

# DIGA DI CEPPO MORELLI

## PROGETTO DI ADEGUAMENTO

### PROGETTO ESECUTIVO

### RELAZIONE DI CALCOLO



# INDICE

1.	GENERALITÀ.....	1
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI.....	2
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	3
3.1.	STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO.....	3
3.1.1	CALCESTRUZZO PER STRUTTURE ARMATE.....	3
3.1.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO.....	3
3.1.3	DURABILITÀ DELLA STRUTTURA.....	3
3.2.	STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA.....	4
3.2.1	GRIGLIATI.....	4
3.2.2	STRUTTURE PORTANTI DELLE PASSERELLE E DEI PARAPETTI.....	5
3.2.3	BULLONI.....	5
3.2.4	TUBOLARI PER MICROPALI.....	5
4.	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	7
5.	MURO DI VALLE DELLO SCARICO DI SUPERFICIE ESISTENTE.....	8
5.1.	PREMESSE.....	8
5.2.	ANALISI DEI CARICHI.....	9
5.2.1	PESO PROPRIO.....	9
5.2.2	SPINTA DELL'ACQUA.....	9
5.2.3	AZIONI SISMICHE.....	10
5.3.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	12
5.3.1	APPROCCI DI CALCOLO.....	12
5.3.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	14
5.4.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE.....	14
5.5.	CARICHI AGENTI.....	18
5.6.	VERIFICHE.....	18
5.6.1	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	19
5.6.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	19
5.6.3	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE.....	20
5.6.4	VERIFICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE DELLA SEZIONE 7.....	23

6.	MURI DELLO SCARICO DI SUPERFICIE IN FREGIO ALLA STRUTTURA AD ARCO- GRAVITÀ.....	26
6.1.	PREMESSE.....	26
6.2.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	28
6.3.	ANALISI DEI CARICHI.....	28
6.3.1	PESO PROPRIO .....	28
6.3.2	SPINTA DELL'ACQUA .....	28
6.3.3	AZIONI SISMICHE .....	29
6.4.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	29
6.5.	RISULTATI DEI CALCOLI.....	30
7.	PONTI DI SERVIZIO PEDONALI.....	33
7.1.	PREMESSE.....	33
7.2.	CARATTERISTICHE DEI PROFILATI METALLICI UTILIZZATI.....	34
7.3.	ANALISI DEI CARICHI.....	36
7.4.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	37
7.5.	MODELLO DI CALCOLO .....	38
7.6.	PASSERELLA CON LUCE DA 18,9 METRI .....	39
7.6.1	VERIFICHE DELLE TRAVI CORRENTI.....	42
7.6.2	VERIFICHE DEI TRAVERSI .....	46
7.6.3	VERIFICHE DEI CONTROVENTI .....	46
7.7.	PASSERELLA SULLO SFIORATORE IN SPONDA SINISTRA – LUCI DA 9,25 METRI .....	47
7.7.1	VERIFICHE DELLE TRAVI CORRENTI.....	50
7.7.2	VERIFICHE DEI TRAVERSI .....	51
7.7.3	VERIFICHE DEI CONTROVENTI .....	51
7.8.	VERIFICHE STRUTTURALI DEL GRIGLIATO .....	52
7.9.	VERIFICHE STRUTTURALI DEL PARAPETTO .....	53
8.	TAGLI CON FILO DIAMANTATO .....	56
9.	MURI DI SOSTEGNO IN SPONDA DESTRA .....	60
9.1.	PREMESSE.....	60
9.2.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	60
9.3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	60

9.4.	CARICHI AGENTI.....	61
9.5.	COMBINAZIONI DI CARICO E VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	62
9.6.	MURO "1" .....	64
9.6.1.	VERIFICHE MURO "1" - SEZIONE 1 .....	66
9.6.2.	VERIFICHE muro "1" - SEZIONE 2.....	70
9.6.3.	VERIFICHE MURO "1" - SEZIONE 3.....	74
9.7.	MURO "2" .....	74
9.7.1.	VERIFICHE MURO "2" - SEZIONE 1 .....	76
9.7.2.	VERIFICHE MURO "2" - SEZIONE 2.....	80
9.8.	MURO "3" .....	84

## 1. GENERALITÀ

La presente relazione riguarda le verifiche strutturali eseguite a supporto della progettazione esecutiva di adeguamento della diga di Ceppo Morelli in Provincia di Verbano-Cusio-Ossola.

Nel seguito sono riportate le seguenti verifiche:

- calcestruzzi armati del sovrizzo del muro di valle dello scarico di superficie esistente;
- calcestruzzi armati dei muri laterali dello scarico di superficie in fregio alla nuova struttura ad arco-gravità;
- strutture metalliche dei nuovi ponti di servizio pedonali;
- stabilità, in fase di cantiere, delle porzioni di diga esistente tagliate con filo diamantato;
- muri di sostegno a mensola in c.a. in sponda destra.

Per tutte le strutture in calcestruzzo oggetto della presente relazione, la vita nominale è 100 anni e la classe d'uso IV, quindi con un coefficiente d'uso pari a 2. Il periodo di riferimento dell'azione sismica è pertanto di 200 anni.

## 2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- D. M. Min. Il. TT. 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni (NTC);
- Circ. Min. Il. TT. 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- D.M. Min. Il. TT. 26 giugno 2014 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta.

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in progetto è previsto l'impiego dei sotto elencati materiali.

#### 3.1. STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

##### 3.1.1 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE ARMATE

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	$R_{ck}$	= 40 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck}$	= 32 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	= 18,13 MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3,02 MPa
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm}$	= 2,11 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1,41 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck}$	= 19,20 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck}$	= 14,40 MPa

##### 3.1.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano le barre ad aderenza migliorata in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche (Tabella 1):

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7,5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ MPa
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ MPa
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30$ MPa
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,80 * f_{yk} = 360$ MPa

Tabella 1

##### 3.1.3 DURABILITÀ DELLA STRUTTURA

###### Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro

nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari a 10 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro nominale pari a **45 mm** per tutte le parti di struttura.

### **Durabilità e prescrizioni sui materiali**

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta una **classe di esposizione XF1 XF3**:

**XF1** si riferisce ad un ambiente con moderata saturazione di acqua, in assenza di agente disgelante e su superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia e al gelo e superfici non verticali non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.

**XF3** si riferisce ad un ambiente con elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante e su superfici orizzontali, in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, a frequenti bagnature ed esposti al gelo.

Nella tabella 4.1.IV delle NTC sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientali e al tipo di armatura.

Le opere in oggetto vengono classificate nel gruppo b, in condizioni ambientali aggressive con armatura poco sensibile.

Pertanto il limite dell'apertura delle fessure è di 0,2 mm con combinazione delle azioni quasi permanente.

## **3.2. STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA**

### **3.2.1 GRIGLIATI**

I grigliati sono in acciaio S235JR conforme alle norme UNI EN 10025, le cui caratteristiche, utilizzate in sede di progettazione e verifica, sono riportate in Tabella 2.

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	=	235	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk}$	=	360	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s$	=	210000	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale	$G$	=	80769	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu$	=	0,3	
Peso di volume	$\gamma$	=	7.850	Kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	$\gamma_{M0}$	=	1,05	
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	$\gamma_{M1}$	=	1,05	

**Tabella 2**

### 3.2.2 STRUTTURE PORTANTI DELLE PASSERELLE E DEI PARAPETTI

Per la realizzazione della struttura portante delle passerelle e per i parapetti (travi IPE e HE, profilati cavi, piastre, ecc.) si utilizza l'acciaio S355JR, conforme alle norme UNI EN 10025, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 3.

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	=	355	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk}$	=	510	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s$	=	210000	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale	$G$	=	80769	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu$	=	0,3	
Peso di volume	$\gamma$	=	7.850	Kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	$\gamma_{M0}$	=	1,05	
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	$\gamma_{M1}$	=	1,05	

**Tabella 3**

### 3.2.3 BULLONI

Per le unioni bullonate verranno utilizzati bulloni ad alta resistenza, classe 8.8 (Tabella 4).

Tensione di snervamento	$f_{yb}$	=	649	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	$f_{tb}$	=	800	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni	$\gamma_{M2}$	=	1,25	

**Tabella 4**

### 3.2.4 TUBOLARI PER MICROPALI

L'armatura tubolare dei micropali dovrà essere in acciaio S355JR, conforme alle norme UNI EN 10025, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 5.

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	=	355	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk}$	=	510	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s$	=	210000	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale	$G$	=	80769	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu$	=	0,3	
Peso di volume	$\gamma$	=	7.850	Kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	$\gamma_{M0}$	=	1,05	
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	$\gamma_{M1}$	=	1,05	

**Tabella 5**

#### 4. CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali previste dalle NTC. Esse sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento, definite in funzione della classe strutturale (IV nel caso in esame) e della vita utile (100 anni nel caso in esame). Si ha pertanto un periodo di riferimento dell'azione sismica pari a  $V_R = 200$  anni.

E' conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{V_R}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{V_R})$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in funzione della località dove è ubicata l'opera: Ceppo Morelli.

L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in g/10;  $F_0$  è adimensionale,  $T_C^*$  è espresso in secondi.

Per le verifiche riportate nella seguente relazione si è considerato lo stato limite ultimo di "Prevenzione collasso", caratterizzato dai massimi parametri sismici:

Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_C^*$ [s]
Operatività	120	0,047	2,485	0,249
Danno	201	0,059	2,504	0,273
Salvaguardia vita	1898	0,115	2,662	0,322
Prevenzione collasso	2475	0,128	2,668	0,326

Tabella 6

## 5. MURO DI VALLE DELLO SCARICO DI SUPERFICIE ESISTENTE

### 5.1. PREMESSE

Il progetto prevede la demolizione della passerella pedonale esistente in calcestruzzo armato presente lungo lo sfioratore e delle pile che la sostengono, fondate nella soglia sfiorante dello scarico.

Per fronteggiare l'innalzamento del livello di massimo invaso, verrà eseguito un sovralzato del muro di valle dello scarico; sopra di esso verrà realizzato il nuovo percorso pedonale, che consentirà l'accesso allo sbarramento, e che sarà costituito per i primi 43 m dalla testa del muro a 785,50 m s.m. e per il successivo tratto da una passerella metallica sostenuta da pile in calcestruzzo armato.

In Figura 1 è riportato il profilo longitudinale del muro di valle in cui è indicata la numerazione delle sezioni trasversali, il profilo dell'acqua in condizioni di massimo invaso di progetto (784,50 m s.m.), ricavato dalle prove su modello idraulico e il profilo della roccia ricavato dai sondaggi.

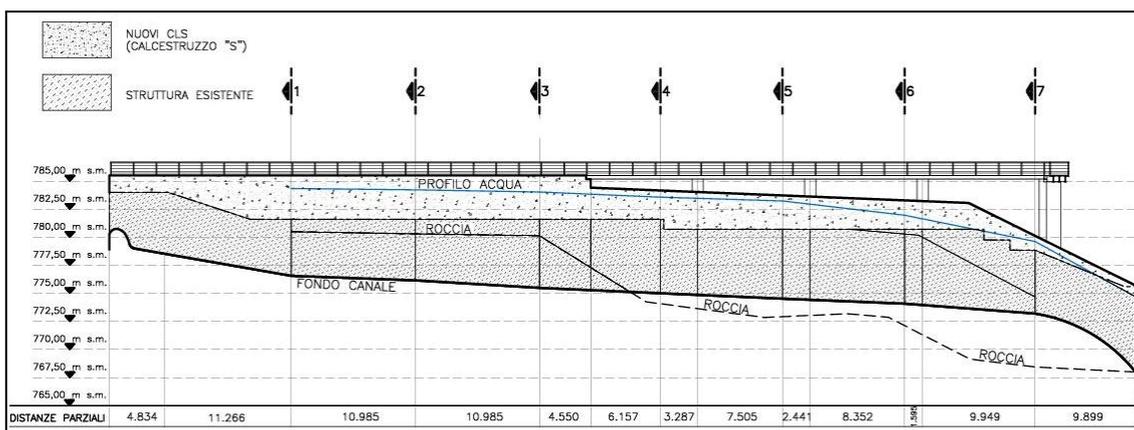


Figura 1 - Profilo longitudinale del muro di valle dello sfioratore

Le fondazioni del sovralzato del muro poggiano su roccia, tranne che a valle della sezione 6, dove il piano della roccia si approfondisce molto; in questa zona è previsto di eseguire micropali.

Dato che l'esercizio ordinario (non in concomitanza di piene) di questo scarico di superficie lo prevede vuoto, nel seguito vengono verificati i muri in esame nelle seguenti due condizioni:

- Condizione eccezionale (massima piena): sui muri agisce la spinta dell'acqua nel canale. Non si considera, a favore di sicurezza, la spinta del terreno di rinfianco.
- Condizione sismica: sui muri agisce la spinta (statica e sismica) del terreno di rinfianco e le azioni sismiche sulla massa della struttura, con sisma ipotizzato agente nella stessa direzione della spinta del terreno.

Nel seguito si riportano le verifiche statiche delle tre sezioni più gravose: la sezione 3, la sezione 6 e la sezione 7.

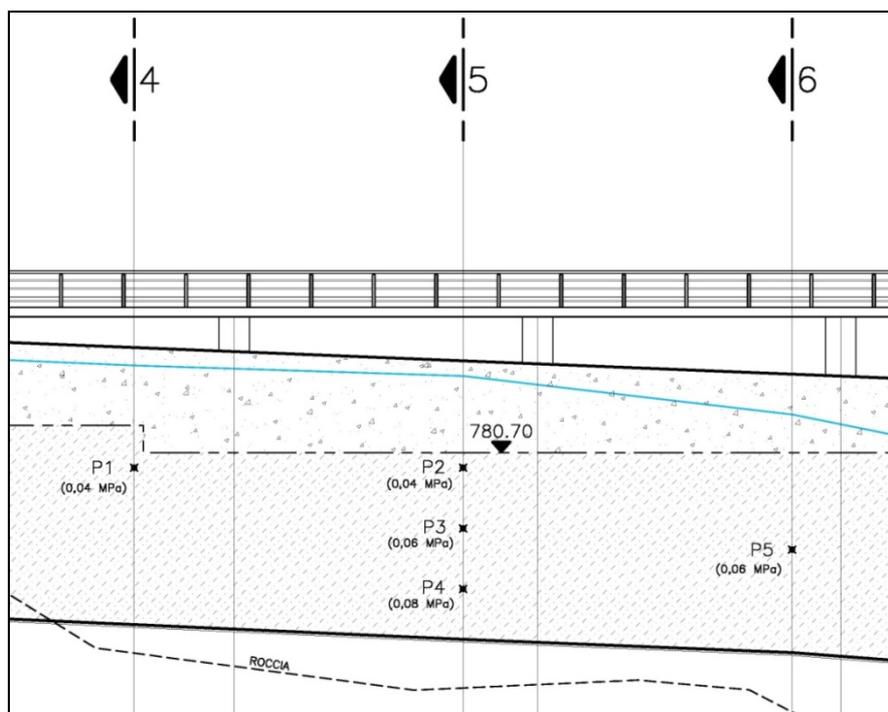
## 5.2. ANALISI DEI CARICHI

### 5.2.1 PESO PROPRIO

Al muro esistente, costituito di pietrame e malta, è stato attribuito un peso di volume di  $20 \text{ kN/m}^3$ , mentre ai nuovi calcestruzzi armati del sovralzato un peso di volume di  $24 \text{ kN/m}^3$ .

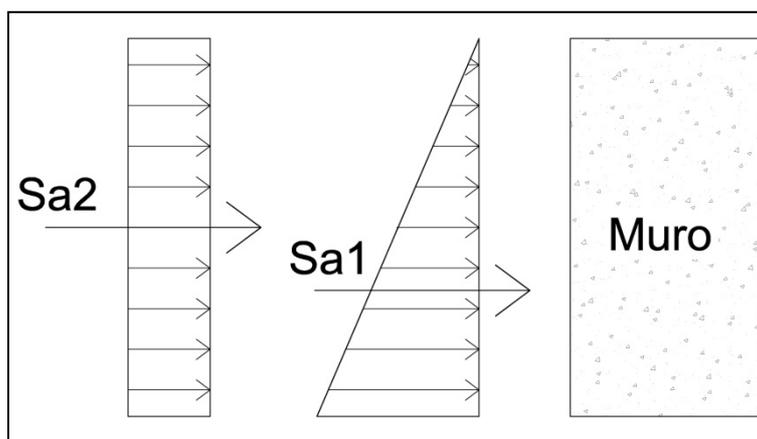
### 5.2.2 SPINTA DELL'ACQUA

Per quanto riguarda la spinta dell'acqua, durante le prove su modello idraulico (v. Relazione Finale agosto 2008 allegata al Progetto Preliminare di Adeguamento) sono state misurate, tramite celle di pressione, le massime sollecitazioni dovute agli effetti idrostatici ed idrodinamici nelle sezioni ritenute più gravose. In Figura 2 è riportato un ingrandimento della Figura 1, in cui si può vedere l'ubicazione di queste celle di pressione e il massimo valore di pressione misurato in condizioni di massimo invaso di progetto (784,50 m s.m.).



**Figura 2** – Dettaglio del profilo longitudinale del muro di valle con ubicazione delle celle di pressione

Il massimo incremento di pressione rispetto all'idrostatica risulta mediamente di  $10 \text{ kN/m}^2$ . Pertanto, come indicato in Figura 3, nelle verifiche delle sezioni è stata aggiunta questa sovrappressione dell'acqua sul muro (Sa2), assunta costante lungo la sua altezza, che va a sommarsi a quella idrostatica (Sa1).



**Figura 3** – Schema spinte sul muro di valle dello sfioratore

Nelle verifiche sono stati considerati i battenti idrici in condizioni di massimo invaso, ricavati dalle ultime prove su modello idraulico.

### 5.2.3 AZIONI SISMICHE

La classificazione sismica del Comune di Ceppo Morelli ed i parametri di pericolosità sismica della zona della diga sono riportati nel §4.

Le azioni sismiche vengono introdotte in modo pseudo-statico, con i seguenti coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$ :

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

$a_{max}$  = accelerazione massima attesa al sito

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido = 0,128 g  
(corrispondente a SLC)

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

$S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica

Nel caso in esame si ha una categoria di sottosuolo A, e un coefficiente topografico  $S_T = 1$ , pertanto si ha:

$$S_s = 1$$

$$\beta_m = 0,29$$

$$a_{max} = 0,128 \text{ g}$$

e quindi:

$$k_h = 0,037$$

$$k_v = \pm 0,019$$

Tramite questi coefficienti sono state ricavate le sollecitazioni sismiche sulle strutture, in

particolare:

$T_{\text{sismica}} = \text{azione orizzontale diretta verso l'interno del canale (direzione più sfavorevole)} = \text{Peso delle strutture} \cdot k_h$

$N_{\text{sismica}} = \text{azione verticale} = \pm \text{Peso delle strutture} \cdot k_v$

Azioni sismiche del terreno:

Una volta ultimata l'esecuzione del sovrizzo del muro di valle, esso verrà rinterrato con un rilevato compattato costituito dalle risulite degli scavi di fondazione.

Le azioni di questo rilevato, a favore di sicurezza, non sono state considerate nelle verifiche statiche delle strutture in quanto il suo effetto in concomitanza della spinta dell'acqua è stabilizzante. La presenza del rilevato compattato è stata invece considerata in concomitanza del sisma.

La spinta attiva del rilevato in condizioni sismiche è stata determinata con la seguente relazione:

$$S_{AE} = 0,5 \cdot \gamma_t \cdot (1 - k_v) \cdot K_{AE} \cdot H^2$$

dove:

$\gamma_t = \text{peso di volume del terreno} = 18 \text{ KN/m}^3$

$H = \text{altezza del muro soggetto alla spinta del terreno}$

$K_{AE} = \text{coefficiente di spinte attiva del terreno (statica + dinamica):}$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

dove:

$\phi = \text{angolo di attrito interno della roccia} = 38^\circ$

$\beta = \text{inclinazione del paramento interno del muro rispetto all'orizzontale} = 7^\circ$

$\delta = \text{angolo di attrito terra-muro} = 19^\circ$

$i = \text{inclinazione della superficie limite del rilevato} = 0^\circ$

$\theta = \text{inclinazione della risultante della forza peso e delle forze d'inerzia agenti sul cuneo, fornita dall'espressione:}$

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Come indicato nello schema di Figura 4.

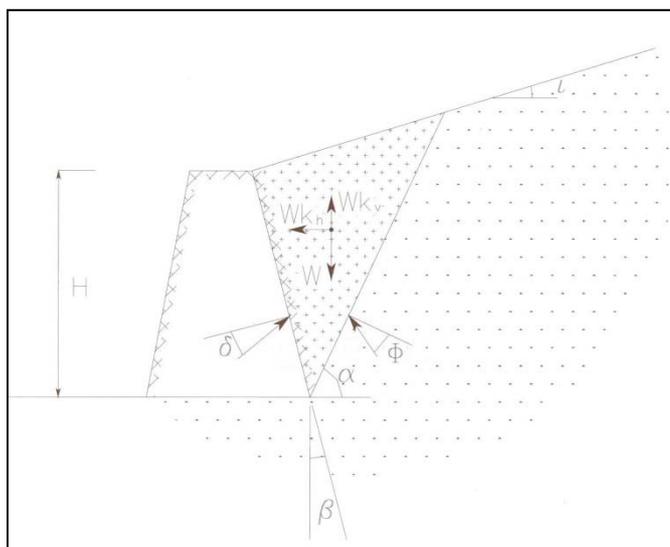


Figura 4 - Schema per il calcolo della spinta sismica del terreno

Si ottiene quindi:

per sisma diretto verso il basso (quindi con  $\tan \theta = \frac{k_h}{1+k_v}$ ):  $K_{AE} = 0,30436$

per sisma diretto verso l'alto (quindi con  $\tan \theta = \frac{k_h}{1-k_v}$ ):  $K_{AE} = 0,30437$

### 5.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli stati limite ultimi dei muri presi in esame si riferiscono (v. § 6.5.3.1 NTC e Circolare):

- allo sviluppo di meccanismi di collasso;
- al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Gli stati limite ultimi per lo sviluppo di meccanismi di collasso riguardano lo scorrimento sul piano di posa (GEO) (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare).

Lo stato limite di ribaltamento invece, deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare).

Per quanto riguarda gli stati limite di raggiungimento della resistenza nella roccia di fondazione e negli elementi strutturali si considera lo stato limite di resistenza della struttura (STR).

#### 5.3.1 APPROCCI DI CALCOLO

Le verifiche verranno condotte, in analogia a quelle per muri di sostegno, secondo l'“Approccio 1” utilizzando i coefficienti parziali per i parametri geotecnici e le azioni (Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC 2008) e per le resistenze (Tabella 6.5.I delle NTC 2008) (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare).

In particolare per l'Approccio 1 sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

### Approccio 1

- Combinazione 1: A1 + M1 + R1
- Combinazione 2: A2 + M2 + R2

Di seguito si riportano le tabelle delle NTC 2008 riferite ai coefficienti parziali delle azioni A, dei parametri geotecnici M e delle resistenze R.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

**Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Pertanto:

- la verifica a scorrimento viene effettuata con i coefficienti definiti secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare):  
A2 + M2 + R2
- lo stato limite di ribaltamento viene trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando i coefficienti del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare):  
EQU + M2 + R1
- le verifiche delle sollecitazioni vengono effettuate secondo l'Approccio 1 Combinazione 1  
A1 + M1 + R1

che è l'approccio individuato da § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare per le verifiche di resistenza negli elementi strutturali e che in questo caso risulta più cautelativo rispetto all'Approccio 1 Combinazione 2 (individuato per le verifiche delle sollecitazioni in fondazione).

Le verifiche in condizioni sismiche vengono effettuate attraverso l'analisi pseudo statica, eseguita con l'Approccio 1 (v. C 7.11.6.2 Circolare). Tali verifiche devono inoltre essere condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

Nel caso della verifica a ribaltamento i carichi permanenti favorevoli devono comunque essere considerati con un  $\gamma_{G1} = 0,9$  in quanto, come nel caso statico, lo stato limite a ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU v. §6.5.3.1.1 NTC 2008).

### 5.3.2 COMBINAZIONI DI CARICO

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

1. Combinazione eccezionale:

$$\text{(SLU Statico): } \gamma_{G1} P_v + \gamma_{G1} P_n + \gamma_{G2} S_{a1} + \gamma_{G2} S_{a2}$$

2. Combinazione sismica:

$$\text{(SLU Sisma): } E + P_v + P_n + P_{\text{terra}}$$

Nelle espressioni precedenti:

$P_v$  e  $P_n$  sono i pesi propri delle porzioni vecchie e nuove dei muri

$S_{a1}$  e  $S_{a2}$  è la spinta dell'acqua

$E$  è l'azione sismica della massa della struttura

$P_{\text{terra}}$  è la spinta statica e sismica del terreno di rinfianco

L'azione sismica orizzontale è diretta verso l'interno del canale (condizione più sfavorevole), mentre quella verticale ha verso uguale all'accelerazione di gravità per le combinazioni SLU Sisma + e verso opposto per le SLU Sisma -.

Per la sola sezione 7 non si riportano nel seguito le verifiche della sola "combinazione eccezionale" (SLU Statico) in quanto l'assenza del rilevato a valle (v. successiva Figura 7) rende non significative le verifiche in condizioni sismiche.

### 5.4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano nella Figura 5, Figura 6 Figura 7 rispettivamente le sezioni 3, 6 e 7, con indicate le sezioni (3a, 3b, 6a, 6b e 7) lungo cui sono state eseguite le verifiche delle sollecitazioni in fondazione, al ribaltamento e allo scorrimento; nelle sezioni è anche indicato il massimo livello raggiunto dalla corrente in condizioni di massimo invaso.

