISMICA</b></i>
		<i><b>A2+M2+R2</b></i> <i><b>FS<sub>MIN</sub>&gt;1.10</b></i>	<i><b>E+M1+R3</b></i> <i><b>FS<sub>MIN</sub>&gt;1.20 (*)</b></i>
1	<i>Stato di progetto</i>		
	<i>Pali L=7m</i>	1.23	1.36
	<i>Vincolo quota 65m</i>		
<i>(*) Riferimento §7.11.4 – Verifiche di stabilità fronti di scavo e rilevati</i>			

### 3.7.7 Tabulati di calcolo

#### 3.7.7.1 Combinazione statica



# Report elaborazioni #

SSAP 5.0 - Slope Stability Analysis Program (1991,2020)

[WWW.SSAP.EU](http://WWW.SSAP.EU)

Build No. 11719

BY

Dr. Geol. LORENZO BORSELLI \*,\*\*

\*UASLP, San Luis Potosi, Mexico

e-mail: [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)

CV e WEB page personale: [WWW.LORENZO-BORSELLI.EU](http://WWW.LORENZO-BORSELLI.EU)

\*\* Gia' Ricercatore CNR-IRPI fino a Luglio 2011

Ultima Revisione struttura tabelle del report: 12 settembre 2020

-----

File report:  
C:\SSAP2010\works\BACENO\BACENO\_SP\_ESECUTIVO\output\SIM\_01\_STATICA.txt  
Data: 9/12/2021  
Localita' :  
Descrizione:  
Modello pendio: 00\_model\_STATICA\_A2M2R2.mod  
----- PARAMETRI DEL MODELLO DEL PENDIO -----

\_\_\_ PARAMETRI GEOMETRICI - Coordinate X Y (in m) \_\_\_

SUP T.		SUP 2		SUP 3		SUP 4	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.00	23.73	0.00	0.00	84.06	73.43	91.06	73.43
11.72	28.73	11.76	4.57	84.06	72.68	91.06	72.03
35.15	45.73	46.92	26.57	84.44	72.68	91.56	72.03
46.87	50.73	117.22	65.57	84.81	72.68	93.56	72.03
58.59	58.73	200.00	124.57	84.81	73.43	93.81	72.03
70.31	63.73	-	-	84.06	73.43	93.81	76.16
84.06	73.43	-	-	-	-	93.81	80.28
84.81	73.43	-	-	-	-	93.06	80.28
91.06	73.43	-	-	-	-	92.31	80.28
92.31	73.43	-	-	-	-	92.31	73.43
92.31	80.28	-	-	-	-	91.06	73.43
92.31	81.28	-	-	-	-	-	-
99.15	81.28	-	-	-	-	-	-
101.83	83.50	-	-	-	-	-	-
116.29	92.02	-	-	-	-	-	-
128.90	98.73	-	-	-	-	-	-
146.47	111.20	-	-	-	-	-	-
164.05	123.67	-	-	-	-	-	-
175.77	132.73	-	-	-	-	-	-
187.48	142.73	-	-	-	-	-	-
200.00	148.73	-	-	-	-	-	-

## ASSENZA DI FALDA ##

----- PARAMETRI GEOMECCANICI -----

sgci	GSI	mi	fi` D	C`	Cu	Gamm	Gamm_sat	STR_IDX
0.00	STRATO 1	0.00	34.81	0.00	0.00	21.00	21.00	2.382
0.00	STRATO 2	0.00	45.00	5.00	0.00	22.00	23.00	3.993
0.00	STRATO 3	0.00	65.00	20.00	0.00	25.00	25.00	9.550
0.00	STRATO 4	0.00	65.00	20.00	0.00	25.00	25.00	9.550

