

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA  
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA**

**OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA E STRADALE**  
Relazione di calcolo muri di sottoscampa sede ferroviaria H=6.5m

SCALA:

-

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

IV01 00 D 26 CL RI0005 004 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Feb.2022	M. Severi	Feb.2022	G. Fadda	Feb.2022	F. Arduini Giugno 2024
B	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Giugno 2024	G. Nitti	Giugno 2024	M. Firpo	Giugno 2024	ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dot. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° 16302 del 4

File: IV0100D26CLRI0005004B

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	3
2	DESCRIZIONE GENERALE.....	3
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	5
3.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
4.1	CALCESTRUZZO.....	6
4.1.1	Classe C32/40 (fondazione ed elevazione).....	6
4.2	ACCIAIO .....	6
4.2.1	Acciaio per cemento armato.....	6
5	PARAMETRI GEOTECNICI .....	7
5.1	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	7
6	AZIONI SULLE STRUTTURE E COMBINAZIONI.....	8
6.1	AZIONI PERMANENTI: PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI ( $G_1$ ).....	8
6.2	SPINTA STATICA TERRENO E SPINTA DOVUTA ALLA PRESENZA DELLA MASSICCIA FERROVIARIA .....	8
6.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO .....	9
6.4	AZIONE SISMICA .....	9
6.5	SOVRASPINTA SISMICA .....	14
6.6	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	15
7	VERIFICHE GEOTECNICHE: CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	16
8	VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO.....	18

8.1	SOLLECITAZIONI SLV .....	18
8.2	SOLLECITAZIONI SLU .....	18
8.3	DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE.....	18
8.4	VERIFICHE SLV.....	19
8.4.1	<i>Verifica a pressoflessione.....</i>	<i>19</i>
8.4.2	<i>Verifica a taglio SLV.....</i>	<i>20</i>
8.5	VERIFICHE SLU.....	21
8.5.1	<i>Verifica a pressoflessione.....</i>	<i>21</i>
8.5.2	<i>Verifica a taglio SLU.....</i>	<i>22</i>
8.6	VERIFICHE SLE .....	23
8.6.1	<i>Sollecitazioni .....</i>	<i>23</i>
8.6.2	<i>Verifiche allo stato limite di formazione delle fessure .....</i>	<i>23</i>
8.6.3	<i>Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio.....</i>	<i>25</i>
8.6.4	<i>Verifiche di spostamento .....</i>	<i>25</i>
9	VERIFICHE STRUTTURALI FONDAZIONE .....	27
9.1	MENSOLA DI MONTE.....	27
9.1.1	<i>Sollecitazioni SLV.....</i>	<i>27</i>
9.1.2	<i>Sollecitazioni SLU .....</i>	<i>27</i>
9.1.3	<i>Dimensionamento delle armature .....</i>	<i>28</i>
9.1.4	<i>Verifiche SLV.....</i>	<i>29</i>
9.1.5	<i>Verifiche SLU .....</i>	<i>31</i>

9.1.6	Verifiche SLE.....	33
9.2	MENSOLA DI VALLE.....	36
9.2.1	Sollecitazioni SLV.....	36
9.2.2	Sollecitazioni SLU.....	36
9.2.3	Dimensionamento delle armature.....	36
9.2.4	Verifiche SLV.....	37
9.2.5	Verifiche SLU.....	39
9.2.6	Verifiche SLE.....	41
9.3	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DELLA FONDAZIONE.....	42
10	INCIDENZE.....	43
11	ALLEGATO CATEGORIA SOTTOSUOLO B.....	44
12	ALLEGATO CATEGORIA SOTTOSUOLO E.....	66

## 1 PREMESSA

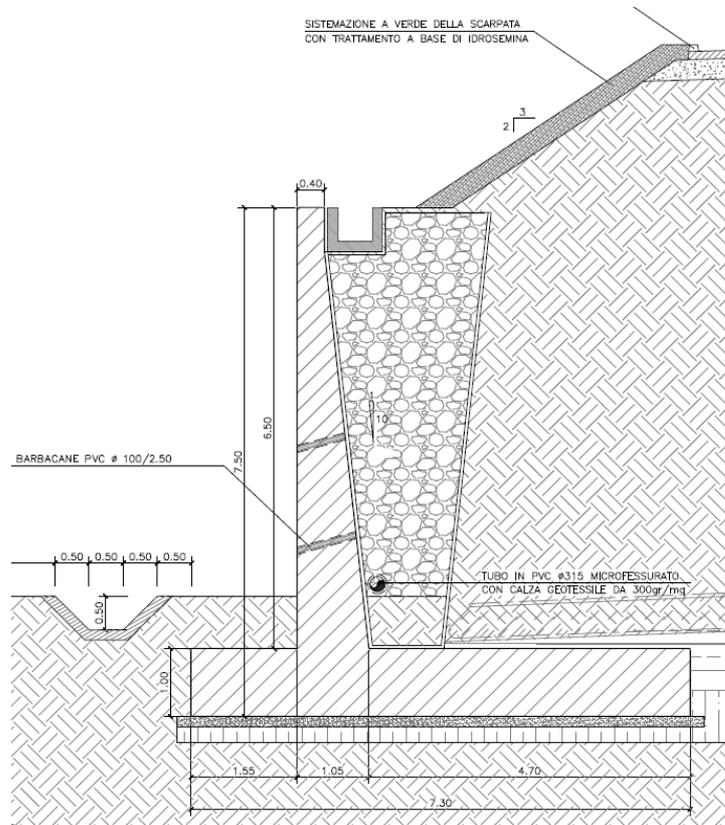
La presente relazione ha per oggetto la descrizione dei calcoli eseguiti per il dimensionamento dei muri di sottoscarpa, situati ai lato dei binari nel comune di Albenga, nell'ambito del raddoppio della linea Genova-Ventimiglia, tratta Finale Ligure-Andora.

## 2 DESCRIZIONE GENERALE

I muri in oggetto svolgono la funzione di contenimento del rilevato ferroviario della linea Genova-Ventimiglia, tratta Finale Ligure – Andora, comune di Albenga. Sono gettati in opera e presentano altezze variabili da un minimo di 3.0m ad un massimo di 6.5m. Di seguito si riporta una tabella di sintesi dei muri della linea con anche le altezze di calcolo considerate.

	Progr. inizio	Progr. fine	Lunghezza (m)	H muro (m)	H rilevato (m)	H calcolo 1 (m)	H calcolo 2 (m)
<b>Albenga</b>	82+588.79	82+647.21	58.42	4.7-6.0	3.0	6.5m+6m	4.5m+6m
	82+581.52	82+647.50	65.96	5.5-6.0	1.0		
	84+663.75	84+779.75	107.00	4.0-6.5	6.0		
	84+649.48	84+751.44	101.00	4.0-6.5	6.0		
	85+344.33	85+382.40	34.88	6.0	6.0		
	85+394.60	85+451.31	56.83	4.5-6.0	6.0		
	85+358.58	85+372.45	21.78	6.0	5.0		
	85+383.80	85+451.52	67.51	4.5-6.0	5.0		
	85+942.05	86+159.54	232.26	3.0-4.0	5.0		
	85+958.01	86+060.23	202.11	3.0-4.0	5.2		
	86+218.16	86+533.91	348.25	3.0-4.0	6.0		
	86+474.86	86+557.72	95.20	3.5-5.0	2.0		
86+549.06	86+572.06	23.00	3.5-5.0	6.0			

E' stata assunta una singola altezza di calcolo, pari a **6.5 m con altezza rilevato pari a 6 m**, corrispondente alla massima altezza dei muri presenti lungo la tratta in oggetto, a partire dalla progressiva km 82+588.79 fino alla progr. km 86+572.06:



Le verifiche geotecniche sono state condotte con il metodo dei coefficienti parziali secondo il D.M. 17/01/2018 – NTC18

Le verifiche strutturali sono state condotte con il metodo degli Stati Limite Ultimi.

### 3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

Le normative rilevanti per la redazione del progetto di messa in sicurezza sono ovviamente le normative ora vigenti per le strutture, elencate nel seguito.

- *DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC18);*
- *Circolare Applicativa delle NTC18, 21/01/2019 (Circ n.7)*
- *Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – parte 5 – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;*
- *RFICTCSIMAIIFS001\_E: Manuale di progettazione delle opere civili, 31/12/2020*
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell’Unione europea.*

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

### 4.1 Calcestruzzo

#### 4.1.1 Classe C32/40 (fondazione ed elevazione)

- Classe d'esposizione: XC2
- Copriferro netto minimo:  $c = 40\text{mm}$
- $R_{ck} = 40\text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33,2\text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 33,2 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,81\text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,10\text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico:  $E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33643\text{ MPa}$

### 4.2 Acciaio

#### 4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

#### Acciaio B450C

- |  |                                   |
|--|-----------------------------------|
| • tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} = 450\text{ N/mm}^2$ ;    |
| • tensione caratteristica di rottura     | $f_{tk} = 540\text{ N/mm}^2$ ;    |
| • resistenza di calcolo a trazione       | $f_{yd} = 391,30\text{ N/mm}^2$ ; |
| • modulo elastico                        | $E_s = 206.000\text{ N/mm}^2$ .   |

## 5 PARAMETRI GEOTECNICI

Per le verifiche geotecniche si è fatto riferimento alla stratigrafia avente parametri più scadenti, tra quelle presenti lungo la linea.

Si assume come strato di interesse quello identificato come “Limo sabbioso debolmente ghiaioso e sabbia limosa argillosa” presente intorno alla progressiva km 82+500 circa, caratterizzato dai seguenti parametri:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 29^\circ$$

Per il valore dell'angolo di attrito è stato assunto il valore medio del range  $28^\circ \div 30^\circ$ .

Per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale.

Nelle verifiche geotecniche la falda di progetto è stata posta ad una profondità di 10.00m da p.c.

### 5.1 Parametri geotecnici di progetto

Di seguito vengono riportati i parametri geotecnici di progetto delle diverse formazioni utilizzati nelle analisi della struttura.

Per il rilevato a monte sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

Per il ricoprimento a valle ed il terreno sotto la fondazione sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 29^\circ$$

## 6 AZIONI SULLE STRUTTURE E COMBINAZIONI

### 6.1 Azioni Permanenti: peso proprio degli elementi strutturali (G<sub>1</sub>)

Le azioni permanenti sono state determinate a partire dalle dimensioni degli elementi strutturali, assumendo i seguenti valori dei pesi specifici:

- Calcestruzzo armato: 25 kN/m<sup>3</sup>;
- Acciaio: 78,5 kN/m<sup>3</sup>;

### 6.2 Spinta statica terreno e spinta dovuta alla presenza della massicciata ferroviaria

Sui muri agiscono la spinta delle terre, determinata sulla base delle caratteristiche meccaniche come specificato nel §5.1 e la spinta dovuta alla presenza del ballast, assumendo convenzionalmente per lo stesso, un peso di volume pari a 18,0 kN/m<sup>2</sup> applicato per un'altezza media pari a 0,80 m, si ottiene un carico pari a 14,40 kN/m<sup>2</sup>, come riportato nel §2.5.1.3.2 del MdP.

La spinta del terreno viene valutata a partire dal coefficiente di spinta attiva e dal peso di volume del terreno. Si suppone una distribuzione triangolare con risultante applicata ad 1/3 dell'altezza del muro pari a:

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$

Il coefficiente di spinta attiva è valutato tramite la formulazione proposta da Muller-Breslau, secondo cui:

$$k_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta)\sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove

$\psi$  = angolo che il paramento del muro forma con l'orizzontale;

$\delta$  = angolo di attrito terrapieno – muro;

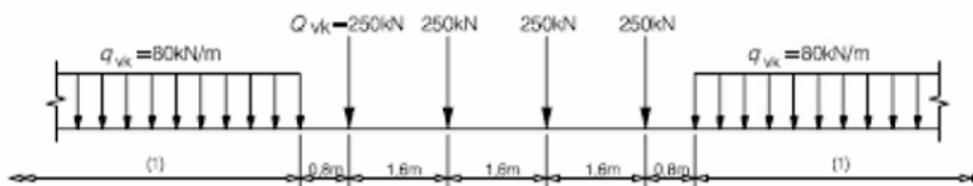
$\beta$  = angolo che il profilo del terrapieno forma con l'orizzontale;

$\phi$  = angolo di attrito interno del terrapieno.

L'angolo di attrito terrapieno - muro assunto per le verifiche è pari a  $2/3 \phi'$  del rilevato a monte, ossia  $\delta=25.33^\circ$ .

### 6.3 Azioni variabili da traffico ferroviario

Per quanto riguarda l'azione del treno, è stato applicato il carico ferroviario relativo al modello di carico LM71 definito dal MdP:



Il carico equivalente per le opere in terra si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti al paragrafo 6.3.6.4 della norma EN 1991-2:2003.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN, da amplificare tramite un coefficiente di adattamento  $\alpha=1.1$ , e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = (4 \times 250 \times 1.1) / (4 \times 1.60) = 171.88 \text{ kN/m}$$

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3 m (a 0.70 m dal piano del ferro) secondo quanto previsto da EN 1991-2:2003/AC:2010 punto 6.3.2, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:

$$p = 171.88 / 3 = 57.29 \text{ kN/m}^2.$$

### 6.4 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  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.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Relativamente all'azione sismica, dato il grande sviluppo lineare delle opere, le stesse ricadono su zone aventi categorie di sottosuolo differenti. Nello specifico, per il tratto iniziale a partire dalla progressiva km 82+000 circa fino alla progressiva 86+000 circa, il terreno di fondazione viene classificato come categoria di sottosuolo **B**, mentre, per il tratto finale fino alla progressiva km 86+500 circa il terreno di fondazione viene classificato come categoria **E**.

Sono stati verificati entrambi i casi, risultando compatibile in ogni caso un'unica geometria.

Le verifiche più gravose sono risultate essere quelle con categoria B a causa della presenza concomitante di una geotecnica più scadente.

In allegato viene comunque riportato anche il caso con categoria tipo E, per confronto. Si specifica che per questo caso i parametri meccanici del terreno di valle differiscono da quelli considerati per il suolo di categoria B, in particolare si ha per la categoria E  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  e  $\varphi' = 35^\circ$ .