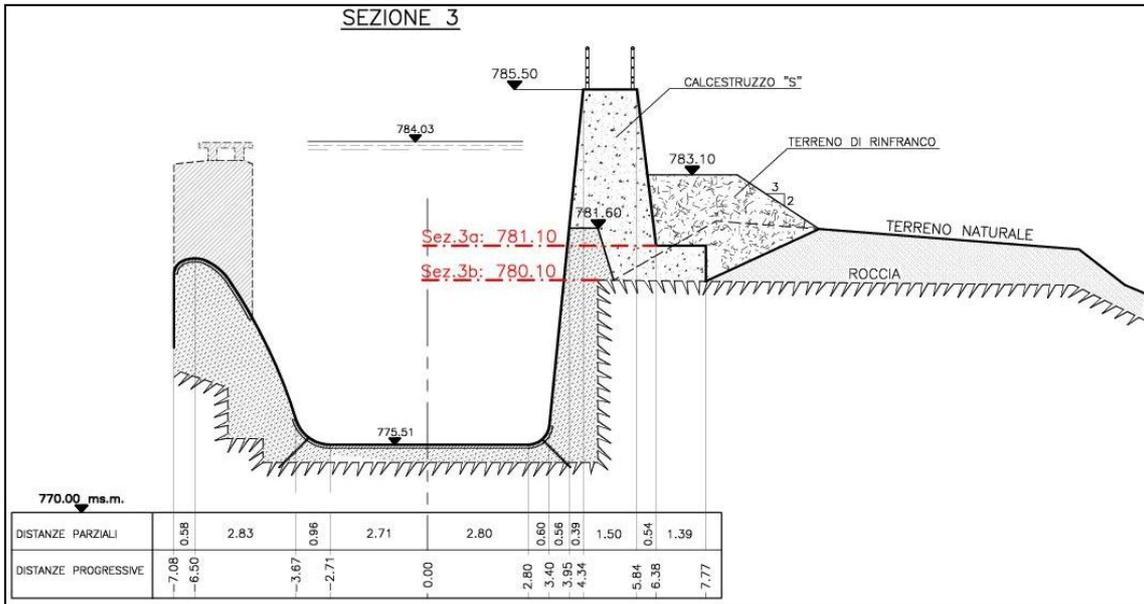


Figura 5 – Sezione 5 del muro di valle dello sfioratore in sponda sinistra

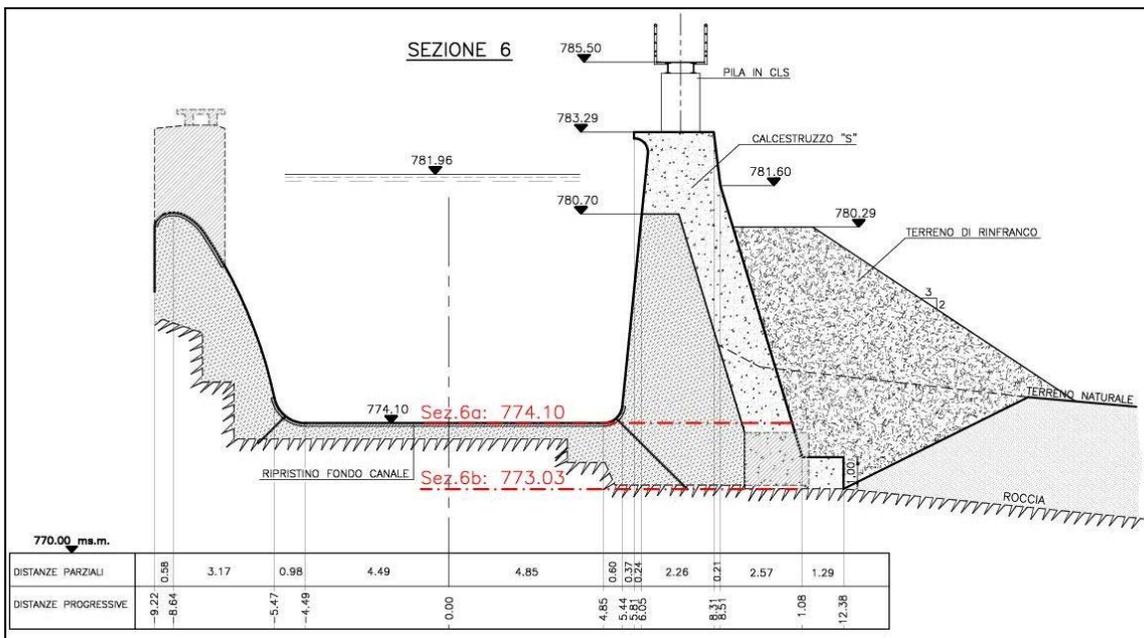
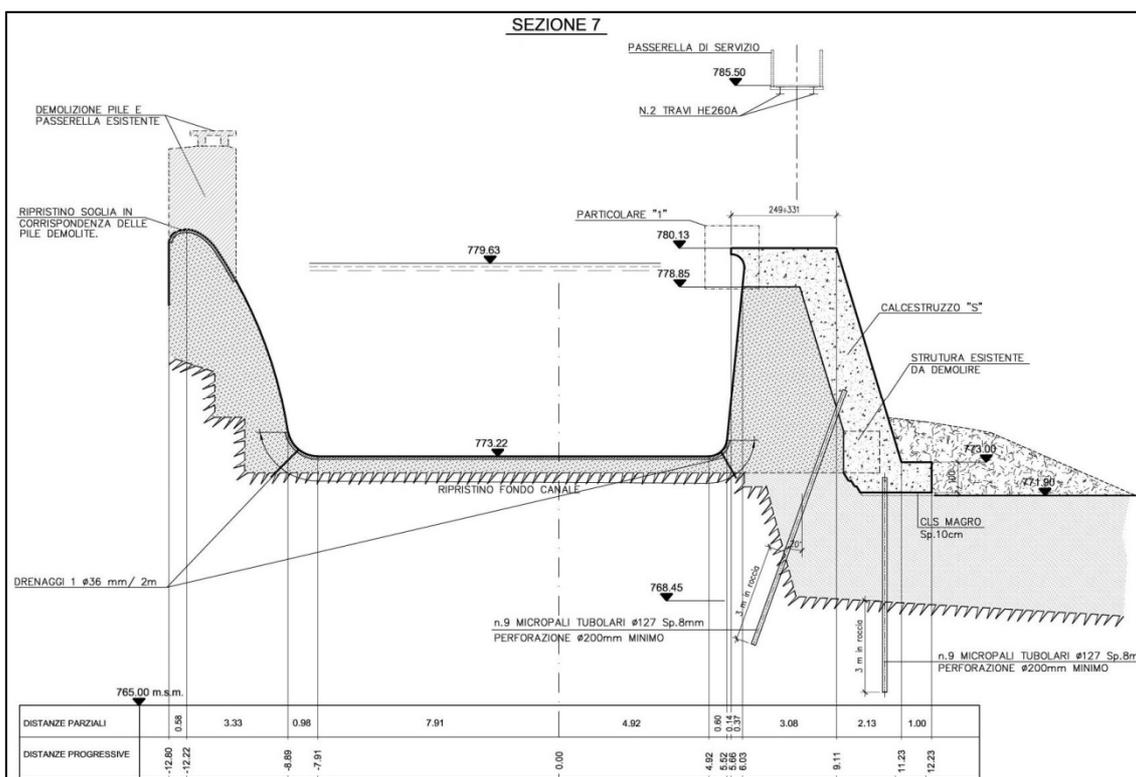


Figura 6 – Sezione 6 del muro di valle dello sfioratore in sponda sinistra



**Figura 7 – Sezione 7 del muro di valle dello sfioratore in sponda sinistra**

Di seguito vengono riportate le caratteristiche geometriche delle sezioni in esame:

Dati sezione n°3a		
quota sezione 3a	781,10	m s.m.
quota testa muro vecchio	781,60	m s.m.
quota testa muro nuovo	785,50	m s.m.
quota acqua	784,03	m s.m.
h muro vecchio	0,50	m
h muro nuovo	4,40	m
area muro vecchio	0,45	m <sup>2</sup>
peso volume muro vecchio	21,00	kN/m <sup>3</sup>
area muro nuovo	8,30	m <sup>2</sup>
peso volume muro nuovo	24,00	kN/m <sup>3</sup>
larghezza base sezione	2,48	m
h acqua	2,93	m
φ' roccia/calcestruzzo	45	°
α muro monte	5,71	°
h rinterro	2,00	m
φ terreno	38,00	°
area terreno sopra ciabatta	0,00	m <sup>2</sup>
peso volume terreno sopra ciabatta	18,00	kN/m <sup>3</sup>
α muro valle	7,00	°

Dati sezione n°3b		
quota sezione 3b	780,10	m s.m.
quota testa muro vecchio	781,60	m s.m.
quota testa muro nuovo	785,50	m s.m.
quota acqua	784,03	m s.m.
h muro vecchio	1,50	m
h muro nuovo	5,40	m
area muro vecchio	1,65	m <sup>2</sup>
peso volume muro vecchio	21,00	kN/m <sup>3</sup>
area muro nuovo	11,01	m <sup>2</sup>
peso volume muro nuovo	24,00	kN/m <sup>3</sup>
larghezza base sezione	3,96	m
h acqua	3,93	m
φ' roccia/calcestruzzo	45	°
α muro monte	5,71	°
h rinterro	3,00	m
φ terreno	38,00	°
area terreno sopra ciabatta	3,02	m <sup>2</sup>
peso volume terreno sopra ciabatta	18,00	kN/m <sup>3</sup>
α muro valle	7,00	°

Dati sezione n°6a		
quota sezione 6a	774,10	m s.m.
quota testa muro vecchio	780,70	m s.m.
quota testa muro nuovo	783,29	m s.m.
quota acqua	781,96	m s.m.
h muro vecchio	6,60	m
h muro nuovo	9,19	m
area muro vecchio	16,43	m <sup>2</sup>
peso volume muro vecchio	21,00	kN/m <sup>3</sup>
area muro nuovo	16,52	m <sup>2</sup>
peso volume muro nuovo	24,00	kN/m <sup>3</sup>
larghezza base sezione	5,38	m
h acqua	7,86	m
$\phi'$ roccia/calcestruzzo	45	°
$\alpha$ muro monte	5,71	°
h rinterro	6,19	m
$\phi$ terreno	38,00	°
area terreno sopra ciabatta	0,00	m <sup>2</sup>
peso volume terreno sopra ciabatta	18,00	kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$ muro valle	7,00	°

Dati sezione n°6b		
quota sezione 6b	772,03	m s.m.
quota testa muro vecchio	780,70	m s.m.
quota testa muro nuovo	783,29	m s.m.
quota acqua	781,96	m s.m.
h muro vecchio	8,67	m
h muro nuovo	11,26	m
area muro vecchio	24,63	m <sup>2</sup>
peso volume muro vecchio	21,00	kN/m <sup>3</sup>
area muro nuovo	21,40	m <sup>2</sup>
peso volume muro nuovo	24,00	kN/m <sup>3</sup>
larghezza base sezione	7,19	m
h acqua	9,93	m
$\phi'$ roccia/calcestruzzo	45	°
$\alpha$ muro monte	5,71	°
h rinterro	8,26	m
$\phi$ terreno	38,00	°
area terreno sopra ciabatta	16,97	m <sup>2</sup>
peso volume terreno sopra ciabatta	18,00	kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$ muro valle	7,00	°

Dati sezione n°7		
quota sezione 7	772,65	m s.m.
quota testa muro vecchio	778,85	m s.m.
quota testa muro nuovo	780,13	m s.m.
quota acqua	779,63	m s.m.
h muro vecchio	6,20	m
h muro nuovo	7,48	m
area muro vecchio	18,88	m <sup>2</sup>
peso volume muro vecchio	21,00	kN/m <sup>3</sup>
area muro nuovo	14,31	m <sup>2</sup>
peso volume muro nuovo	24,00	kN/m <sup>3</sup>
larghezza base sezione	5,72	m
h acqua	6,41	m
$\phi'$ terreno/calcestruzzo	35	°
$\alpha$ muro monte	5,71	°
$\alpha$ muro valle	16,70	°

## 5.5. CARICHI AGENTI

I valori caratteristici dei carichi agenti sulle sezioni sono riportate nelle seguenti tabelle:

Carichi sezione n°3a (valori caratteristici)		
peso muro vecchio ( $P_v$ )	9,45	kN
peso muro nuovo ( $P_n$ )	199,20	kN
spinta idrostatica ( $S_{a1}$ )	42,92	kN
spinta idrodinamica ( $S_{a2}$ )	29,30	kN
Sisma muro vecchio ( $E_{pv}$ )	0,18	kN
Sisma muro nuovo ( $E_{pn}$ )	3,70	kN
Spinta terreno ( $S_t$ )	10,96	kN
Spinta sisma terreno ( $E_{st}$ )	0,20	kN
Spinta terreno sopra ciabatta( $P_t$ )	-	kN
Spinta sisma terreno sopra ciabatta ( $E_{pt}$ )	-	kN

Carichi sezione n°3b (valori caratteristici)		
peso muro vecchio ( $P_v$ )	34,65	kN
peso muro nuovo ( $P_n$ )	264,24	kN
spinta idrostatica ( $S_{a1}$ )	77,22	kN
spinta idrodinamica ( $S_{a2}$ )	39,30	kN
Sisma muro vecchio ( $E_{pv}$ )	0,64	kN
Sisma muro nuovo ( $E_{pn}$ )	4,90	kN
Spinta terreno ( $S_t$ )	24,66	kN
Spinta sisma terreno ( $E_{st}$ )	0,46	kN
Spinta terreno sopra ciabatta( $P_t$ )	54,36	kN
Spinta sisma terreno sopra ciabatta ( $E_{pt}$ )	1,01	kN

Carichi sezione n°6a (valori caratteristici)		
peso muro vecchio ( $P_v$ )	345,03	kN
peso muro nuovo ( $P_n$ )	396,48	kN
spinta idrostatica ( $S_{a1}$ )	308,90	kN
spinta idrodinamica ( $S_{a2}$ )	78,60	kN
Sisma muro vecchio ( $E_{pv}$ )	6,40	kN
Sisma muro nuovo ( $E_{pn}$ )	7,36	kN
Spinta terreno ( $S_t$ )	104,97	kN
Spinta sisma terreno ( $E_{st}$ )	1,95	kN
Spinta terreno sopra ciabatta( $P_t$ )	-	kN
Spinta sisma terreno sopra ciabatta ( $E_{pt}$ )	-	kN

Carichi sezione n°6b (valori caratteristici)		
peso muro vecchio ( $P_v$ )	517,23	kN
peso muro nuovo ( $P_n$ )	513,60	kN
spinta idrostatica ( $S_{a1}$ )	493,02	kN
spinta idrodinamica ( $S_{a2}$ )	99,30	kN
Sisma muro vecchio ( $E_{pv_v}$ )	9,60	kN
Sisma muro nuovo ( $E_{pn_v}$ )	9,53	kN
Spinta terreno ( $S_t$ )	186,92	kN
Spinta sisma terreno ( $E_{st_h}$ )	3,47	kN
Spinta terreno sopra ciabatta( $P_t$ )	305,46	kN
Spinta sisma terreno sopra ciabatta ( $E_{pt}$ )	5,67	kN

Carichi sezione n°7 (valori caratteristici)		
peso muro vecchio ( $P_v$ )	396,48	kN
peso muro nuovo ( $P_n$ )	343,44	kN
spinta idrostatica ( $S_{a1}$ )	205,44	kN
spinta idrodinamica ( $S_{a2}$ )	64,10	kN

## 5.6. VERIFICHE

In riferimento a quanto definito nel §5.3 in seguito vengono riportate le verifiche a scorrimento ed a ribaltamento, e le sollecitazioni in fondazione per le sezioni 3 e 6, prese in esame.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione (§2.3 e §6.2.3.1 delle NTC 2008):

$$R_d \geq E_d$$

dove:

$R_d = R^* \gamma_R$  = resistenza di progetto del sistema geotecnico dipendente dal coefficiente parziale  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza di sistema;

$E_d = E^* \gamma_E$  = valore di progetto dell'effetto delle azioni.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di coefficienti parziali ( $\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_{\phi}$ ,  $\gamma_{R_i}$ ), come già descritto al §5.3.1.

Per le seguenti verifiche, in particolare, si farà riferimento al § 6.5.3.1.1 delle NTC 2008.

La sezione 7 viene dapprima (§§ 5.6.1, 5.6.2 e 5.6.3) verificata senza tenere in conto dei micropali di fondazione; successivamente, si riportano le verifiche considerando anche i micropali previsti.

### 5.6.1 VERIFICA A SCORRIMENTO

Per le verifiche a scorrimento si sono scomposte le forze nelle componenti parallele e perpendicolari alle sezioni e si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\begin{array}{llll} \text{SLU Statico:} & \gamma_{G1} = 1,00 & \gamma_{G2} = 1,30 & \gamma_{\phi'} = 1,25 & \gamma_R = 1,00 \\ \text{SLU Sisma:} & \gamma_{G1} = 1,00 & \gamma_{G2} = 1,00 & \gamma_{\phi'} = 1,25 & \gamma_R = 1,00 \end{array}$$

Si è pertanto ottenuto:

		Sezione n°3a [kN]	R> $\gamma_R^*E_d$
SLU statico		174.39	OK
	$\gamma_R^*E_d$	93.43	
SLU Sisma +	$R_d$	170.02	OK
	$\gamma_R^*E_d$	18.82	
SLU Sisma -	$R_d$	163.82	OK
	$\gamma_R^*E_d$	18.42	

		Sezione n°3b [kN]	R> $\gamma_R^*E_d$
SLU statico	$R_d$	251.17	OK
	$\gamma_R^*E_d$	150.73	
SLU Sisma +	$R_d$	287.85	OK
	$\gamma_R^*E_d$	36.02	
SLU Sisma -	$R_d$	277.35	OK
	$\gamma_R^*E_d$	35.11	

		Sezione n°6a [kN]	R> $\gamma_R^*E_d$
SLU statico	$R_d$	633.30	OK
	$\gamma_R^*E_d$	501.25	
SLU Sisma +	$R_d$	604.22	OK
	$\gamma_R^*E_d$	133.65	
SLU Sisma -	$R_d$	582.20	OK
	$\gamma_R^*E_d$	129.78	

		Sezione n°6b [kN]	R> $\gamma_R^*E_d$
SLU statico	$R_d$	885.95	OK
	$\gamma_R^*E_d$	766.20	
SLU Sisma +	$R_d$	1088.87	OK
	$\gamma_R^*E_d$	227.23	
SLU Sisma -	$R_d$	1049.19	OK
	$\gamma_R^*E_d$	220.35	

		Sezione n°7 [kN]	R> $\gamma_R^*E_d$
SLU statico	$R_d$	434.01	OK
	$\gamma_R^*E_d$	348.66	

In tutti i casi analizzati i valori di progetto delle azioni risultano molto minori dei valori di progetto delle resistenze. Le verifiche a scorrimento sono pertanto tutte ampiamente soddisfatte.

### 5.6.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si sono calcolati i momenti delle forze rispetto al punto di rotazione posto per la condizione statica a monte del muro verso il reinterro, mentre per la condizione sismica a valle verso il bacino. I coefficienti parziali sono:

$$\begin{array}{llll} \text{SLU Statico:} & \gamma_{G1} = 0,90 & \gamma_{G2} = 1,50 & \gamma_{\phi'} = 1,25 & \gamma_R = 1,00 \\ \text{SLU Sisma:} & \gamma_{G1} = 0,90 & \gamma_{G2} = 1,00 & \gamma_{\phi'} = 1,25 & \gamma_R = 1,00 \end{array}$$

Si sono pertanto ottenuti i seguenti valori:

		Sezione n°3a [kNm]	R> $\gamma_R^*E_d$
SLU statico	$R_d$	208.96	OK
	$\gamma_R^*E_d$	126.64	
SLU Sisma +	$R_d$	185.86	OK
	$\gamma_R^*E_d$	21.61	
SLU Sisma -	$R_d$	179.09	OK
	$\gamma_R^*E_d$	21.34	

		Sezione n°3b [kNm]	R> $\gamma_R^*E_d$
SLU statico	$R_d$	573.62	OK
	$\gamma_R^*E_d$	266.26	
SLU Sisma +	$R_d$	479.88	OK
	$\gamma_R^*E_d$	47.52	
SLU Sisma -	$R_d$	462.39	OK
	$\gamma_R^*E_d$	46.61	

		Sezione n°6a [kNm]	R> $\gamma_R^*E_d$
SLU statico	$R_d$	1854.73	OK
	$\gamma_R^*E_d$	1668.99	
SLU Sisma +	$R_d$	1276.39	OK
	$\gamma_R^*E_d$	315.95	
SLU Sisma -	$R_d$	1229.87	OK
	$\gamma_R^*E_d$	307.99	

		Sezione n°6b [kNm]	R> $\gamma_R^*E_d$
SLU statico	$R_d$	3743.65	OK
	$\gamma_R^*E_d$	3171.59	
SLU Sisma +	$R_d$	3590.47	OK
	$\gamma_R^*E_d$	678.24	
SLU Sisma -	$R_d$	3459.62	OK
	$\gamma_R^*E_d$	659.29	

		Sezione n°7 [kNm]	R> $\gamma_R^*E_d$
SLU statico	$R_d$	2304.00	OK
	$\gamma_R^*E_d$	961.80	

In tutti i casi analizzati, i valori di progetto delle azioni risultano molto minori dei valori di progetto delle resistenze. Pertanto le verifiche a ribaltamento sono tutte ampiamente soddisfatte.

### 5.6.3 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

Si sono considerati il momento resistente, il momento sollecitante e la risultante delle forze verticali. Essendo  $u$  la distanza del centro di sollecitazione rispetto al lembo di valle per la fondazione di lunghezza  $B$ , è possibile determinare l'eccentricità:

- se  $e < B/6$ : il centro di pressione risulta interno al nocciolo d'inerzia e tutta la sezione risulta compressa.
- se  $B/6 < e < B/2$ : il centro di pressione risulta esterno al nocciolo d'inerzia, quindi l'asse neutro taglia la sezione parzializzandola. La distanza a cui è posto l'asse neutro rispetto al lembo di valle è definito come  $t$ .

Le combinazioni dei coefficienti parziali presi in esame sono:

$$\begin{array}{llll} \text{SLU STATICO:} & \gamma_{G1} = 1 & \gamma_{G2} = 1,5 & \gamma_{\phi'} = 1,25 & \gamma_R = 1 \\ \text{SLU SISMA:} & \gamma_{G1} = 1 & \gamma_{G2} = 2 & \gamma_{\phi'} = 1,25 & \gamma_R = 1 \end{array}$$

Di seguito sono riportati i risultati per le due sezioni. Nei casi in cui gli sforzi risultino negativi, la sezione viene calcolata come non reagente a trazione e viene inoltre calcolata la lunghezza di sezione soggetta a compressione.

Sezione n°3a SLU Statico		
M resistente	287,39	kNm
M sollecitante	126,64	kNm
V forze verticali	219,43	kN
u	0,73	m
e	0,51	m
B/6	0,41	m
B/2	1,24	m
Fuori dal nocciolo d'inerzia $B/6 < E < B/2$		
$\sigma_{max}$	0,197	MPa
$\sigma_{min}$	-0,02	MPa
<u>Sezione non reagente a trazione</u>		
$\sigma_{max}$	0,200	MPa
Lc	2,198	m

Sezione n°3b SLU Statico		
M resistente	789,34	kNm
M sollecitante	266,26	kNm
V forze verticali	316,28	kN
u	1,65	m
e	0,33	m
B/6	0,66	m
B/2	1,98	m
Dentro il nocciolo d'inerzia $e < B/6$		
$\sigma_{max}$	0,12	MPa
$\sigma_{min}$	0,04	MPa

Sezione n°3a SLU Sisma +		
M resistente	258,15	kNm
M sollecitante	23,18	kNm
V forze verticali	212,52	kN
u	1,11	m
e	0,13	m
B/6	0,41	m
B/2	1,24	m
Dentro il nocciolo d'inerzia $e < B/6$		
$\sigma_{max}$	0,11	MPa
$\sigma_{min}$	0,06	MPa

Sezione n°3b SLU Sisma +		
M resistente	469,01	kNm
M sollecitante	50,03	kNm
V forze verticali	304,44	kN
u	1,38	m
e	0,60	m
B/6	0,66	m
B/2	1,98	m
Dentro il nocciolo d'inerzia $e < B/6$		
$\sigma_{max}$	0,15	MPa
$\sigma_{min}$	0,01	MPa

Sezione n°3a SLU Sisma -		
M resistente	248,74	kNm
M sollecitante	22,91	kNm
V forze verticali	204,78	kN
u	1,10	m
e	0,14	m
B/6	0,41	m
B/2	1,24	m
Dentro il nocciolo d'inerzia $e < B/6$		
$\sigma_{max}$	0,11	MPa
$\sigma_{min}$	0,06	MPa

Sezione n°3b SLU Sisma -		
M resistente	623,18	kNm
M sollecitante	49,12	kNm
V forze verticali	346,69	kN
u	1,66	m
e	0,32	m
B/6	0,66	m
B/2	1,98	m
Dentro il nocciolo d'inerzia $e < B/6$		
$\sigma_{max}$	0,13	MPa
$\sigma_{min}$	0,04	MPa

<b>Sezione n°6a SLU Statico</b>		
M resistente	2543,31	kNm
M sollecitante	1668,99	kNm
V forze verticali	799,34	kN
u	1,09	m
e	1,60	m
B/6	0,90	m
B/2	2,69	m
Fuori dal nocciolo d'inerzia $B/6 < E < B/2$		
$\sigma_{max}$	0,41	MPa
$\sigma_{min}$	-0,12	MPa
<u>Sezione non reagente a trazione</u>		
$\sigma_{max}$	0,49	MPa
Lc	3,28	m

<b>Sezione n°6a SLU Sisma +</b>		
M resistente	1772,76	kNm
M sollecitante	326,76	kNm
V forze verticali	755,27	kN
u	1,91	m
e	0,78	m
B/6	0,90	m
B/2	2,69	m
Dentro il nocciolo d'inerzia $e < B/6$		
$\sigma_{max}$	0,26	MPa
$\sigma_{min}$	0,02	MPa

<b>Sezione n°6b SLU Statico</b>		
M resistente	5132,41	kNm
M sollecitante	3171,59	kNm
V forze verticali	1119,23	kN
u	1,75	m
e	1,84	m
B/6	1,20	m
B/2	3,60	m
Fuori dal nocciolo d'inerzia $B/6 < E < B/2$		
$\sigma_{max}$	0,40	MPa
$\sigma_{min}$	-0,08	MPa
<u>Sezione non reagente a trazione</u>		
$\sigma_{max}$	0,43	MPa
Lc	5,26	m

<b>Sezione n°6b SLU Sisma +</b>		
M resistente	2947,14	kNm
M sollecitante	695,79	kNm
V forze verticali	1049,96	kN
u	2,14	m
e	1,45	m
B/6	1,20	m
B/2	3,60	m
Fuori dal nocciolo d'inerzia $B/6 < E < B/2$		
$\sigma_{max}$	0,32	MPa
$\sigma_{min}$	-0,03	MPa
<u>Sezione non reagente a trazione</u>		
$\sigma_{max}$	0,33	MPa
Lc	6,43	m

Sezione n°6a SLU Sisma -		
M resistente	1708,16	kNm
M sollecitante	318,80	kNm
V forze verticali	727,75	kN
u	1,91	m
e	0,78	m
B/6	0,90	m
B/2	2,69	m
Dentro il nocciolo d'inerzia	e < B/6	
$\sigma_{max}$	0,25	MPa
$\sigma_{min}$	0,02	MPa

Sezione n°6b SLU Sisma -		
M resistente	2839,74	kNm
M sollecitante	676,84	kNm
V forze verticali	1011,70	kN
u	2,14	m
e	1,46	m
B/6	1,20	m
B/2	3,60	m
Fuori dal nocciolo d'inerzia	B/6 < e < B/2	
$\sigma_{max}$	0,31	MPa
$\sigma_{min}$	-0,03	MPa
<u>Sezione non reagente a trazione</u>		
$\sigma_{max}$	0,32	MPa
Lc	6,41	m

Sezione n°7 SLU Statico		
M resistente	2535,50	kNm
M sollecitante	961,80	kNm
V forze verticali	780,15	kN
u	2,02	m
e	0,84	m
B/6	0,95	m
B/2	2,86	m
Dentro il nocciolo d'inerzia	e < B/6	0
$\sigma_{max}$	0,26	MPa
$\sigma_{min}$	0,02	MPa

I valori di sollecitazione ottenuti sono tutti bassi e dunque ampiamente accettabili.

#### 5.6.4 VERIFICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE DELLA SEZIONE 7

La sezione 7 presenta due file di micropali di fondazione con le seguenti caratteristiche:

- armatura tubolare:  $\varnothing 127$  mm, spessore 8 mm
- diametro perforazione minimo:  $\varnothing 200$  mm
- interasse: 1 m
- lunghezza minima ancoraggio in roccia: 3 m

quindi:

- area della sezione del solo tubolare in acciaio:  $A = 29,9$  cm<sup>2</sup>
- momento di inerzia del solo tubolare in acciaio:  $J = 532$  cm<sup>4</sup>

Si verifica la sezione di base considerando cautelativamente che tutto il peso della muratura si distribuisca solamente su una porzione di 1 m di larghezza lato monte e sull'armatura tubolare dei micropali; in altre parole, la verifica viene condotta non considerando il terreno presente sotto la fondazione del muro, ma considerando

reagenti a compressione solo una striscia di un metro di roccia e l'armatura dei due micropali.

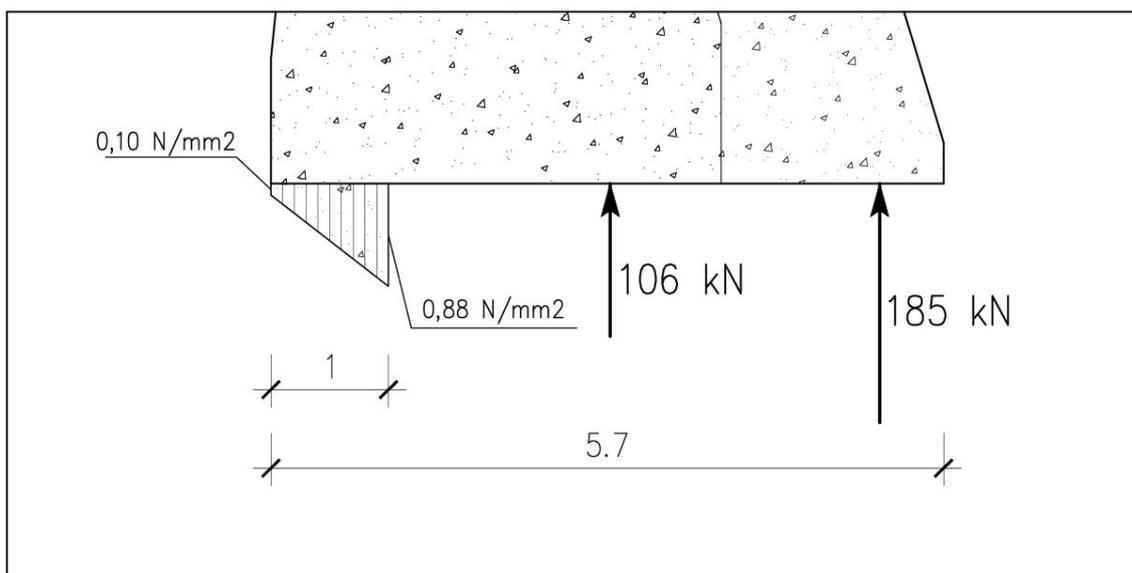
Il momento flettente baricentrico alla sezione e la forza verticale agenti all'SLU sono (v. § 5.6.3):

$$M = 655 \text{ kNm}$$

$$N = 780 \text{ kN}$$

l'eccentricità risultante è di 0,84 m)

La distribuzione delle sollecitazioni dovute a questa coppia M-N, calcolate sulla sezione schematizzata come sopra descritto, sono rappresentate in Figura 8: sulla roccia si ha una sollecitazione massima di compressione di 0,88 MPa e sull'acciaio un'azione assiale massima di 185 kN.