LEGENDA: fi` \_\_\_\_\_ Angolo di attrito interno efficace(in gradi)  
C` \_\_\_\_\_ Coesione efficace (in Kpa)  
Cu \_\_\_\_\_ Resistenza al taglio Non drenata (in Kpa)  
Gamm \_\_\_\_\_ Peso di volume terreno fuori falda (in KN/m^3)  
Gamm\_sat \_\_\_\_\_ Peso di volume terreno immerso (in KN/m^3)  
STR\_IDX \_\_\_\_\_ Indice di resistenza (usato in solo in 'SNIFF SEARCH')  
(adimensionale)  
---- SOLO Per AMMASSI ROCCIOSI FRATTURATI - Parametri Criterio di Rottura di Hoek (2002)-  
sigci \_\_\_\_\_ Resistenza Compressione Uniassiale Roccia Intatta (in MPa)  
GSI \_\_\_\_\_ Geological Strenght Index ammasso(adimensionale)  
mi \_\_\_\_\_ Indice litologico ammasso(adimensionale)

D \_\_\_\_\_ Fattore di disturbo ammasso (adimensionale)  
Fattore di riduzione NTC2018:  $\gamma_{\text{PHI}}=1.25$  e  $\gamma_{\text{C}}=1.25$  - DISATTIVATO  
(solo per ROCCE)  
Uso CRITERIO DI ROTTURA Hoek et al. (2002, 2006) - non-lineare - Generalizzato, secondo  
Lei et al. (2016)

----- SOVRACCARICHI PRESENTI -----

SOVRACCARICO N.1

Carico in X1 (Kpa): 600.00  
Carico in X2 (Kpa): 600.00  
Posizione carico da X1 m.: 84.1000  
a X2 m.: 84.6000  
Inclinazione carico (gradi): 90.00  
Componenti distribuzione forza unitaria applicata:  
#Orizzontale (per metro di proiezione Verticale) (kN/m): da 0.00 a 0.00  
#Verticale (per metro di proiezione Orizzontale) (kN/m): da 600.00 a 600.00  
##Nota: la distribuzione del carico e delle forze unitarie puo' variare  
in modo lineare tra gli estremi di coordinate X1 e X2

SOVRACCARICO N.2

Carico in X1 (Kpa): 9.00  
Carico in X2 (Kpa): 9.00  
Posizione carico da X1 m.: 85.0000  
a X2 m.: 91.0000  
Inclinazione carico (gradi): 90.00  
Componenti distribuzione forza unitaria applicata:  
#Orizzontale (per metro di proiezione Verticale) (kN/m): da 0.00 a 0.00  
#Verticale (per metro di proiezione Orizzontale) (kN/m): da 9.00 a 9.00  
##Nota: la distribuzione del carico e delle forze unitarie puo' variare  
in modo lineare tra gli estremi di coordinate X1 e X2

SOVRACCARICO N.3

Carico in X1 (Kpa): 600.00  
Carico in X2 (Kpa): 600.00  
Posizione carico da X1 m.: 91.0000  
a X2 m.: 92.0000  
Inclinazione carico (gradi): 90.00  
Componenti distribuzione forza unitaria applicata:  
#Orizzontale (per metro di proiezione Verticale) (kN/m): da 0.00 a 0.00  
#Verticale (per metro di proiezione Orizzontale) (kN/m): da 600.00 a 600.00  
##Nota: la distribuzione del carico e delle forze unitarie puo' variare  
in modo lineare tra gli estremi di coordinate X1 e X2

----- INFORMAZIONI GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM -----

\*\*\* PARAMETRI PER LA GENERAZIONE DELLE SUPERFICI  
METODO DI RICERCA: SNIFF RANDOM SEARCH - Borselli (1997)  
FILTRAGGIO SUPERFICI : ATTIVATO  
COORDINATE X1,X2,Y OSTACOLO : 84.00 92.00 65.00  
LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI (m): 2.0 (+/-) 50%  
INTERVALLO ASCISSE RANDOM STARTING POINT (Xmin .. Xmax): 0.01  
70.00  
LIVELLO MINIMO CONSIDERATO (Ymin): 0.00  
INTERVALLO ASCISSE AMMESSO PER LA TERMINAZIONE (Xmin .. Xmax): 105.00  
150.00

\*\*\* TOTALE SUPERFICI GENERATE : 5000

----- INFORMAZIONI PARAMETRI DI CALCOLO -----

METODO DI CALCOLO : CHEN - MORGENSTERN (Chen & Morgenstern, 1983)  
METODO DI ESPLORAZIONE CAMPO VALORI ( $\lambda_0, F_{s0}$ ) ADOTTATO : A (rapido)  
COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO  $K_h$  : 0.0000  
COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO  $K_v$  (assunto Positivo): 0.0000  
COEFFICIENTE  $c=K_v/K_h$  UTILIZZATO : 0.5000  
FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE IN TESTA (kN/m): 0.00  
FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE ALLA BASE (kN/m): 0.00