Si riportano di seguito i vari parametri, relativi all'azione sismica per il sito di Albenga, assumendo categoria di sottosuolo B:

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

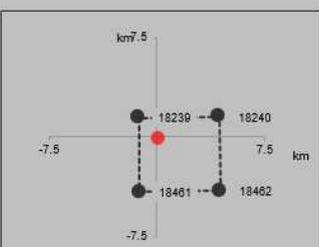
Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Elaborazioni grafiche:  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE

$\sqrt{SLO - P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
$\sqrt{SLD - P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

Stati limite ultimi - SLU

$\sqrt{SLV - P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
$\sqrt{SLC - P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni:  
 Grafici parametri azione  
 Grafici spettri di risposta  
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--- Strategia per costruzioni ordinarie  
 ..... Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

#### Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** [info](#)

#### Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** [info](#)

$S_S = 1.200$   $C_C = 1.400$  [info](#)

Categoria topografica **T1** [info](#)

$h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  [info](#)

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

#### Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1.000$  [info](#)

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_0$  **1** Regol. in altezza **si** [info](#)

#### Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1**  $\eta = 1/q = 1.000$  [info](#)

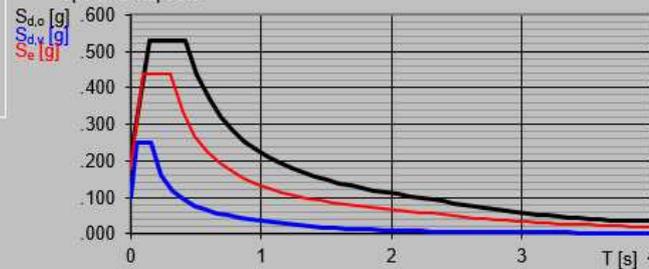
#### Elaborazioni

Grafici spettri di risposta [▶▶▶](#)

Parametri e punti spettri di risposta [▶▶▶](#)

- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

#### Spettri di risposta



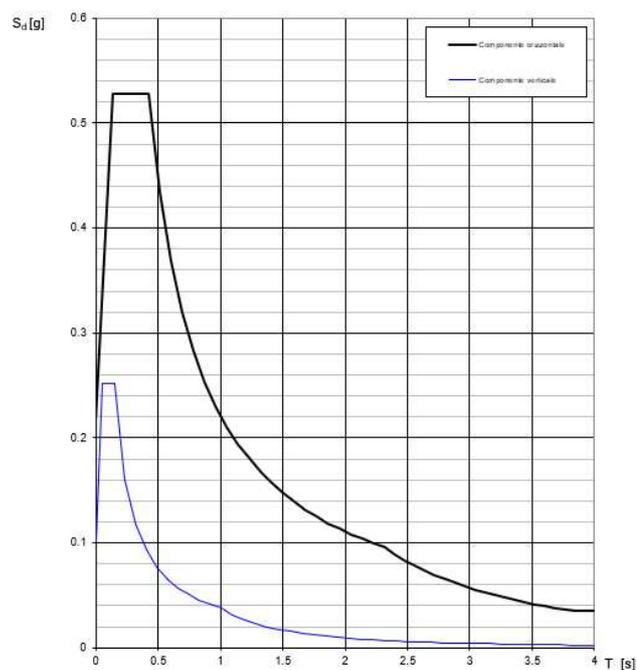
INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

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



### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.179 g
$F_o$	2.456
$T_c$	0.300 s
$S_a$	1.200
$C_c$	1.400
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.140 s
$T_C$	0.419 s
$T_D$	2.317 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_o \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.215
$T_B$	0.140	0.528
$T_C$	0.419	0.528
	0.510	0.434
	0.600	0.369
	0.691	0.321
	0.781	0.284
	0.871	0.254
	0.962	0.230
	1.052	0.211
	1.142	0.194
	1.233	0.180
	1.323	0.167
	1.413	0.157
	1.504	0.147
	1.594	0.139
	1.684	0.131
	1.775	0.125
	1.865	0.119
	1.955	0.113
	2.046	0.108
	2.136	0.104
	2.226	0.099
$T_D$	2.317	0.096
	2.397	0.089
	2.477	0.084
	2.557	0.078
	2.637	0.074
	2.717	0.069
	2.798	0.066
	2.878	0.062
	2.958	0.059
	3.038	0.056
	3.118	0.053
	3.198	0.050
	3.279	0.048
	3.359	0.045
	3.439	0.043
	3.519	0.041
	3.599	0.040
	3.679	0.038
	3.760	0.036
	3.840	0.036
	3.920	0.036
	4.000	0.036

Nella definizione dell'azione sismica agente sui muri è stata considerata l'accelerazione di ancoraggio.

## 6.5 Sovrappinta sismica

In condizioni sismiche le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{A/P} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{A/P} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente  $k_{A/P}$  è valutato, quindi, secondo la formulazione di Mononobe-Okabe, in cui i simboli usati sono:

$\phi$  = angolo di attrito interno del terrapieno;

$\psi$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

$\delta$  = angolo di attrito terrapieno – muro;

$\theta$  = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

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

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

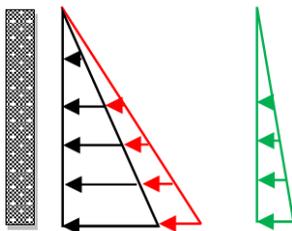
Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo  $\theta$  è unico e le spinte attiva e passiva risultano univocamente determinate; viceversa, le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

Il coefficiente sismico orizzontale è stato valutato come da Normativa (§7.11.6.2.1) e vale  $k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g$ , dove  $a_{\max} = S a_g = S_S S_T a_g$ . Per la verifica a ribaltamento in condizioni sismiche  $\beta_m$  viene amplificato del 50%.

L'azione di sovraspinta sismica si considera applicata ad 1/3 dell'altezza del muro.



## 6.6 Combinazione delle Azioni

I carichi sono stati combinati secondo quanto stabilito dalle NTC18 (opere di sostegno), in accordo con quanto previsto nel §2.5 MdP.

Le combinazioni considerate nel calcolo sono:

- 1) A1+M1+R3 e SISMA+M1 per le verifiche strutturali e geotecniche;
- 2) A2+M2+R2 per la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- 3) RARA (caratteristica) per la verifica dello stato limite di fessurazione e delle massime tensioni di esercizio;
- 4) QUASI PERMANENTE per la verifica delle massime tensioni di esercizio.

## 7 VERIFICHE GEOTECNICHE: CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Le verifiche geotecniche della fondazione dei muri sono riportate nell'ALLEGATO.

Sono state effettuate le seguenti verifiche:

### 1) Verifica allo scorrimento.

La verifica a scorrimento è soddisfatta se la componente orizzontale del carico di progetto è minore della resistenza al taglio di progetto tra fondazione e terreno (coefficiente  $R_3=1.1$ ):

$$H_d \leq S_d$$

### 2) Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento è soddisfatta se la risultante dei momenti ribaltanti è minore della risultante dei momenti stabilizzanti (coefficiente  $R_3=1.15$ ):

$$M_{rib} \leq M_{stab}$$

Tali momenti sono calcolati rispetto all'estremità di valle della fondazione.

### 3) Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione

Tale verifica è condotta confrontando il carico limite  $N_u$  con il carico di esercizio  $N_{max}$ ; in accordo con la normativa vigente, la verifica è soddisfatta se il carico di esercizio è minore del carico ultimo (coefficiente  $R_3=1.4$ ):

$$N_{max} \leq N_u$$

Il calcolo del carico limite, è condotto sulla fondazione equivalente, tenendo conto dell'eccentricità del carico e considerando gli effetti delle azioni tangenziali, della inclinazione e profondità del piano di posa, nonché dell'inclinazione del terreno a valle della fondazione, attraverso la formula di Brinch-Hansen:

$$N_u = B' \cdot q_{lim}$$

dove:

$$B' = B - 2e$$

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma'_{valle} \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

$e$  = eccentricità della risultante dei carichi normali al piano di posa rispetto al centro della fondazione;

$\gamma'$  : Peso di volume del terreno;

$c'$  : Coesione efficace del terreno;

$D$  : Approfondimento del piano di posa;

- $N_c, N_q, N_\gamma$  : Coefficienti di capacità portante;  
 $S_c, S_q, S_\gamma$  : Coefficienti di forma della fondazione;  
 $i_c, i_q, i_\gamma$  : Coefficienti di inclinazione del carico;  
 $b_c, b_q, b_\gamma$  : Coefficienti di inclinazione del piano di posa;  
 $g_c, g_q, g_\gamma$  : Coefficienti di inclinazione del terreno.

#### 4) Verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

Questa verifica si effettua ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii e consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza. Si confrontano, quindi, le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie. In letteratura esistono diversi metodi di calcolo che fanno riferimento al metodo dell'equilibrio limite, secondo cui è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi, passante al di sotto del muro e valutare, rispetto al generico polo, i momenti instabilizzanti, generati dalle forze peso, ed i momenti resistenti, generati dalle reazioni del terreno. In questa relazione si fa riferimento al metodo di Bishop, implementato tramite un foglio di calcolo.

Per questa verifica si utilizza l'Approccio 2 (A2+M2+R2) come indicato dalle NTC2018.

La verifica risulta soddisfatta quando:

$$R_d \geq S_d$$

dove con  $R_d$  si indica la resistenza a taglio agente lungo la superficie di scorrimento critica, mentre  $S_d$  indica l'azione che produrrebbe lo scorrimento lungo tale superficie.

La verifica di stabilità globale è riportata in allegato.

## 8 VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali dell'opera.

### 8.1 Sollecitazioni SLV

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLV:

<b>N</b>	<b>T</b>	<b>M</b>
(kN)	(kN)	(kNm)
117.81	407.17	1578.75

### 8.2 Sollecitazioni SLU

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLU:

<b>N</b>	<b>T</b>	<b>M</b>
(kN)	(kN)	(kNm)
159.05	413.77	1578.54

### 8.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 1.05 m x 1m.

Si dispone la seguente armatura, nel rispetto di quanto prescritto nelle NTC18 §7.4.6.2.

		$\varnothing$	Passo	$A_s$	$A_{s,min}$	Verifica
		[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	$A_s > A_{s,min}$
Zona tesa (lato monte)	strato 1	26	100	5309.3	3266.7	SI
	strato 2	26	100	5309.3	3266.7	SI
Zona compressa (lato valle)		26	100	5309.3	1633.3	-

Tra i due strati di armatura in zona tesa si interpone la distanza pari ad un  $\varnothing 26$ .

Si dispongono legature  $\varnothing 8$  in numero di 9 al m<sup>2</sup> e un'armatura di ripartizione  $\varnothing 16/20$ .

## 8.4 Verifiche SLV

### 8.4.1 Verifica a pressoflessione

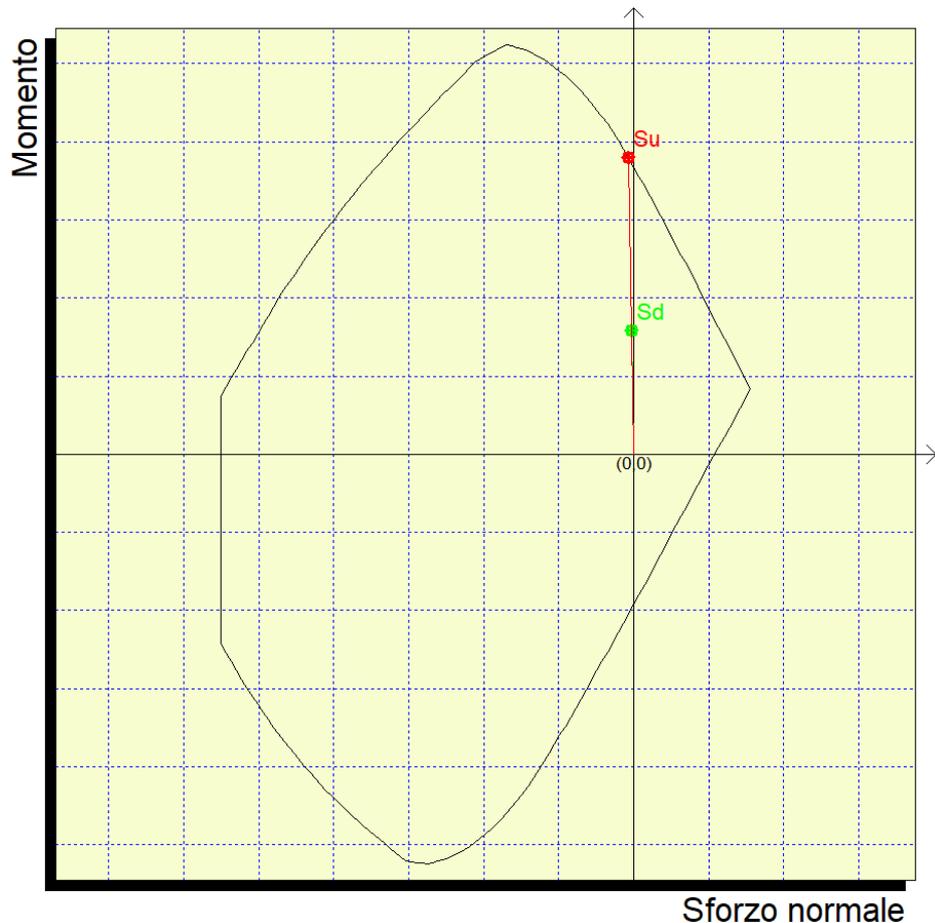
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	15787500
My	0
N	-11781

Sovrapponi Curve  
 Aggiungi alla relazione  
 Curva M - N  
 Curva Mx - My

Simmetria sezione  
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:  
 c.s.=2.40228859  
 Mx ultimo =37926131.111  
 My ultimo =0.  
 N ultimo =-28301.362  
 [Curva N = cost.]:  
 c.s.=2.35845975  
 Mx ultimo =37234183.229  
 My ultimo =0.  
 N ultimo =-11781.  
 Nmax =623264.664  
 Nmin =-2203584.664



Si specifica che nelle figure precedenti le unità di misura sono daN e cm.  $M_x, M_y < 0$  implica fibre tese per y,x minori e  $N < 0$  è di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **2.36**, la verifica risulta soddisfatta.

#### 8.4.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	407	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	407170	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	955	mm
k	1.46	-
h sezione	1050	mm
Area sezione	955000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø arm tesa	26	mm
n	10	-
strati	2	-
$A_{sl}$	10619	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0111	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	955000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.35	-
$V_{Rd,c}$	556201	N
$V_{Rd,c min}$	338931	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	556201	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.73	
C.S.	1.37	

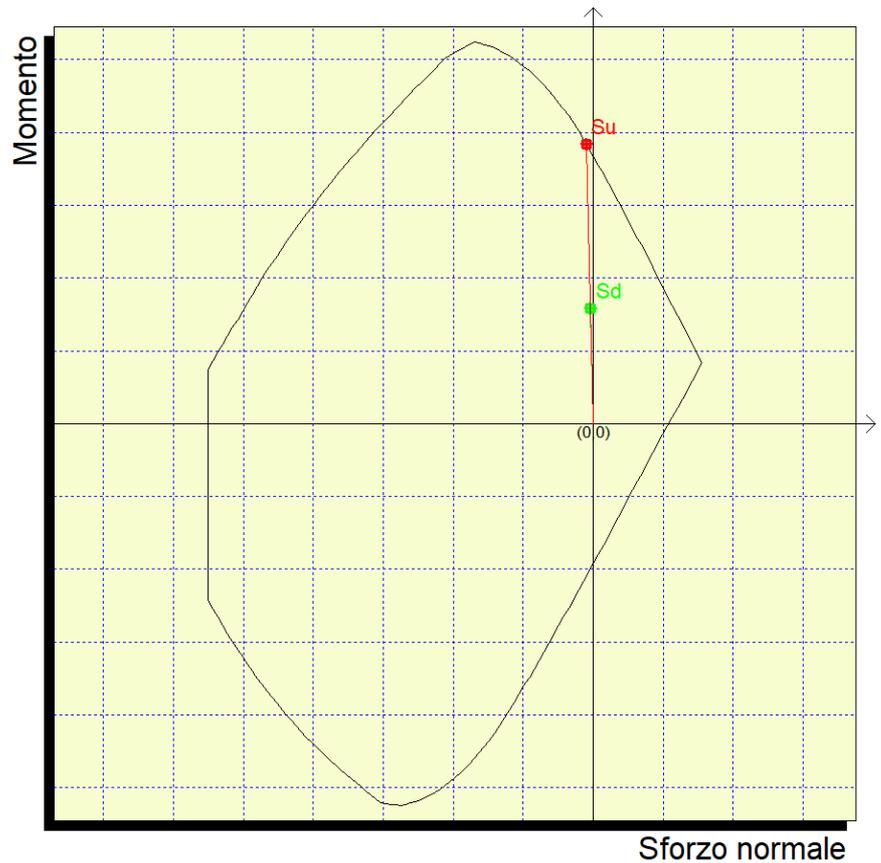
Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

## 8.5 Verifiche SLU

### 8.5.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	15785400
My	0
N	-15905
<input type="checkbox"/> Sovrapponi Curve <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione <input checked="" type="radio"/> Curva M - N <input type="radio"/> Curva Mx - My	
Simmetria sezione Nessuna	
[Curva Mx/My = cost.]: c.s.=2.42980728 Mx ultimo =38355479.781 My ultimo =0. N ultimo =-38646.085 [Curva N = cost.]: c.s.=2.36972515 Mx ultimo =37407059.309 My ultimo =0. N ultimo =-15905. Nmax =623264.664 Nmin =-2203584.664	



Si specifica che nelle figure precedenti le unità di misura sono daN e cm.  $M_x, M_y < 0$  implica fibre tese per y, x minori e  $N < 0$  è di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **2.37**, la verifica risulta soddisfatta.