**Figura 8** – Schema della distribuzione delle sollecitazioni alla base della sezione 7

La resistenza all'instabilità nel micropali si calcola, a favore di sicurezza, prescindendo dalla presenza della malta di iniezione (interna ed esterna al tubolare) e del terreno in cui il micropalo è immerso, che fornirebbe una reazione elastica aumentando il carico critico. Lo schema statico è pertanto quello di un'asta compressa, incastrata agli estremi (muratura e roccia) con un'altezza di  $L = 4 \text{ m}$  e quindi una lunghezza di libera inflessione pari a  $l_0 = L/2 = 2 \text{ m}$ .

Con riferimento al § 4.2.3.1 delle NTC relativamente alla classificazione delle sezioni:

$$\varepsilon^2 = 235/355 = 0,66$$

$$d/t/\varepsilon^2 = 127/8/0,66 = 24,0 \leq 50$$

quindi la sezione è in classe 1.

Il raggio d'inerzia è pari a 42 mm e quindi la snellezza risulta:

$$\lambda = l_0 / i = 2000 / 42 = 47,6$$

Il carico critico elastico è:

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l_0 = \pi^2 \times 210 \text{ kN/mm}^2 \times 5.318.010 \text{ mm}^4 / 2.000^2 \text{ mm}^2 = 2.756 \text{ kN}$$

e la snellezza adimensionale è pari a:

$$\bar{\lambda} = (A \times f_{yk} / N_{cr})^{0,5} = (2.991 \text{ cm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 2.756.000 \text{ N})^{0,5} = 0,62$$

Con riferimento al § 4.2.4.1.3.1 delle NTC:

curva di instabilità: a

fattore di imperfezione  $\alpha = 0,21$

$$\Phi = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,736$$

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}] = 0,882$$

In definitiva, la resistenza all'instabilità del tubolare è:

$$N_{b,Rd} = \chi \times A_{eff} \times f_{yk} / \gamma_{M1} = 0,882 \times 2.991 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 892 \text{ kN}$$

che risulta molto maggiore del carico di progetto; considerando anche le ipotesi di calcolo particolarmente cautelative sopra descritte, le verifiche di resistenza dell'armatura tubolare dei micropali sono ampiamente soddisfatte.

Si verifica ora la resistenza dell'ancoraggio in roccia dei tubolari. Come detto, i micropali sono spinti in roccia per una lunghezza minima di 3 m. E' possibile stimare empiricamente, in via approssimata e cautelativa, la resistenza laterale lungo i 3 m di ancoraggio in roccia secondo l'approccio proposto da Bustamante e Doix (1985), riconducibile alla formula:

$$T_e = \pi \times D_s \times L_s \times q_s = \pi \times 200 \text{ mm} \times 1,1 \times 3.000 \text{ mm} \times 0,2 \text{ N/mm}^2 = 415 \text{ kN}$$

dove:

- $L_s$  è la lunghezza di ancoraggio, pari a 3 m;
- $D_s$  è il diametro medio del bulbo, che dipende dal diametro di perforazione  $D_d$  (200 mm), dalla natura e dalle caratteristiche della roccia e dal metodo di iniezione. Il valore del diametro da considerare è dato dal valore di  $D_d$  moltiplicato per un coefficiente  $\alpha$  che nel caso in esame si è considerato pari a 1,1 (cautelativo per una roccia come quella in esame);
- $q_s$  rappresenta l'attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale del bulbo. Il valore di  $q_s$  considerato, pari a 0,2 MPa, rappresenta un limite inferiore per le rocce ed è quindi estremamente cautelativo nel caso in esame.

Anche prescindendo dalla resistenza di punta ed applicando i necessari coefficienti di sicurezza parziali, la sola resistenza laterale del micropalo è maggiore dell'azione assiale sollecitante.

In definitiva, sulla base del calcolo approssimato sopra riportato e visti i modesti carichi in gioco, non sono significative verifiche approfondite della portanza a compressione dei micropali per le verifiche della lunghezza di ancoraggio.

## 6. MURI DELLO SCARICO DI SUPERFICIE IN FREGIO ALLA STRUTTURA AD ARCO-GRAVITÀ

### 6.1. PREMESSE

Il progetto prevede la realizzazione di un scarico di superficie in fregio alla nuova struttura ad arco-gravità.

I muri laterali hanno entrambi lo stesso spessore di 50 cm e la stessa armatura; sulla base delle risultanze del modello idraulico il muro più sollecitato è quello di destra e sarà pertanto l'unico oggetto delle verifiche strutturali.

In Figura 9 è riportato il profilo longitudinale del muro di destra con sopra indicato il profilo della corrente ricavato durante le prove su modello idraulico in concomitanza dell'evacuazione della portata di piena millenaria.

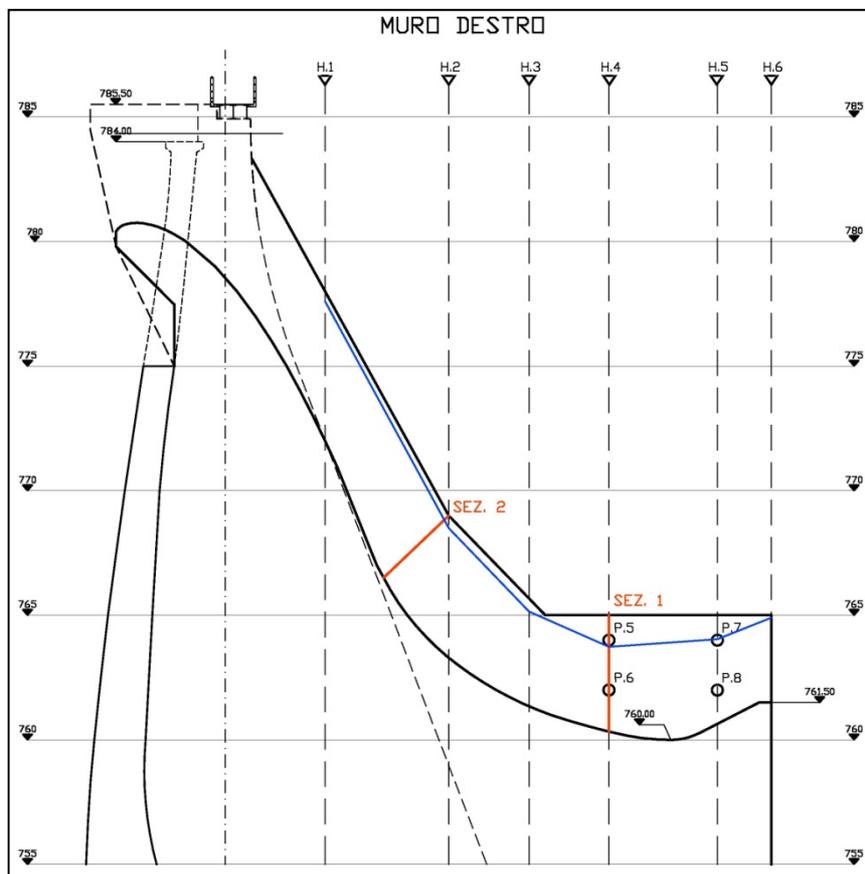
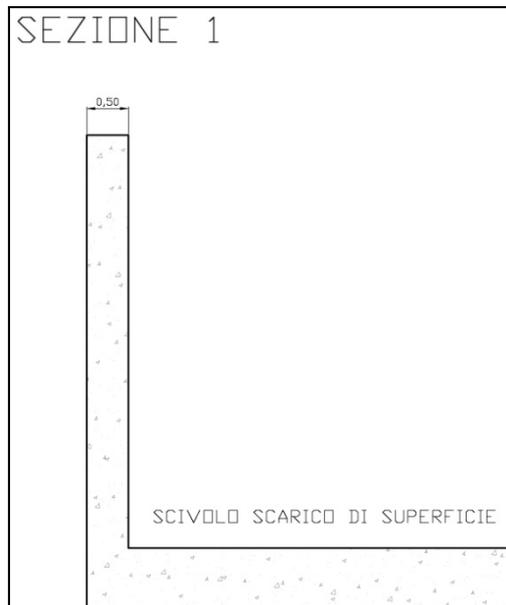


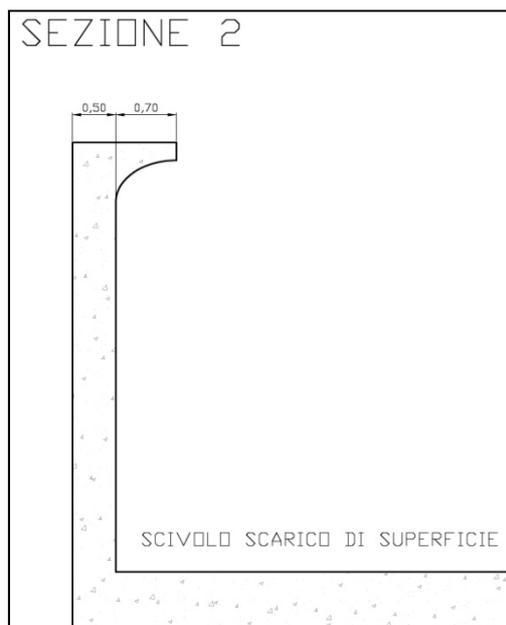
Figura 9 – Profilo longitudinale del muro in destra dello scarico di superficie in corpo diga

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali delle due sezioni più gravose indicate nel profilo di Figura 9: le sezioni 1 e 2.

Nella Figura 10 e nella Figura 11 si possono vedere rispettivamente le sezioni tipo del muro in destra per le sezioni 1 e 2.



**Figura 10** – Sezione-tipo 1 del muro dello scarico di superficie in corpo diga



**Figura 11** – Sezione-tipo 2 del muro dello scarico di superficie in corpo diga

La verifica agli Stati Limite di Esercizio non è stata eseguita per le stesse ragioni esposte al § 5.1 per lo scarico di superficie esistente. Infatti la quota della soglia di questi due scarichi di superficie è la stessa, 780,75 m s.m.; essi infatti in condizioni ordinarie (non in concomitanza di piene) sono asciutti.

## **6.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

La nuova struttura ad arco-gravità verrà eseguita con un calcestruzzo massivo a basso contenuto di cemento (miscela M) per ridurre il calore di idratazione. I muri dello scarico di superficie in corpo diga verranno invece realizzati con un calcestruzzo strutturale armato (miscela S).

Le caratteristiche dei materiali assunti a base delle verifiche sono riportate al §3.1.

Per queste strutture in calcestruzzo armato è prevista una maglia di armatura in cui le barre principali sono costituite da Ø24 con passo di 20 cm.

## **6.3. ANALISI DEI CARICHI**

### **6.3.1 PESO PROPRIO**

Ai nuovi calcestruzzi armati del muro è stato attribuito un peso di volume di 25 kN/m<sup>3</sup>.

### **6.3.2 SPINTA DELL'ACQUA**

Per quanto riguarda la spinta dell'acqua, durante le prove su modello idraulico (v. All. X.04 del progetto definitivo degli interventi di adeguamento) sono state misurate sul muro di destra, tramite celle di pressione, le massime sollecitazioni dovute agli effetti idrostatici ed idrodinamici nelle zone ritenute più gravose; queste celle di pressione sono le P.5, P.6, P.7 e P.8 indicate in Figura 9, le P.5 e P.7 a 764,00 m s.m. e le P.6 e P.8 a 762,00 m s.m.

Per le verifiche della sezione 1 si è considerato, in condizioni di evacuazione della portata millenaria, il valore di pressione medio registrato nella cella P.6: 5,53 m di colonna d'acqua = 55,30 kN/m<sup>2</sup>, mentre la cella P.5 non era lambita dall'acqua. Nelle verifiche si è considerata la sezione 1 e non quella in corrispondenza delle celle P.7 e P.8, a favore di sicurezza, perché i valori registrati nella cella P.8 sono decisamente inferiori a quelli di P.6.

Il valore elevato di P.6 rispetto a P.8, ubicata a circa 4,5 m di distanza e con un'altezza d'acqua praticamente uguale, unitamente all'analisi visiva delle prove su modello, fanno ritenere che il valore di pressione in P.6 sia molto localizzato, sembrerebbe infatti che alla base del muro si formi una corrente longitudinale, sotto la posizione di P.6, che riduce le pressioni trasversali; questo fatto spiegherebbe il valore inferiore di pressione in P.8 che infatti è più vicina alla base dello scivolo.

In definitiva si è considerato nello schema di calcolo, per la sezione 1, un andamento lineare delle pressioni fino alla quota di P.6 (762,00 m s.m.), da questa quota le pressioni sono state incrementate secondo una legge idrostatica.

Per quanto riguarda invece la sezione 2 le pressioni dell'acqua sono state calcolate per punti sulla base del livello idrico di Figura 9.

### 6.3.3 AZIONI SISMICHE

I valori dei coefficienti sismici sono quelli derivanti dai parametri del sito del §4. .

### 6.4. COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 7 è riportato uno schema delle combinazioni di carico per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, con indicati i coefficienti moltiplicativi  $\gamma$ , rispettivamente delle azioni permanenti, delle azioni variabili e delle azioni sismiche. Date le caratteristiche dell'opera e dei carichi, i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono sempre pari a 1.

	Peso proprio	Acqua max invaso	Azioni sismiche
			Struttura
SLU 1	$\gamma = 1$	$\gamma = 1,5$	$\gamma = 0$
SLU 2	$\gamma = 1,3$	$\gamma = 1,5$	$\gamma = 0$
SLU 3	$\gamma = 1$	$\gamma = 0$	$\gamma = 1$

Tabella 7

Si riportano in Figura 12 e Figura 13 le schematizzazioni considerate per i calcoli delle sezioni 1 e 2, con indicate le quote delle sezioni di base lungo cui sono state eseguite le verifiche ed i carichi agenti.

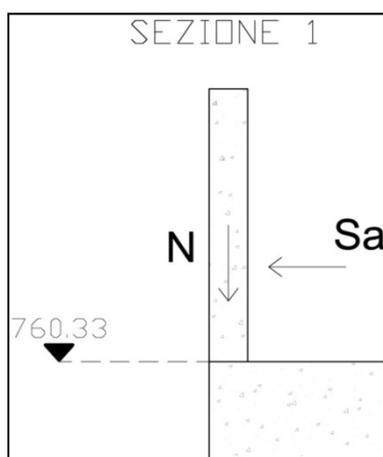


Figura 12 – Schema delle forze per la Sezione 1

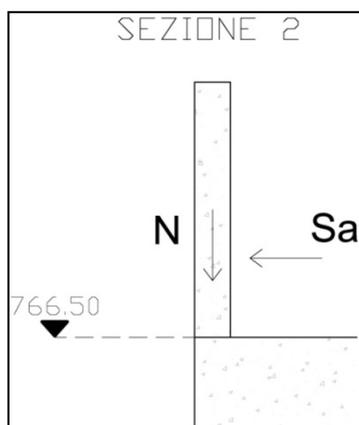


Figura 13 - Schema delle forze per la Sezione 2

Si riportano nel seguito i calcoli eseguiti per la sola combinazione di carico SLU 1, che è quella in assoluto più gravosa rispetto alle altre due; infatti il carico dovuto all'acqua è nettamente superiore rispetto a quello sismico.

## 6.5. RISULTATI DEI CALCOLI

Si riportano nel seguito i calcoli dello Stato Limite Ultimo SLU 1 per le due sezioni.

### Sezione 1 - SLU 1

I carichi agenti sono indicati in Figura 12, i loro valori sono riportati in Tabella 8 e sono riferiti a 1 m di sviluppo della sezione.

quota base muro	760.33	m s.m.
quota testa muro	765.00	m s.m.
quota acqua	763.73	m s.m.
h muro	4.67	m
larghezza base muro	0.50	m
area muro	2.33	m <sup>2</sup>
peso volume muro	25.00	kN/m <sup>3</sup>
peso muro	58.37	kN
componente normale peso muro (N)	58.37	kN
quota P.6	762.00	m s.m.
pressione P.6	5.53	m
pressione P.6	55.30	kN/m <sup>2</sup>
h acqua	3.40	m
pressione alla base del muro	72.00	kN/m <sup>2</sup>
spinta acqua (Sa)	154.13	kN
h punto applicazione spinta acqua	1.25	m

Tabella 8

Pertanto sulla sezione alla base del muro si hanno le seguenti azioni:

$$M = 192,66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 58,37 \text{ kN (compressione)}$$

Nel seguito si riportano le caratteristiche della sezione, il momento e l'azione assiale limite della stessa ed il suo dominio M-N (Figura 14), all'interno del quale è indicato il punto corrispondente alle azioni di calcolo.

Sezione 1:

Sezione rettangolare:  $B = 100 \text{ cm}; H = 50 \text{ cm}$

Armatura nella zona compressa:  $5 \text{ } \varnothing 24$

Armatura nella zona tesa:  $5 \text{ } \varnothing 24$

Momento limite:  $393,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$

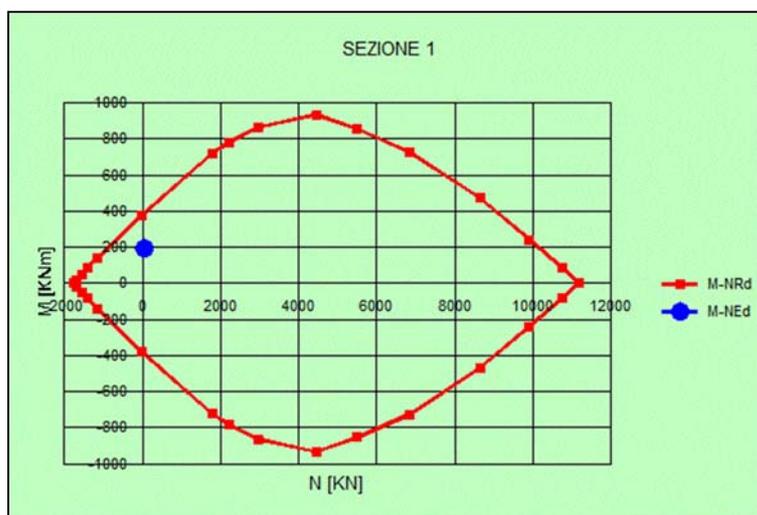


Figura 14 – Dominio di rottura M-N per la Sezione 1

Sezione 2 – SLU 1

I carichi agenti sono indicati in Figura 13, i loro valori sono riportati in Tabella 9 e sono riferiti a 1 m di sviluppo della sezione.

quota base muro	766,50	m s.m.
quota testa muro	773,38	m s.m.
quota acqua	768,83	m s.m.
h muro	3,60	m
larghezza base muro	0,50	m
area muro	1,80	m <sup>2</sup>
peso volume muro	25,00	kN/m <sup>3</sup>

peso muro	45,00	kN
angolo inclinazione muro	46,10	°
componente normale peso muro (N)	31,20	kN
pressione alla base del muro	6,79	m
pressione alla base del muro	67,90	kN/m <sup>2</sup>
spinta acqua (Sa)	113,87	kN
h punto applicazione spinta acqua	1,12	m

**Tabella 9**

Pertanto sulla sezione alla base del muro si hanno le seguenti azioni:

$$M = 127,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 31,20 \text{ kN (compressione)}$$

Nel seguito si riportano le caratteristiche della sezione, il momento e l'azione assiale limite della stessa ed il suo dominio M-N (Figura 15), all'interno del quale è indicato il punto corrispondente alle azioni di calcolo.

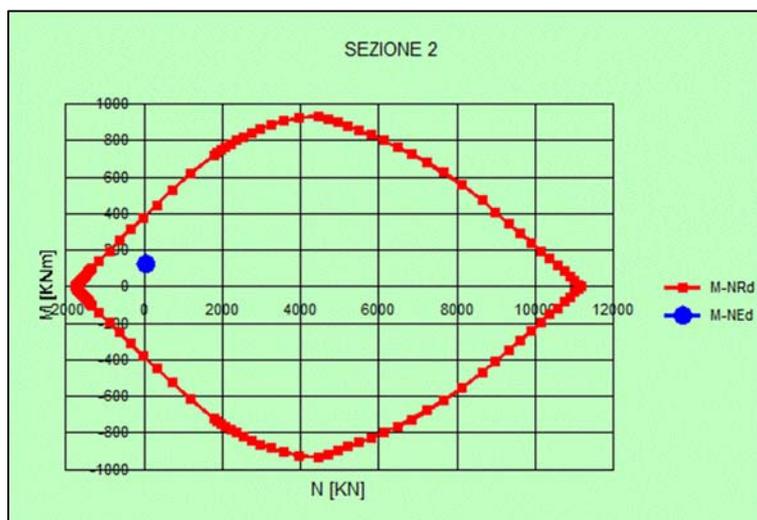
Sezione 2:

Sezione rettangolare: B = 100 cm; H = 50 cm

Armatura nella zona compressa: 5 Ø24

Armatura nella zona tesa: 5 Ø24

Momento limite: 387,81 kN · m



**Figura 15** – Dominio di rottura M-N per la Sezione 2

## 7. PONTI DI SERVIZIO PEDONALI

### 7.1. PREMESSE

Il progetto prevede la realizzazione di nuovi ponti di servizio pedonali: sopra il sovrizzo del muro di valle dello scarico di superficie esistente, per consentire di raggiungere il coronamento della nuova struttura ad arco-gravità, e sul coronamento della diga, per collegare le due spalle passando sopra il nuovo scarico di superficie.

La larghezza complessiva delle passerelle è di 1,73 m (larghezza interna utile 1,52 m) e la loro tipologia si differenzia in base alla luce tra gli appoggi: per una luce tra gli appoggi di 9,25 m, la struttura portante è costituita da due profilati HE260A (Figura 16); per luci superiori, fino a 18,90 m, da due profilati HE550A (Figura 17).

La prima tipologia è quella che costituisce le cinque campate uguali lungo il muro di valle dello sfioratore in sponda sinistra; la seconda è impiegata sia per la campata che attraversa lo sfioratore in sponda sinistra (luce di 18,90 m), sia per la passerella a coronamento della diga (luce 13,50 m).

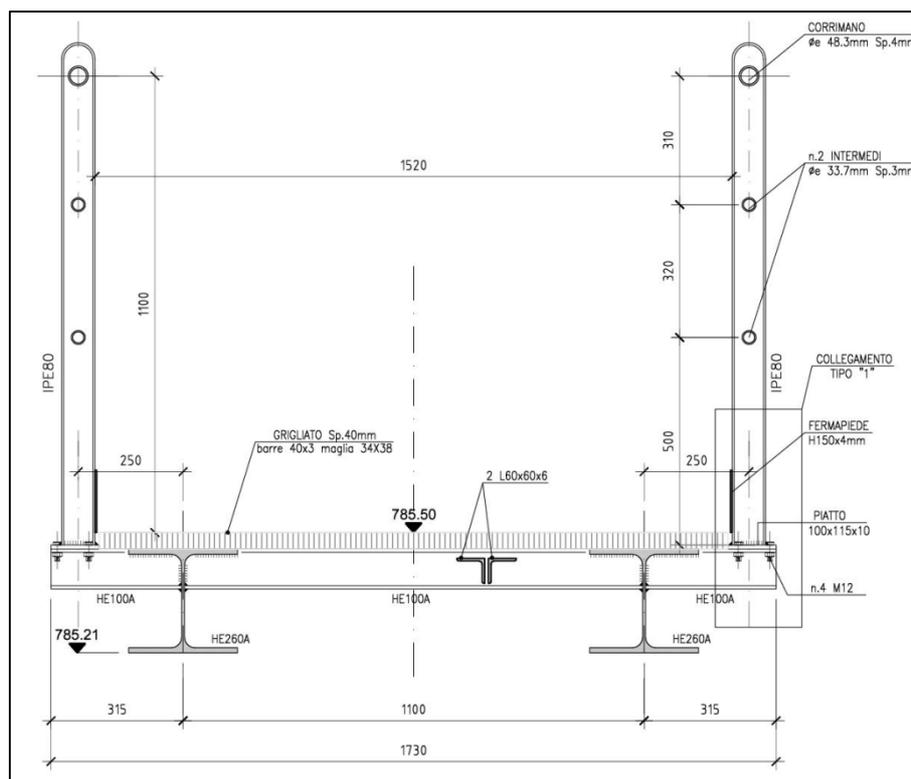


Figura 16 - Impalcato delle luci da 9,25 m

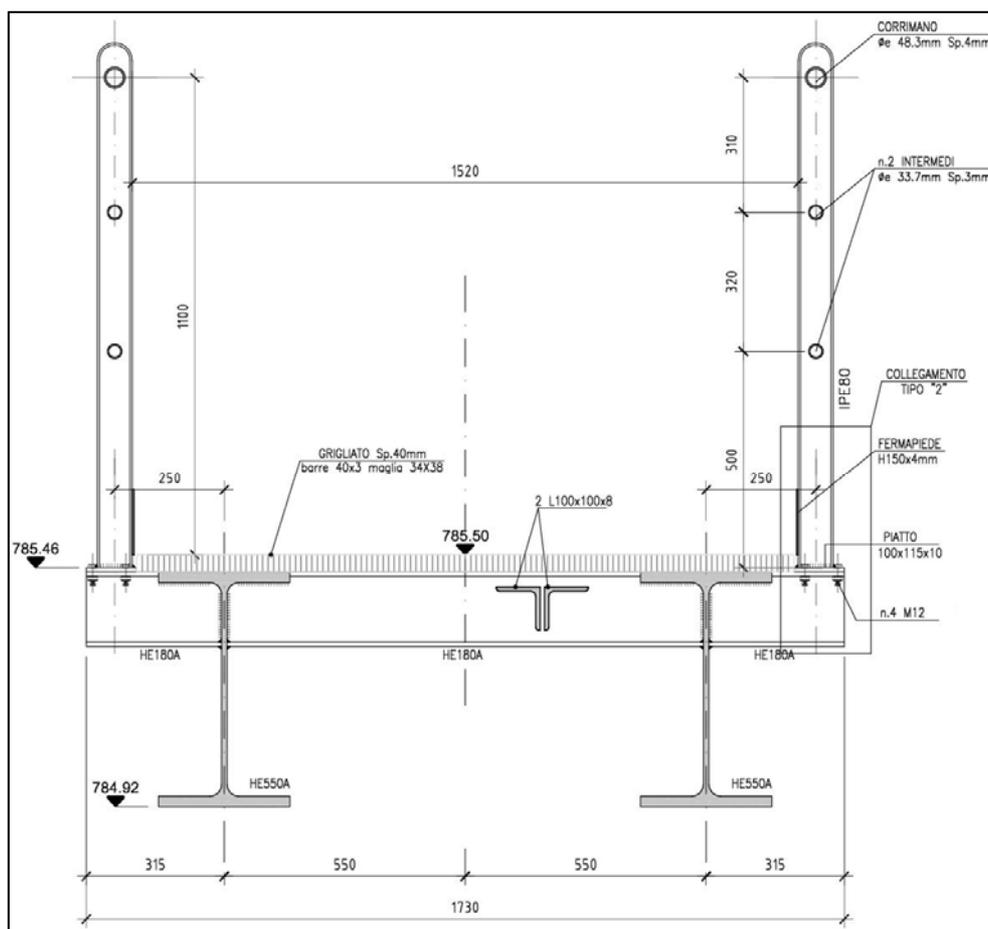


Figura 17 – Impalcato delle luci da 13,50 m e 18,90 m

Il parapetto è costituito da montanti realizzati con profilati IPE 80 e da correnti tubolari ed è dimensionato per il carico da Normativa (1,5 kN/m in corrispondenza del corrimano).