N.B. Le forze orizzontali addizionali in testa e alla base sono poste uguali a 0 durante le tutte le verifiche globali.  
I valori >0 impostati dall'utente sono utilizzati solo in caso di verifica singola

----- RISULTATO FINALE ELABORAZIONI -----

\* DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICI GENERATE CON MINOR  $F_s$  \*

Fattore di sicurezza (FS)	1.2365	- Min. -	X	Y	Lambda=	0.0960
			9.03	27.58		
			10.83	27.16		
			13.51	27.04		
			15.75	26.94		
			19.10	28.50		
			20.51	29.15		
			22.04	29.87		
			25.71	31.58		
			27.77	32.54		
			31.22	34.15		
			34.32	35.59		
			36.84	36.77		
			40.91	38.67		
			43.29	39.78		
			45.66	40.88		
			47.77	41.87		
			50.52	43.15		
			53.77	44.66		
			56.23	45.81		
			58.02	46.65		
			60.13	47.63		
			63.93	49.41		
			66.58	50.64		
			69.36	51.94		
			70.81	52.62		
			73.38	53.81		
			76.17	55.12		
			79.17	56.51		
			82.28	58.09		
			84.54	59.23		
			86.52	60.66		
			88.02	61.75		
			89.99	63.18		
			91.53	64.29		
			95.26	66.98		
			98.46	69.30		
			100.76	70.96		
			102.79	72.43		
			105.91	74.69		
			109.38	77.20		
			112.05	79.13		

114.45	80.87
117.49	83.07
119.11	85.04
120.11	86.27
121.40	87.85
123.30	90.18
126.14	93.66
127.34	95.12
128.54	96.59
130.72	99.26
131.95	100.77
132.20	101.07

----- ANALISI DEFICIT DI RESISTENZA -----

# DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICI GENERATE CON MINOR Fs \*

# Analisi Deficit in riferimento a FS(progetto) = 1.000

Sup N.	FS	FTR(kN/m)	FTA(kN/m)	Bilancio(kN/m)	ESITO
1	1.236	15542.9	12570.2	2972.7	Surplus
2	1.243	18078.1	14539.2	3538.9	Surplus
3	1.247	20812.8	16695.3	4117.6	Surplus
4	1.247	19206.2	15401.7	3804.5	Surplus
5	1.247	19685.9	15783.3	3902.6	Surplus
6	1.251	17445.0	13940.2	3504.8	Surplus
7	1.252	18380.5	14685.6	3694.9	Surplus
8	1.254	17617.2	14051.7	3565.5	Surplus
9	1.254	13919.1	11099.2	2819.9	Surplus
10	1.255	16272.0	12963.4	3308.6	Surplus