### 8.5.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	414	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	413770	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	955	mm
k	1.46	-
h sezione	1050	mm
Area sezione	955000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø arm tesa	26	mm
n	10	-
strati	2	-
$A_{sl}$	10619	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0111	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	955000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.35	-
$V_{Rd,c}$	556201	N
$V_{Rd,c min}$	338931	N
$V_{Rd,c effettivo}$	556201	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.74	
C.S.	1.34	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

## 8.6 Verifiche SLE

### 8.6.1 Sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni rara e quasi permanente:

	<b>N (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>
<b>Comb rara</b>	117.81	1112.16
<b>Comb quasi perm</b>	117.81	960.85

### 8.6.2 Verifiche allo stato limite di formazione delle fessure

Si verifica che il valore caratteristico di apertura delle fessure  $w_k$  non superi i limiti di normativa. L'ampiezza caratteristica delle fessure è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_k = 1.7 \cdot \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Trattandosi di strutture permanentemente a contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali aggressive, se pertanto, in accordo con §2.5.1.8.3.2.4 MdP, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$  mm per combinazione dei carichi **RARA**.

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale:

$$f_{ctm}/1.2 = -2.58 \text{ MPa.}$$

Di seguito si riporta la verifica per la combinazione rara.

Considerando la sezione interamente reagente, per la combinazione rara si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -3.84 MPa.

Occorre, pertanto, verificare l'apertura delle fessure.

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	24/93

c	40	mm
k <sub>1</sub>	0.8	-
k <sub>2</sub>	0.5	-
k <sub>3</sub>	3.4	-
k <sub>4</sub>	0.425	-
φ (o φ <sub>eq</sub> )	26	mm
A <sub>s</sub>	10618.6	mm <sup>2</sup>
h	1050.0	mm
d	981.0	mm
x	384.9786	mm
h <sub>eff</sub>	172.50	mm
A <sub>eff</sub>	172500	mm <sup>2</sup>
ρ	0.06156	-
Δ <sub>sm</sub>	122.2	mm
σ <sub>t</sub>	25.82	kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>s</sub>	1242.6	kg/cm <sup>2</sup>
k <sub>t</sub>	0.4	-
f <sub>ctm</sub>	31	kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>cm</sub>	336428	kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub>	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
ε <sub>sm</sub>	0.0004590	-
w <sub>m</sub>	0.0561	mm
w <sub>k</sub>	0.095	mm

w limite	0.200	mm
Verifica	OK	

### 8.6.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{c,max} < 0.55 f_{ck}$  per combinazione rara (caratteristica) = 18.26 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.40 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente = 13.28 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 5.35$  MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 4.64$  MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{s,max} < 0.75 f_{yk}$  per combinazione caratteristica (rara) = 337.5 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 124.26$  MPa per la combinazione caratteristica (rara).

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

### 8.6.4 Verifiche di spostamento

Il calcolo dello spostamento orizzontale della sommità del paramento è stato svolto considerando il paramento come una mensola di spessore unitario soggetta a:

- un carico triangolare associato alla spinta del terreno, con intensità massima nella sezione di incastro pari a  $p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot L \cdot 1 \cdot \cos \delta$ , con L lunghezza della mensola, pari all'altezza del paramento;
- un carico uniformemente distribuito associato alle spinte dovute al traffico e al ballast, di intensità  $p_2 = k_a \cdot (q_r + q_b) \cdot 1 \cdot \cos \delta$ .

Lo spostamento complessivo vale  $f = f_1 + f_2 = (1/30) \cdot p_1 \cdot L^4 / (E \cdot J) + (1/8) \cdot p_2 \cdot L^4 / (E \cdot J)$ , in cui il momento d'inerzia J fa riferimento alla sezione fessurata.

Lo spostamento complessivo risultante è pari a **0.87 cm** e risulta compatibile con la funzionalità dell'opera in esame.

Gli spostamenti in condizione sismica per lo stato limite SLD sono stati calcolati con riferimento al manuale di progettazione RFI parte II – sezione 3, par. 3.10.3.2.3 di cui si riporta uno stralcio:

Lo spostamento allo SLD potrà essere determinato con analisi dinamiche avanzate o con i metodi degli spostamenti.

Nel caso particolare di muri di sostegno gli spostamenti permanenti potranno, in via semplificata, essere determinati con la seguente relazione:

$$d = (S_S \cdot S_T \cdot B) \cdot e^{A(a_c/a_{max})}$$

dove:

$S_S$  e  $S_T$  sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica (§ 3.2.3.2 NTC2018);

$a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (§ 7.11.6.2.1 NTC2018);

$a_c$  è l'accelerazione critica e rappresenta il valore limite dell'accelerazione al di sotto del quale l'opera non subisce spostamenti;

A, B sono coefficienti raccolti nella seguente tabella in funzione di  $a_{max}$  e della categoria di sottosuolo (Rampello et al., 2008).

L'accelerazione critica  $a_c$  potrà essere determinata imponendo che, nella verifica allo scorrimento - effettuata prendendo a riferimento i valori caratteristici di azioni e resistenze (coefficienti  $\gamma_F$  e  $\gamma_M$  pari ad 1) - il rapporto  $R_d/E_d$  sia pari a 1.

**Tabella 2: Coefficienti A e B da utilizzare per valutare gli spostamenti dei muri di sostegno nelle verifiche SLE**

Sottosuolo	Cat. A		Cat. B		Cat. C, D, E	
	A	B	A	B	A	B
$a_{max}/g$						
0.3 – 0.4	-7.5	1.21	-7.9	1.06	-7.4	0.56
0.2 – 0.3	-7.42	1.28	-7.79	1.11	-7.54	0.58
0.1 – 0.2	-7.48	0.65	-7.86	0.73	-8.05	0.86
$\leq 0.1$	-7.87	0.28	-7.86	0.3	-8.07	0.44

$S_S$	1.6	-
$S_T$	1	-
B	0.44	m
A	-8.07	-
$a_g$	0.055	g
$a_{max}$	0.088	g
$a_c$	0.1600	g
<b>d</b>	<b>0.0003</b>	<b>mm</b>

Lo spostamento, calcolato riferendosi alla categoria di suolo E, più gravosa, risulta inferiore a 20 mm pertanto la verifica è soddisfatta.

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI FONDAZIONE

Nei paragrafi seguenti sono state riportate le verifiche a flessione e taglio della mensola di monte e di valle dei muri di sostegno. La sezione resistente considerata per le verifiche ha larghezza unitaria ( $B=1.0$  m).

Le sollecitazioni adoperate sono state ottenute con l'ausilio di un apposito foglio di calcolo, riportato nell'allegato.

Il momento sollecitante positivo tende le fibre inferiori.

Le tensioni di trazione sono state assunte negative mentre quelle di compressione positive, salvo diversa indicazione.

Le sollecitazioni taglianti sono positive se dirette verso il basso

Le unità di misura adottate sono i kN per le forze, i kNm per i momenti e i MPa per le tensioni, salvo diversa indicazione.

### 9.1 Mensola di monte

#### 9.1.1 Sollecitazioni SLV

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLV:

<b>TAGLIO</b> - positivo se diretto verso il basso	273.00	kN
<b>MOMENTO</b> - positivo se tende le fibre inferiori	-1523.67	kNm
<b>SFORZO ASSIALE</b> - positivo se di compressione	-199.34	kN

#### 9.1.2 Sollecitazioni SLU

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLU:

<b>TAGLIO</b> - positivo se diretto verso il basso	313.51	kN
<b>MOMENTO</b> - positivo se tende le fibre inferiori	-1827.59	kNm
<b>SFORZO ASSIALE</b> - positivo se di compressione	-236.22	kN

### 9.1.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 1 m x 1m.

Si dispone la seguente armatura, nel rispetto di quanto prescritto nelle NTC18 §7.4.6.2.

		Ø [mm]	Passo [mm]	A <sub>s</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Verifica A <sub>s</sub> >A <sub>s,min</sub>
Zona tesa (superiore)	strato 1	26	100	5309.3	3111.1	SI
	strato 2	26	100	5309.3	3111.1	SI
Zona compressa (inferiore)		26	100	5309.3	1555.6	-

Tra i due strati di armatura in zona tesa si interpone la distanza pari ad un Ø26.

Si dispongono legature Ø 8 in numero di 9 al m<sup>2</sup> e un'armatura di ripartizione Ø16/20.

### 9.1.4 Verifiche SLV

#### 9.1.4.1 Verifica a pressoflessione

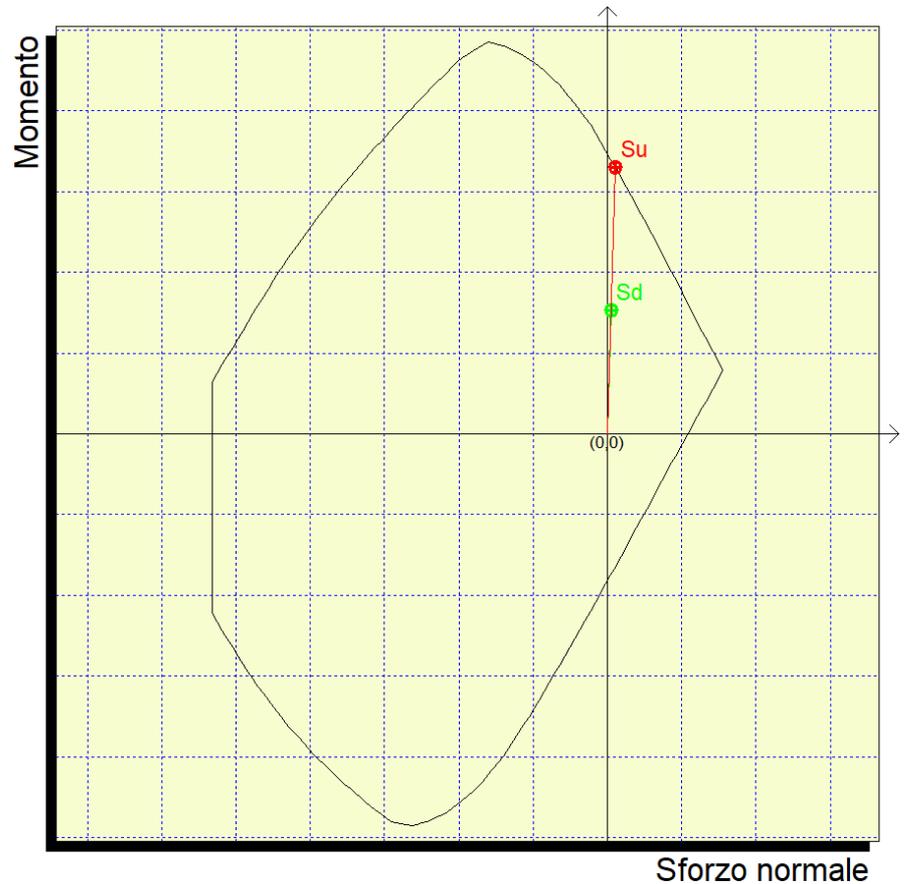
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	15236700
My	0
N	19934

Sovrapponi Curve  
 Aggiungi alla relazione  
 Curva M - N  
 Curva Mx - My

Simmetria sezione  
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:  
 c.s.=2.16360803  
 Mx ultimo =32966246.508  
 My ultimo =0.  
 N ultimo =43129.363  
 [Curva N = cost.]:  
 c.s.=2.22491685  
 Mx ultimo =33900390.635  
 My ultimo =0.  
 N ultimo =19934.  
 Nmax =623264.664  
 Nmin =-2128331.331



Si specifica che nelle figure precedenti le unità di misura sono daN e cm.  $M_x, M_y < 0$  implica fibre tese per y,x minori e  $N < 0$  è di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **2.16**, la verifica risulta soddisfatta.