## 7.2. CARATTERISTICHE DEI PROFILATI METALLICI UTILIZZATI

### Grigliato elettrosaldato barre 40x3 maglia 34x38

- |                                 |  |
|---------------------------------|--|
| - barre portanti (h x s):       | 40 x 3 mm                                  |
| - interasse barre portanti:     | A = 34 mm                                  |
| - interasse barre trasversali:  | B = 38 mm                                  |
| - massa:                        | p = 35,2 kg/m <sup>2</sup>                 |
| - momento di inerzia grigliato: | J = 47,06 cm <sup>4</sup> /m               |
| - modulo resistente elastico:   | W <sub>el</sub> = 23,53 cm <sup>3</sup> /m |
| - area resistente al taglio:    | A <sub>v</sub> = 35,29 cm <sup>2</sup>     |

### Profilo HE 550 A

- |                          |                          |
|--------------------------|--------------------------|
| - altezza del profilo:   | h = 540 mm               |
| - larghezza del profilo: | b = 300 mm               |
| - spessore dell'anima:   | t <sub>w</sub> = 12,5 mm |

- spessore delle ali:	$t_f = 24 \text{ mm}$
- sezione trasversale:	$A = 211,8 \text{ cm}^2$
- massa:	$P = 166 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte):	$J = 111.900 \text{ cm}^4$
- momento resistente elastico (asse forte):	$W_{el} = 4.146 \text{ cm}^3$
- momento resistente plastico (asse forte):	$W_{pl} = 4.622 \text{ cm}^3$
- area resistente al taglio:	$A_v = 61,5 \text{ cm}^2$
- classe sezione a flessione:	1

#### **Profilo HE 260 A**

- altezza del profilo:	$h = 250 \text{ mm}$
- larghezza del profilo:	$b = 260 \text{ mm}$
- spessore dell'anima:	$t_w = 7,5 \text{ mm}$
- spessore delle ali:	$t_f = 12,5 \text{ mm}$
- sezione trasversale:	$A = 86,82 \text{ cm}^2$
- massa:	$P = 68,2 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte):	$J = 10.450 \text{ cm}^4$
- momento resistente elastico (asse forte):	$W_{el} = 836,4 \text{ cm}^3$
- momento resistente plastico (asse forte):	$W_{pl} = 919,8 \text{ cm}^3$
- area resistente al taglio:	$A_v = 16,88 \text{ cm}^2$
- classe sezione a flessione:	3

#### **Profilo HE 180 A**

- altezza del profilo:	$h = 171 \text{ mm}$
- larghezza del profilo:	$b = 180 \text{ mm}$
- spessore dell'anima:	$t_w = 6,0 \text{ mm}$
- spessore delle ali:	$t_f = 9,5 \text{ mm}$
- sezione trasversale:	$A = 45,25 \text{ cm}^2$
- massa:	$P = 36 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte):	$J = 2.510 \text{ cm}^4$
- momento resistente elastico (asse forte):	$W_{el} = 293,6 \text{ cm}^3$
- momento resistente plastico (asse forte):	$W_{pl} = 324,9 \text{ cm}^3$
- area resistente al taglio:	$A_v = 9,12 \text{ cm}^2$
- classe sezione a flessione:	3

#### **Profilo HE 100 A**

- altezza del profilo:	$h = 96 \text{ mm}$
- larghezza del profilo:	$b = 100 \text{ mm}$
- spessore dell'anima:	$t_w = 5,0 \text{ mm}$
- spessore delle ali:	$t_f = 8 \text{ mm}$
- sezione trasversale:	$A = 21,24 \text{ cm}^2$
- massa:	$P = 16,7 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte):	$J = 349,2 \text{ cm}^4$
- momento resistente elastico (asse forte):	$W_{el} = 72,76 \text{ cm}^3$

- momento resistente plastico (asse forte):  $W_{pl} = 83,01 \text{ cm}^3$
- area resistente al taglio:  $A_v = 4,0 \text{ cm}^2$
- classe sezione a flessione: 1

**Profilo composto da n. 2 L 100x100x8 accoppiati**

- altezza del profilo:  $h = 100 \text{ mm}$
- larghezza del profilo:  $b = 100 \text{ mm}$  (di una L)
- spessore:  $t = 8 \text{ mm}$
- distanza dei profili:  $d = 8 \text{ mm}$

Caratteristiche del profilo composto:

- sezione trasversale:  $A = 31,02 \text{ cm}^2$
- massa:  $P = 24,4 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte):  $J = 594,5 \text{ cm}^4$
- momento di inerzia (asse debole):  $J = 289,6 \text{ cm}^4$
- classe sezione a compressione: 4

**Profilo composto da n. 2 L 60x60x6 accoppiati**

- altezza del profilo:  $h = 60 \text{ mm}$
- larghezza del profilo:  $b = 60 \text{ mm}$  (di una L)
- spessore:  $t = 6 \text{ mm}$
- distanza dei profili:  $d = 8 \text{ mm}$

Caratteristiche del profilo composto:

- sezione trasversale:  $A = 13,82 \text{ cm}^2$
- massa:  $P = 10,84 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte):  $J = 84,90 \text{ cm}^4$
- momento di inerzia (asse debole):  $J = 45,58 \text{ cm}^4$
- classe sezione a compressione: 4

**Profilo IPE 80 (Montanti parapetto)**

- altezza del profilo:  $h = 80 \text{ mm}$
- larghezza del profilo:  $b = 46 \text{ mm}$
- spessore dell'anima:  $t_w = 3,8 \text{ mm}$
- spessore delle ali:  $t_f = 5,2 \text{ mm}$
- sezione trasversale:  $A = 7,64 \text{ cm}^2$
- massa:  $P = 6,0 \text{ kg/m}$
- momento di inerzia (asse forte):  $J = 80,14 \text{ cm}^4$
- momento resistente elastico (asse forte):  $W_{el} = 20,03 \text{ cm}^3$
- momento resistente plastico (asse forte):  $W_{pl} = 23,22 \text{ cm}^3$
- area resistente al taglio:  $A_v = 2,65 \text{ cm}^2$
- classe sezione a flessione: 1

### 7.3. ANALISI DEI CARICHI

Per il calcolo delle azioni sulla passerella si fa riferimento al § 5.1.3 delle NTC per quanto

di pertinenza ai ponti stradali di 3ª Categoria, definiti al § 5.1.3.3.4 come “*ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali)*”.

Nelle verifiche dell'impalcato della nuova passerella non vengono considerate le azioni sismiche in relazione all'entità del carico accidentale considerato, che risulta essere di gran lunga quello dimensionante.

#### **Peso proprio**

I valori caratteristici dei pesi propri del grigliato e dei profilati dell'impalcato sono indicati al precedente § 7.2.

Il peso dei parapetti è di 15 kg/m, esclusi i montanti.

#### **Carico variabile verticale**

Lo Schema di Carico 5 (NTC § 5.1.3.3.3) è costituito da folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Pertanto, il valore caratteristico del carico verticale uniformemente distribuito sull'area dei grigliati è di **5,00 kN/m²**.

#### **Azioni sui parapetti**

L'azione orizzontale sui parapetti (NTC § 5.1.3.10) è costituita da un carico uniformemente distribuito con valore caratteristico di **1,5 kN/m** all'altezza del corrimano, cioè a 1,1 m dal piano di calpestio della passerella (1,15 m dalla base).

#### **Azione della neve**

Con riferimento al § 3.4 delle NTC, il valore caratteristico minimo del carico della neve al suolo ( $a_s = 785,50$  m s.m.) è  $q_{sk} = 3,01$  kN/m². Assumendo una classe di topografia “Normale” (per cui  $C_E=1,0$ ) ed un coefficiente termico  $C_t=1$ , il carico della neve al suolo è  $q_s = 3,01$  kN/m².

### **7.4. COMBINAZIONI DI CARICO**

I coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti di combinazione per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio (v. § 2.5.3. e 5.1.3.12 NTC) sono riportati in Tabella 10 ed in Tabella 11.

Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,00 1,35
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,35 (*)
Carichi variabili da traffico (folla compatta)	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35
Carichi variabili (neve)	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50
(*) carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti			

**Tabella 10**

Azioni	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Carichi variabili da traffico (folla compatta)	0,0	0,0	0,0
Carichi variabili (neve)	0,0	0,0	0,0

**Tabella 11**

Pertanto, le uniche due combinazioni di carico significative, che verranno prese in esame per le verifiche strutturali della nuova passerella, sono:

- agli SLU:  $1,35 \times G_1 + 1,35 \times G_2 + 1,35 \times Q + 1,35 \times Q_p$
- agli SLE:  $G_1 + G_2 + Q_1 + Q_2$

dove:

- $G_1$  e  $G_2$  sono i carichi permanenti strutturali e non strutturali;
- $Q$  è il sovraccarico uniformemente distribuito, il cui valore caratteristico è  $5 \text{ kN/m}^2$ ;
- $Q_p$  è l'azione orizzontale sui parapetti.

## 7.5. MODELLO DI CALCOLO

Al fine di verificare anche gli elementi trasversali ed i controventi, si è approntato un modello ad elementi finiti per il calcolo delle sollecitazioni nei profilati costituenti l'impalcato.

Per le analisi si è utilizzato il software di calcolo ad elementi finiti Midas Gen 2017 v 1.1 della MIDAS Information Technology Co. Ltd, modellando i profilati portanti, i traversi ed i controventi attraverso elementi "beam".

Nel modello, il peso proprio degli elementi modellati è tenuto automaticamente in conto. Quello del grigliato è un carico uniformemente distribuito lungo le tre travi principali, ciascuna per la sua superficie di influenza. Quello dei parapetti è modellato come una forza verticale ed un momento agenti sui nodi in corrispondenza dei montanti ( $i$  = interasse montanti parapetto):

$$P_{\text{par}} = 0,15 \text{ kN/m} \times i + 0,1 \text{ kN}$$

$$M_{\text{Ppar}} = P_{\text{par}} \times 0,25 \text{ m}$$

Il sovraccarico accidentale è introdotto come carico lineare distribuito sulle travi principali e quindi per ciascuna trave:

$$5,0 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \text{ m}^2 / 2 = 3,75 \text{ kN/m}$$

L'azione orizzontale sui parapetti è modellata attraverso un'azione assiale ed un momento:

$$F_{\text{Hpar}} = 1,5 \text{ kN/m} \times i$$

$$M_{\text{FHpar}} = F_{\text{Hpar}} \times 1,2 \text{ m}$$

Per massimizzare gli effetti del carico orizzontale dei parapetti sull'impalcato, l'azione orizzontale sopra descritta è stata introdotta su un solo lato.

I vincoli sono costituiti da semplici appoggi nei nodi alle estremità delle travi principali.

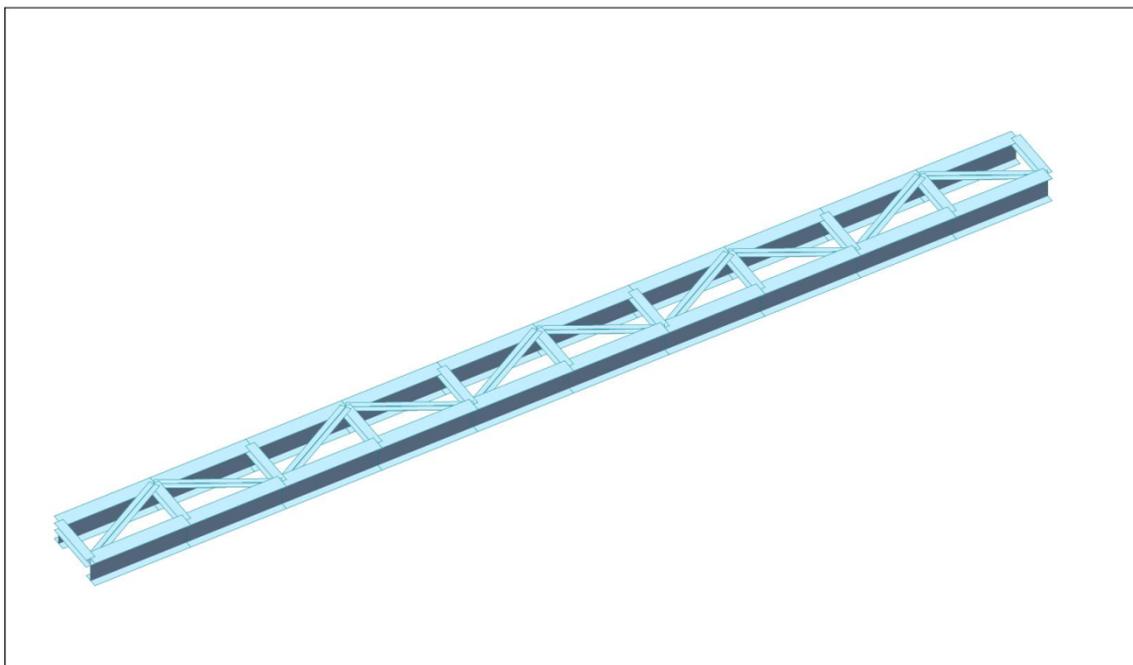
## 7.6. PASSERELLA CON LUCE DA 18,9 METRI

Le verifiche riguardano l'impalcato della passerella che attraversa lo sfioratore in sponda sinistra, con interasse tra gli appoggi delle travi principali pari a 18,90 m.

Come detto, la stessa tipologia di impalcato è adottata anche per la passerella a coronamento, che presenta una luce minore (13,50 m). Si omettono le verifiche della passerella con luce da 13,50 m in quanto meno gravose.

Per ragioni cantieristiche di trasporto delle travi principali, l'impalcato da 18,90 m è diviso in tre parti, che saranno collegate tra loro in opera attraverso unioni con bulloni ad alta resistenza preserrati. L'impalcato da 13,50 m è suddiviso in due parti; la posizione del giunto è stata valutata in modo da minimizzare le azioni agenti, che risultano minori delle azioni agenti sui due giunti sottoposti a verifica dell'impalcato da 18,90 m. Pertanto, vengono omesse le verifiche sul giunto dell'impalcato da 13,50 m.

In Figura 18 si riporta una immagine del modello di calcolo utilizzato.



**Figura 18** – *Modello di calcolo dell'impalcato*

Nel seguito (da Figura 19 a Figura 23) si riportano i diagrammi dell'involuppo agli SLU delle azioni sollecitanti più significative nelle travi principali (HE550A), nei traversi (HE180A) e nei controventi (2L 100x100x8 accoppiate).

In Figura 24 si riporta la deformata calcolata per la combinazione di carico allo SLE.

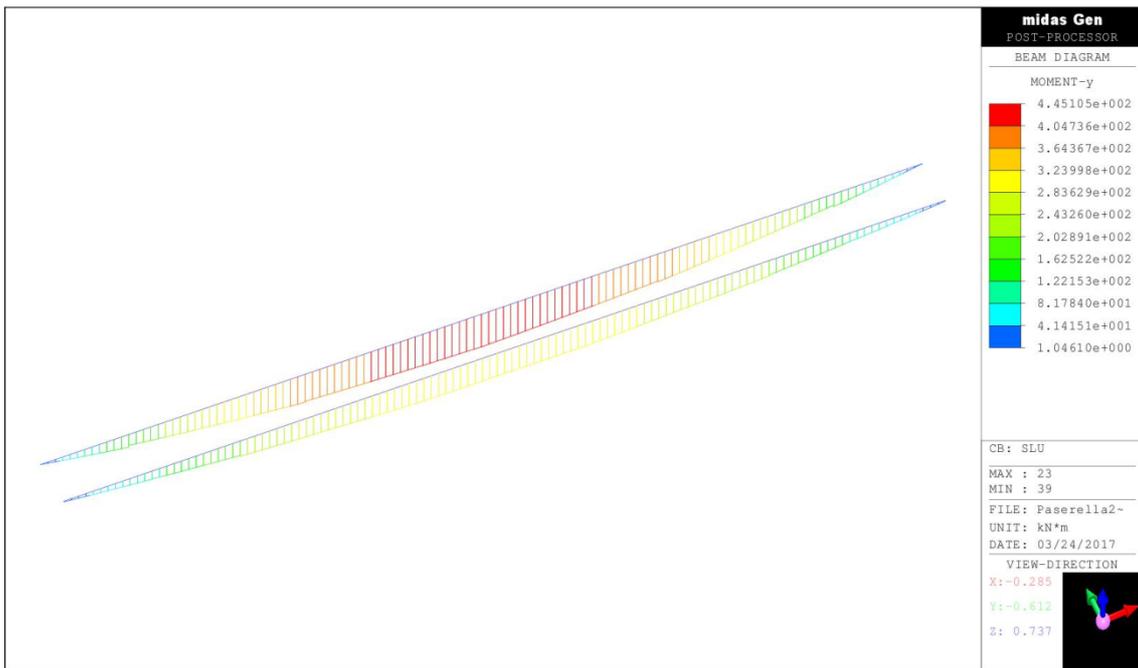


Figura 19 – Travi principali: momenti flettenti

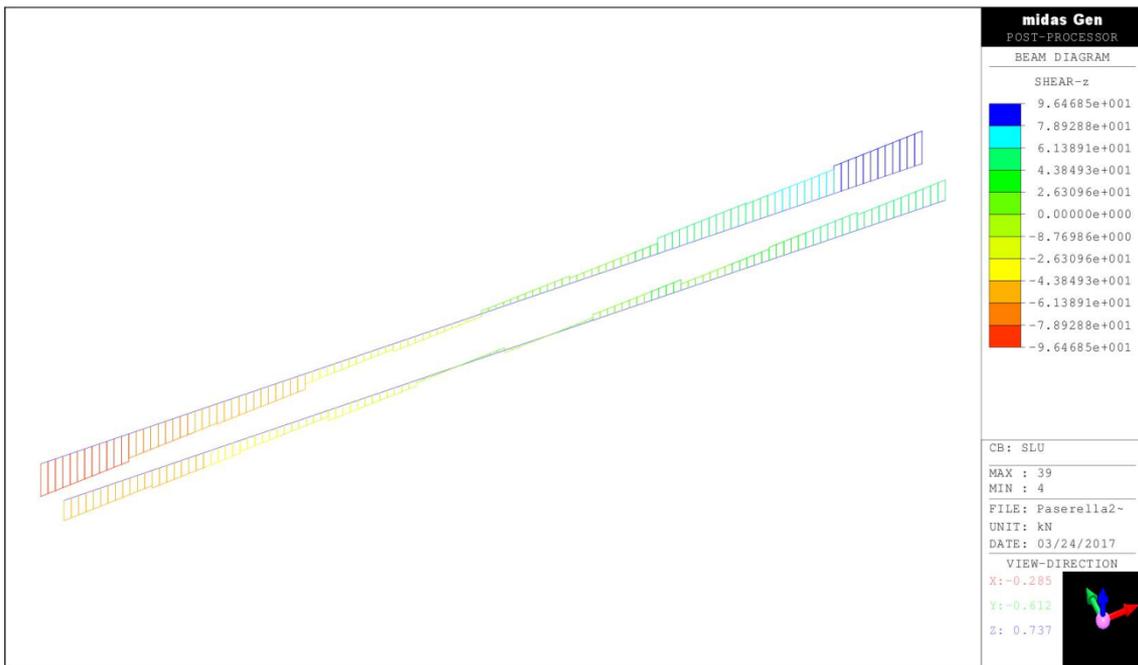


Figura 20 – Travi principali: taglio

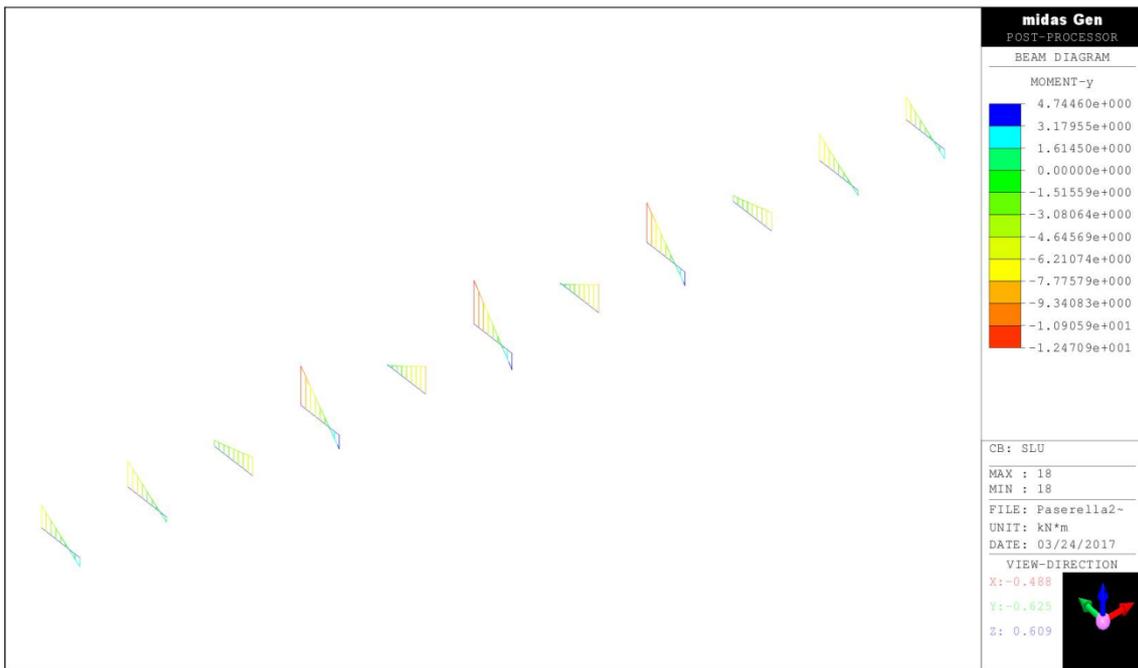


Figura 21 – Traversi: momenti flettenti

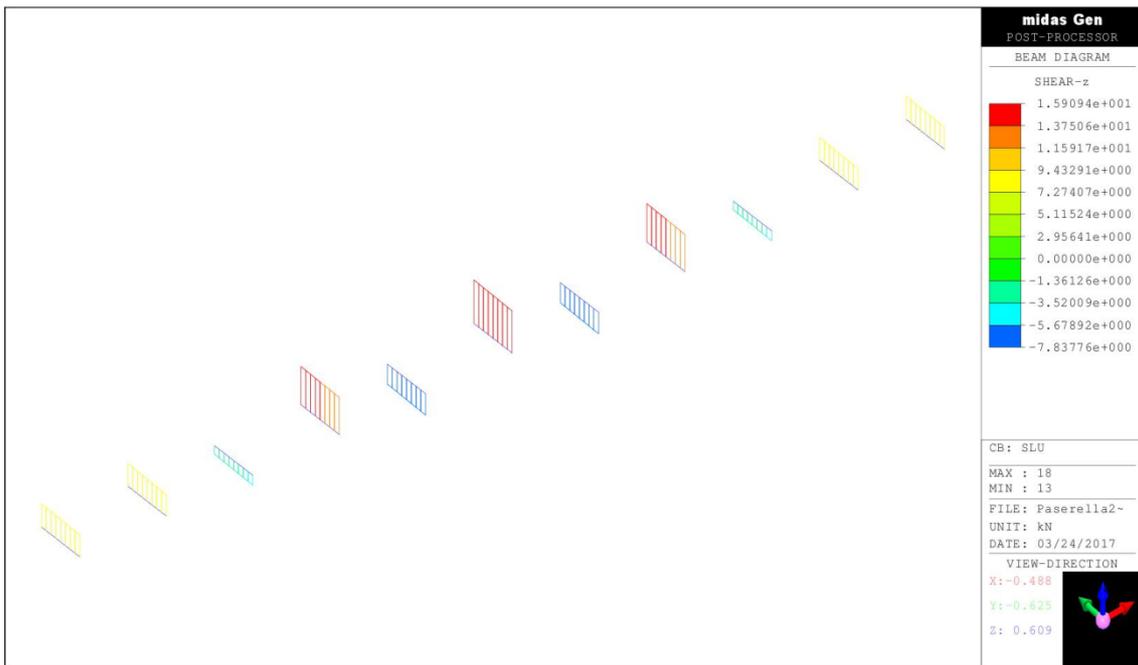


Figura 22 – Traversi: taglio

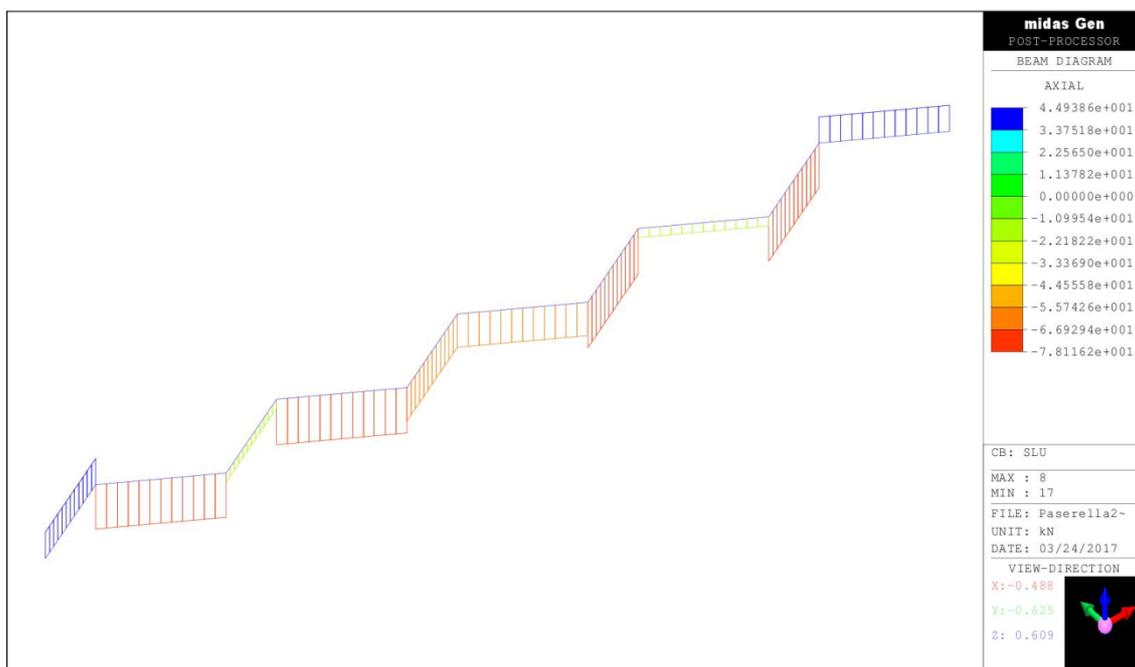


Figura 23 – Controventi: azione assiale

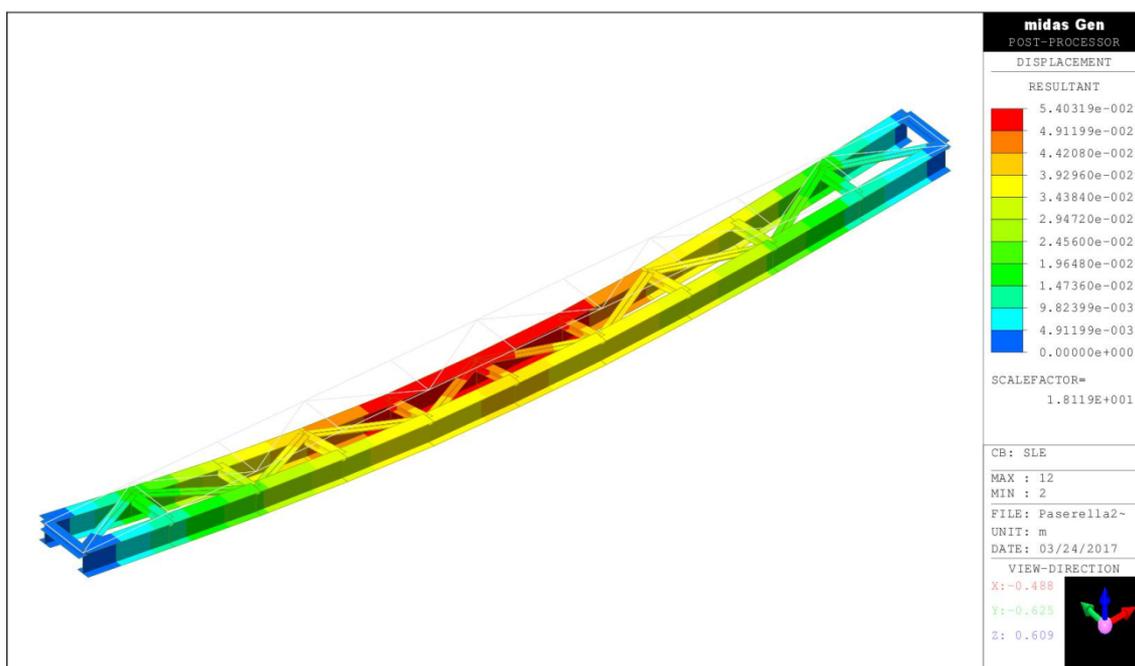


Figura 24 – Deformata allo SLE

### 7.6.1 VERIFICHE DELLE TRAVI CORRENTI

#### Verifiche di resistenza (Verifiche allo SLU)

Dal calcolo risulta:

Massimo momento flettente in mezzeria (SLU):	445 kNm
Taglio sugli appoggi (SLU):	96 kN

La resistenza di calcolo a flessione retta ed a taglio della trave HE 550 A sono:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 4.622.000 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 1.563 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 6.150 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 1.200 \text{ kN}$$

Il taglio di calcolo è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio, quindi si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Siccome il momento flettente di calcolo è inferiore alla resistenza a flessione, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

#### **Verifiche di deformabilità (Verifiche allo SLE)**

Dal calcolo risulta:

Freccia dovuta ai carichi variabili (SLE):	3,64 cm
Freccia totale (SLE):	5,40 cm

Il massimo spostamento verticale elastico dovuto ai carichi variabili ( $\delta_2$ ) è pari a circa 1/520 L; quello totale ( $\delta_{max}$ ) è pari a circa 1/350 L.