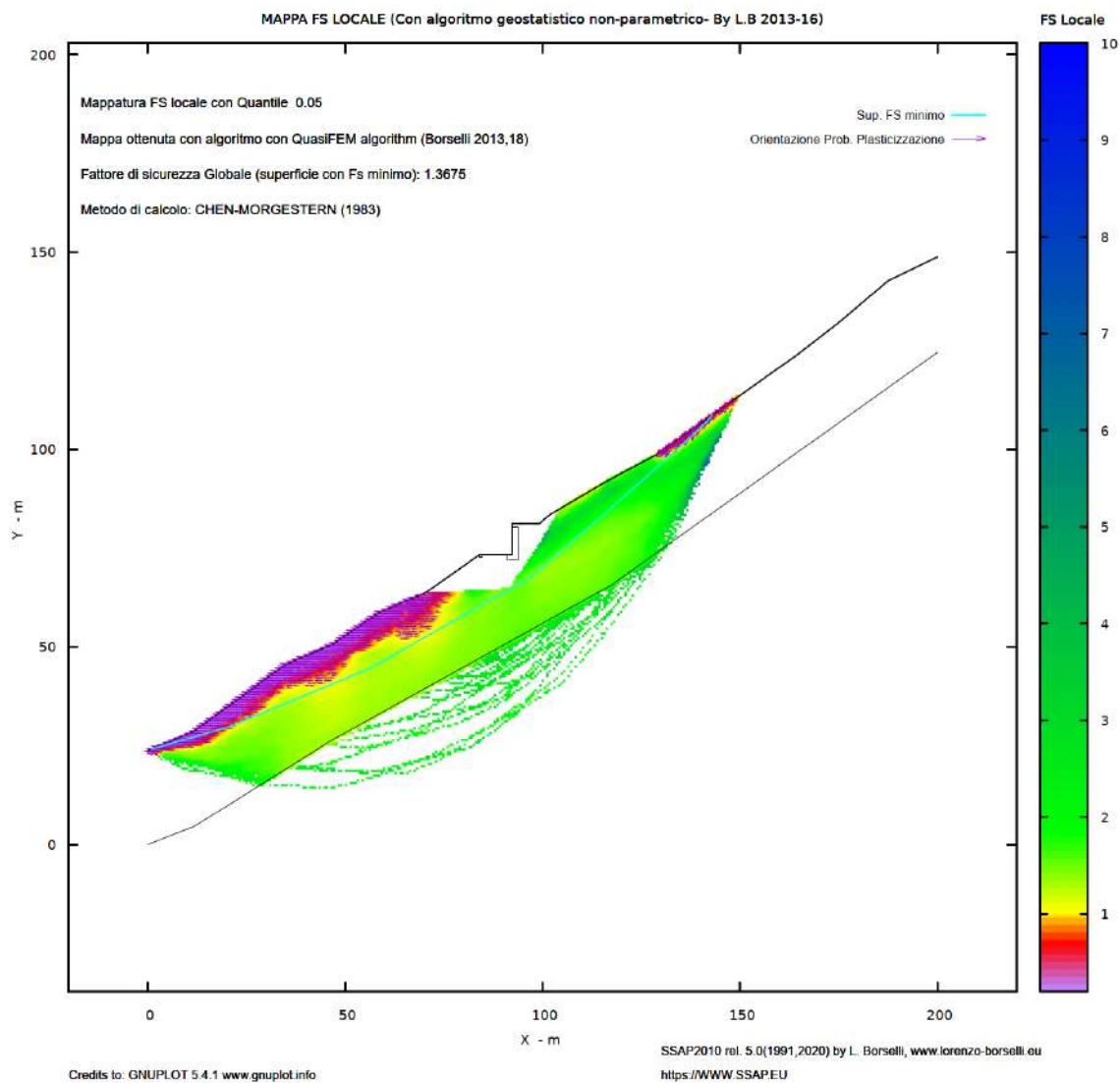
Esito analisi: SURPLUS di RESISTENZA!

Valore minimo di SURPLUS di RESISTENZA (kN/m): 2819.9

Note: FTR --> Forza totale Resistente lungo la superficie  
di scivolamento

FTA --> Forza totale Agente lungo la superficie  
di scivolamento

### 3.7.7.2 Combinazione sismica



# Report elaborazioni #

SSAP 5.0 - Slope Stability Analysis Program (1991,2020)

[WWW.SSAP.EU](http://WWW.SSAP.EU)

Build No. 11719

BY

Dr. Geol. LORENZO BORSELLI \*,\*\*

\*UASLP, San Luis Potosi, Mexico

e-mail: [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com)

CV e WEB page personale: [WWW.LORENZO-BORSELLI.EU](http://WWW.LORENZO-BORSELLI.EU)

\*\* Gia' Ricercatore CNR-IRPI fino a Luglio 2011

Ultima Revisione struttura tabelle del report: 12 settembre 2020

File report:  
C:\SSAP2010\works\BACENO\BACENO\_SP\_ESECUTIVO\_SISMICA\OUTPUT\SIM\_01\_SISMICA.txt

Data: 9/12/2021

Localita' :

Descrizione:

Modello pendio: 00\_model\_SISMICA\_EM1R3.mod

----- PARAMETRI DEL MODELLO DEL PENDIO -----

\_\_\_ PARAMETRI GEOMETRICI - Coordinate X Y (in m) \_\_\_

SUP T.		SUP 2		SUP 3		SUP 4	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0.00	23.73	0.00	0.00	84.06	73.43	91.06	73.43
11.72	28.73	11.76	4.57	84.06	72.68	91.06	72.03
35.15	45.73	46.92	26.57	84.44	72.68	91.56	72.03
46.87	50.73	117.22	65.57	84.81	72.68	93.56	72.03
58.59	58.73	200.00	124.57	84.81	73.43	93.81	72.03
70.31	63.73	-	-	84.06	73.43	93.81	76.16
84.06	73.43	-	-	-	-	93.81	80.28
84.81	73.43	-	-	-	-	93.06	80.28
91.06	73.43	-	-	-	-	92.31	80.28
92.31	73.43	-	-	-	-	92.31	73.43
92.31	80.28	-	-	-	-	91.06	73.43
92.31	81.28	-	-	-	-	-	-
99.15	81.28	-	-	-	-	-	-
101.83	83.50	-	-	-	-	-	-
116.29	92.02	-	-	-	-	-	-
128.90	98.73	-	-	-	-	-	-
146.47	111.20	-	-	-	-	-	-
164.05	123.67	-	-	-	-	-	-
175.77	132.73	-	-	-	-	-	-
187.48	142.73	-	-	-	-	-	-
200.00	148.73	-	-	-	-	-	-

## ASSENZA DI FALDA ##

----- PARAMETRI GEOMECCANICI -----

sgci	GSI	mi	fi` D	C`	Cu	Gamm	Gamm_sat	STR_IDX
0.00	STRATO 1	1	41.00	0.00	0.00	21.00	21.00	3.200
0.00	0.00	0.00	0.00					
0.00	STRATO 2	2	45.00	5.00	0.00	22.00	23.00	3.993
0.00	0.00	0.00	0.00					
0.00	STRATO 3	3	65.00	20.00	0.00	25.00	25.00	9.550
0.00	0.00	0.00	0.00					
0.00	STRATO 4	4	65.00	20.00	0.00	25.00	25.00	9.550
0.00	0.00	0.00	0.00					

LEGENDA: fi` \_\_\_\_\_ Angolo di attrito interno efficace(in gradi)  
C` \_\_\_\_\_ Coesione efficace (in Kpa)  
Cu \_\_\_\_\_ Resistenza al taglio Non drenata (in Kpa)  
Gamm \_\_\_\_\_ Peso di volume terreno fuori falda (in KN/m^3)  
Gamm\_sat \_\_\_\_\_ Peso di volume terreno immerso (in KN/m^3)  
STR\_IDX \_\_\_\_\_ Indice di resistenza (usato in solo in 'SNIFF SEARCH)

(adimensionale)

---- SOLO Per AMMASSI ROCCIOSI FRATTURATI - Parametri Criterio di Rottura di Hoek (2002)-

sigci \_\_\_\_\_ Resistenza Compressione Uniassiale Roccia Intatta (in MPa)  
GSI \_\_\_\_\_ Geological Strenght Index ammasso(adimensionale)  
mi \_\_\_\_\_ Indice litologico ammasso(adimensionale)  
D \_\_\_\_\_ Fattore di disturbo ammasso(adimensionale)

Fattore di riduzione NTC2018: gammaPHI=1.25 e gammaC=1.25 - DISATTIVATO  
(solo per ROCCE)

Uso CRITERIO DI ROTTURA Hoek et al. (2002, 2006) - non-lineare - Generalizzato, secondo Lei et al. (2016)

----- SOVRACCARICHI PRESENTI -----

SOVRACCARICO N.1

Carico in X1 (Kpa): 600.00  
Carico in X2 (Kpa): 600.00  
Posizione carico da X1 m.: 84.1000  
a X2 m.: 84.6000  
Inclinazione carico (gradi): 90.00  
Componenti distribuzione forza unitaria applicata:  
#Orizzontale (per metro di proiezione Verticale) (kN/m): da 0.00 a 0.00  
#Verticale (per metro di proiezione Orizzontale) (kN/m): da 600.00 a 600.00  
##Nota: la distribuzione del carico e delle forze unitarie puo' variare in modo lineare tra gli estremi di coordinate X1 e X2