### 9.1.4.2 Verifica a taglio SLV

<b>VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO</b>		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	273	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	273000	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	905	mm
k	1.47	-
h sezione	1000	mm
Area sezione	905000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø arm tesa	26	mm
n	10	-
strati	2	-
$A_{sl}$	10619	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0117	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	905000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.36	-
$V_{Rd,c}$	541206	N
$V_{Rd,c min}$	325317	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	541206	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.50	
C.S.	1.98	

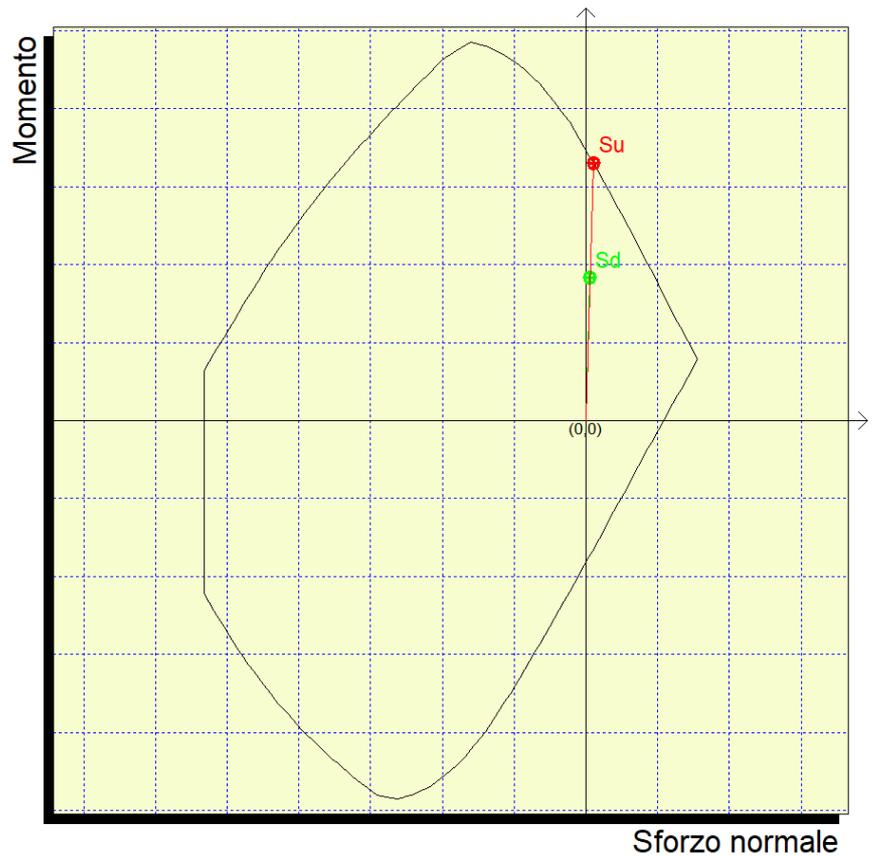
Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

### 9.1.5 Verifiche SLU

#### 9.1.5.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	18275900
My	0
N	23622
<input type="checkbox"/> Sovrapponi Curve <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione <input checked="" type="radio"/> Curva M - N <input type="radio"/> Curva Mx - My	
Simmetria sezione Nessuna	
[Curva Mx/My = cost.]: c.s.=1.80489822 Mx ultimo =32986139.309 My ultimo =0. N ultimo =42635.306 [Curva N = cost.]: c.s.=1.84679823 Mx ultimo =33751899.846 My ultimo =0. N ultimo =23622. Nmax =623264.664 Nmin =-2128331.331	



Si specifica che nelle figure precedenti le unità di misura sono daN e cm.  $M_x, M_y < 0$  implica fibre tese per y, x minori e  $N < 0$  è di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **1.80**, la verifica risulta soddisfatta.

### 9.1.5.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	314	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	313510	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	905	mm
k	1.47	-
h sezione	1000	mm
Area sezione	905000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø arm tesa	26	mm
n	10	-
strati	2	-
$A_{sl}$	10619	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0117	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	905000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.36	-
$V_{Rd,c}$	541206	N
$V_{Rd,c min}$	325317	N
$V_{Rd,c effettivo}$	541206	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.58	
C.S.	1.73	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

## 9.1.6 Verifiche SLE

### 9.1.6.1 Sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni rara e quasi permanente:

	<b>N (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>
<b>Comb rara</b>	-170.17	-1303.38
<b>Comb quasi perm</b>	-156.65	-1170.34

### 9.1.6.2 Verifiche allo stato limite di formazione delle fessure

Si verifica che il valore caratteristico di apertura delle fessure  $w_k$  non superi i limiti di normativa. L'ampiezza caratteristica delle fessure è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_k = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Trattandosi di strutture permanentemente a contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali aggressive, se pertanto, in accordo con §2.5.1.8.3.2.4 MdP, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$  mm per combinazione dei carichi **RARA**.

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale:

$$f_{ctm}/1.2 = -2.58 \text{ MPa.}$$

Di seguito si riporta la verifica per la combinazione rara.

Considerando la sezione interamente reagente, per la combinazione frequente si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -5.14 MPa.

Occorre, pertanto, verificare l'apertura delle fessure.

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	34/93

c	40	mm
k <sub>1</sub>	0.8	-
k <sub>2</sub>	0.5	-
k <sub>3</sub>	3.4	-
k <sub>4</sub>	0.425	-
φ (o φ <sub>eq</sub> )	26	mm
A <sub>s</sub>	10618.6	mm <sup>2</sup>
h	1000.0	mm
d	931.0	mm
x	342.8848	mm
h <sub>eff</sub>	172.50	mm
A <sub>eff</sub>	172500	mm <sup>2</sup>
ρ	0.06156	-
Δ <sub>sm</sub>	122.2	mm
σ <sub>t</sub>	25.82	kg/cm <sup>2</sup>
σ <sub>s</sub>	1679.94	kg/cm <sup>2</sup>
k <sub>t</sub>	0.4	-
f <sub>ctm</sub>	31	kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>cm</sub>	336428	kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub>	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
ε <sub>sm</sub>	0.0006672	-
w <sub>m</sub>	0.0816	mm
w <sub>k</sub>	0.139	mm

w limite	0.200	mm
Verifica	OK	

### **9.1.6.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio**

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{c,max} < 0.55 f_{ck}$  per combinazione rara (caratteristica) = 18.26 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.40 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente = 13.28 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 6.53$  MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 5.86$  MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{s,max} < 0.75 f_{yk}$  per combinazione caratteristica (rara) = 337.5 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 167.99$  MPa per la combinazione caratteristica (rara).

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

## 9.2 Mensola di valle

### 9.2.1 Sollecitazioni SLV

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLV:

<b>TAGLIO</b> - positivo se diretto verso il basso	-264.41	kN
<b>MOMENTO</b> - positivo se tende le fibre inferiori	156.38	kNm
<b>SFORZO ASSIALE</b> - positivo se di compressione	101.82	kN

### 9.2.2 Sollecitazioni SLU

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLU:

<b>TAGLIO</b> - positivo se diretto verso il basso	-317.90	kN
<b>MOMENTO</b> - positivo se tende le fibre inferiori	193.96	kNm
<b>SFORZO ASSIALE</b> - positivo se di compressione	106.48	kN

### 9.2.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 1 m x 1m.

Si dispone la seguente armatura, nel rispetto di quanto prescritto nelle NTC18 §7.4.6.2.

	Ø	Passo	A <sub>s</sub>	A <sub>s,min</sub>	Verifica
	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> >A <sub>s,min</sub>
Zona tesa (inferiore)	26	100	5309.3	3111.1	SI
Zona compressa (superiore)	26	100	5309.3	1555.6	-

Si dispongono legature Ø 8 in numero di 9 al m<sup>2</sup> e un'armatura di ripartizione Ø16/20.

## 9.2.4 Verifiche SLV

### 9.2.4.1 Verifica a pressoflessione

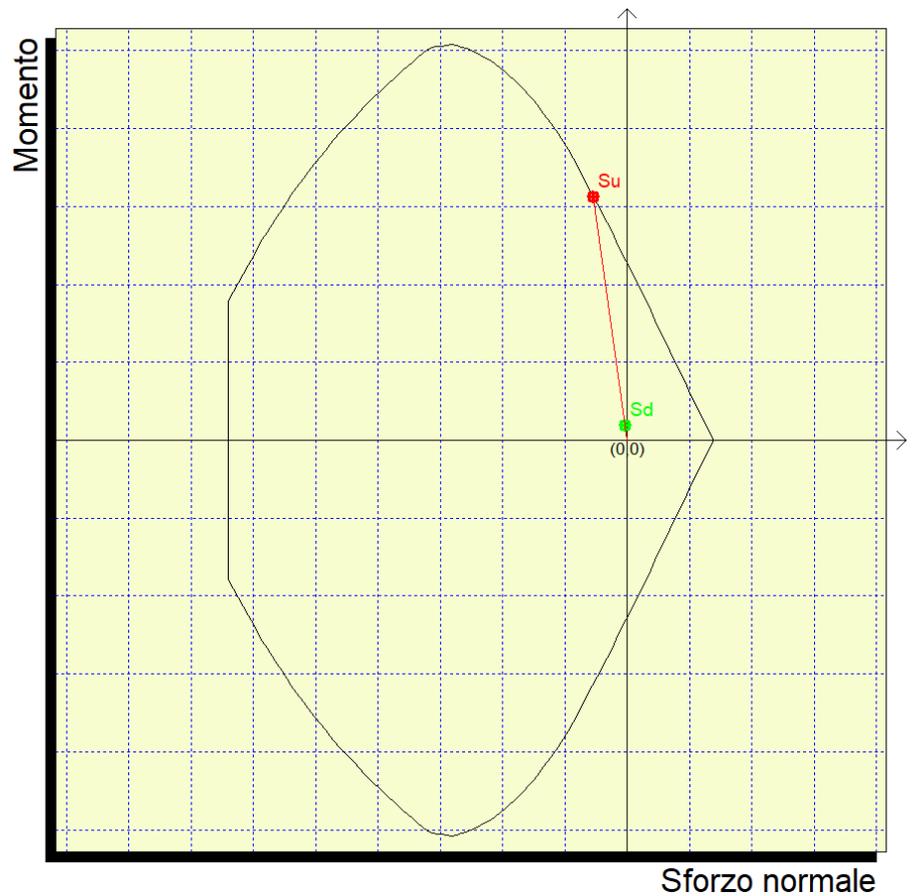
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	-1563800
My	0
N	-10182

Sovrapponi Curve  
 Aggiungi alla relazione  
 Curva M - N  
 Curva Mx - My

Simmetria sezione  
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:  
 c.s.=16.00093476  
 Mx ultimo =-25022261.773  
 My ultimo =0.  
 N ultimo =-162921.518  
 [Curva N = cost.]:  
 c.s.=11.93500957  
 Mx ultimo =-18663967.963  
 My ultimo =0.  
 N ultimo =-10182.  
 Nmax =415509.776  
 Nmin =-1920576.443



Si specifica che nelle figure precedenti le unità di misura sono daN e cm.  $M_x, M_y < 0$  implica fibre tese per y,x minori e  $N < 0$  è di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **11.93**, la verifica risulta soddisfatta.

### 9.2.4.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	264	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	264410	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	931	mm
k	1.46	-
h sezione	1000	mm
Area sezione	931000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø arm tesa	26	mm
n	10	-
strati	1	-
$A_{sl}$	5309	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0057	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	931000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.36	-
$V_{Rd,c}$	435775	N
$V_{Rd,c min}$	332408	N
$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	435775	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.61	
C.S.	1.65	

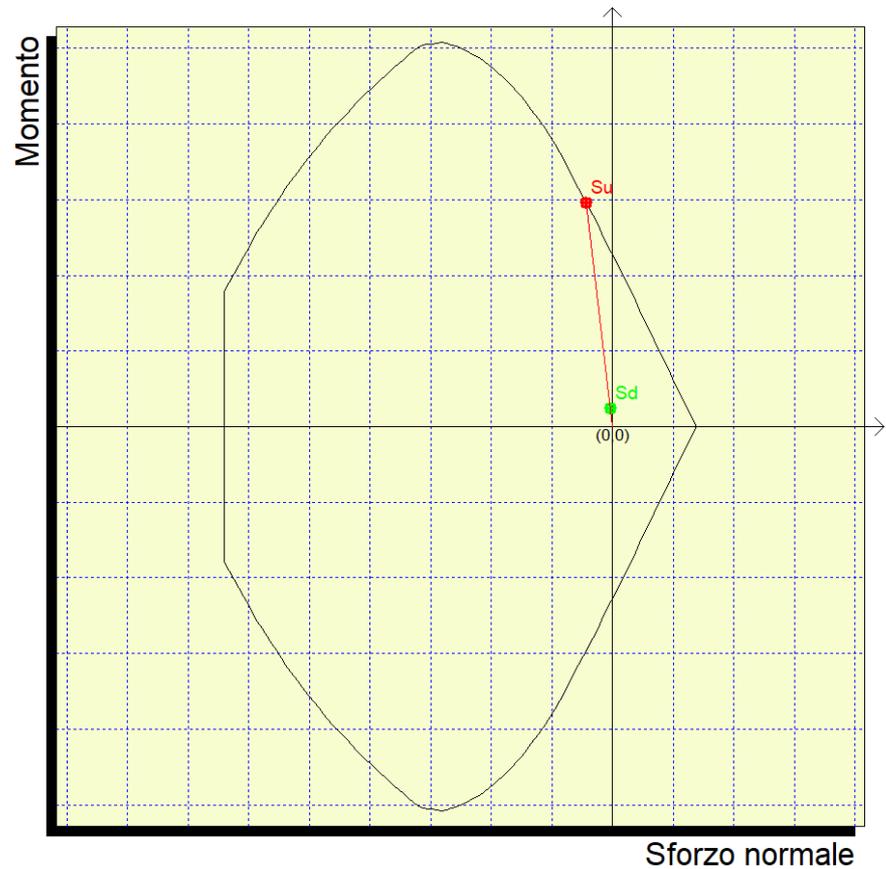
Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

## 9.2.5 Verifiche SLU

### 9.2.5.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	-1939600
My	0
N	-10648
<input type="checkbox"/> Sovrapponi Curve	
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione	
<input checked="" type="radio"/> Curva M - N	
<input type="radio"/> Curva Mx - My	
Simmetria sezione	
Nessuna	
[Curva Mx/My = cost.]:	
c.s.=12.20960046	
Mx ultimo =-23681741.043	
My ultimo =0.	
N ultimo =-130007.826	
[Curva N = cost.]:	
c.s.=9.63289033	
Mx ultimo =-18683954.088	
My ultimo =0.	
N ultimo =-10648.	
Nmax =415509.776	
Nmin =-1920576.443	



Si specifica che nelle figure precedenti le unità di misura sono daN e cm.  $M_x, M_y < 0$  implica fibre tese per y, x minori e  $N < 0$  è di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a 9.63, la verifica risulta soddisfatta.

### 9.2.5.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	318	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	317900	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	931	mm
k	1.46	-
h sezione	1000	mm
Area sezione	931000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø arm tesa	26	mm
n	10	-
strati	1	-
$A_{sl}$	5309	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0057	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	931000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.36	-
$V_{Rd,c}$	435775	N
$V_{Rd,c min}$	332408	N
$V_{Rd,c effettivo}$	435775	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.73	
C.S.	1.37	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

## 9.2.6 Verifiche SLE

### 9.2.6.1 Sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni rara e quasi permanente:

	<b>N (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>
<b>Comb rara</b>	74.15	139.57
<b>Comb quasi perm</b>	62.22	128.40

### 9.2.6.2 Verifiche allo stato limite di formazione delle fessure

Si verifica che il valore caratteristico di apertura delle fessure  $w_k$  non superi i limiti di normativa. L'ampiezza caratteristica delle fessure è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_k = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Trattandosi di strutture permanentemente a contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali aggressive, se pertanto, in accordo con §2.5.1.8.3.2.4 MdP, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$  mm per combinazione dei carichi **RARA**.

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale:

$$f_{ctm}/1.2 = -2.58 \text{ MPa.}$$

Di seguito si riporta la verifica per la combinazione rara.

Considerando la sezione interamente reagente, per la combinazione frequente si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.55 MPa.

Non occorre, pertanto, verificare l'apertura delle fessure.

### **9.2.6.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio**

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{c,max} < 0.55 f_{ck}$  per combinazione rara (caratteristica) = 18.26 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.40 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente = 13.28 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 0.91$  MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 0.83$  MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{s,max} < 0.75 f_{yk}$  per combinazione caratteristica (rara) = 337.5 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 24.84$  MPa per la combinazione caratteristica (rara).

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

### **9.3 Verifiche di deformabilità della fondazione**

Per la tipologia e lo scopo dell'opera considerata non si ritiene necessario effettuare le verifiche di deformabilità ed il calcolo dei cedimenti della fondazione del muro.

**Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	43/93

## 10 INCIDENZE

### Paramento verticale interno (lato monte)

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
26	10	649	0	649	4.168	270.5	strato 1
26	10	649	0	649	4.168	270.5	strato 2
26	10	95.2	60	251.2	4.168	104.7	ferri d'attesa
16	20	100	0	100	1.578	51.5	ripartizione

### Paramento verticale esterno (lato valle)

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
26	10	646	0	646	4.168	269.3	
26	10	95.2	40	199.2	4.168	83.0	ferri d'attesa
16	20	100	0	100	1.578	51.3	ripartizione

### Fondazione superiore

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
26	10	722	0	722	4.168	300.9	strato 1
26	10	567	0	722	4.168	300.9	strato 2
16	20	100	0	100	1.578	57.6	ripartizione

### Fondazione inferiore

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
26	10	722	0	722	4.168	300.9	
16	20	100	0	100	1.578	57.6	ripartizione

### Altre armature

Φ (mm)	numero/passi	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
12	2	100	0	100	0.888	1.8	ferri di parete
18	4	372.4	0	372.4	1.998	29.8	cavallotti
8	81.25	66.5	20	82.5	0.395	26.5	spille
14	20	92	60	352	1.208	21.3	ferri di chiusura
12	20	32	60	104	0.888	4.6	forchette

### CLS

Larghezza fondazione (m)	7.3
Altezza fondazione (m)	1
Volume fondazione (m <sup>3</sup> )	7.3
Spessore sommità muro (m)	0.4
Spessore piede muro (m)	1.05
Altezza muro (m)	6.5
Volume muro (m <sup>3</sup> )	4.7125
<b>Volume totale cls (m<sup>3</sup>)</b>	<b>12.0125</b>

	Da calcolo	Dichiarata
<b>Incidenza muro (kg/m<sup>3</sup>)</b>	200.4	<b>210</b>
<b>Incidenza fondazione (kg/m<sup>3</sup>)</b>	172.4	<b>180</b>

Per tenere conto di sovrapposizioni, ferri spezzati e possibili sfridi si considerano le seguenti incidenze di armatura: 210 kg/m<sup>3</sup> per il paramento e 180 kg/m<sup>3</sup> per la fondazione.

## 11 ALLEGATO CATEGORIA SOTTOSUOLO B

### GEOMETRIA

Altezza del muro	6.5	m
Spessore paramento in sommità	0.4	m
Spessore paramento alla base	1.05	m
Lunghezza mensola di monte	4.7	m
Lunghezza mensola di valle	1.55	m
Lunghezza totale fondazione	7.3	m
Altezza della fondazione	1	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Pendenza filo interno paramento	10	%

### TERRENO DI MONTE

Angolo di attrito	38	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.781	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - STR	1	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - GEO	1	
Peso per unità di volume	20	kN/m <sup>3</sup>
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	25.33	°
Altezza terreno da estradosso fondazione	6.5	m
Inclinazione pendio	33.69007	°
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - STR	0.217	
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - GEO	0.217	

### TERRENO DI VALLE

Angolo di attrito	29	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.554	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - STR	1	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - GEO	1	
Peso per unità di volume	20	kN/m <sup>3</sup>
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	14.5	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	0	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	14.50	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	0	°
Inclinazione terreno	0	°
Ricoprimento mensola di valle	0.8	m
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - STR	4.635	
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - GEO	4.635	
Aliquota di resistenza passiva considerata	0.00	

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	45/93

#### TERRENO DI FONDAZIONE

Angolo di attrito	29	°
Peso per unità di volume	20	kN/m3
Angolo d'attrito terra-fondazione	29	°
Coesione efficace c'	0	kPa (kN/m2)
Coeff. parziale per c' - STR	1	
Coeff. parziale per c' - GEO	1	
Coesione non drenata cu	0	kPa (kN/m2)
Coeff. parziale per cu - STR	1	
Coeff. parziale per cu - GEO	1	
Coeff. d'attrito terra fondazione tan( $\delta$ )	0.554	
Coeff. parziale per tan( $\delta$ ) - STR	1	
Coeff. parziale per tan( $\delta$ ) - GEO	1	
Altezza falda da intrad. fond. positiva verso l'alto	-10	m

#### SOVRACCARICHI

Permanente a monte	0	kN/m2
Permanente sulla mensola di monte	0	kN/m2
Carico del ballast a monte	14.44	kN/m2
Carico del ballast sulla mensola di monte	0	kN/m2
Accidentale a monte	57.29	kN/m2
Accidentale sulla mensola di monte	0	kN/m2
Pressione del vento sulle barriere	0	kN/m2
Altezza barriere	0	m
Interasse montati	1	m
Permanente in testa, N	0	kN
Permanente in testa, T	0	kN
Permanente in testa, M	0	kNm
Accidentale in testa, N	0	kN
Accidentale in testa, T	0	kN
Accidentale in testa, M	0	kNm

#### SISMA

Categoria suolo	B
Fo	2.456
ag	1.76
Ss	1.2
St	1
S	1.20
$\beta_s$	0.38
amax	2.107
Coefficiente sismico orizzontale	0.082
Coefficiente sismico verticale	0.041
Coeff. spinta attiva sotto sisma soprafalda	0.265
Coeff. spinta attiva sotto sisma sottofalda	0.324
Coeff. spinta passiva sotto sisma soprafalda	2.73
Coeff. spinta passiva sotto sisma sottofalda	1.09

**PERMANENTI FAVOREVOLI E ACCIDENTALI FAVOREVOLI**

**CONDIZIONE STR**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	95.99	45.44		kN
Spinta del ballast	11.22	5.31		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	233.12	110.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

**CONDIZIONE GEO**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	95.99	45.44		kN
Spinta del ballast	11.22	5.31		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	233.12	110.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sottoscampa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	47/93

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	340.33	kN
Resistenza al taglio	747.65	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	1365.65	kN
Momento stabilizzante	6409.32	kN

$M_{rib} < M_{stab}$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	$s_q$	$s_c$	$s_\gamma$
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	$d_q$	$d_c$	
	1.07	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	$i_q$	$i_c$	$i_\gamma$
	0.57	0.54	0.43
Coeff. per inclinazione piano di posa	$b_q$	$b_c$	$b_\gamma$
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	$\gamma_q$	$\gamma_c$	$\gamma_\gamma$
	1	1	1
Carico limite risultante	6898.87	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1348.80	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.217	m
------------------------------------	-------	---

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.089	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.089	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	48/93

### SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	129.59	287.35	1052.17
0.50	1.00	115.50	262.47	914.76
1.00	0.95	102.09	238.67	789.52
1.50	0.90	89.38	215.95	675.91
2.00	0.85	77.34	194.31	573.39
2.50	0.80	66.00	173.75	481.42
3.00	0.75	55.34	154.26	399.46
3.50	0.70	45.38	135.85	326.98
4.00	0.65	36.09	118.52	263.43
4.50	0.60	27.50	102.26	208.28
5.00	0.55	19.59	87.09	160.99
5.50	0.50	12.38	72.99	121.02
6.00	0.45	5.84	59.97	87.82
6.50	0.40	0.00	48.02	60.87

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	210.11	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1283.20	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-171.87	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-227.19	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	140.88	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	68.08	kN

**PERMANENTI FAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI**

**CONDIZIONE STR**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	95.99	45.44		kN
Spinta del ballast	11.22	5.31		kN
Spinta del carico accidentale	64.56	30.56		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	233.12	110.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

**CONDIZIONE GEO**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	95.99	45.44		kN
Spinta del ballast	11.22	5.31		kN
Spinta del carico accidentale	64.56	30.56		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	233.12	110.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	50/93

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	404.89	kN
Resistenza al taglio	764.59	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	1701.34	kN
Momento stabilizzante	6632.42	kN

$M_{rib} < M_{stab}$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	<b>Nq</b>	<b>Nc</b>	<b>Ng</b>
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	<b>sq</b>	<b>sc</b>	<b>sg</b>
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	<b>dq</b>	<b>dc</b>	
	1.07	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	<b>iq</b>	<b>ic</b>	<b>ig</b>
	0.51	0.48	0.36
Coeff. per inclinazione piano di posa	<b>bq</b>	<b>bc</b>	<b>bg</b>
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	<b>gq</b>	<b>gc</b>	<b>gg</b>
	1	1	1
Carico limite risultante	6010.74	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1379.36	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.217	m
------------------------------------	-------	---

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.075	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.075	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Stato limite ultimo - condizione A1+M1**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	129.59	345.70	1326.41
0.50	1.00	115.50	317.72	1160.60
1.00	0.95	102.09	290.82	1008.51
1.50	0.90	89.38	264.99	869.61
2.00	0.85	77.34	240.25	743.34
2.50	0.80	66.00	216.58	629.18
3.00	0.75	55.34	193.99	526.58
3.50	0.70	45.38	172.47	435.02
4.00	0.65	36.09	152.04	353.93
4.50	0.60	27.50	132.68	282.80
5.00	0.55	19.59	114.40	221.08
5.50	0.50	12.38	97.20	168.22
6.00	0.45	5.84	81.07	123.70
6.50	0.40	0.00	66.02	86.97

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	263.24	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1524.64	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-195.76	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-264.49	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	160.90	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	90.15	kN

**PERMANENTI SFAVOREVOLI E ACCIDENTALI FAVOREVOLI**

**CONDIZIONE STR**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	117.80	55.77		kN
Spinta del ballast	16.83	7.97		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	286.11	135.45		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

**CONDIZIONE GEO**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	117.80	55.77		kN
Spinta del ballast	16.83	7.97		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	286.11	135.45		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sottoscampa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	53/93

#### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

##### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	420.74	kN
Resistenza al taglio	918.38	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

#### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

##### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	1691.94	kN
Momento stabilizzante	7876.56	kN

$M_{rib} < M_{stab}$ , VERIFICA SODDISFATTA

#### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

##### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.07	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.57	0.54	0.42
Coeff. per inclinazione piano di posa	bq	bc	bg
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	gq	gc	gg
	1	1	1
Carico limite risultante	6881.04	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1656.80	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

#### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.217	m
------------------------------------	-------	---

##### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.083	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

##### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.083	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Stato limite ultimo - condizione A1+M1**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	159.05	355.42	1304.30
0.50	1.00	141.75	324.74	1134.32
1.00	0.95	125.30	295.39	979.34
1.50	0.90	109.69	267.36	838.70
2.00	0.85	94.92	240.65	711.76
2.50	0.80	81.00	215.26	597.83
3.00	0.75	67.92	191.20	496.27
3.50	0.70	55.69	168.46	406.41
4.00	0.65	44.30	147.04	327.59
4.50	0.60	33.75	126.95	259.15
5.00	0.55	24.05	108.17	200.43
5.50	0.50	15.19	90.72	150.76
6.00	0.45	7.17	74.59	109.48
6.50	0.40	0.00	59.79	75.94

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	260.38	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1586.24	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-212.14	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-280.60	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	173.88	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	84.54	kN

**PERMANENTI SFAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI**

**CONDIZIONE STR**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	117.80	55.77		kN
Spinta del ballast	16.83	7.97		kN
Spinta del carico accidentale	64.56	30.56		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	286.11	135.45		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

**CONDIZIONE GEO**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	117.80	55.77		kN
Spinta del ballast	16.83	7.97		kN
Spinta del carico accidentale	64.56	30.56		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	286.11	135.45		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	56/93

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	485.30	kN
Resistenza al taglio	935.32	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	2027.63	kN
Momento stabilizzante	8099.66	kN

$M_{rib} < M_{stab}$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	<b>N<sub>q</sub></b>	<b>N<sub>c</sub></b>	<b>N<sub>g</sub></b>
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	<b>s<sub>q</sub></b>	<b>s<sub>c</sub></b>	<b>s<sub>g</sub></b>
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	<b>d<sub>q</sub></b>	<b>d<sub>c</sub></b>	
	1.07	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	<b>i<sub>q</sub></b>	<b>i<sub>c</sub></b>	<b>i<sub>g</sub></b>
	0.52	0.49	0.37
Coeff. per inclinazione piano di posa	<b>b<sub>q</sub></b>	<b>b<sub>c</sub></b>	<b>b<sub>g</sub></b>
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	<b>g<sub>q</sub></b>	<b>g<sub>c</sub></b>	<b>g<sub>g</sub></b>
	1	1	1
Carico limite risultante	6205.67	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1687.36	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.217	m
------------------------------------	-------	---

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.051	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.051	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	57/93

### SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

**Stato limite ultimo - condizione A1+M1**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	159.05	413.77	1578.54
0.50	1.00	141.75	379.99	1380.16
1.00	0.95	125.30	347.53	1198.33
1.50	0.90	109.69	316.40	1032.40
2.00	0.85	94.92	286.58	881.71
2.50	0.80	81.00	258.09	745.60
3.00	0.75	67.92	230.93	623.40
3.50	0.70	55.69	205.08	514.45
4.00	0.65	44.30	180.56	418.09
4.50	0.60	33.75	157.36	333.67
5.00	0.55	24.05	135.48	260.51
5.50	0.50	15.19	114.93	197.96
6.00	0.45	7.17	95.70	145.36
6.50	0.40	0.00	77.79	102.04

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	313.51	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1827.59	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-236.22	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-317.90	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	193.96	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	106.48	kN

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	58/93

**CONDIZIONE SISMICA – categoria sottosuolo B**

**CONDIZIONE SISMICA**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	111.16	52.62		kN
Spinta del ballast	14.29	6.77		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta statica del terreno	211.93	127.80		kN
Spinta dinamica del terreno	58.04			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00			kN
Inerzia del terreno	63.62			kN
Inerzia del calcestruzzo	24.51			kN
Inerzia carichi permanenti	0.00			kN
Inerzia carico ballast	0.00			kN
Inerzia carichi accidentali	0.00			kN

**VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE**

**Condizione sismica (condizioni drenate)**

Componente orizzontale del carico	483.55	kN
Resistenza al taglio	702.26	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

**VERIFICHE AL RIBALTAMENTO**

**Condizione sismica**

Momento ribaltante	2507.68	kN
Momento stabilizzante	6308.10	kN

$M_{rib} < M_{stab}$ , VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	59/93

### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

#### Condizione sismica (condizioni drenate)

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.08	1.09	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.39	0.35	0.24
Coeff. per inclinazione piano di posa	bq	bc	bg
	1.00	1.00	1
Coeff. per inclinazione terreno a monte	gq	gc	gg
	1	1	1.00
Carico limite risultante	3634.56	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1266.91	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.217	m
------------------------------------	-------	---

#### Condizione sismica (condizioni drenate)

Eccentricità del carico in fondazione	0.434	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Condizioni sismiche**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	117.81	407.17	1578.75
0.50	1.00	105.00	373.40	1372.43
1.00	0.95	92.81	340.88	1183.87
1.50	0.90	81.25	309.63	1012.38
2.00	0.85	70.31	279.63	857.27
2.50	0.80	60.00	250.89	717.83
3.00	0.75	50.31	223.41	593.37
3.50	0.70	41.25	197.19	483.20
4.00	0.65	32.81	172.22	386.61
4.50	0.60	25.00	148.51	302.92
5.00	0.55	17.81	126.07	231.42
5.50	0.50	11.25	104.88	171.43
6.00	0.45	5.31	84.94	122.24
6.50	0.40	0.00	66.27	83.15