Gli spostamenti sono entro i limiti indicati al § 4.2.4.2.1 delle NTC; pertanto le verifiche di deformabilità sono soddisfatte.

#### **Verifiche delle unioni bullonate**

Le travi sono giuntate con una unione bullonata per attrito le cui caratteristiche dimensionali sono riportate in Figura 25.

Le unioni si trovano a 4,725 m dagli appoggi, dove risulta:

Massimo momento flettente (SLU):	333 kNm
Taglio (SLU):	53 kN

Si assume che il momento flettente sia assorbito interamente dalle unioni delle ali ed il taglio dall'unione dell'anima.

Il momento flettente genera su ciascuna delle due unioni delle ali la forza:

$$F_{Ed} = 333 \text{ kNm} / 540 \text{ mm} = 617 \text{ kN}$$

Si eseguono di seguito le verifiche delle unioni bullonate. Le formule utilizzate e la simbologia sono quelle del § 4.2.8.1.1 delle NTC.

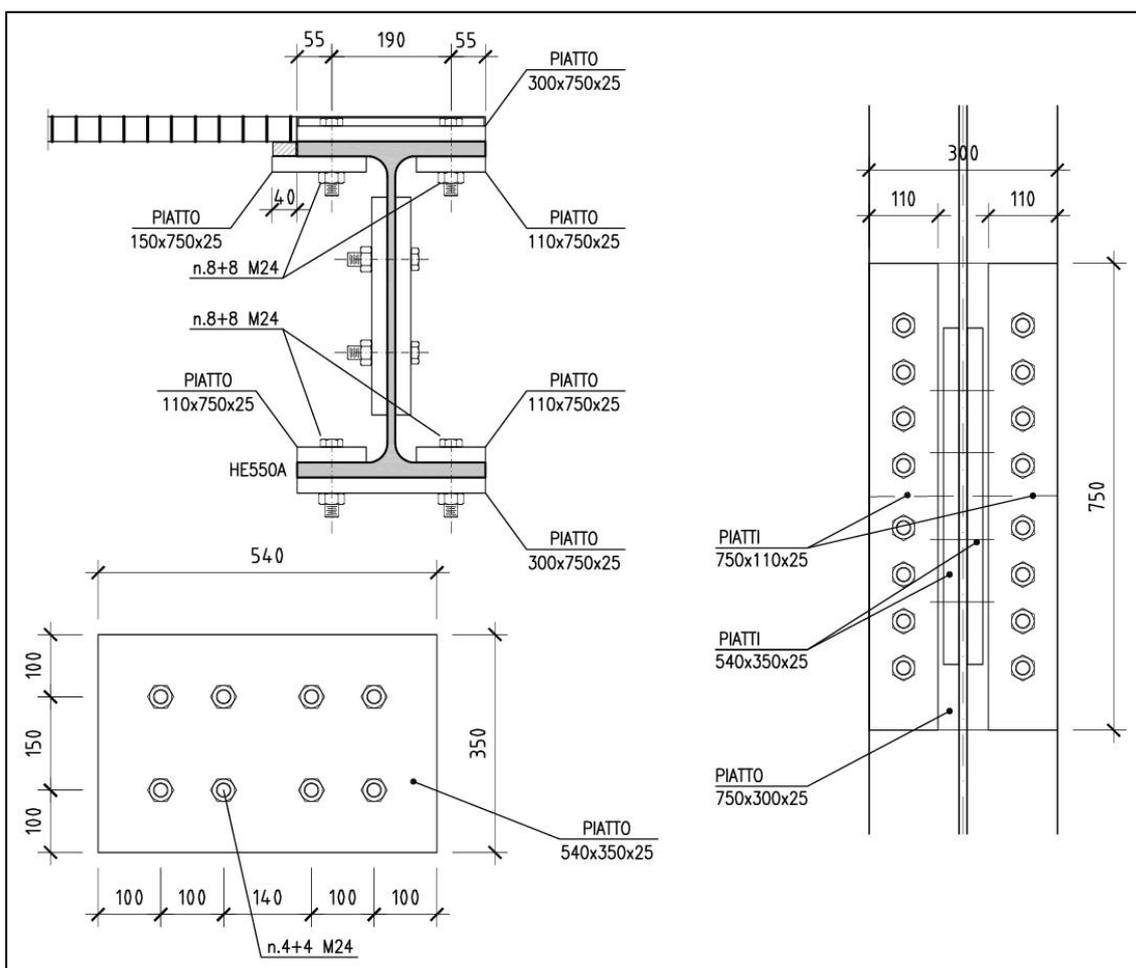


Figura 25 – Unione bullonata delle travi HE 550 A

### Unioni d'ala

#### 1) Controlli dimensionali

Distanze e interassi [mm]		Limiti da Normativa	
		Minimo	Massimo
e <sub>1</sub>	<b>100</b>	30,6	140
e <sub>2</sub>	<b>55</b>	30,6	140
p <sub>1</sub>	<b>75</b>	56,1	200
p <sub>2</sub>	<b>190</b>	60,2	200

#### 2) Resistenza di progetto a scorrimento dell'unione

forza di serraggio dei bulloni:

$$F_{p,C} = 0,7 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M7} = 0,7 \times 800 \text{ N/mm}^2 \times 353 \text{ mm}^3 / 1,1 = 180 \text{ kN}$$

resistenza di calcolo allo scorrimento di un singolo bullone:

$$F_{s,Rd,b} = n \times \mu \times F_{p,C} / \gamma_{M3} = n \times 0,3 \times 180 / 1,25 = n \times 43,2 \text{ kN}$$

resistenza di calcolo allo scorrimento dell'unione:

$$43,2 \times 2 \text{ superfici} \times 8 \text{ bulloni} = 691 \text{ kN}$$

### 3) Resistenza di progetto a rifollamento

$$\alpha = 0,712$$

$$F_{b,Rd} = 435,5 \text{ kN per ciascun bullone}$$

$$F_{b,Rd} = 3.484 \text{ kN per l'unione (n. 8 bulloni)}$$

### 4) Resistenza di progetto dei piatti di collegamento

$$A_{net} = (300-25-25) \times 25 = 6.250 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \times 6.250 \times 510 / 1,25 = 2.295 \text{ kN (per 1 piatto)}$$

$$N_{u,Rd} = n. 2 \text{ piatti} \times 2.295 = 4.590 \text{ kN (per l'unione)}$$

In conclusione, i limiti dimensionali da Normativa sono rispettati e la resistenza di progetto dell'unione, corrispondente al minore tra i valori di resistenza di progetto sopra calcolati (691 kN), è superiore alla azione sollecitante di calcolo (617 kN). Pertanto le verifiche dell'unione bullonata sono soddisfatte.

## Unione d'anima

### 1) Controlli dimensionali

Distanze e interassi [mm]		Limiti da Normativa	
		Minimo	Massimo
e <sub>1</sub>	<b>100</b>	30,6	140
e <sub>2</sub>	<b>100</b>	30,6	140
p <sub>1</sub>	<b>150</b>	56,1	200
p <sub>2</sub>	<b>100</b>	60,2	200

### 2) Resistenza di progetto a scorrimento dell'unione

forza di serraggio dei bulloni:

$$F_{p,C} = 0,7 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M7} = 0,7 \times 800 \text{ N/mm}^2 \times 353 \text{ mm}^3 / 1,1 = 180 \text{ kN}$$

resistenza di calcolo allo scorrimento di un singolo bullone:

$$F_{s,Rd,b} = n \times \mu \times F_{p,C} / \gamma_{M3} = n \times 0,3 \times 180 / 1,25 = n \times 43,2 \text{ kN}$$

resistenza di calcolo allo scorrimento dell'unione:

$$43,2 \times 2 \text{ superfici} \times 4 \text{ bulloni} = 345 \text{ kN}$$

### 3) Resistenza di progetto a rifollamento

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,Rd} = 612 \text{ kN per ciascun bullone}$$

$$F_{b,Rd} = 2.448 \text{ kN per l'unione (n. 4 bulloni)}$$

#### 4) Resistenza di progetto dei piatti di collegamento

$$A_{net} = (270-25-25) \times 25 = 5.500 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \times 5.500 \times 510 / 1,25 = 2.020 \text{ kN (per 1 piatto)}$$

$$N_{u,Rd} = n. 2 \text{ piatti} \times 2.020 = 4.040 \text{ kN (per l'unione)}$$

In conclusione, i limiti dimensionali da Normativa sono rispettati e la resistenza di progetto dell'unione, corrispondente al minore tra i valori di resistenza di progetto sopra calcolati (345 kN), è superiore alla azione sollecitante (53 kN). Pertanto le verifiche dell'unione bullonata sono soddisfatte.

#### 7.6.2 VERIFICHE DEI TRAVERSI

##### Verifiche di resistenza dei profilati

Dal calcolo risulta:

$$\text{Massimo momento flettente (SLU):} \quad 12,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Massimo taglio (SLU):} \quad 15,9 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a flessione retta ed a taglio della trave HE 180 A (classe 3 a flessione) sono:

$$M_{c,Rd} = W_{el} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 293.600 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 99,3 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 912 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 178 \text{ kN}$$

Il taglio di calcolo è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio, quindi si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Siccome il momento flettente di calcolo è inferiore alla resistenza a flessione, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

#### 7.6.3 VERIFICHE DEI CONTROVENTI

##### Verifiche all'instabilità dei profilati

Il taglio ed i momenti nei traversi sono trascurabili. Dal calcolo risulta:

$$\text{Massima azione assiale di compressione nei controventi (SLU):} \quad -78,1 \text{ kNm}$$

$$\text{Massima azione assiale di trazione nei controventi (SLU):} \quad 44,9 \text{ kNm}$$

Con riferimento al § 4.2.3.1 delle NTC relativamente alla classificazione delle sezioni, per la sezione costituita dai due profilati L 100x100x8 accoppiati si ha:

$$\varepsilon = (235/355)^{0,5} = 0,814$$

$$(h/t) / \varepsilon = (100/8) / 0,814 = 15,36$$

$$(b+h)/(2t\varepsilon) = (100+100) / (2 \times 8 \times 0,814) = 15,36$$

quindi la sezione è in classe 4.

La massima lunghezza di libera inflessione dei controventi è pari a 220 cm.

Con riferimento all'asse più sfavorevole della sezione composta, il raggio d'inerzia è pari a 3,055 cm e quindi la snellezza risulta:

$$\lambda = l_0 / i = 220 \text{ cm} / 3,055 \text{ cm} = 72,01$$

Il carico critico elastico è:

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l_0 = \pi^2 \times 210 \text{ kN/mm}^2 \times 289,6 \text{ cm}^4 / 220^2 \text{ cm}^2 = 1.239 \text{ kN}$$

e la snellezza adimensionale è pari a:

$$\bar{\lambda} = (A_{eff} \times f_{yk} / N_{cr})^{0,5} = (27,8 \text{ cm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1.239 \text{ kN})^{0,5} = 0,892$$

Con riferimento al § 4.2.4.1.3.1 delle NTC:

curva di instabilità: b

fattore di imperfezione  $\alpha = 0,34$

$$\Phi = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,015$$

$$\chi = 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}] = 0,667$$

In definitiva, la resistenza all'instabilità dell'asta costituita dai due profili ad L accostati è:

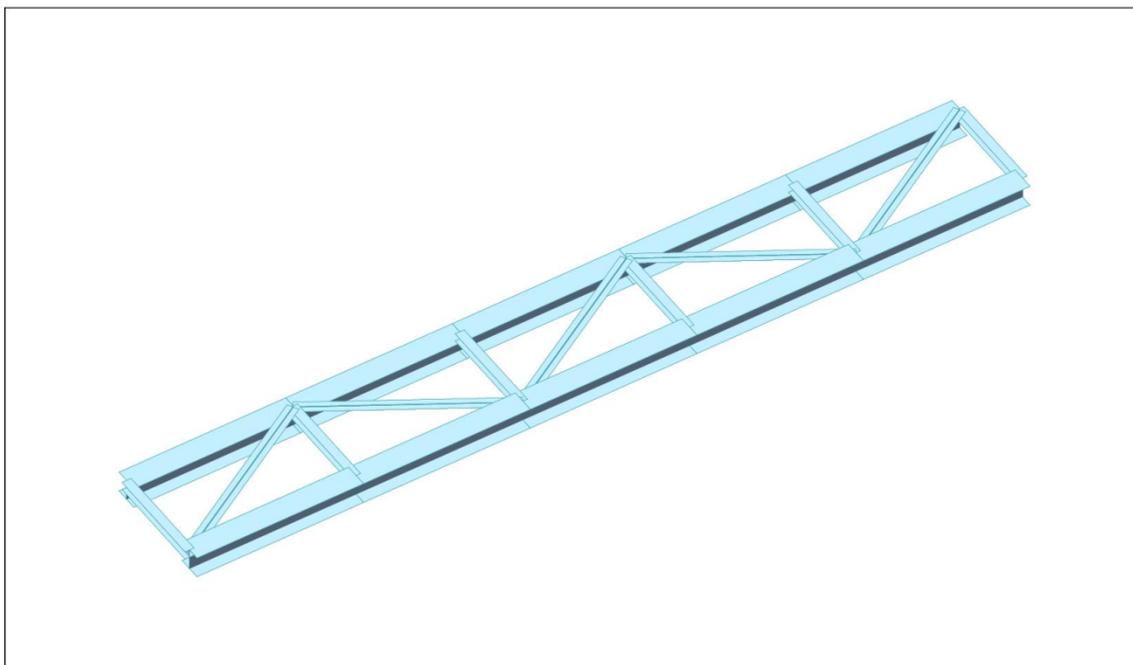
$$N_{b,Rd} = \chi \times A_{eff} \times f_{yk} / \gamma_{M1} = 0,667 \times 27,8 \text{ cm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 627 \text{ kN}$$

Essendo la resistenza calcolata maggiore dell'azione di progetto, la verifica dell'asta compressa è soddisfatta.

## 7.7. PASSERELLA SULLO SFIORATORE IN SPONDA SINISTRA – LUCI DA 9,25 METRI

L'interasse tra gli appoggi delle travi principali è di 9,25 m.

In Figura 26 si riporta una immagine del modello di calcolo utilizzato.



**Figura 26** – *Modello di calcolo dell'impalcato*

Nel seguito (da Figura 27 a Figura 31) si riportano i diagrammi dell'involuppo agli SLU

delle azioni sollecitanti più significative nelle travi principali (HE260A), nei traversi (HE100A) e nei controventi (2L 60x60x6 accoppiate).

In Figura 32 si riporta la deformata calcolata per la combinazione di carico allo SLE.

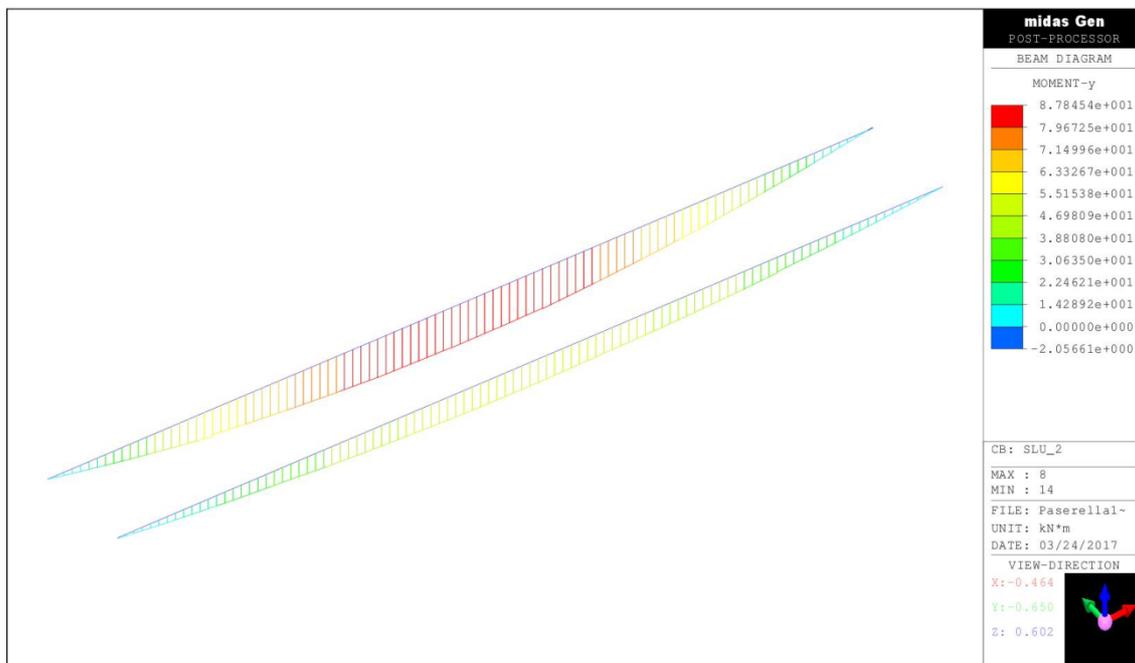


Figura 27 – Travi principali: momenti flettenti

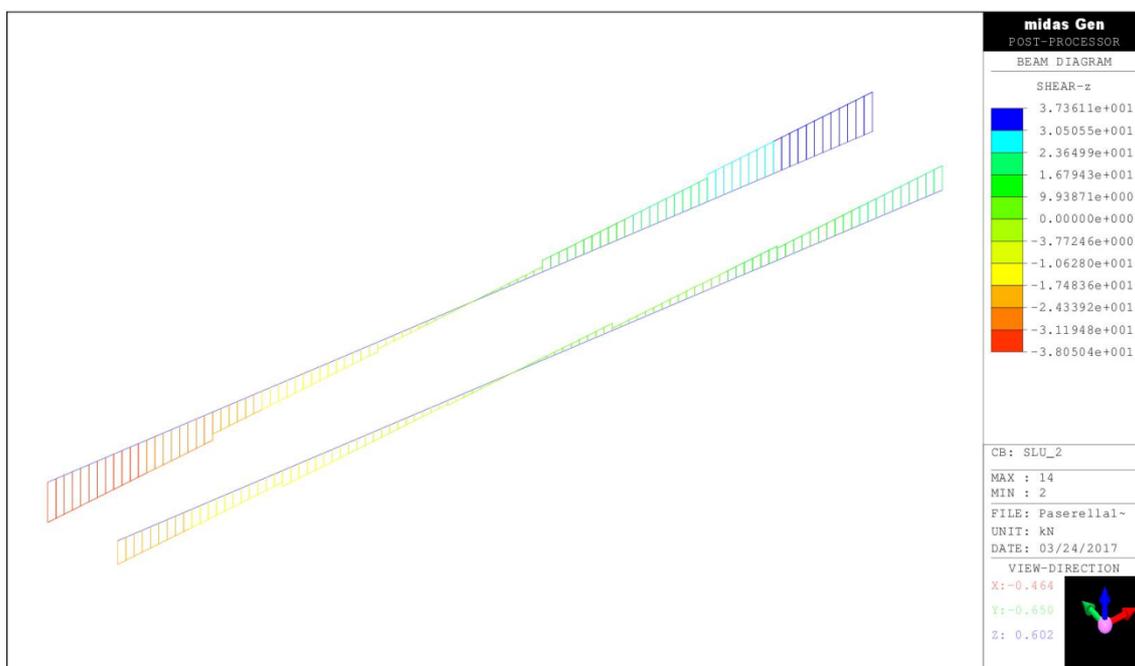


Figura 28 – Travi principali: taglio

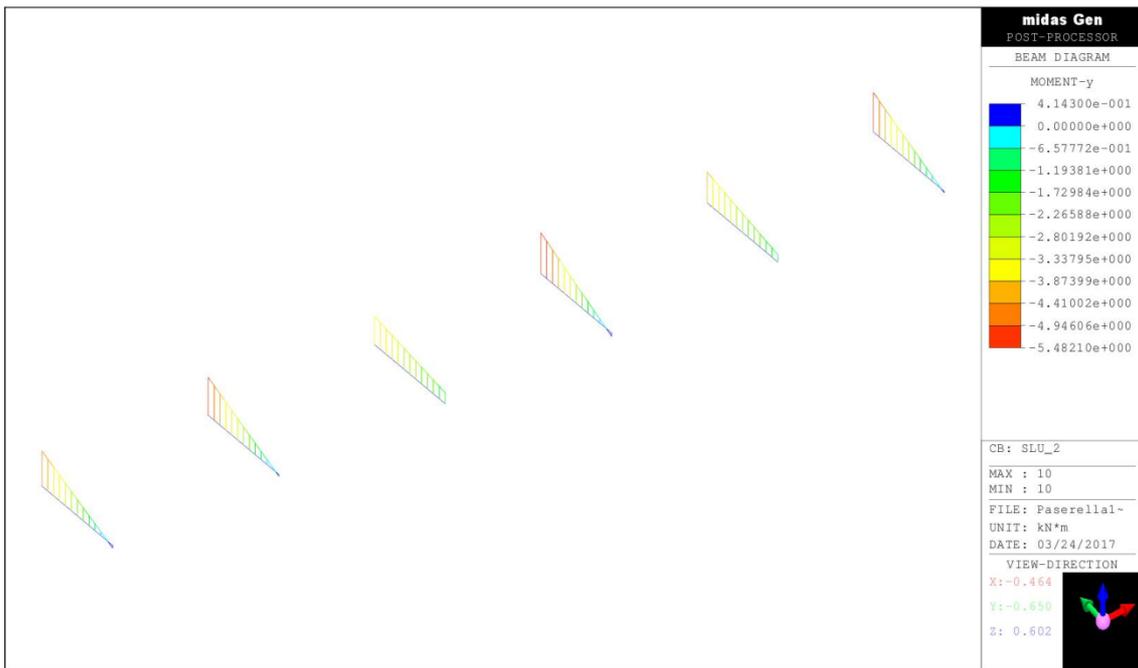


Figura 29 – Traversi: momenti flettenti

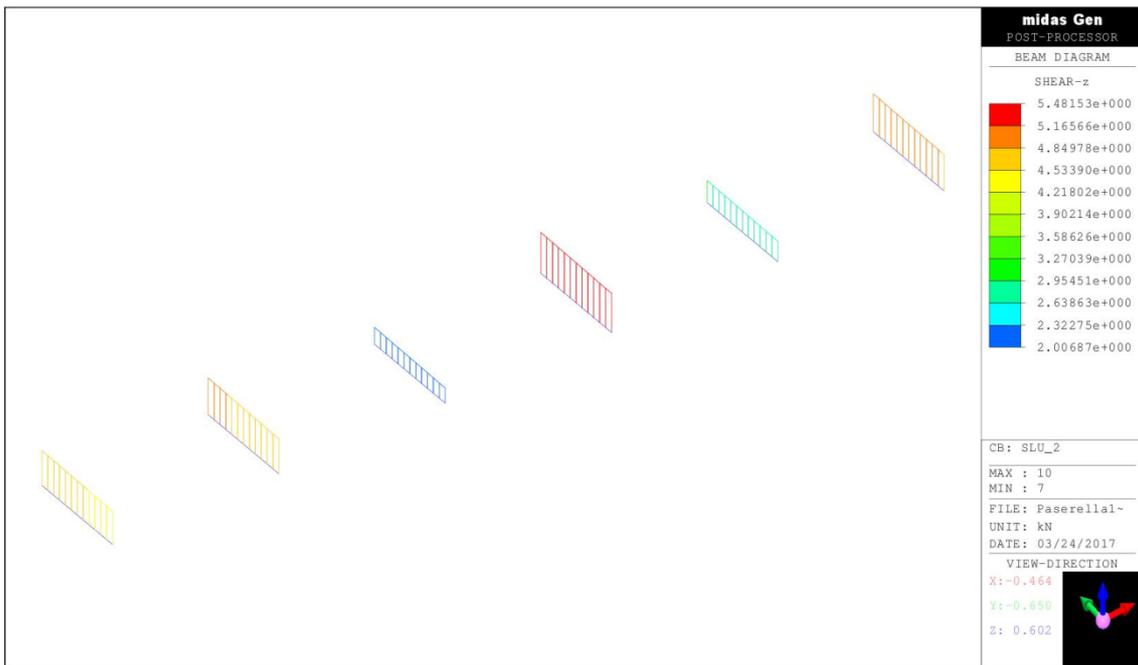


Figura 30 – Traversi: taglio

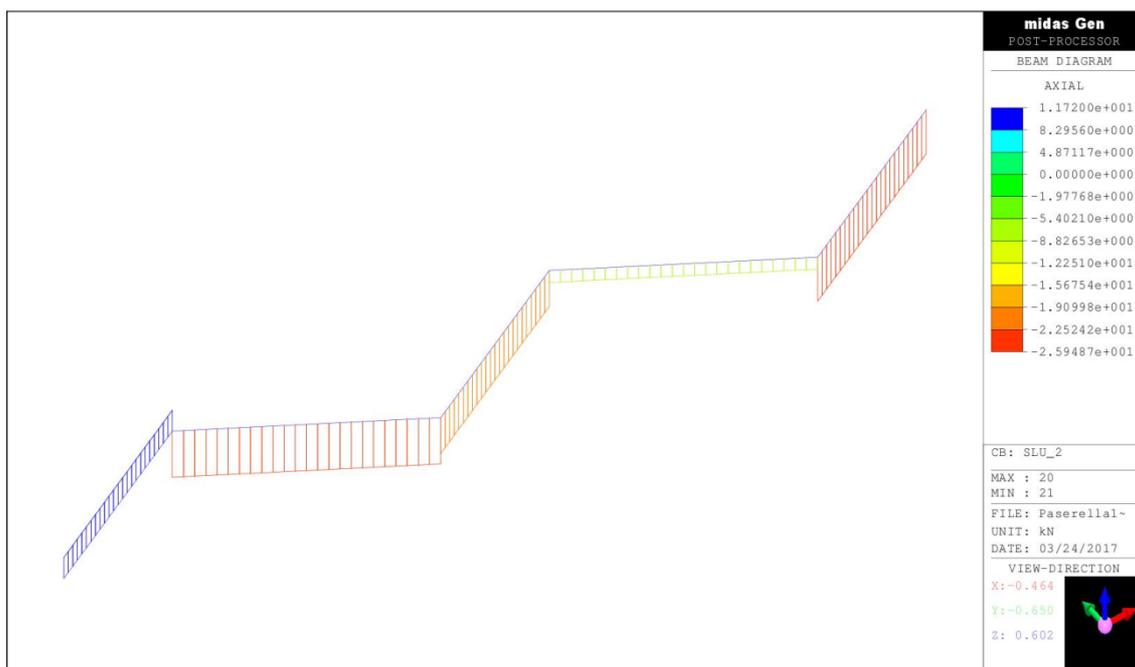


Figura 31 – Controventi: azione assiale

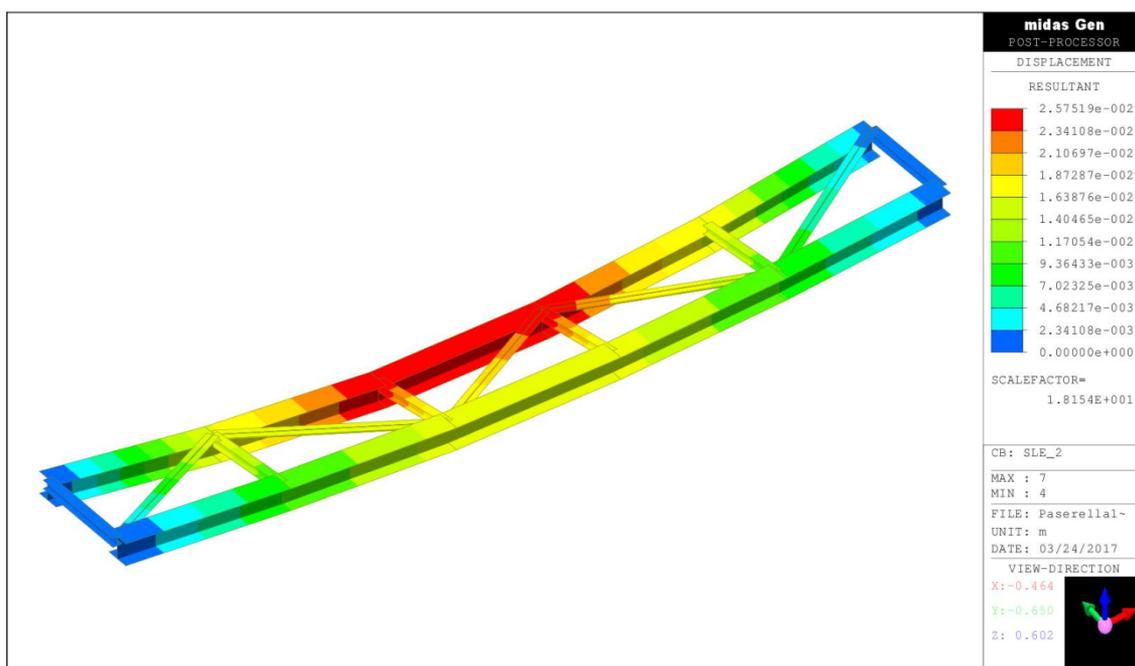


Figura 32 – Deformata allo SLE

### 7.7.1 VERIFICHE DELLE TRAVI CORRENTI

#### Verifiche di resistenza (Verifiche allo SLU)

Dal calcolo risulta:

Massimo momento flettente in mezzeria (SLU):	88 kNm
Taglio sugli appoggi (SLU):	38 kN

La resistenza di calcolo a flessione retta ed a taglio della trave HE 260 A sono (classe 3 a flessione):

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 836.400 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 283 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 1.688 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 329 \text{ kN}$$

Il taglio di calcolo è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio, quindi si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Siccome il momento flettente di calcolo è inferiore alla resistenza a flessione, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

### **Verifiche di deformabilità (Verifiche allo SLE)**

Dal calcolo risulta:

Freccia dovuta ai carichi variabili (SLE):	3,64 cm
--	---------

Freccia totale (SLE):	2,10 cm
-----------------------	---------

Il massimo spostamento verticale elastico dovuto ai carichi variabili ( $\delta_2$ ) è pari a circa 1/440 L; quello totale ( $\delta_{max}$ ) è pari a circa 1/250 L.