SOVRACCARICO N.2

Carico in X1 (Kpa): 5.40  
Carico in X2 (Kpa): 5.40  
Posizione carico da X1 m.: 85.0000  
a X2 m.: 91.0000  
Inclinazione carico (gradi): 90.00  
Componenti distribuzione forza unitaria applicata:  
#Orizzontale (per metro di proiezione Verticale) (kN/m): da 0.00 a 0.00  
#Verticale (per metro di proiezione Orizzontale) (kN/m): da 5.40 a 5.40  
##Nota: la distribuzione del carico e delle forze unitarie puo' variare in modo lineare tra gli estremi di coordinate X1 e X2

SOVRACCARICO N.3

Carico in X1 (Kpa): 600.00  
Carico in X2 (Kpa): 600.00  
Posizione carico da X1 m.: 91.0000  
a X2 m.: 92.0000  
Inclinazione carico (gradi): 90.00  
Componenti distribuzione forza unitaria applicata:  
#Orizzontale (per metro di proiezione Verticale) (kN/m): da 0.00 a 0.00  
#Verticale (per metro di proiezione Orizzontale) (kN/m): da 600.00 a 600.00  
##Nota: la distribuzione del carico e delle forze unitarie puo' variare in modo lineare tra gli estremi di coordinate X1 e X2

----- INFORMAZIONI GENERAZIONE SUPERFICI RANDOM -----

\*\*\* PARAMETRI PER LA GENERAZIONE DELLE SUPERFICI  
METODO DI RICERCA: SNIFF RANDOM SEARCH - Borselli (1997)  
FILTRAGGIO SUPERFICI : ATTIVATO  
COORDINATE X1,X2,Y OSTACOLO : 84.00 92.00 65.00  
LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI (m): 2.0 (+/-) 50%  
INTERVALLO ASCISSE RANDOM STARTING POINT (Xmin .. Xmax): 0.01  
70.00  
LIVELLO MINIMO CONSIDERATO (Ymin): 0.00  
INTERVALLO ASCISSE AMMESSO PER LA TERMINAZIONE (Xmin .. Xmax): 105.00  
150.00  
\*\*\* TOTALE SUPERFICI GENERATE : 5000

----- INFORMAZIONI PARAMETRI DI CALCOLO -----

METODO DI CALCOLO : CHEN - MORGENSTERN (Chen & Morgenstern, 1983)  
 METODO DI ESPLORAZIONE CAMPO VALORI ( $\lambda_0, F_{s0}$ ) ADOTTATO : A (rapido)  
 COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO  $K_h$  : 0.0530  
 COEFFICIENTE SISMICO UTILIZZATO  $K_v$  (assunto Positivo): 0.0265  
 COEFFICIENTE  $c=K_v/K_h$  UTILIZZATO : 0.5000  
 FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE IN TESTA (kN/m): 0.00  
 FORZA ORIZZONTALE ADDIZIONALE ALLA BASE (kN/m): 0.00

N.B. Le forze orizzontali addizionali in testa e alla base sono poste uguali a  
 0  
 durante le tutte le verifiche globali.  
 I valori >0 impostati dall'utente sono utilizzati solo in caso di verifica  
 singola

----- RISULTATO FINALE ELABORAZIONI -----

\* DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICI GENERATE CON MINOR  $F_s$  \*

Fattore di sicurezza (FS)	1.3675	- Min. -	X	Y	Lambda=	0.1920
			0.86	24.10		
			2.46	24.56		
			4.95	25.29		
			7.54	26.04		
			8.90	26.43		
			10.14	26.79		
			12.63	27.52		
			15.05	28.22		
			16.78	28.72		
			18.80	29.31		
			21.11	29.98		
			23.30	30.89		
			24.65	31.45		
			26.70	32.30		
			28.52	33.05		
			30.62	33.93		
			32.24	34.60		
			34.85	35.68		
			36.81	36.49		
			38.56	37.22		
			40.83	38.16		
			43.29	39.18		
			44.94	39.86		
			47.17	40.79		
			48.30	41.26		
			49.18	41.62		
			51.67	42.65		
			53.93	43.59		
			55.66	44.31		
			56.73	44.84		
			57.97	45.55		
			59.63	46.48		
			60.94	47.22		
			63.12	48.46		
			64.01	48.96		
			64.84	49.43		
			65.69	49.91		
			68.15	51.30		
			70.25	52.48		
			71.70	53.30		
			72.87	53.96		
			75.10	55.22		
			76.43	55.97		
			78.14	56.94		