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Condizione sismica**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	273.00	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1523.67	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-199.34	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Condizione sismica**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-264.41	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	156.38	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	101.82	kN

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	61/93

## VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20.00	38.00	0	
materiale 2	20.00	29	0	
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 9.81 [kN/m<sup>3</sup>]

azioni sismiche  $a_g/g$  0.179 (-)  $S_s$  1.2  $k_h$  0.0816 (-)  
 $\beta_s$  0.38  $S_T$  1  $k_v$  0.0408 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda				
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	101.700	0	101.950	107.500	0	75.000	100.000	0			0	70.000	90.000
1	98.550	101.700	1	102.950	107.500	1	129.000	100.000	1			1	135.000	90.000
2	89.230	101.700	2	111.950	113.500	2			2			2		
3	81.250	101.700	3	130.000	113.500	3			3			3		
4	70.000	101.700	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

### Sovraccarichi

	$X_{in}$	$q_{in}$	$X_{fin}$	$q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	107.3	14.4	130	14.4	100%
sovraccarico 2 <input checked="" type="checkbox"/>	107.3	57.29	130	57.29	0%

### Limiti ricerca superfici

Xa	75
Xb	99
n1	15

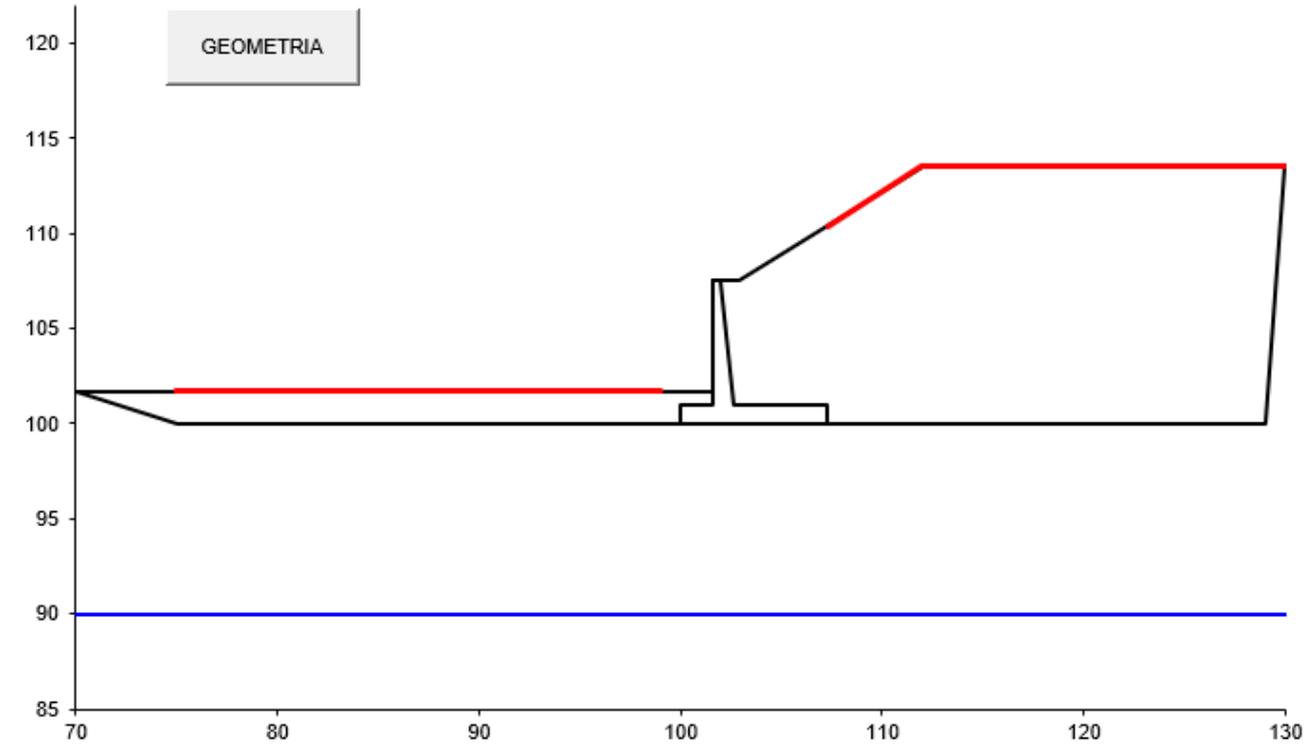
Xc	107.3
Xd	130
n2	15

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo 2816

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	62/93



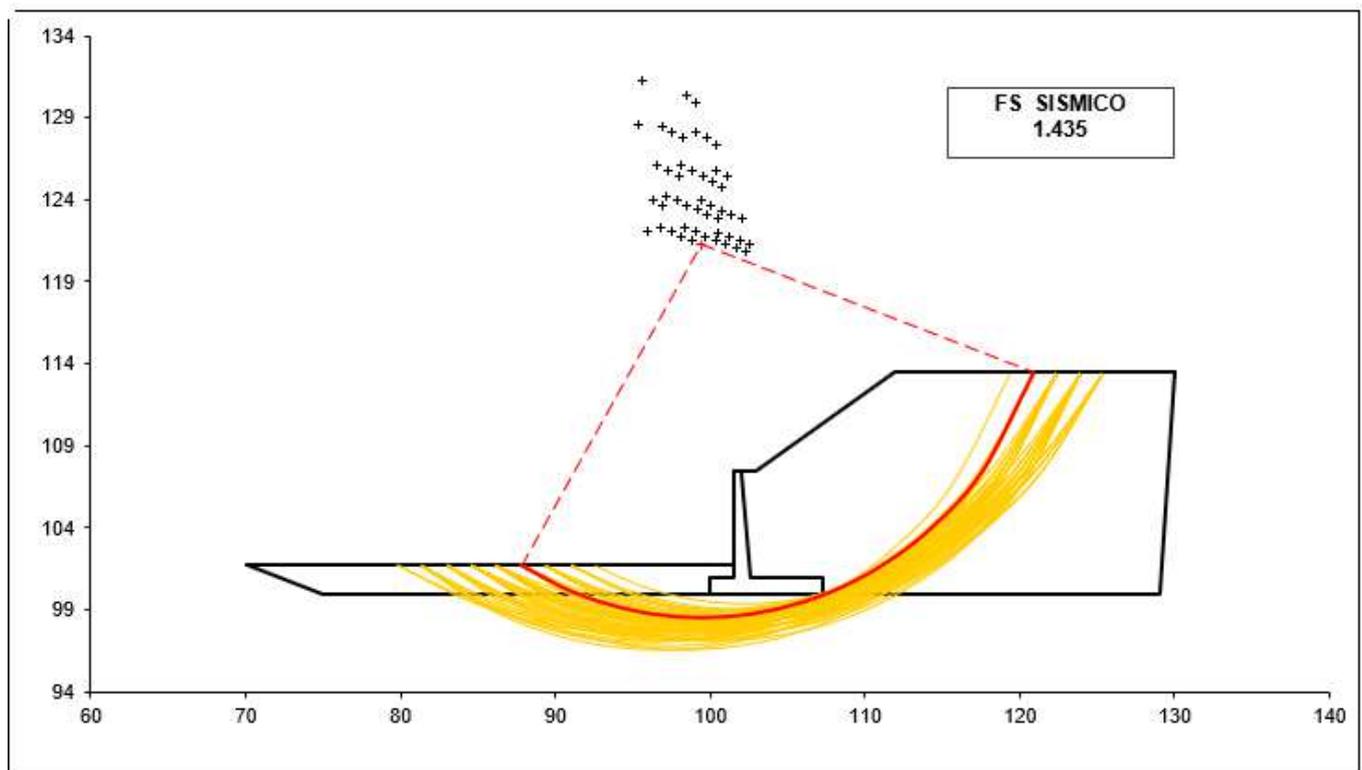
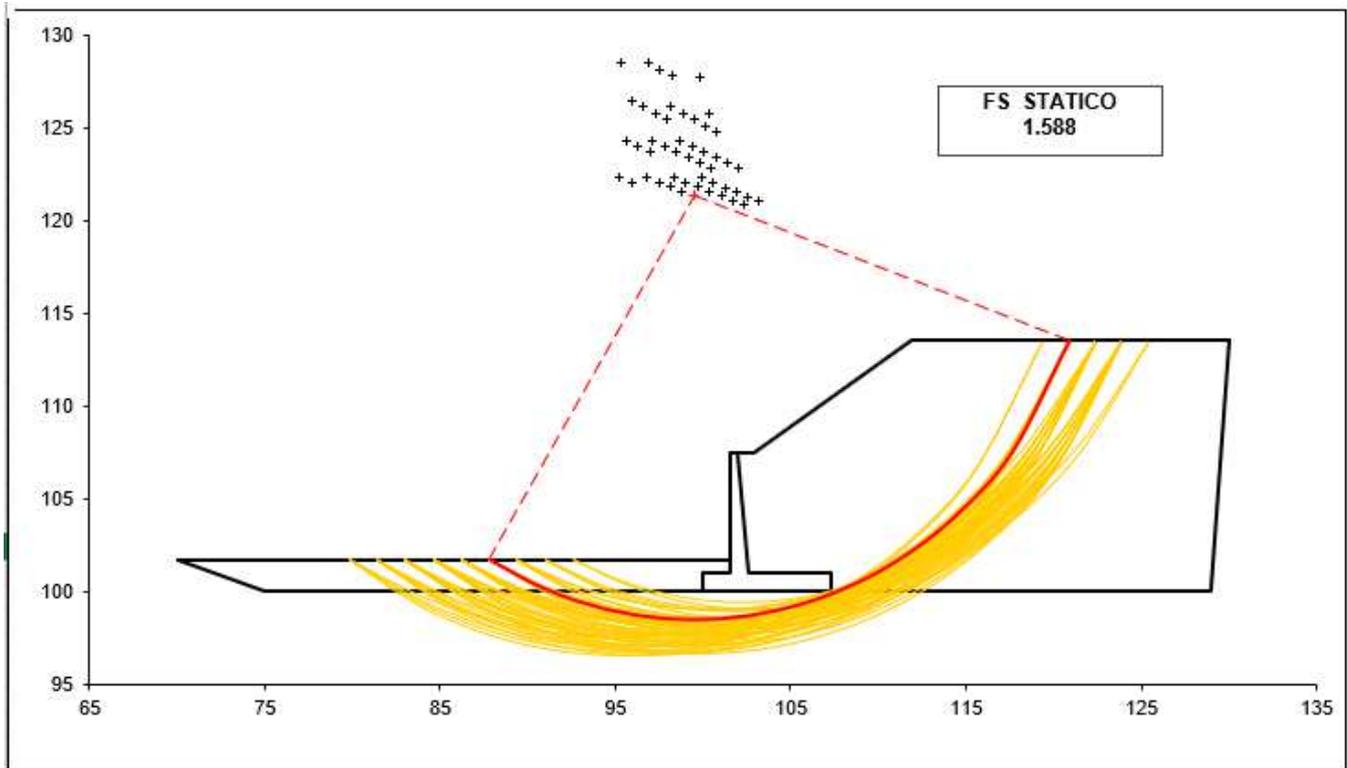
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	370	STATICO
SISMICO		1.435

CALCOLO

**Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	63/93



**COMBINAZIONE RARA**

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Combinazione rara**

Z (m)	Spessore (m)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
0.00	1.05	117.81	294.34	1112.16
0.50	1.00	105.00	269.96	971.12
1.00	0.95	92.81	246.57	842.03
1.50	0.90	81.25	224.15	724.39
2.00	0.85	70.31	202.72	617.71
2.50	0.80	60.00	182.26	521.51
3.00	0.75	50.31	162.78	435.29
3.50	0.70	41.25	144.28	358.57
4.00	0.65	32.81	126.77	290.84
4.50	0.60	25.00	110.23	231.64
5.00	0.55	17.81	94.67	180.45
5.50	0.50	11.25	80.09	136.80
6.00	0.45	5.31	66.49	100.20
6.50	0.40	0.00	53.87	70.15

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Combinazione rara - condizioni drenate**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	221.16	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1303.38	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-170.17	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Combinazione rara - condizioni drenate**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-227.71	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	139.57	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	74.15	kN

### COMBINAZIONE FREQUENTE

#### SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

##### Combinazione frequente

Z (m)	Spessore (m)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
0.00	1.05	117.81	294.34	1112.16
0.50	1.00	105.00	269.96	971.12
1.00	0.95	92.81	246.57	842.03
1.50	0.90	81.25	224.15	724.39
2.00	0.85	70.31	202.72	617.71
2.50	0.80	60.00	182.26	521.51
3.00	0.75	50.31	162.78	435.29
3.50	0.70	41.25	144.28	358.57
4.00	0.65	32.81	126.77	290.84
4.50	0.60	25.00	110.23	231.64
5.00	0.55	17.81	94.67	180.45
5.50	0.50	11.25	80.09	136.80
6.00	0.45	5.31	66.49	100.20
6.50	0.40	0.00	53.87	70.15

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

##### Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	221.16	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1303.38	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-170.17	kN

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

##### Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-227.71	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	139.57	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	74.15	kN

## 12 ALLEGATO CATEGORIA SOTTOSUOLO E

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 8.2171      LATITUDINE: 44.0539

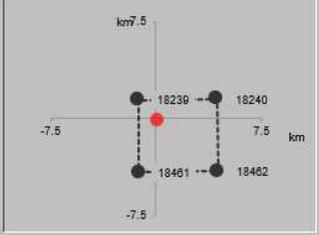
Ricerca per comune

REGIONE: Liguria      PROVINCIA: Savona      COMUNE: Albenga

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$ : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 112.5 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$ : info

Stati limite di esercizio - SLE

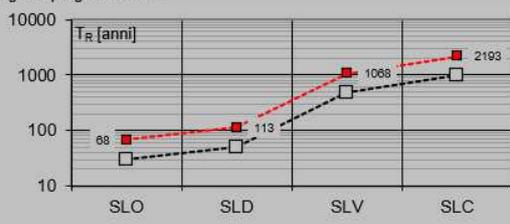
SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
SLD - $P_{VR} = 63\%$	113

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni: Grafici parametri azione, Grafici spettri di risposta, Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ... Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

#### Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

#### Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **E** info

Categoria topografica **T1** info

$S_s = 1.516$   $C_c = 1.862$  info

$h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

#### Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_0$  **1** Regol. in altezza **si** info

#### Compon. verticale

Spettro di progetto

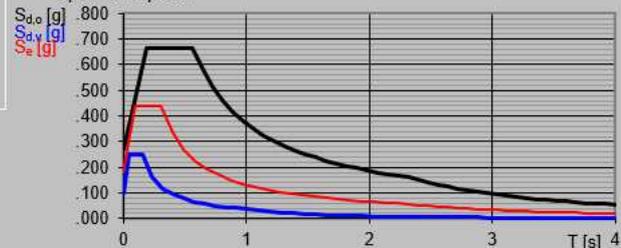
Fattore  $q$  **1**  $\eta = 1/q = 1.000$  info

#### Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

#### Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

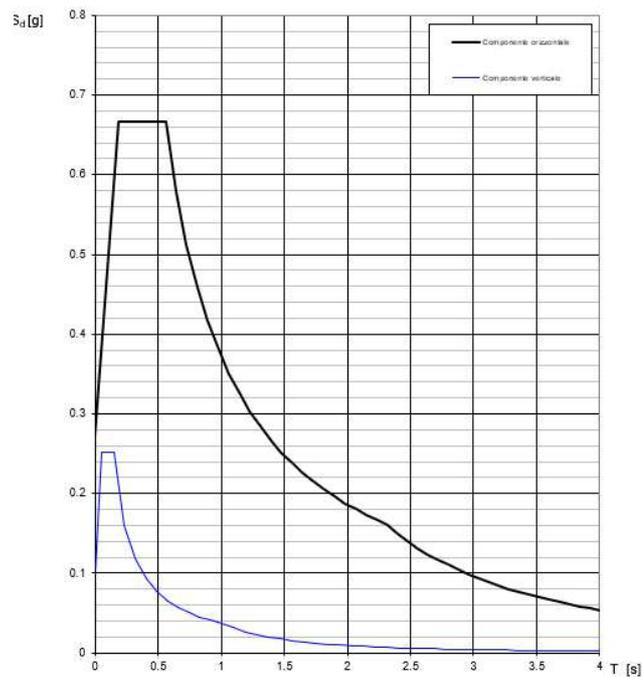
INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

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



### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.179 g
$F_0$	2.456
$T_C$	0.300 s
$S_s$	1.516
$C_C$	1.862
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.516
$\eta$	1.000
$T_B$	0.186 s
$T_C$	0.558 s
$T_D$	2.317 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T}{T_C} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultime è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.272
$T_B$	0.186	0.667
$T_C$	0.558	0.667
	0.642	0.580
	0.726	0.513
	0.809	0.460
	0.893	0.417
	0.977	0.381
	1.061	0.351
	1.144	0.325
	1.228	0.303
	1.312	0.284
	1.395	0.267
	1.479	0.252
	1.563	0.238
	1.647	0.226
	1.730	0.215
	1.814	0.205
	1.898	0.196
	1.982	0.188
	2.065	0.180
	2.149	0.173
	2.233	0.167
$T_D$	2.317	0.161
	2.397	0.150
	2.477	0.141
	2.557	0.132
	2.637	0.124
	2.717	0.117
	2.798	0.110
	2.878	0.104
	2.958	0.099
	3.038	0.093
	3.118	0.089
	3.198	0.084
	3.279	0.080
	3.359	0.076
	3.439	0.073
	3.519	0.070
	3.599	0.067
	3.679	0.064
	3.760	0.061
	3.840	0.058
	3.920	0.056
	4.000	0.054

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	69/93

### GEOMETRIA

Altezza del muro	6.5	m
Spessore paramento in sommità	0.4	m
Spessore paramento alla base	1.05	m
Lunghezza mensola di monte	4.7	m
Lunghezza mensola di valle	1.55	m
Lunghezza totale fondazione	7.3	m
Altezza della fondazione	1	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Pendenza filo interno paramento	10	%

### TERRENO DI MONTE

Angolo di attrito	38	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.781	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - STR	1	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - GEO	1	
Peso per unità di volume	20	kN/m <sup>3</sup>
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	25.33	°
Altezza terreno da estradosso fondazione	6.5	m
Inclinazione pendio	33.69007	°
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - STR	0.217	
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - GEO	0.217	

### TERRENO DI VALLE

Angolo di attrito	35	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.700	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - STR	1	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - GEO	1	
Peso per unità di volume	20	kN/m <sup>3</sup>
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	17.5	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	0	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	17.50	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	0	°
Inclinazione terreno	0	°
Ricoprimento mensola di valle	0.8	m
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - STR	7.357	
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - GEO	7.357	
Aliquota di resistenza passiva considerata	0.00	

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	70/93

### TERRENO DI FONDAZIONE

Angolo di attrito	35	°
Peso per unità di volume	20	kN/m <sup>3</sup>
Angolo d'attrito terra-fondazione	35	°
Coesione efficace c'	0	kPa (kN/m <sup>2</sup> )
Coeff. parziale per c' - STR	1	
Coeff. parziale per c' - GEO	1	
Coesione non drenata cu	0	kPa (kN/m <sup>2</sup> )
Coeff. parziale per cu - STR	1	
Coeff. parziale per cu - GEO	1	
Coeff. d'attrito terra fondazione tan(δ)	0.700	
Coeff. parziale per tan(δ) - STR	1	
Coeff. parziale per tan(δ) - GEO	1	
Altezza falda da intrad. fond. positiva verso l'alto	-10	m

### SOVRACCARICHI

Permanente a monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Permanente sulla mensola di monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Carico del ballast a monte	14.44	kN/m <sup>2</sup>
Carico del ballast sulla mensola di monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Accidentale a monte	57.29	kN/m <sup>2</sup>
Accidentale sulla mensola di monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Pressione del vento sulle barriere	0	kN/m <sup>2</sup>
Altezza barriere	0	m
Interasse montati	1	m
Permanente in testa, N	0	kN
Permanente in testa, T	0	kN
Permanente in testa, M	0	kNm
Accidentale in testa, N	0	kN
Accidentale in testa, T	0	kN
Accidentale in testa, M	0	kNm

### SISMA

Categoria suolo	E
Fo	2.456
ag	1.76
Ss	1.516414
St	1
S	1.52
βs	0.38
amax	2.663
Coefficiente sismico orizzontale	0.103
Coefficiente sismico verticale	0.052
Coeff. spinta attiva sotto sisma soprafalda	0.281
Coeff. spinta attiva sotto sisma sottofalda	0.363
Coeff. spinta passiva sotto sisma soprafalda	3.48
Coeff. spinta passiva sotto sisma sottofalda	1.15

**PERMANENTI FAVOREVOLI E ACCIDENTALI FAVOREVOLI**

**CONDIZIONE STR**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	95.99	45.44		kN
Spinta del ballast	11.22	5.31		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	233.12	110.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

**CONDIZIONE GEO**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	95.99	45.44		kN
Spinta del ballast	11.22	5.31		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	233.12	110.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	72/93

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	340.33	kN
Resistenza al taglio	944.44	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	1365.65	kN
Momento stabilizzante	6409.32	kN

Mrib < Mstab, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	<b>Nq</b>	<b>Nc</b>	<b>Ny</b>
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	<b>sq</b>	<b>sc</b>	<b>sg</b>
	1.03	1.05	1.03
Coeff. per approfondimento piano di posa	<b>dq</b>	<b>dc</b>	
	1.06	1.07	
Coeff. per inclinazione carico	<b>iq</b>	<b>ic</b>	<b>ig</b>
	0.57	0.56	0.43
Coeff. per inclinazione piano di posa	<b>bq</b>	<b>bc</b>	<b>bg</b>
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	<b>γq</b>	<b>γc</b>	<b>γg</b>
	1	1	1
Carico limite risultante	15965.78	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1348.80	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.217	m
------------------------------------	-------	---

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.089	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.089	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Stato limite ultimo - condizione A1+M1**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	129.59	287.35	1052.17
0.50	1.00	115.50	262.47	914.76
1.00	0.95	102.09	238.67	789.52
1.50	0.90	89.38	215.95	675.91
2.00	0.85	77.34	194.31	573.39
2.50	0.80	66.00	173.75	481.42
3.00	0.75	55.34	154.26	399.46
3.50	0.70	45.38	135.85	326.98
4.00	0.65	36.09	118.52	263.43
4.50	0.60	27.50	102.26	208.28
5.00	0.55	19.59	87.09	160.99
5.50	0.50	12.38	72.99	121.02
6.00	0.45	5.84	59.97	87.82
6.50	0.40	0.00	48.02	60.87

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	210.11	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1283.20	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-171.87	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-227.19	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	140.88	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	68.08	kN

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	74/93

**PERMANENTI FAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI**

**CONDIZIONE STR**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	95.99	45.44		kN
Spinta del ballast	11.22	5.31		kN
Spinta del carico accidentale	64.56	30.56		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	233.12	110.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

**CONDIZIONE GEO**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	95.99	45.44		kN
Spinta del ballast	11.22	5.31		kN
Spinta del carico accidentale	64.56	30.56		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	233.12	110.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sottoscampa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	75/93

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	404.89	kN
Resistenza al taglio	965.84	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	1701.34	kN
Momento stabilizzante	6632.42	kN

$M_{rib} < M_{stab}$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.03	1.05	1.03
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.06	1.07	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.51	0.50	0.36
Coeff. per inclinazione piano di posa	bq	bc	bg
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	gq	gc	gg
	1	1	1
Carico limite risultante	13874.94	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1379.36	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.217	m
------------------------------------	-------	---

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.075	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.075	m
---------------------------------------	-------	---

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Stato limite ultimo - condizione A1+M1**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	129.59	345.70	1326.41
0.50	1.00	115.50	317.72	1160.60
1.00	0.95	102.09	290.82	1008.51
1.50	0.90	89.38	264.99	869.61
2.00	0.85	77.34	240.25	743.34
2.50	0.80	66.00	216.58	629.18
3.00	0.75	55.34	193.99	526.58
3.50	0.70	45.38	172.47	435.02
4.00	0.65	36.09	152.04	353.93
4.50	0.60	27.50	132.68	282.80
5.00	0.55	19.59	114.40	221.08
5.50	0.50	12.38	97.20	168.22
6.00	0.45	5.84	81.07	123.70
6.50	0.40	0.00	66.02	86.97

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	263.24	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1524.64	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-195.76	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-264.49	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	160.90	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	90.15	kN

**PERMANENTI SFAVOREVOLI E ACCIDENTALI FAVOREVOLI**

**CONDIZIONE STR**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	117.80	55.77		kN
Spinta del ballast	16.83	7.97		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	286.11	135.45		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

**CONDIZIONE GEO**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	117.80	55.77		kN
Spinta del ballast	16.83	7.97		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	286.11	135.45		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	78/93

#### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3**

Componente orizzontale del carico	420.74	kN
Resistenza al taglio	1160.10	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

#### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3**

Momento ribaltante	1691.94	kN
Momento stabilizzante	7876.56	kN

Mr**ib** < Mst**ab**, VERIFICA SODDISFATTA

#### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3**

Fattori di capacità portante	<b>Nq</b>	<b>Nc</b>	<b>Ng</b>
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	<b>sq</b>	<b>sc</b>	<b>sg</b>
	1.03	1.05	1.03
Coeff. per approfondimento piano di posa	<b>dq</b>	<b>dc</b>	
	1.06	1.07	
Coeff. per inclinazione carico	<b>iq</b>	<b>ic</b>	<b>ig</b>
	0.57	0.55	0.42
Coeff. per inclinazione piano di posa	<b>bq</b>	<b>bc</b>	<b>bg</b>
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	<b>gq</b>	<b>gc</b>	<b>gg</b>
	1	1	1
Carico limite risultante	15924.58	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1656.80	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

#### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.217	m
------------------------------------	-------	---

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR**

Eccentricità del carico in fondazione	0.083	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO**

Eccentricità del carico in fondazione	0.083	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Stato limite ultimo - condizione A1+M1**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	159.05	355.42	1304.30
0.50	1.00	141.75	324.74	1134.32
1.00	0.95	125.30	295.39	979.34
1.50	0.90	109.69	267.36	838.70
2.00	0.85	94.92	240.65	711.76
2.50	0.80	81.00	215.26	597.83
3.00	0.75	67.92	191.20	496.27
3.50	0.70	55.69	168.46	406.41
4.00	0.65	44.30	147.04	327.59
4.50	0.60	33.75	126.95	259.15
5.00	0.55	24.05	108.17	200.43
5.50	0.50	15.19	90.72	150.76
6.00	0.45	7.17	74.59	109.48
6.50	0.40	0.00	59.79	75.94

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	260.38	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1586.24	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-212.14	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-280.60	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	173.88	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	84.54	kN

**PERMANENTI SFAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI**

**CONDIZIONE STR**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	117.80	55.77		kN
Spinta del ballast	16.83	7.97		kN
Spinta del carico accidentale	64.56	30.56		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	286.11	135.45		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

**CONDIZIONE GEO**

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

**CONDIZIONI DRENATE**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	117.80	55.77		kN
Spinta del ballast	16.83	7.97		kN
Spinta del carico accidentale	64.56	30.56		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	286.11	135.45		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sottoscampa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	81/93

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	485.30	kN
Resistenza al taglio	1181.50	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	2027.63	kN
Momento stabilizzante	8099.66	kN

$M_{rib} < M_{stab}$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.03	1.05	1.03
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.06	1.07	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.52	0.50	0.37
Coeff. per inclinazione piano di posa	bq	bc	bg
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	gq	gc	gg
	1	1	1
Carico limite risultante	14336.65	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1687.36	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.217	m
------------------------------------	-------	---

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.051	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

#### Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.051	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Stato limite ultimo - condizione A1+M1**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	159.05	413.77	1578.54
0.50	1.00	141.75	379.99	1380.16
1.00	0.95	125.30	347.53	1198.33
1.50	0.90	109.69	316.40	1032.40
2.00	0.85	94.92	286.58	881.71
2.50	0.80	81.00	258.09	745.60
3.00	0.75	67.92	230.93	623.40
3.50	0.70	55.69	205.08	514.45
4.00	0.65	44.30	180.56	418.09
4.50	0.60	33.75	157.36	333.67
5.00	0.55	24.05	135.48	260.51
5.50	0.50	15.19	114.93	197.96
6.00	0.45	7.17	95.70	145.36
6.50	0.40	0.00	77.79	102.04

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	313.51	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1827.59	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-236.22	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-317.90	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	193.96	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	106.48	kN

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	83/93

**CONDIZIONE SISMICA – categoria sottosuolo E**

**CONDIZIONE SISMICA**

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	118.76	56.22		kN
Spinta del ballast	15.27	7.23		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta statica del terreno	211.93	136.55		kN
Spinta dinamica del terreno	76.50			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00			kN
Inerzia del terreno	80.39			kN
Inerzia del calcestruzzo	30.98			kN
Inerzia carichi permanenti	0.00			kN
Inerzia carico ballast	0.00			kN
Inerzia carichi accidentali	0.00			kN

**VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE**

**Condizione sismica (condizioni drenate)**

Componente orizzontale del carico	533.83	kN
Resistenza al taglio	896.06	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

**VERIFICHE AL RIBALTAMENTO**

**Condizione sismica**

Momento ribaltante	2903.92	kN
Momento stabilizzante	6476.49	kN

$M_{rib} < M_{stab}$ , VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	84/93

### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

#### Condizione sismica (condizioni drenate)

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.05	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.07	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.35	0.33	0.20
Coeff. per inclinazione piano di posa	bq	bc	bg
	1.00	1.00	1
Coeff. per inclinazione terreno a monte	gq	gc	gg
	1	1	1.00
Carico limite risultante	6625.14	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1279.71	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.217	m
------------------------------------	-------	---