Gli spostamenti sono entro i limiti indicati al § 4.2.4.2.1 delle NTC; pertanto le verifiche di deformabilità sono soddisfatte.

### **7.7.2 VERIFICHE DEI TRAVERSI**

#### **Verifiche di resistenza dei profilati**

Dal calcolo risulta:

Massimo momento flettente (SLU):	5,5 kNm
----------------------------------	---------

Massimo taglio (SLU):	5,5 kN
-----------------------	--------

La resistenza di calcolo a flessione retta ed a taglio della trave HE 100 A sono:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 83.010 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 28 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 400 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 78 \text{ kN}$$

Il taglio di calcolo è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio, quindi si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Siccome il momento flettente di calcolo è inferiore alla resistenza a flessione, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

### **7.7.3 VERIFICHE DEI CONTROVENTI**

#### **Verifiche all'instabilità dei profilati**

Il taglio ed i momenti nei traversti sono trascurabili. Dal calcolo risulta:

Massima azione assiale di compressione nei controventi (SLU):	-25,9 kNm
---	-----------

Massima azione assiale di trazione nei controventi (SLU):	11,7 kNm
---	----------

Con riferimento al § 4.2.3.1 delle NTC relativamente alla classificazione delle sezioni, per

la sezione costituita dai due profilati L 60x60x6 accoppiati si ha:

$$\begin{aligned}\varepsilon &= (235/355)^{0,5} = 0,814 \\ (h/t) / \varepsilon &= (60/6) / 0,814 = 12,29 \\ (b+h)/(2t\varepsilon) &= (60+60) / (2 \times 6 \times 0,814) = 12,29\end{aligned}$$

quindi la sezione è in classe 4.

La massima lunghezza di libera inflessione dei controventi è pari a 215 cm.

Con riferimento all'asse più sfavorevole della sezione composta, il raggio d'inerzia è pari a 2,766 cm e quindi la snellezza risulta:

$$\lambda = l_0 / i = 215 \text{ cm} / 2,766 \text{ cm} = 77,73$$

Il carico critico elastico è:

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l_0 = \pi^2 \times 210 \text{ kN/mm}^2 \times 45,58 \text{ cm}^4 / 215^2 \text{ cm}^2 = 204,2 \text{ kN}$$

e la snellezza adimensionale è pari a:

$$\bar{\lambda} = (A_{eff} \times f_{yk} / N_{cr})^{0,5} = (13,82 \text{ cm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 204,2 \text{ kN})^{0,5} = 1,55$$

Con riferimento al § 4.2.4.1.3.1 delle NTC:

$$\begin{aligned}\text{curva di instabilità: } & b \\ \text{fattore di imperfezione } & \alpha = 0,34 \\ \Phi &= 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 2,376 \\ \chi &= 1 / [\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}] = 0,239\end{aligned}$$

In definitiva, la resistenza all'instabilità dell'asta costituita dai due profili ad L accostati è:

$$N_{b,Rd} = \chi \times A_{eff} \times f_{yk} / \gamma_{M1} = 0,239 \times 13,82 \text{ cm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 111,7 \text{ kN}$$

Essendo la resistenza calcolata maggiore dell'azione di progetto, la verifica dell'asta compressa è soddisfatta.

## 7.8. VERIFICHE STRUTTURALI DEL GRIGLIATO

I grigliati si appoggiano alle due putrelle correnti, aventi interasse di 1,10 m; lo schema statico è pertanto quello di una trave su due appoggi, soggetta ad un carico uniformemente distribuito di 5 kN/m<sup>2</sup> (oltre al peso proprio di 0,35 kN/m<sup>2</sup>). Nel calcolo si considera una striscia di grigliato di profondità unitaria.

Pertanto:

Momento flettente (SLU):	1,09 kNm
Taglio (SLU):	3,97 kN
Freccia (SLE):	0,10 mm

### Verifiche di resistenza (Verifiche allo SLU)

La resistenza di calcolo a flessione retta ed a taglio per il grigliato sono:

$$M_{c,Rd} = W_{el} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 23.530 \text{ mm}^3 \times 235 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 5,27 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 3.529 \text{ mm}^2 \times 235 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 456 \text{ kN}$$

Il taglio di calcolo è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio, quindi si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (§ 4.2.4.1.2 NTC).

Siccome i valori di calcolo allo SLU del momento flettente e dell'azione tagliante sono inferiori alle rispettive resistenze di calcolo, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

#### **Verifiche di deformabilità (Verifiche allo SLE)**

Gli spostamenti (dell'ordine di 1/1000 della luce) sono ampiamente accettabili, anche in relazione ai limiti indicati al § 4.2.4.2.1 delle NTC; pertanto le verifiche di deformabilità sono soddisfatte.

### **7.9. VERIFICHE STRUTTURALI DEL PARAPETTO**

I parapetti sono formati da elementi tubolari correnti e da montanti costituiti da profilati IPE 80, bullonati alla base ai traversi.

L'interasse massimo dei montanti è variabile, in funzione della variabilità di lunghezza dei diversi impalcati, ma mai supera il valore di 2,0 m.

Il carico orizzontale è di 1,5 kN/m applicato all'altezza del corrimano (§ 5.1.3.10 NTC), cioè a 1,15 m dalla base. Pertanto alla base dei montanti agiscono un taglio ed un momento flettente di calcolo (allo SLU) pari a:

$$V_{Ed} = 1,5 \text{ kN/m} \times 1,5 \times 2,0 \text{ m} = 4,50 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 4,50 \text{ kN} \times 1,15 \text{ m} = 5,18 \text{ kNm}$$

#### **Verifiche di resistenza dei profilati**

La resistenza di calcolo a flessione retta ed a taglio della trave IPE 80 sono:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 23.220 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 7,85 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 265 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / (\sqrt{3} \times 1,05) = 51,73 \text{ kN}$$

Siccome i valori di calcolo allo SLU del il momento flettente e dell'azione tagliante sono inferiori alle rispettive resistenze di calcolo, le verifiche di resistenza sono soddisfatte.

#### **Verifiche della unione bullonata alla base**

Si verifica la bullonatura alla base dei montanti. Le caratteristiche geometriche del giunto sono riportate in Figura 33. Le formule utilizzate e la simbologia sono quelle del § 4.2.8.1.1 delle NTC.

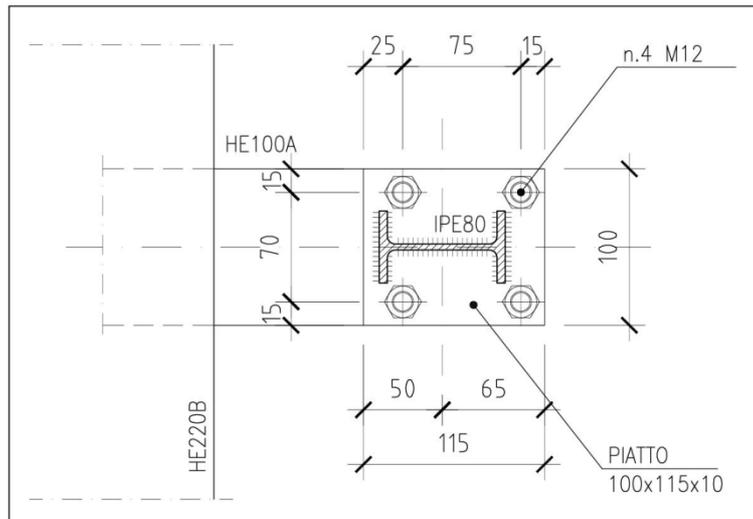


Figura 33 – Unione bullonata alla base dei montanti dei parapetti

In via semplificata e cautelativa, il bullone più sollecitato è soggetto ad un taglio ed una trazione pari a:

$$F_{v,Ed} = 4,50 \text{ kN} / 4 = 1,13 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = 5,18 \text{ kNm} / (75+25) \text{ mm} / 2 = 25,90 \text{ kN}$$

1) Controlli dimensionali

Distanze e interassi [mm]		Limiti da Normativa	
		Minimo	Massimo
e <sub>1</sub>	15	15,6	60
e <sub>2</sub>	15	15,6	60

Data il modestissimo scostamento dai limiti di normativa, i controlli dimensionali si ritengono comunque soddisfatti.

2) Resistenza di progetto a scorrimento dell'unione

forza di serraggio dei bulloni:

$$F_{p,C} = 0,7 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_{M7} = 0,7 \times 800 \text{ N/mm}^2 \times 84 \text{ mm}^3 / 1,1 = 42,76 \text{ kN}$$

resistenza di calcolo allo scorrimento di un singolo bullone:

$$F_{s,Rd,b} = n \times \mu \times (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3} = 1 \times 0,3 \times (42,76 - 25,90) / 1,25 = 4,05 \text{ kN}$$

3) Resistenza di progetto a rifollamento

(la verifica più gravosa è quella che riguarda l'ala del profilo HE100A, su cui è bullonata la piastra di base del montante, che ha uno spessore di 8 mm)

$$\alpha = 0,410$$

$$F_{b,Rd} = 28,15 \text{ kN per ciascun bullone}$$

4) Resistenza di progetto del piatto di collegamento

(anche per questa verifica si considera uno spessore di 8 mm)

$$A_{net} = (100-13-13) \times 8 = 592 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \times 592 \times 510 / 1,25 = 217 \text{ kN}$$

Quindi per un bullone:

$$N_{u,Rd} = 217 \text{ kN} / 2 = 108,69 \text{ kN}$$

In conclusione, i limiti dimensionali da Normativa sono rispettati e la resistenza di progetto dell'unione, corrispondente al minore tra i valori di resistenza di progetto sopra calcolati, è ampiamente superiore alla azione sollecitante. Pertanto le verifiche dell'unione bullonata sono soddisfatte.

## 8. TAGLI CON FILO DIAMANTATO

Il progetto prevede la demolizione di parte della diga esistente; per isolare queste parti strutturali da demolire è prevista l'esecuzione di tagli con filo diamantato.

Al 1° dicembre i getti della nuova struttura ad arco gravità dovranno essere nella situazione indicata in Figura 34, essi verranno quindi momentaneamente sospesi e si darà luogo all'esecuzione dei tagli.

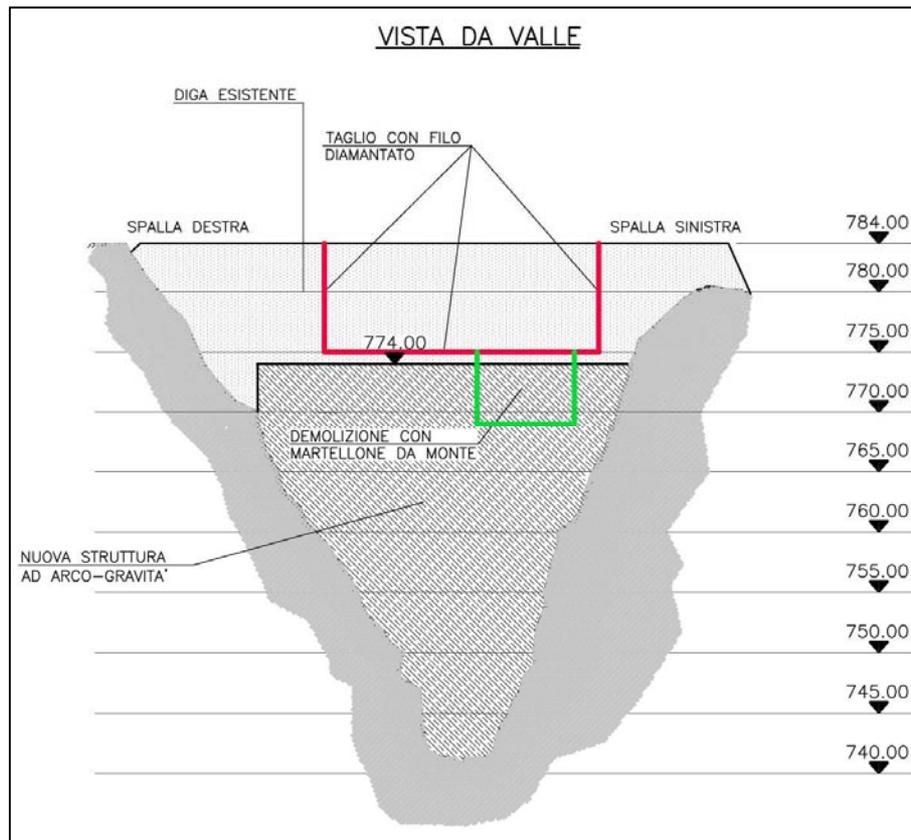
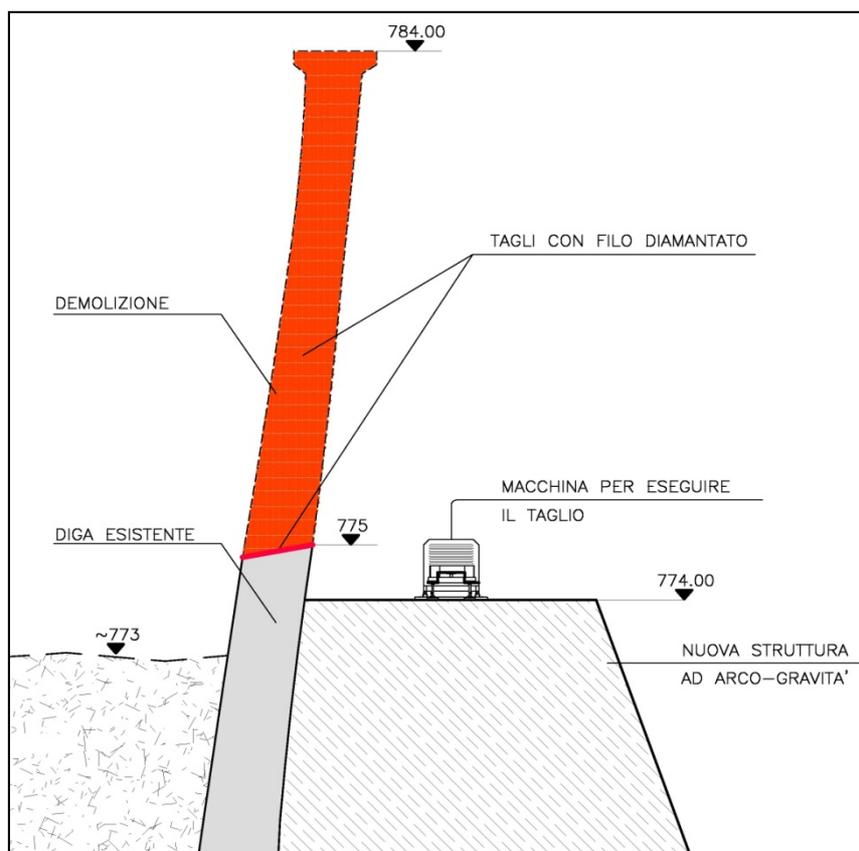


Figura 34 - Vista da valle dei tagli delle demolizioni previste

I tagli serviranno per la demolizione della parte centrale dell'arco, sopra quota ~775 m s.m., per consentire la realizzazione dei nuovi scarichi di superficie e di fondo (tagli indicati in rosso in Figura 35), e per la demolizione delle spalle esistenti.

E' previsto che la macchina per il taglio si muova su binari messi in opera lungo la superficie dei nuovi getti a ~774 m s.m., tranne che per il taglio in spalla destra per cui si prevede che la macchina sia a quota 784 m s.m. sopra lo scarico di mezzofondo.

In Figura 35 è riportato lo schema della macchina posizionata sul piano dei nuovi getti.



**Figura 35** – Schema del posizionamento della macchina del taglio

Si è voluta appurare la stabilità della porzione di arco isolata dai tagli con filo che, nonostante sia ancora vincolato sia sulla faccia inferiore che quella a contatto con la spalla destra, non è più soggetto al contrasto offerto dall'arco della diga.

Si è verificata la porzione di arco in spalla destra perché le sue condizioni sono più gravose rispetto a quella in spalla sinistra.

Sono state eseguite due sezioni verticali di questa porzione di struttura, le n. 1 e 2 indicate in Figura 36.

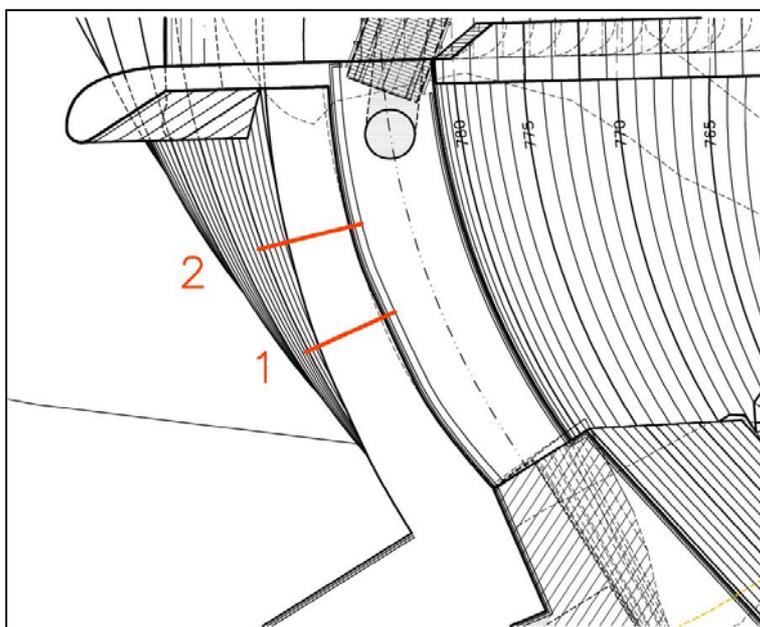


Figura 36 – Ubicazione planimetrica delle sezioni verificate

In Figura 37 sono riportate le sezioni con indicato il loro baricentro e la direzione della forza peso, come si può vedere essa cade sempre all'interno della base della sezione.

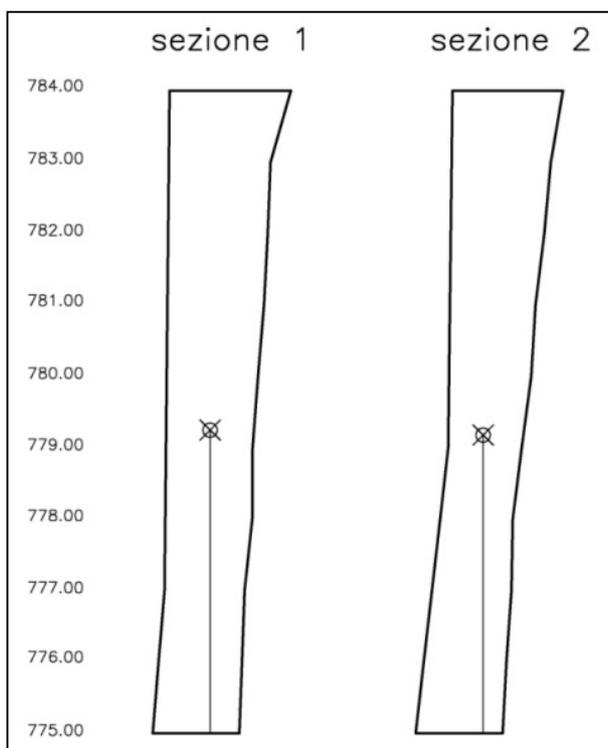


Figura 37 – Sezioni 1 e 2 con indicazione baricentro

Va inoltre ricordato che il lasso temporale da quando saranno eseguiti i tagli a quando, a valle di questa porzione di arco, verrà messo in opera il calcestruzzo della nuova struttura ad arco-gravità è limitato a pochi mesi. Durante questo periodo, nonostante le verifiche positive sopra riportate, verrà applicato un cavo di sicurezza in acciaio

vincolato alla struttura in calcestruzzo armato dell'opera di presa, per garantire ulteriormente la sicurezza delle maestranze che stanno operando a valle per la realizzazione delle nuove opere.

## 9. MURI DI SOSTEGNO IN SPONDA DESTRA

### 9.1. PREMESSE

Vengono di seguito condotte le verifiche dei muri di sostegno previsti in sponda destra, a quota 786 m s.m. circa. Vengono verificati i muri denominati "1", "2" e "3", la cui ubicazione planimetrica è riportata in Figura 38.

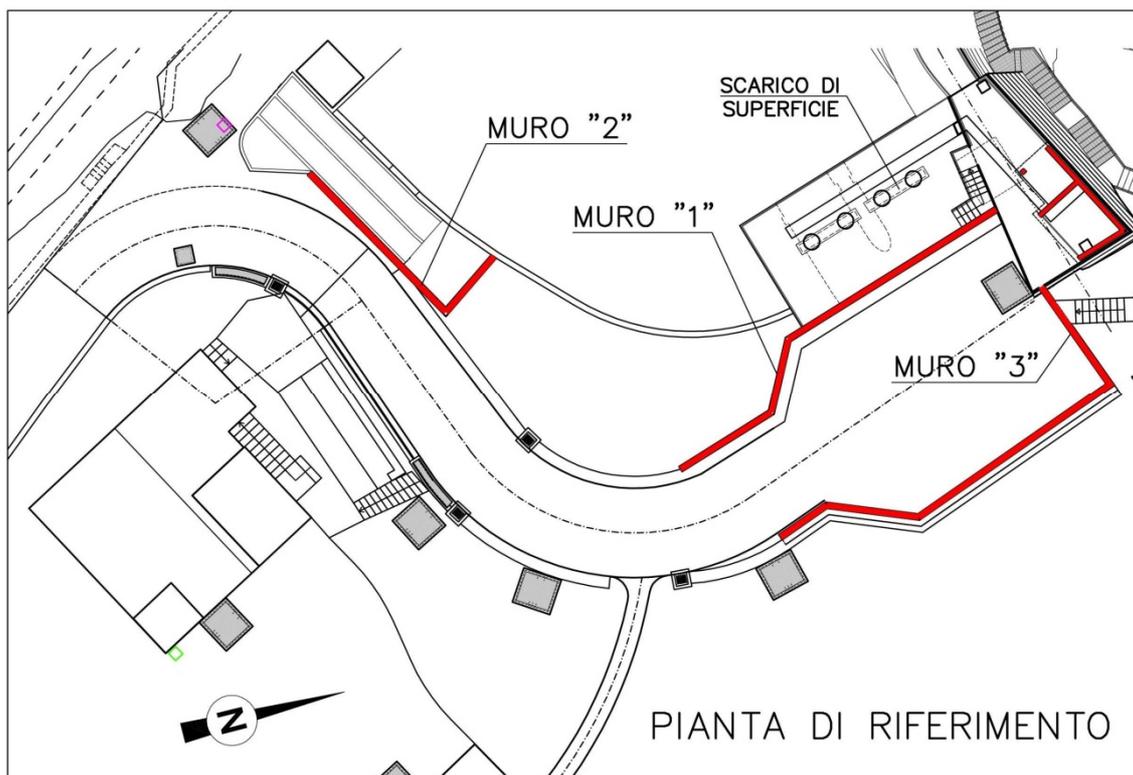


Figura 38 – Planimetria di riferimento dei muri di sostegno in sponda destra

Le verifiche sono state eseguite avvalendosi del codice di calcolo MAX 10.0 – Muri di sostegno della Aztec Informatica.

### 9.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si utilizza un calcestruzzo con classe di resistenza C32/40 ed armature in acciaio B450C; le caratteristiche di questi materiali sono riportate al precedente §3.

Il copriferro nominale richiesto dalle Norme è, per la struttura in esame, di 35 mm essendo la vita utile di 100 anni. Si assume comunque un copriferro di 40 mm, con tolleranza 10 mm.

### 9.3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In assenza di studi più approfonditi, in relazione alle caratteristiche delle opere in progetto e dei terreni presenti, i valori caratteristici dei parametri geotecnici sono stimati in base a dati di letteratura ed esperienze su interventi analoghi.

Al terreno di fondazione ed a tergo dell'opera sono stati attribuiti un angolo di attrito efficace pari a  $\phi' = 35^\circ$ , una coesione nulla ed un peso di volume pari a  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il sottosuolo è caratterizzato da depositi di terreni a grana grossa molto addensati, per cui secondo le NTC è di Categoria B.

#### 9.4. CARICHI AGENTI

##### Peso proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato assegnando un peso per unità di volume di  $25 \text{ kN/m}^3$ .

##### Peso del terreno a monte

Il peso del terreno a monte, gravante sulla fondazione in c.a., viene tenuto in conto assegnando al terreno un peso per unità di volume di  $18 \text{ kN/m}^3$ .

##### Spinta del terreno

La spinta del terreno in condizioni statiche viene calcolata attraverso il metodo di Culmann, che estende la formulazione del calcolo della spinta attiva proposta da Coulomb nel caso di profilo del terreno a monte del muro con andamento qualsiasi.

##### Sovraccarichi accidentali a monte del muro

Si è considerato agente sul terrapieno a monte dei muri 1 e 2, un sovraccarico accidentale verticale uniformemente distribuito, il cui valore caratteristico è di  $10 \text{ kN/m}^2$ , in quanto presente la strada di accesso allo scarico. Per il muro 3 invece si è considerato un sovraccarico accidentale verticale uniformemente distribuito pari a  $5 \text{ kN/m}^2$ . Per tutti i sovraccarichi è stato considerato anche l'incremento della spinta orizzontale del terreno dovuto a questo.