79.02	57.44
80.60	58.34
82.29	59.29
83.65	60.06
85.21	60.94
86.29	61.55
88.35	62.72
89.28	63.24
90.19	63.76
92.15	64.86
94.16	66.00
95.34	66.67
96.80	67.49
98.33	68.81
99.79	70.07
101.60	71.62
103.41	73.18
105.27	74.77
106.42	75.75
107.84	76.98
109.01	77.98
110.38	79.16
112.45	80.93
114.12	82.37
115.55	83.63
117.31	85.19
118.74	86.45
119.49	87.11
120.35	87.87
121.43	88.82
122.66	89.91
124.32	91.38
125.44	92.37
127.55	94.23
128.46	95.04
130.49	96.83
132.46	98.63
133.87	99.92
134.91	100.88
135.71	101.61
137.23	103.01
138.22	103.92
140.20	105.73
141.53	106.95
142.44	108.07
142.97	108.71

----- ANALISI DEFICIT DI RESISTENZA -----

# DATI RELATIVI ALLE 10 SUPERFICI GENERATE CON MINOR  $F_s$  \*

# Analisi Deficit in riferimento a  $F_s(\text{progetto}) = 1.000$

Sup N.	$F_s$	FTR (kN/m)	FTA (kN/m)	Bilancio (kN/m)	ESITO
1	1.368	19358.2	14155.6	5202.6	Surplus
2	1.382	22234.7	16085.7	6149.0	Surplus
3	1.383	18768.0	13575.4	5192.6	Surplus
4	1.389	20542.1	14786.0	5756.1	Surplus
5	1.391	21077.9	15157.8	5920.0	Surplus
6	1.391	22744.4	16354.3	6390.1	Surplus
7	1.391	16935.0	12177.1	4758.0	Surplus
8	1.393	19527.0	14020.2	5506.8	Surplus
9	1.393	17632.4	12657.5	4974.9	Surplus
10	1.394	22958.4	16466.8	6491.5	Surplus

Esito analisi: SURPLUS di RESISTENZA!

Valore minimo di SURPLUS di RESISTENZA (kN/m): 4758.0

Note: FTR --> Forza totale Resistente lungo la superficie  
di scivolamento

FTA --> Forza totale Agente lungo la superficie  
di scivolamento

IMPORTANTE! : Il Deficit o il Surplus di resistenza viene espresso in kN  
per metro di LARGHEZZA rispetto al fronte della scarpata

-----

### 3.8 Considerazioni conclusive

Il dimensionamento strutturale della galleria è stato svolto in accordo alle NTC 2018, tutte le verifiche risultano soddisfatte con adeguati margini di sicurezza.

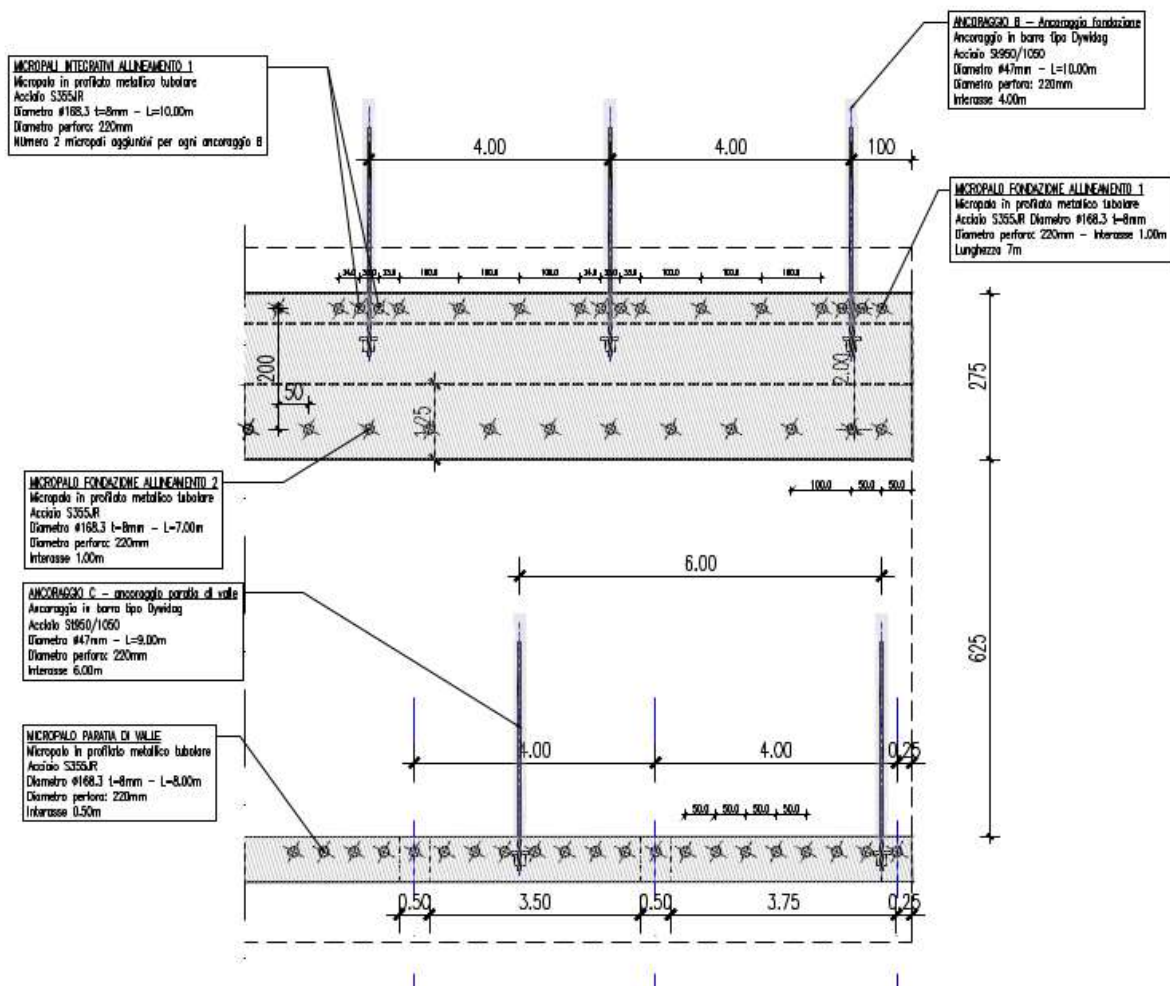
Le strutture in elevazione sono state calcolate con un modello bidimensionale e tridimensionale, adottando i carichi più gravosi dall'involuppo dei due modelli abbiamo potuto dimensionare le armature e le sezioni minime delle strutture in CA.

Le strutture di fondazione profonde, micropali e tiranti, sono state calcolate anch'esse utilizzando l'involuppo dei carichi più gravosi delle varie modellazioni ed adottando il modello geotecnico elaborato a seguito di 2 campagne geognostiche. Le indagini hanno permesso di elaborare una stratigrafia con uno strato superficiale incoerente con spessore pari a 25 m che poggia sul substrato roccioso.

In tale stratigrafia si sono svolte le verifiche di stabilità globale nella condizione post-operam che risultano soddisfatte con adeguati margini di sicurezza.

Sebbene tutte le verifiche strutturali delle strutture di fondazione risultino soddisfatte, la potenziale eterogeneità di materiale grossolano in una matrice di sabbia e ghiaia ci ha spinti ad adottare qualche maggiore cautela nel dimensionamento del nodo cruciale delle fondazioni.

Gli ancoraggi della trave di fondazione del muro sono stati allungati da 8 m a 10 m, ed a ciascuno di questi ancoraggi è accoppiata una coppia di micropali di lunghezza pari a 10 m, più profondi dell'allineamento standard pari a 7m.



Con questa modifica si vuole ampliare il “pettine” di micropali della fondazione del muro, e migliorare la resistenza fuori piano dello stesso nella maggior probabilità di intercettare massi ciclopici presenti a differenti profondità.