##### Azioni sismiche

I parametri di pericolosità sismica per il sito su cui verrà costruita l'opera sono definiti al § 4. e valgono:

	SLV ( $T_R = 1898$ )
$a_g$ [g]	0,115
$F_o$ [-]	2,662
$T_c^*$ [s]	0,322

Il coefficiente  $S$ , che tiene conto della categoria del suolo di fondazione e delle condizioni topografiche mediante la relazione  $S = S_s \times S_T$  è stato assunto pari a:

$$S = 1,44$$

essendo il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  pari ad 1,2 per categoria sottosuolo B ed il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  pari ad 1,2 per categoria

topografica T2.

In accordo con il §7.11.6.2.1 delle NTC2008 l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante i metodi pseudostatici. Nella definizione dell'azione sismica, si tiene in conto delle azioni sismiche sulla struttura e delle azioni sismiche del terreno. Le forze d'inerzia orizzontali e verticali per effetto del sisma sono valutate con le seguenti relazioni:

$$F_{iH} = K_h \cdot W$$

$$F_{iV} = \pm K_v \cdot W$$

dove W è il peso del muro e del terreno soprastante la mensola di monte.

Il coefficiente sismico orizzontale è pari a  $K_H = S \times a_g \times \beta_m$ , con  $\beta_m = 0,24$ , mentre il coefficiente sismico verticale  $K_V$  è pari a  $K_V = K_H / 2$ . Pertanto, nel caso in esame si ha

$$K_H = 1,44 \times 0,115 \times 0,24 = 0,04$$

$$K_V = \pm 0,04 / 2 = \pm 0,02$$

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si utilizza la formulazione di Mononobe-Okabe.

## 9.5. COMBINAZIONI DI CARICO E VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR), geotecnici (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU) si eseguono in accordo all'Approccio 1 delle NTC.

Nella tabella seguente si riportano i coefficienti di partecipazione e di combinazione per ciascuna delle 12 combinazioni all' SLU.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno valgono 1 per tutte le combinazioni di carico ad eccezione delle combinazioni "Caso A2-M2", per le quali si ha  $\gamma_{\tan\phi} = 1,25$ .

N°	COMBINAZIONE	AZIONE	$\gamma$	$\Psi$	C
1	SLU Caso A1-M1	Peso proprio	1,30	1,00	1,30
		Spinta terreno	1,30	1,00	1,30
		Sovraccarico	1,30	1,00	1,30
2	SLU Caso A2-M2	Peso proprio	1,00	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
		Sovraccarico	1,00	1,00	1,00
3	EQU	Peso proprio	1,10	1,00	1,10
		Spinta terreno	1,10	1,00	1,10
		Sovraccarico	1,10	1,00	1,10
4	STAB	Peso proprio	1,00	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
		Sovraccarico	1,00	1,00	1,00
5	SLU Caso A1-M1 Sisma Vert. positivo	Peso proprio	1,00	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
		Sovraccarico	1,00	1,00	1,00
6	SLU Caso A1-M1 Sisma Vert. negativo	Peso proprio	1,00	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
		Sovraccarico	1,00	1,00	1,00
7	SLU Caso A2-M2 Sisma Vert. negativo	Peso proprio	1,00	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
		Sovraccarico	1,00	1,00	1,00
8	SLU Caso A2-M2 Sisma Vert. positivo	Peso proprio	1,00	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
		Sovraccarico	1,00	1,00	1,00
9	EQU Sisma Vert. positivo	Peso proprio	1,00	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
		Sovraccarico	1,00	1,00	1,00
10	EQU Sisma Vert. negativo	Peso proprio	1,00	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
		Sovraccarico	1,00	1,00	1,00
11	STAB Sisma Vert. negativo	Peso proprio	1,00	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
		Sovraccarico	1,00	1,00	1,00
12	STAB Sisma Vert. positivo	Peso proprio	1,00	1,00	1,00
		Spinta terreno	1,00	1,00	1,00
		Sovraccarico	1,00	1,00	1,00

In accordo con le NTC, si sono eseguite le seguenti verifiche di stabilità globale:

- La verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione, che risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di 1.
- La verifica a ribaltamento, che consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di 1.
- La verifica di stabilità globale del complesso muro+terreno, per la quale è stata utilizzata la tecnica della suddivisione in strisce della superficie di scorrimento da analizzare, secondo il metodo di Bishop. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore di 1.

## 9.6. MURO "1"

Per il Muro "1" sono verificate le tre sezioni significative, le cui caratteristiche geometriche sono riportate in Figura 39, Figura 40 e Figura 41. Per quanto riguarda la Sezione 1, la cui altezza è variabile da 1,45 a 1,95 m, viene ovviamente presa in esame la situazione con muro più alto (1,95 m). Riguardo alla Sezione 3, le uniche verifiche significative sono quelle di resistenza degli elementi strutturali, ed in particolare le verifiche a flessione e taglio a quota 784 m s.m.

Come detto, su tutto il profilo del terreno è stato applicato un carico distribuito pari a 10 kN/m<sup>2</sup>. Il profilo del terreno a monte è orizzontale; quello a valle non viene tenuto in conto nelle verifiche a scorrimento e a ribaltamento.

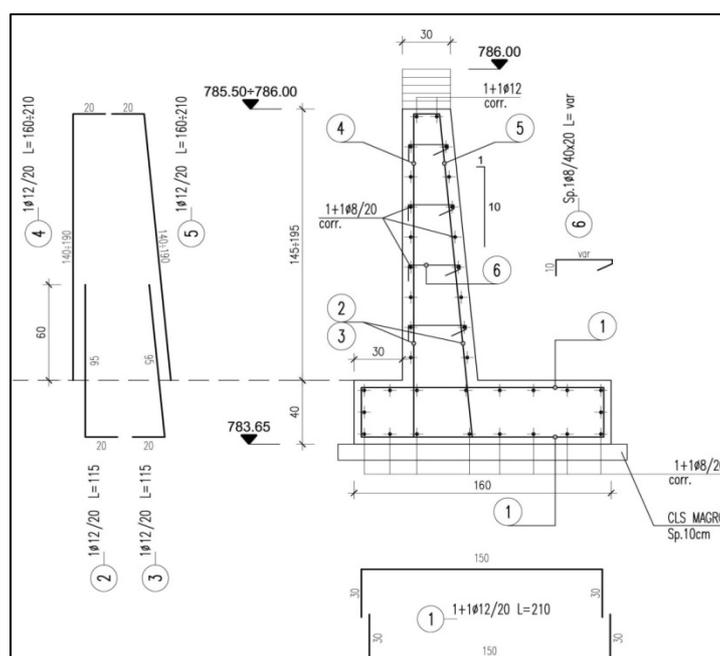


Figura 39 – Geometria del Muro "1" – Sezione 1

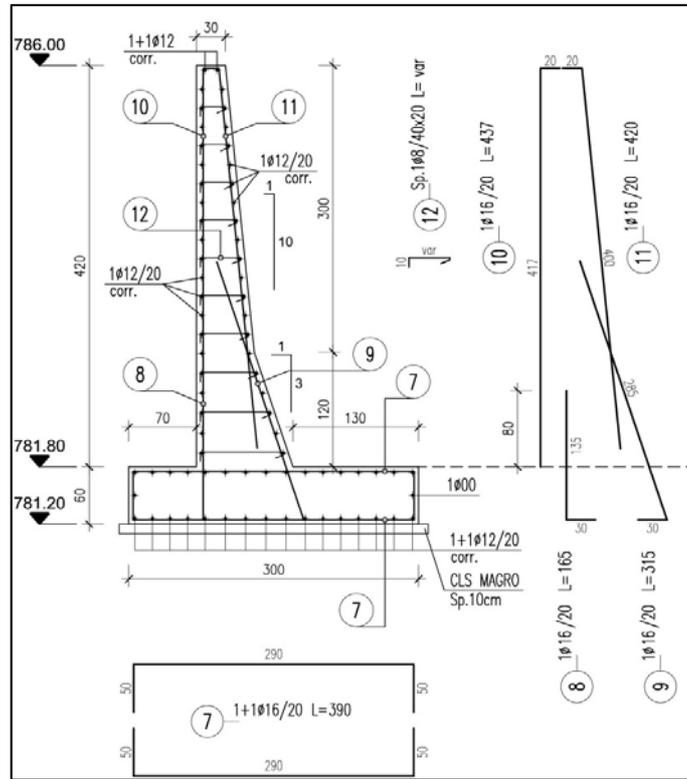


Figura 40 - Geometria del Muro "1" - Sezione 2

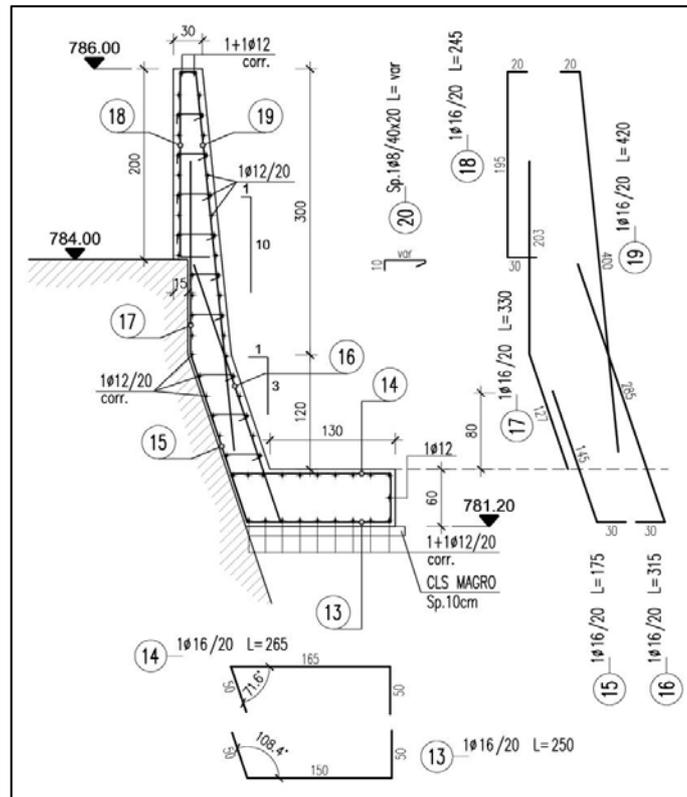


Figura 41 - Geometria del Muro "1" - Sezione 3

### 9.6.1. VERIFICHE MURO "1" - SEZIONE 1

Di seguito si riporta la tabella contenente la sintesi dei coefficienti ricavati nelle verifiche di stabilità globale, per ciascuna delle 12 combinazioni prese in esame.

N°	NOME	SISMA	SCORRIMENTO	RIBALTAMENTO	STABILITA' GLOBALE
1	SLU Caso A1-M1	--	2,00	--	--
2	SLU Caso A2-M2	--	1,37	--	--
3	EQU	--	--	4,15	--
4	STAB	--	--	--	1,61
5	SLU Caso A1-M1	h +v	1,75	--	--
6	SLU Caso A1-M1	h -v	1,73	--	--
7	SLU Caso A2-M2	h -v	<b>1,12</b>	--	--
8	SLU Caso A2-M2	h +v	1,13	--	--
9	EQU	h +v	--	3,42	--
10	EQU	h -v	--	<b>3,27</b>	--
11	STAB	h -v	--	--	<b>1,49</b>
12	STAB	h +v	--	--	1,50

Le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte, essendo i coefficienti trovati tutti maggiori di 1.

Si riportano nel seguito, per ciascuna delle tre verifiche (scorrimento, ribaltamento, stabilità globale), i dettagli della combinazione con coefficiente di sicurezza minore.

#### Verifica a scorrimento

Si riporta nel seguito la verifica a scorrimento della combinazione di carico n°7, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore nei riguardi dello scorrimento lungo il piano di fondazione.

#### COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	22,41	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	21,18	[kN]
Componente verticale della spinta statica	7,31	[kN]
Incremento sismico della spinta	1,44	[kN]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	41,68	[kN]
Inerzia del muro	1,41	[kN]
Inerzia verticale del muro	- 0,70	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1,66	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	- 0,83	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	25,60	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	83,30	[kN]

*Coefficiente di sicurezza a scorrimento*

*1,12*

**Verifica a ribaltamento**

Si riporta nel seguito la verifica a ribaltamento della combinazione di carico n°10, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore tra quelle analizzate.

**COMBINAZIONE n° 10**

Valore della spinta statica	22,41	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	21,18	[kN]
Componente verticale della spinta statica	7,31	[kN]
Punto d'applicazione della spinta (da testa muro)	1,00	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superf.	19,04	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,63	[°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	41,68	[kN]

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	25,60	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	83,30	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	25,37	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	82,79	[kNm]

*Coefficiente di sicurezza a ribaltamento*

*3,27*

**Verifica di stabilità globale di opera di sostegno-terreno**

Si riporta nel seguito la verifica della combinazione di carico n°11, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore nei riguardi della stabilità globale del compresso opera di sostegno - terreno.

**COMBINAZIONE n° 11**

**Cerchio critico:**

Coordinate del centro      X[m]= -0,81      Y[m]= 1,21

(Le ascisse X sono considerate positive verso monte; le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto; origine in testa al muro, spigolo contro terra)

Raggio del cerchio      R[m]= 3,99

*Coefficiente di sicurezza a stabilità globale (Bishop)*

*1,49*

In Figura 42 si riporta la rappresentazione della sezione con indicato il cerchio critico.

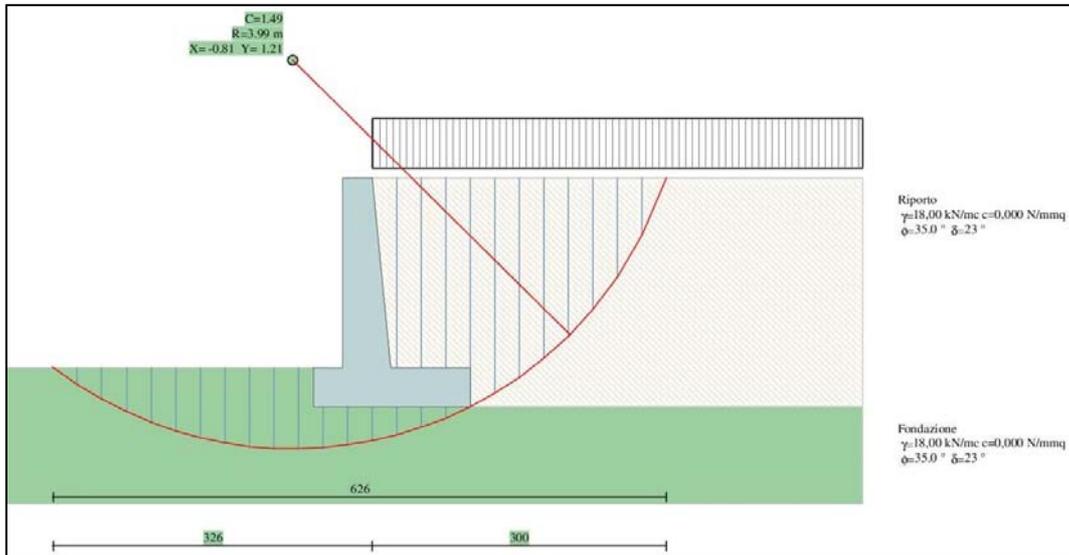


Figura 42 – Muro “1” – Sezione 1 – Verifica a stabilità globale

### Verifica della fondazione

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 1.

Il carico limite della fondazione viene calcolato tramite l'espressione di Meyerhof:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

in cui  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$ , sono i fattori di profondità,  $s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_\gamma$ , sono i fattori di forma.

N°	NOME	SISMA	CARICO LIMITE	TENSIONE TERRENO A VALLE [N/mm <sup>2</sup> ]	TENSIONE TERRENO A MONTE [N/mm <sup>2</sup> ]
1	SLU Caso A1-M1	--	6,81	0,0594	0,0641
2	SLU Caso A2-M2	--	2,58	0,0638	0,0417
3	EQU	--	--	--	--
4	STAB	--	--	--	--
5	SLU Caso A1-M1	h +v	6,61	0,0634	0,0405
6	SLU Caso A1-M1	h -v	6,81	0,0655	0,0426
7	SLU Caso A2-M2	h -v	1,97	0,0762	0,0321
8	SLU Caso A2-M2	h +v	1,92	0,0736	0,0305
9	EQU	h +v	--	--	--
10	EQU	h -v	--	--	--
11	STAB	h -v	--	--	--
12	STAB	h +v	--	--	--

Le verifiche a carico limite sono soddisfatte, essendo il coefficiente di sicurezza sempre maggiore di 1.

### Verifica degli elementi in c.a.

Il muro è armato con i ferri definiti in Figura 39.

Nella tabella seguente si riportano le massime azioni sollecitanti in termini di azione assiale (N, kN, positiva se di compressione), momento flettente (M, kNm) e taglio (T, kN), ricavati tra le diverse combinazioni analizzate alla base del paramento e nella soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Paramento	M	15,91	kNm
	N	19,36	kN
	T	19,45	kN
Fondazione	M	-5,64	kNm
	T	18,62	kN

#### Verifiche a pressoflessione - paramento

Di seguito viene verificata a pressoflessione la sezione di base del paramento del muro di sostegno (sezione di incastro con la soletta di fondazione).

Il momento resistente  $M_{Rd}$  associato alla  $N_{Ed} = 19,36$  kNm risulta pari a  $106,20$  kNm  $>$   $15,91$  kNm.

Le verifiche a pressoflessione sono pertanto soddisfatte, essendo il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio - paramento

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a  $195,30$  kN  $>$   $19,45$  kN.

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

#### Verifiche a flessione - fondazione

Di seguito vengono verificate a flessione le sezioni della soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Il momento resistente  $M_{Rd}$  risulta pari a  $82,25$  kNm  $>$   $5,64$  kNm.

Le verifiche a flessione sono pertanto soddisfatte, essendo sempre il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio - fondazione

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a  $167,40$  kN  $>$   $18,62$  kN.

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

## 9.6.2. VERIFICHE MURO "1" - SEZIONE 2

Di seguito si riporta la tabella contenente la sintesi dei coefficienti ricavati nelle verifiche di stabilità globale, per ciascuna delle 12 combinazioni prese in esame.

N°	NOME	SISMA	SCORRIMENTO	RIBALTAMENTO	STABILITA' GLOBALE
1	SLU Caso A1-M1	--	1,93	--	--
2	SLU Caso A2-M2	--	1,31	--	--
3	EQU	--	--	3,95	--
4	STAB	--	--	--	1,54
5	SLU Caso A1-M1	h +v	1,67	--	--
6	SLU Caso A1-M1	h -v	1,66	--	--
7	SLU Caso A2-M2	h -v	1,09	--	--
8	SLU Caso A2-M2	h +v	<b>1,09</b>	--	--
9	EQU	h +v	--	3,28	--
10	EQU	h -v	--	<b>3,13</b>	--
11	STAB	h -v	--	--	<b>1,44</b>
12	STAB	h +v	--	--	1,44

Le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte, essendo i coefficienti trovati tutti maggiori di 1.

Si riportano nel seguito, per ciascuna delle tre verifiche (scorrimento, ribaltamento, stabilità globale), i dettagli della combinazione con coefficiente di sicurezza minore.

### Verifica a scorrimento

Si riporta nel seguito la verifica a scorrimento della combinazione di carico n°8, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore nei riguardi dello scorrimento lungo il piano di fondazione.

### COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	77,79	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	73,54	[kN]
Componente verticale della spinta statica	25,38	[kN]
Incremento sismico della spinta	7,18	[kN]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	155,33	[kN]
Inerzia del muro	3,92	[kN]
Inerzia verticale del muro	1,96	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	6,17	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	3,09	[kN]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	90,42	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	286,64	[kN]

*Coefficiente di sicurezza a scorrimento*

*1,09*

**Verifica a ribaltamento**

Si riporta nel seguito la verifica a ribaltamento della combinazione di carico n°10, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore tra quelle analizzate.

**COMBINAZIONE n° 10**

Valore della spinta statica	77,79	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	73,54	[kN]
Componente verticale della spinta statica	25,38	[kN]
Punto d'applicazione della spinta (da testa muro)	2,00	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superf.	19,04	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	58,00	[°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	155,33	[kN]

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	87,50	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	275,54	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	167,86	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	525,88	[kNm]
<b><i>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</i></b>	<b><i>3,13</i></b>	

**Verifica di stabilità globale di opera di sostegno-terreno**

Si riporta nel seguito la verifica della combinazione di carico n°11, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore nei riguardi della stabilità globale del compresso opera di sostegno - terreno.

**COMBINAZIONE n° 11**

**Cerchio critico:**

Coordinate del centro      X[m]= -1,20      Y[m]= 0,80

(Le ascisse X sono considerate positive verso monte; le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto; origine in testa al muro, spigolo contro terra)

Raggio del cerchio      R[m]= 6,45

***Coefficiente di sicurezza a stabilità globale (Bishop)***      ***1,44***

In Figura 43 si riporta la rappresentazione della sezione con indicato il cerchio critico.

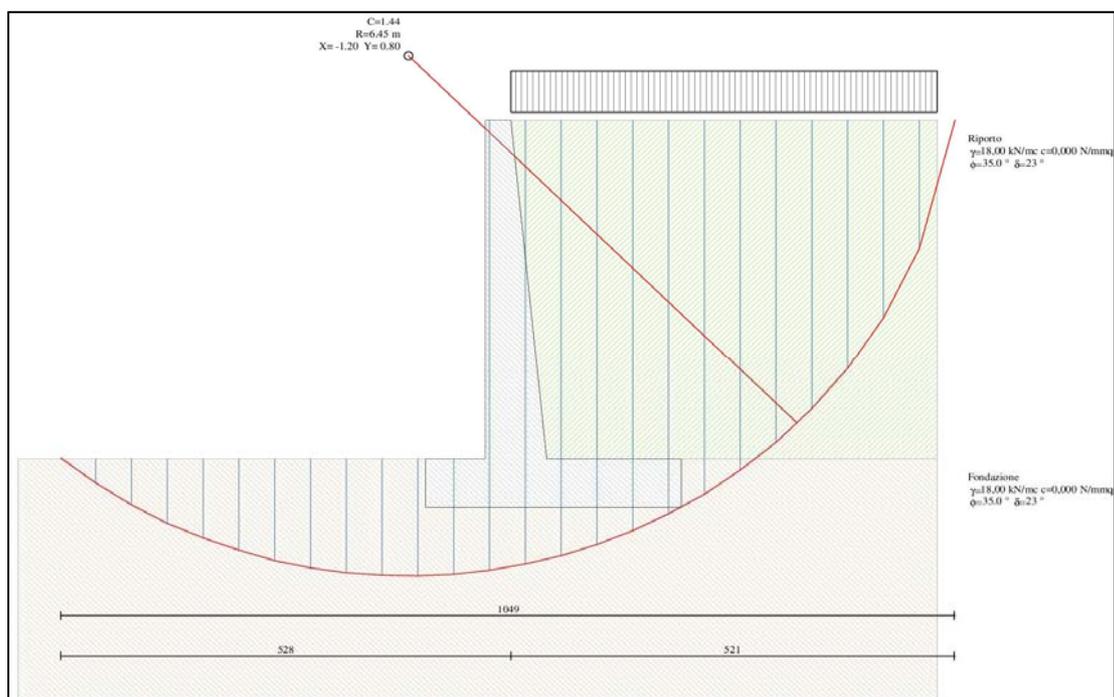


Figura 43 – Muro "1" – Sezione 2 – Verifica a stabilità globale

**Verifica della fondazione**

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 1.

Il carico limite della fondazione viene calcolato tramite l'espressione di Meyerhof:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

in cui  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$ , sono i fattori di profondità,  $s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_\gamma$ , sono i fattori di forma.

N°	NOME	SISMA	CARICO LIMITE	TENSIONE TERRENO A VALLE [N/mm <sup>2</sup> ]	TENSIONE TERRENO A MONTE [N/mm <sup>2</sup> ]
1	SLU Caso A1-M1	--	6,20	0,1037	0,1180
2	SLU Caso A2-M2	--	2,28	0,1107	0,0755
3	EQU	--	--	--	--
4	STAB	--	--	--	--
5	SLU Caso A1-M1	h +v	6,11	0,1135	0,0775
6	SLU Caso A1-M1	h -v	6,29	0,1098	0,0737
7	SLU Caso A2-M2	h -v	1,73	0,1287	0,0550
8	SLU Caso A2-M2	h +v	1,68	0,1331	0,0580
9	EQU	h +v	--	--	--
10	EQU	h -v	--	--	--
11	STAB	h -v	--	--	--
12	STAB	h +v	--	--	--

Le verifiche a carico limite sono soddisfatte, essendo il coefficiente di sicurezza sempre maggiore di 1.

#### Verifica degli elementi in c.a.

Il muro è armato con i ferri definiti in Figura 40.

Nella tabella seguente si riportano le massime azioni sollecitanti in termini di azione assiale (N, kN, positiva se di compressione), momento flettente (M, kNm) e taglio (T, kN), ricavati tra le diverse combinazioni analizzate alla base del paramento e nella soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Paramento	M	116,76	kNm
	N	53,48	kN
	T	71,95	kN
Fondazione	M	-40,78	kNm
	T	76,54	kN

#### Verifiche a pressoflessione - paramento

Di seguito viene verificata a pressoflessione la sezione di base del paramento del muro di sostegno (sezione di incastro con la soletta di fondazione).

Il momento resistente  $M_{Rd}$  associato alla  $N_{Ed} = 52,48$  kNm risulta pari a 281,16 kNm > 116,76 kNm.

Le verifiche a pressoflessione sono pertanto soddisfatte, essendo il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio - paramento

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a 269,90 kN > 71,91 kN.

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

#### Verifiche a flessione – fondazione

Di seguito vengono verificate a flessione le sezioni della soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Il momento resistente  $M_{Rd}$  risulta pari a 217,50 kNm > - 40,78 kNm.

Le verifiche a flessione sono pertanto soddisfatte, essendo sempre il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio - fondazione

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a 245,60 kN > 76,05 kN.

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

### **9.6.3. VERIFICHE MURO "1" - SEZIONE 3**

Il muro è armato con i ferri definiti in Figura 41.

Nella tabella seguente si riportano le massime azioni sollecitanti in termini di azione assiale (N, kN), momento flettente (M, kNm) e taglio (T, kN).

Paramento	M	19,13	kNm
	N	20,83	kN
	T	21,95	kN

#### Verifiche a pressoflessione – paramento

Di seguito viene verificata a pressoflessione la sezione di base del paramento del muro di sostegno (sezione di incastro con la soletta di fondazione).

Il momento resistente  $M_{Rd}$  associato alla  $N_{Ed} = 20,83$  kNm risulta pari a 122,10 kNm > 19,13 kNm.

Le verifiche a pressoflessione sono pertanto soddisfatte, essendo il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio – paramento

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a 186,90 kN > 21,95 kN.

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

### **9.7. MURO "2"**

Le caratteristiche geometriche delle due sezioni verificate sono riportate in Figura 44 (Sezione 1, le verifiche vengono condotte sulla sezione di maggiore altezza) e Figura



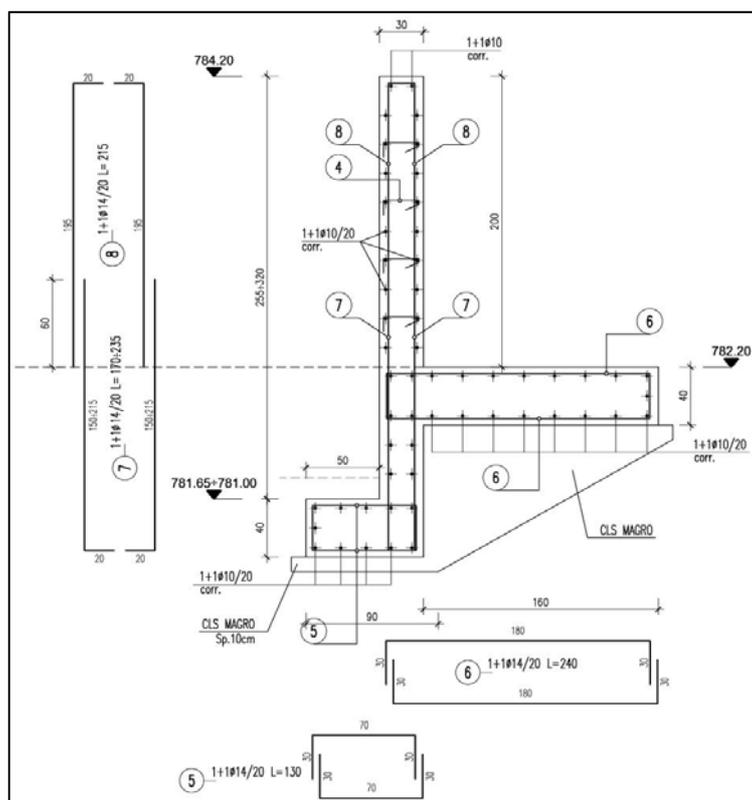


Figura 45 - Geometria del Muro "2" - Sezione 2

### 9.7.1. VERIFICHE MURO "2" - SEZIONE 1

Di seguito si riporta la tabella contenente la sintesi dei coefficienti ricavati nelle verifiche di stabilità globale, per ciascuna delle 12 combinazioni prese in esame.

N°	NOME	SISMA	SCORRIMENTO	RIBALTAMENTO	STABILITA' GLOBALE
1	SLU Caso A1-M1	--	1,76	--	--
2	SLU Caso A2-M2	--	1,20	--	--
3	EQU	--	--	3,78	--
4	STAB	--	--	--	1,52
5	SLU Caso A1-M1	h +v	1,56	--	--
6	SLU Caso A1-M1	h -v	1,55	--	--
7	SLU Caso A2-M2	h -v	<b>1,00</b>	--	--
8	SLU Caso A2-M2	h +v	1,00	--	--
9	EQU	h +v	--	3,18	--
10	EQU	h -v	--	<b>3,05</b>	--
11	STAB	h -v	--	--	<b>1,41</b>
12	STAB	h +v	--	--	1,42

Le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte, essendo i coefficienti trovati tutti

maggiori di 1.

Si riportano nel seguito, per ciascuna delle tre verifiche (scorrimento, ribaltamento, stabilità globale), i dettagli della combinazione con coefficiente di sicurezza minore.

#### Verifica a scorrimento

Si riporta nel seguito la verifica a scorrimento della combinazione di carico n°7, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore nei riguardi dello scorrimento lungo il piano di fondazione.

#### **COMBINAZIONE n° 7**

Valore della spinta statica	26,25	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	24,81	[kN]
Componente verticale della spinta statica	8,56	[kN]
Incremento sismico della spinta	1,68	[kN]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	44,32	[kN]
Inerzia del muro	1,33	[kN]
Inerzia verticale del muro	-0,66	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1,76	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0,88	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	29,49	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	85,23	[kN]

**Coefficiente di sicurezza a scorrimento** **1,00**

#### Verifica a ribaltamento

Si riporta nel seguito la verifica a ribaltamento della combinazione di carico n°10, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore tra quelle analizzate.

#### **COMBINAZIONE n° 10**

Valore della spinta statica	26,25	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	24,81	[kN]
Componente verticale della spinta statica	8,56	[kN]
Punto d'applicazione della spinta (da testa muro)	0,90	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superf.	19,04	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,63	[°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	44,32	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	29,48	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	85,23	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	31,45	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	95,96	[kNm]

Verifica di stabilità globale di opera di sostegno-terreno

Si riporta nel seguito la verifica della combinazione di carico n°11, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore nei riguardi della stabilità globale del compresso opera di sostegno - terreno.

**COMBINAZIONE n° 11**Cerchio critico:

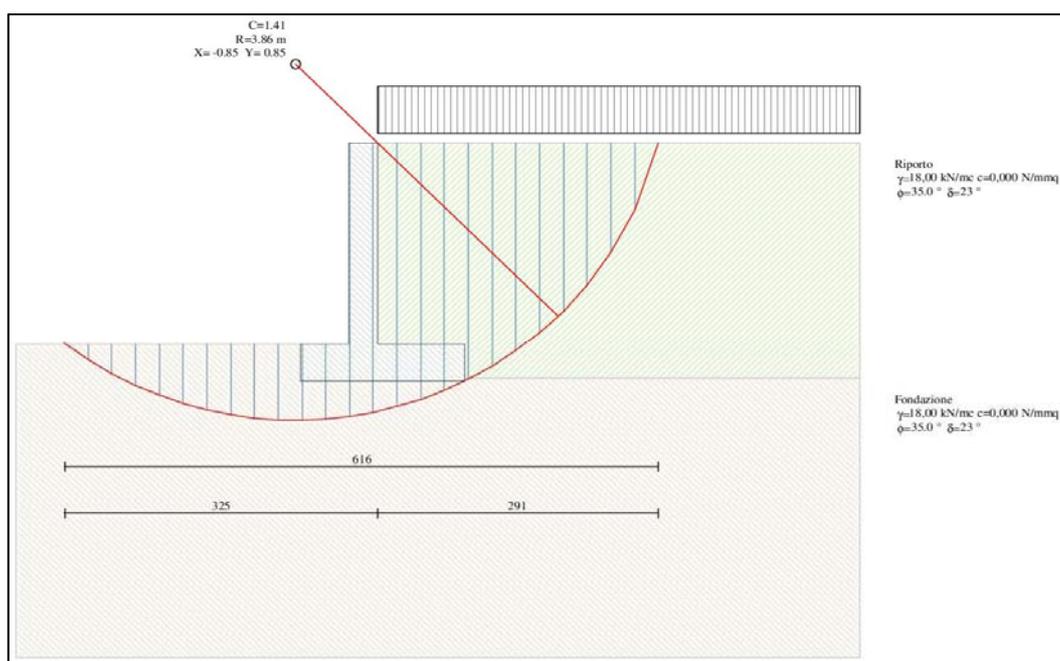
Coordinate del centro X[m]= -0,85 Y[m]= 0,85

(Le ascisse X sono considerate positive verso monte; le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto; origine in testa al muro, spigolo contro terra)

Raggio del cerchio R[m]= 3,86

**Coefficiente di sicurezza a stabilità globale (Bishop) 1,41**

In Figura 46 si riporta la rappresentazione della sezione con indicato il cerchio critico.



**Figura 46 – Muro “2” – Sezione 1 – Verifica a stabilità globale**

Verifica della fondazione

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 1.

Il carico limite della fondazione viene calcolato tramite l'espressione di Meyerhof:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

in cui  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_g$ , sono i fattori di profondità,  $s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_g$ , sono i fattori di forma.

N°	NOME	SISMA	CARICO LIMITE	TENSIONE TERRENO A VALLE [N/mm <sup>2</sup> ]	TENSIONE TERRENO A MONTE [N/mm <sup>2</sup> ]
1	SLU Caso A1-M1	--	6,32	0,0511	0,0686
2	SLU Caso A2-M2	--	2,47	0,0566	0,0449
3	EQU	--	--	--	--
4	STAB	--	--	--	--
5	SLU Caso A1-M1	h +v	6,64	0,0568	0,0472
6	SLU Caso A1-M1	h -v	6,84	0,0550	0,0450
7	SLU Caso A2-M2	h -v	1,87	0,0666	0,0337
8	SLU Caso A2-M2	h +v	1,82	0,0689	0,0354
9	EQU	h +v	--	--	--
10	EQU	h -v	--	--	--
11	STAB	h -v	--	--	--
12	STAB	h +v	--	--	--

Le verifiche a carico limite sono soddisfatte, essendo il coefficiente di sicurezza sempre maggiore di 1.

#### Verifica degli elementi in c.a.

Il muro è armato con i ferri definiti in Figura 44.

Nella tabella seguente si riportano le massime azioni sollecitanti in termini di azione assiale (N, kN, positiva se di compressione), momento flettente (M, kNm) e taglio (T, kN), ricavati tra le diverse combinazioni analizzate alla base del paramento e nella soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Paramento	M	18,23	kNm
	N	16,35	kN
	T	21,27	kN
Fondazione	M	-8,01	kNm
	T	26,97	kN

#### Verifiche a pressoflessione - paramento

Di seguito viene verificata a pressoflessione la sezione di base del paramento del muro di sostegno (sezione di incastro con la soletta di fondazione).

Il momento resistente  $M_{Rd}$  associato alla  $N_{Ed} = 16,35$  kNm risulta pari a 80,52 kNm > 18,23 kNm.

Le verifiche a pressoflessione sono pertanto soddisfatte, essendo il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio - paramento

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a

158,10 kN > 21,27 kN.

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

#### Verifiche a flessione – fondazione

Di seguito vengono verificate a flessione le sezioni della soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Il momento resistente  $M_{Rd}$  risulta pari a 82,25 kNm > 8,01 kNm.

Le verifiche a flessione sono pertanto soddisfatte, essendo sempre il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio - fondazione

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a 167,40 kN > 26,97 kN.

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

### 9.7.2. VERIFICHE MURO "2" - SEZIONE 2

Di seguito si riporta la tabella contenente la sintesi dei coefficienti ricavati nelle verifiche di stabilità globale, per ciascuna delle 12 combinazioni prese in esame. In questo caso, i valori sono stati calcolati considerando la partecipazione del 50% di spinta passiva del terreno antistante il muro.

N°	NOME	SISMA	SCORRIMENTO	RIBALTAMENTO	STABILITA' GLOBALE
1	SLU Caso A1-M1	--	1,75	--	--
2	SLU Caso A2-M2	--	1,20	--	--
3	EQU	--	--	4,02	--
4	STAB	--	--	--	1,20
5	SLU Caso A1-M1	h +v	1,57	--	--
6	SLU Caso A1-M1	h -v	1,56	--	--
7	SLU Caso A2-M2	h -v	<b>1,01</b>	--	--
8	SLU Caso A2-M2	h +v	1,01	--	--
9	EQU	h +v	--	3,39	--
10	EQU	h -v	--	<b>3,21</b>	--
11	STAB	h -v	--	--	<b>1,13</b>
12	STAB	h +v	--	--	1,13

Le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte, essendo i coefficienti trovati tutti

maggiori di 1.

Si riportano di seguito, per ciascuna delle tre verifiche (scorrimento, ribaltamento, stabilità globale), i dettagli della combinazione con coefficiente di sicurezza minore.

#### Verifica a scorrimento

Si riporta nel seguito la verifica a scorrimento della combinazione di carico n°7, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore nei riguardi dello scorrimento lungo il piano di fondazione.

#### **COMBINAZIONE n° 7**

Valore della spinta statica	39,48	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	37,32	[kN]
Componente verticale della spinta statica	12,88	[kN]
Incremento sismico della spinta	2,53	[kN]
Peso terrapieno gravante sulla mensola di contrappeso	73,60	[kN]
Inerzia del muro	2,13	[kN]
Inerzia verticale del muro	-1,06	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,32	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-1,46	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	44,13	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	122,62	[kN]

**Coefficiente di sicurezza a scorrimento** **1,01**

#### Verifica a ribaltamento

Si riporta nel seguito la verifica a ribaltamento della combinazione di carico n°10, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore tra quelle analizzate.

#### **COMBINAZIONE n° 10**

Valore della spinta statica	39,48	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	37,32	[kN]
Componente verticale della spinta statica	12,88	[kN]
Punto d'applicazione della spinta (da testa muro)	1,60	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superf.	19,04	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,63	[°]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	44,13	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	122,62	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	59,55	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	191,30	[kNm]

**Coefficiente di sicurezza a ribaltamento** **3,21**

### Verifica di stabilità globale di opera di sostegno-terreno

Si riporta nel seguito la verifica della combinazione di carico n°11, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore nei riguardi della stabilità globale del compresso opera di sostegno - terreno.

#### COMBINAZIONE n° 11

##### Cerchio critico:

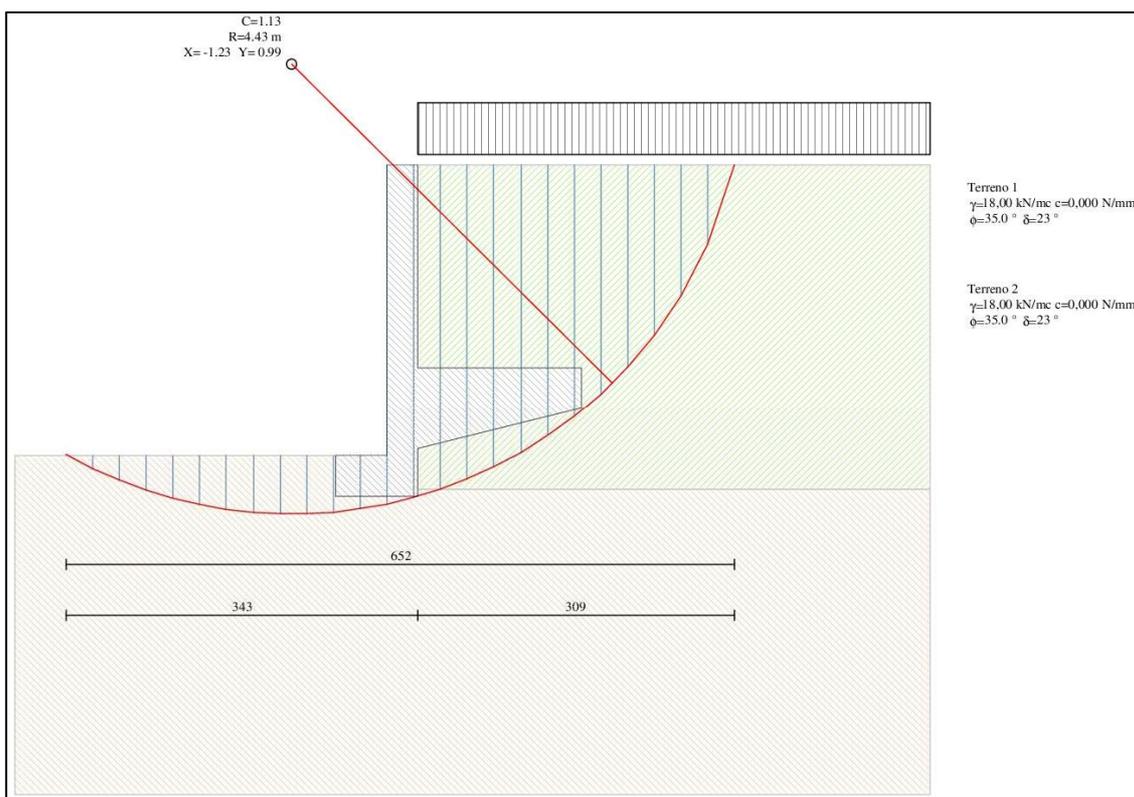
Coordinate del centro       $X[m] = -1,23$        $Y[m] = 0,99$

(Le ascisse X sono considerate positive verso monte; le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto; origine in testa al muro, spigolo contro terra)

Raggio del cerchio       $R[m] = 3,86$

**Coefficiente di sicurezza a stabilità globale (Bishop)      1,13**

In Figura 47 si riporta la rappresentazione della sezione con indicato il cerchio critico.



**Figura 47 – Muro "2" – Sezione 2 – Verifica a stabilità globale**

### Verifica della fondazione

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 1.

Il carico limite della fondazione viene calcolato tramite l'espressione di Meyerhof:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

in cui  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_g$ , sono i fattori di profondità,  $s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_g$ , sono i fattori di forma.

N°	NOME	SISMA	CARICO LIMITE	TENSIONE TERRENO A VALLE	TENSIONE TERRENO A MONTE	TENSIONE TERRENO ESTREMITA' MENSOLA [N/mm <sup>2</sup> ]
1	SLU Caso A1-M1	--	7,17	0,0508	0,0571	0,0700
2	SLU Caso A2-M2	--	2,60	0,0572	0,0535	0,0460
3	EQU	--	--	--	--	--
4	STAB	--	--	--	--	--
5	SLU Caso A1-M1	h +v	7,50	0,0576	0,0546	0,0480
6	SLU Caso A1-M1	h -v	7,69	0,0563	0,0527	0,0460
7	SLU Caso A2-M2	h -v	1,90	0,0671	0,0564	0,0350
8	SLU Caso A2-M2	h +v	<b>1,86</b>	0,0689	0,0584	0,0370
9	EQU	h +v	--	--	--	--
10	EQU	h -v	--	--	--	--
11	STAB	h -v	--	--	--	--
12	STAB	h +v	--	--	--	--

Le verifiche a carico limite sono soddisfatte, essendo il coefficiente di sicurezza sempre maggiore di 1.

#### Verifica degli elementi in c.a.

Il muro è armato con i ferri definiti in Figura 45.

Nella tabella seguente si riportano le massime azioni sollecitanti in termini di azione assiale (N, kN), momento flettente (M, kNm) e taglio (T, kN), ricavati tra le diverse combinazioni analizzate alla base del paramento e nella soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Paramento	M	20,21	kNm
	N	54,10	kN
	T	33,70	kN
Mensola	M	21,95	kNm
	T	24,40	kN
Fondazione	M	7,10	kNm
	T	27,80	kN

#### Verifiche a pressoflessione - paramento

Di seguito viene verificata a pressoflessione la sezione di base del paramento del muro di sostegno (sezione di incastro con la soletta di fondazione).

Il momento resistente  $M_{Rd}$  associato alla  $N_{Ed} = 42,48$  kNm risulta pari a  $83,54$  kNm  $> 14,65$  kNm.

Le verifiche a pressoflessione sono pertanto soddisfatte, essendo il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio – paramento

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a  $158,10$  kN  $> 33,70$  kN.

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

#### Verifiche a flessione – mensola

Di seguito vengono verificate a flessione le sezioni della soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Il momento resistente  $M_{Rd}$  risulta pari a  $108,80$  kNm  $> 21,95$  kNm.

Le verifiche a flessione sono pertanto soddisfatte, essendo sempre il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio - mensola

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a  $182,60$  kN  $> 27,80$  kN.

#### Verifiche a flessione – fondazione

Di seguito vengono verificate a flessione le sezioni della soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Il momento resistente  $M_{Rd}$  risulta pari a  $108,80$  kNm  $> 7,10$  kNm.

Le verifiche a flessione sono pertanto soddisfatte, essendo sempre il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio - fondazione

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a  $182,60$  kN  $> 24,40$  kN.

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

### **9.8. MURO "3"**

Le caratteristiche geometriche della sezione verificata sono riportate in Figura 48.

Su tutto il profilo del terreno è stato applicato un carico distribuito pari a  $5$  kN/m<sup>2</sup>. Il profilo del terreno a monte è orizzontale; quello a valle non viene tenuto in conto nelle verifiche a scorrimento e a ribaltamento.

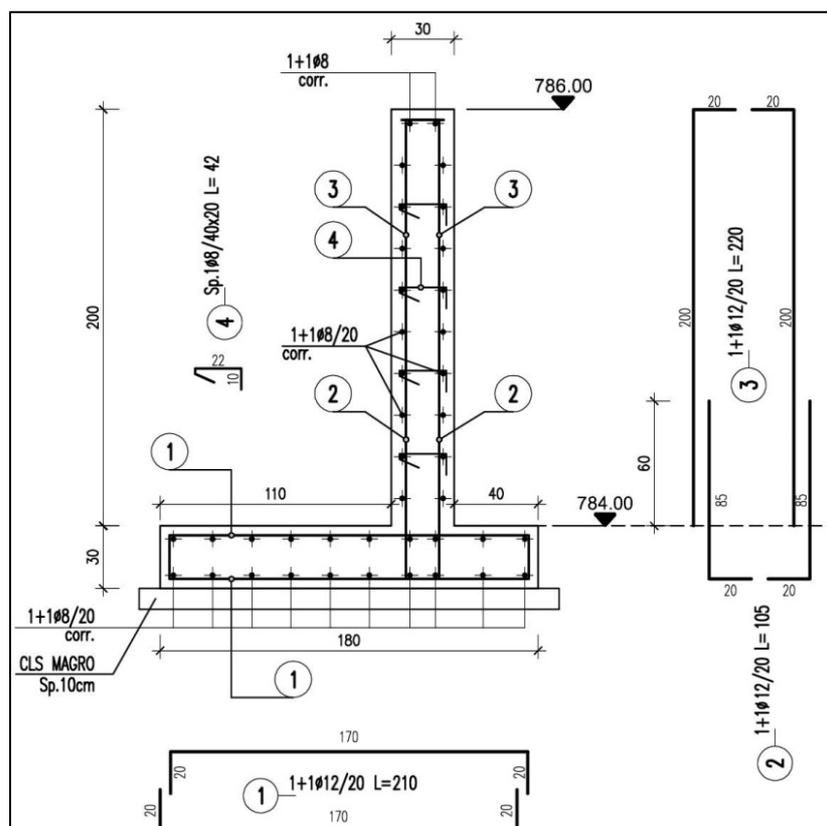


Figura 48 – Geometria del Muro "3"

N°	NOME	SISMA	SCORRIMENTO	RIBALTAMENTO	STABILITA' GLOBALE
1	SLU Caso A1-M1	--	2,37	--	--
2	SLU Caso A2-M2	--	1,60	--	--
3	EQU	--	--	5,94	--
4	STAB	--	--	--	1,37
5	SLU Caso A1-M1	h + v	1,99	--	--
6	SLU Caso A1-M1	h - v	1,97	--	--
7	SLU Caso A2-M2	h - v	<b>1,28</b>	--	--
8	SLU Caso A2-M2	h + v	1,29	--	--
9	EQU	h + v	--	4,72	--
10	EQU	h - v	--	<b>4,40</b>	--
11	STAB	h - v	--	--	<b>1,29</b>
12	STAB	h + v	--	--	1,29

Le verifiche di stabilità globale sono soddisfatte, essendo i coefficienti trovati tutti maggiori di 1.

Si riportano nel seguito, per ciascuna delle tre verifiche (scorrimento, ribaltamento, stabilità globale), i dettagli della combinazione con coefficiente di sicurezza minore.

### Verifica a scorrimento

Si riporta nel seguito la verifica a scorrimento della combinazione di carico n°7, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore nei riguardi dello scorrimento lungo il piano di fondazione.

#### **COMBINAZIONE n° 7**

Valore della spinta statica	18,09	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	17,11	[kN]
Componente verticale della spinta statica	5,90	[kN]
Incremento sismico della spinta	1,16	[kN]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	45,10	[kN]
Inerzia del muro	1,13	[kN]
Inerzia verticale del muro	-0,57	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1,79	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0,90	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	21,13	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	78,42	[kN]

**Coefficiente di sicurezza a scorrimento**

**1,28**

### Verifica a ribaltamento

Si riporta nel seguito la verifica a ribaltamento della combinazione di carico n°10, che risulta essere quella con coefficiente di sicurezza minore tra quelle analizzate.

#### **COMBINAZIONE n° 10**

Valore della spinta statica	18,09	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	17,11	[kN]
Componente verticale della spinta statica	5,90	[kN]
Punto d'applicazione della spinta (da testa muro)	1,10	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superf.	19,04	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55,63	[°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	45,10	[kN]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	21,13	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	78,42	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	20,03	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	88,08	[kNm]

**Coefficiente di sicurezza a ribaltamento**

**4,40**

### Verifica di stabilità globale di opera di sostegno-terreno

Si riporta nel seguito la verifica della combinazione di carico n°11, che risulta essere

quella con coefficiente di sicurezza minore nei riguardi della stabilità globale del compresso opera di sostegno - terreno.

### COMBINAZIONE n° 11

#### Cerchio critico:

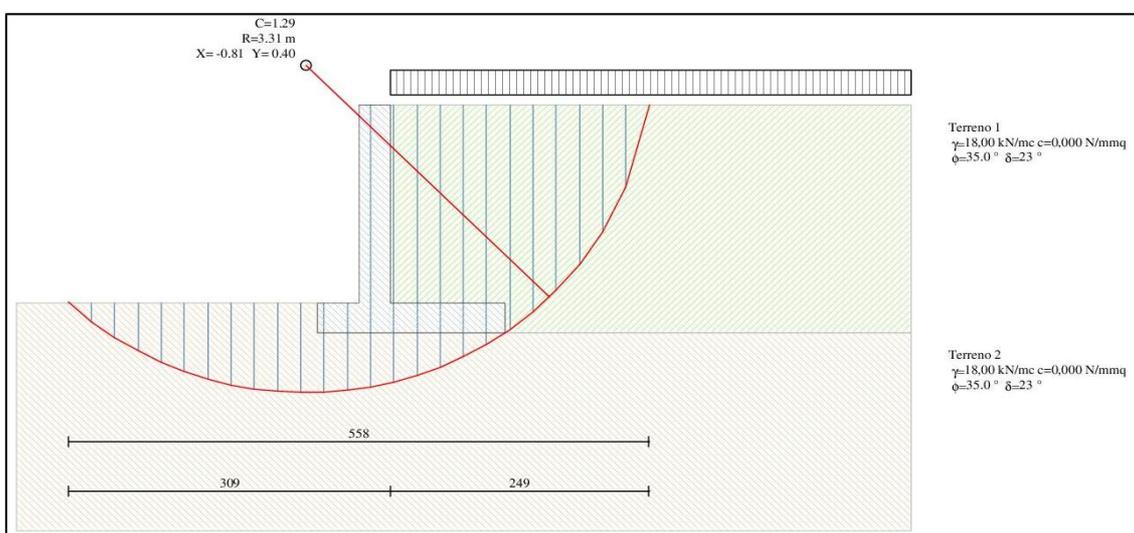
Coordinate del centro X[m]= -0,81 Y[m]= 0,40

(Le ascisse X sono considerate positive verso monte; le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto; origine in testa al muro, spigolo contro terra)

Raggio del cerchio R[m]= 3,31

**Coefficiente di sicurezza a stabilità globale (Bishop) 1,29**

In Figura 49 si riporta la rappresentazione della sezione con indicato il cerchio critico.



**Figura 49 – Muro "3" – Verifica a stabilità globale**

#### Verifica della fondazione

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 1.

Il carico limite della fondazione viene calcolato tramite l'espressione di Meyerhof:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

in cui  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$ , sono i fattori di profondità,  $s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_\gamma$ , sono i fattori di forma.

N°	NOME	SISMA	CARICO LIMITE	TENSIONE TERRENO A VALLE [N/mm <sup>2</sup> ]	TENSIONE TERRENO A MONTE [N/mm <sup>2</sup> ]
1	SLU Caso A1-M1	--	7,89	0,0387	0,0663
2	SLU Caso A2-M2	--	3,31	0,0415	0,0469
3	EQU	--	--	--	--
4	STAB	--	--	--	--
5	SLU Caso A1-M1	h +v	8,76	0,0436	0,0468
6	SLU Caso A1-M1	h -v	9,06	0,0422	0,0448
7	SLU Caso A2-M2	h -v	2,64	0,0482	0,0389
8	SLU Caso A2-M2	h +v	2,56	0,0499	0,0408
9	EQU	h +v	--	--	--
10	EQU	h -v	--	--	--
11	STAB	h -v	--	--	--
12	STAB	h +v	--	--	--

Le verifiche a carico limite sono soddisfatte, essendo il coefficiente di sicurezza sempre maggiore di 1.

#### Verifica degli elementi in c.a.

Il muro è armato con i ferri definiti in Figura 48.

Nella tabella seguente si riportano le massime azioni sollecitanti in termini di azione assiale (N, kN, positiva se di compressione), momento flettente (M, kNm) e taglio (T, kN), ricavati tra le diverse combinazioni analizzate alla base del paramento e nella soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Paramento	M	11,46	kNm
	N	15,00	kN
	T	15,29	kN
Fondazione	M	-4,46	kNm
	T	16,55	kN

#### Verifiche a pressoflessione - paramento

Di seguito viene verificata a pressoflessione la sezione di base del paramento del muro di sostegno (sezione di incastro con la soletta di fondazione).

Il momento resistente  $M_{Rd}$  associato alla  $N_{Ed} = 15,00$  kNm risulta pari a 101,20 kNm > 11,46 kNm.

Le verifiche a pressoflessione sono pertanto soddisfatte, essendo il momento agente minore del momento resistente.

#### Verifiche a taglio - paramento

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a 137,30 kN > 15,29 kN.

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

Verifiche a flessione - fondazione

Di seguito vengono verificate a flessione le sezioni della soletta di fondazione, a filo della parete di valle e di monte del paramento.

Il momento resistente  $M_{Rd}$  risulta pari a  $60,14 \text{ kNm} > 4,46 \text{ kNm}$ .

Le verifiche a flessione sono pertanto soddisfatte, essendo sempre il momento agente minore del momento resistente.

Verifiche a taglio - fondazione

Il valore di resistenza  $V_{Rd}$  dell'elemento privo di armatura a taglio è pari a  $137,30 \text{ kN} > 15,88 \text{ kN}$ .

Le verifiche a taglio sono soddisfatte, essendo sempre il taglio agente minore del taglio resistente.

Dott. Ing. Carlo Claudio MARCELLO