#### Condizione sismica (condizioni drenate)

Eccentricità del carico in fondazione	0.578	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Condizioni sismiche**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	117.81	449.32	1760.06
0.50	1.00	105.00	412.28	1529.91
1.00	0.95	92.81	376.59	1319.51
1.50	0.90	81.25	342.24	1128.11
2.00	0.85	70.31	309.24	954.95
2.50	0.80	60.00	277.59	799.25
3.00	0.75	50.31	247.28	660.27
3.50	0.70	41.25	218.31	537.24
4.00	0.65	32.81	190.70	429.39
4.50	0.60	25.00	164.43	335.97
5.00	0.55	17.81	139.51	256.22
5.50	0.50	11.25	115.93	189.37
6.00	0.45	5.31	93.70	134.66
6.50	0.40	0.00	72.81	91.33

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Condizione sismica**

<b>TAGLIO - positivo se diretto verso il basso</b>	295.11	kN
<b>MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori</b>	-1624.00	kNm
<b>SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione</b>	-209.17	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Condizione sismica**

<b>TAGLIO - positivo se diretto verso il basso</b>	-279.93	kN
<b>MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori</b>	163.27	kNm
<b>SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione</b>	113.89	kN

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	86/93

## VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20.00	38.00	0	
materiale 2	20.00	35	0	
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 9.81 [kN/m<sup>3</sup>]

azioni sismiche  $a_g/g$  0.179 (-)  $S_s$  1.516  $k_h$  0.1031 (-)  
 $\beta_s$  0.38  $S_T$  1  $k_v$  0.0516 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda				
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda				
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	101.700	0	101.950	107.500	0	75.000	100.000	0			0	70.000	90.000
1	98.550	101.700	1	102.950	107.500	1	129.000	100.000	1			1	135.000	90.000
2	89.230	101.700	2	111.950	113.500	2			2			2		
3	81.250	101.700	3	130.000	113.500	3			3			3		
4	70.000	101.700	4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

### Sovraccarichi

	$X_{in}$	$q_{in}$	$X_{in}$	$q_{in}$	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	107.3	14.4	130	14.4	100%
sovraccarico 2 <input checked="" type="checkbox"/>	107.3	57.29	130	57.29	0%

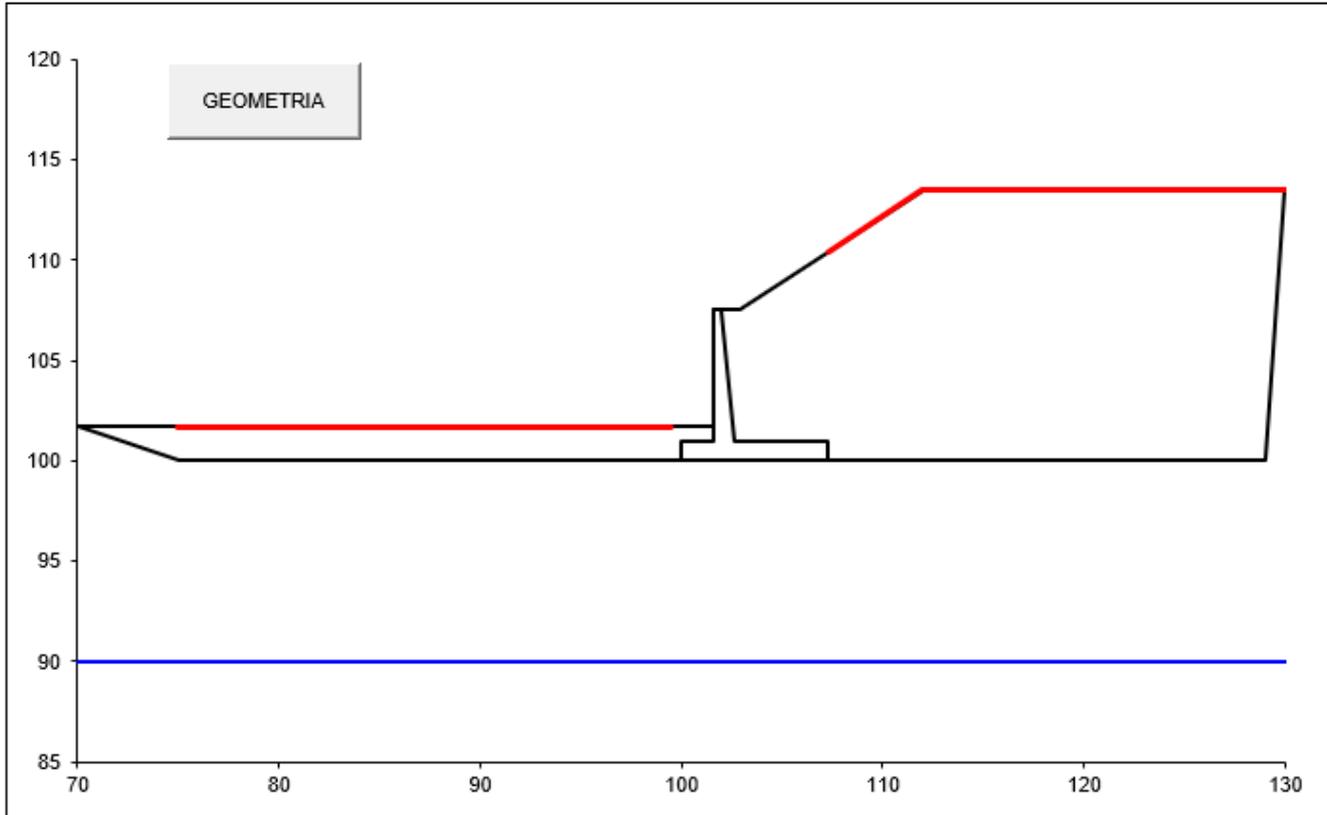
### Limiti ricerca superfici

Xa	75	Xc	107.3	alfa min	40
Xb	99.5	Xd	130	alfa max	70
n1	15	n2	15	n alfa	10

# superfici massimo 2816

Relazione di calcolo muri di sottoscarpa sede ferroviaria H=6.5m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	87/93



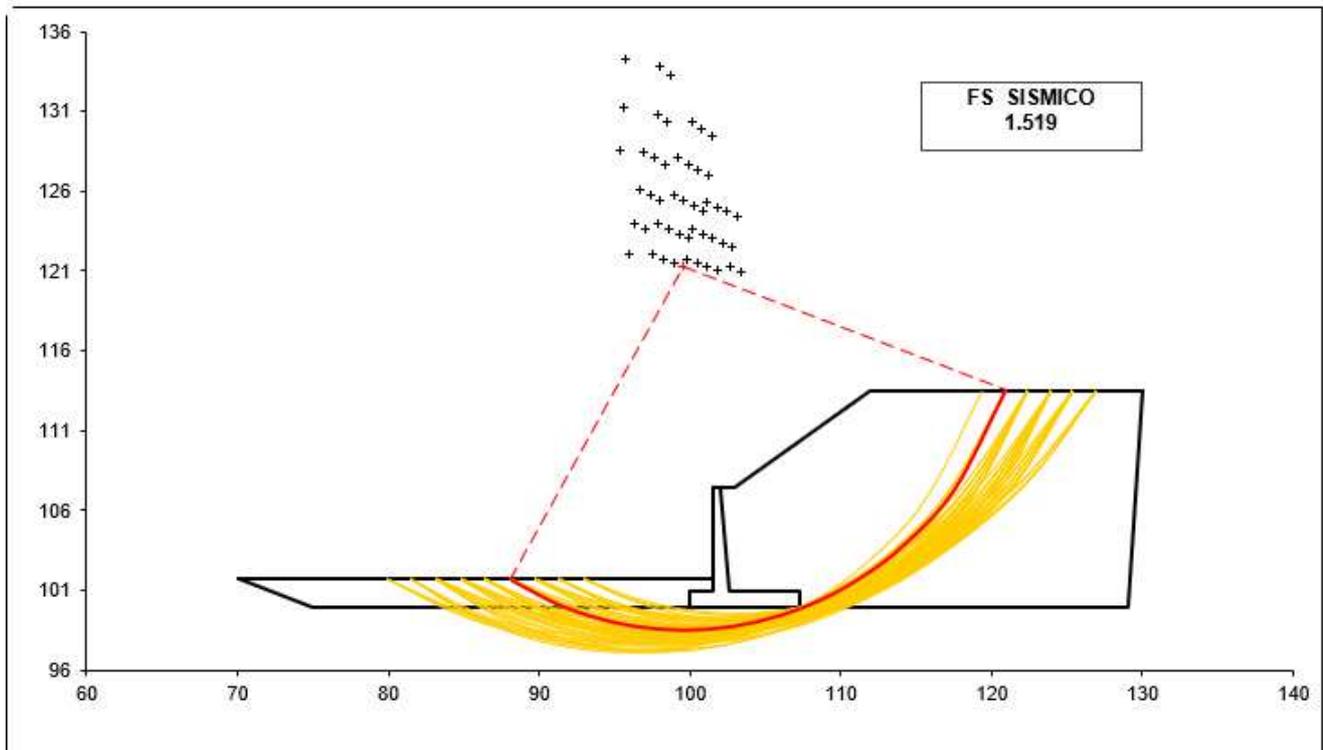
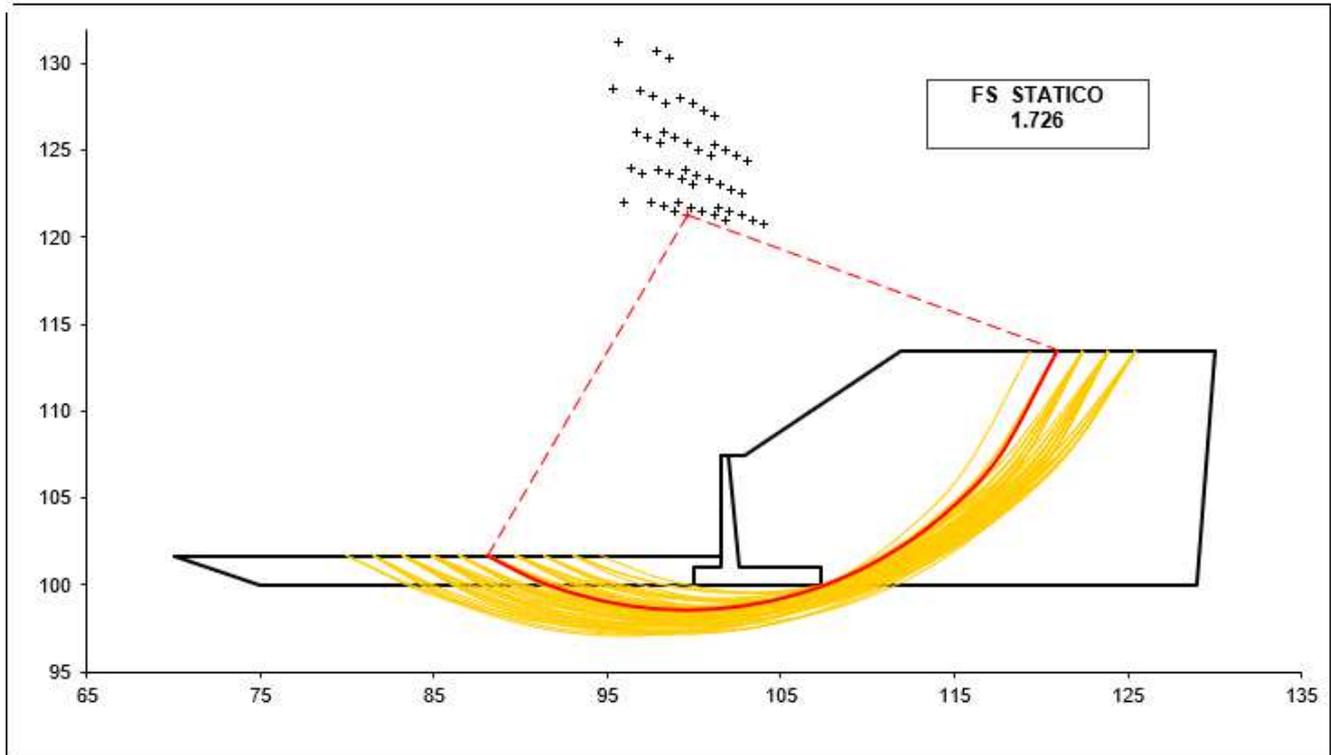
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	362	STATICO
SISMICO		1.519

CALCOLO

**Relazione di calcolo muri di sottoscampa sede ferroviaria H=6.5m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 004	B	88/93



**COMBINAZIONE RARA**

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Combinazione rara**

Z (m)	Spessore (m)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
0.00	1.05	117.81	294.34	1112.16
0.50	1.00	105.00	269.96	971.12
1.00	0.95	92.81	246.57	842.03
1.50	0.90	81.25	224.15	724.39
2.00	0.85	70.31	202.72	617.71
2.50	0.80	60.00	182.26	521.51
3.00	0.75	50.31	162.78	435.29
3.50	0.70	41.25	144.28	358.57
4.00	0.65	32.81	126.77	290.84
4.50	0.60	25.00	110.23	231.64
5.00	0.55	17.81	94.67	180.45
5.50	0.50	11.25	80.09	136.80
6.00	0.45	5.31	66.49	100.20
6.50	0.40	0.00	53.87	70.15

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Combinazione rara - condizioni drenate**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	221.16	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1303.38	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-170.17	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Combinazione rara - condizioni drenate**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-227.71	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	139.57	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	74.15	kN

### COMBINAZIONE FREQUENTE

#### SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

##### Combinazione frequente

Z (m)	Spessore (m)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
0.00	1.05	117.81	294.34	1112.16
0.50	1.00	105.00	269.96	971.12
1.00	0.95	92.81	246.57	842.03
1.50	0.90	81.25	224.15	724.39
2.00	0.85	70.31	202.72	617.71
2.50	0.80	60.00	182.26	521.51
3.00	0.75	50.31	162.78	435.29
3.50	0.70	41.25	144.28	358.57
4.00	0.65	32.81	126.77	290.84
4.50	0.60	25.00	110.23	231.64
5.00	0.55	17.81	94.67	180.45
5.50	0.50	11.25	80.09	136.80
6.00	0.45	5.31	66.49	100.20
6.50	0.40	0.00	53.87	70.15

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

##### Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	221.16	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1303.38	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-170.17	kN

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

##### Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-227.71	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	139.57	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	74.15	kN

**COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE**

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Combinazione quasi permanente**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.05	117.81	262.15	960.85
0.50	1.00	105.00	239.48	835.49
1.00	0.95	92.81	217.80	721.21
1.50	0.90	81.25	197.10	617.52
2.00	0.85	70.31	177.37	523.95
2.50	0.80	60.00	158.63	439.99
3.00	0.75	50.31	140.86	365.15
3.50	0.70	41.25	124.08	298.96
4.00	0.65	32.81	108.27	240.91
4.50	0.60	25.00	93.45	190.52
5.00	0.55	17.81	79.60	147.30
5.50	0.50	11.25	66.73	110.76
6.00	0.45	5.31	54.85	80.41
6.50	0.40	0.00	43.94	55.75

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Combinazione quasi permanente - condizioni drenate**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	191.85	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-1170.34	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-156.65	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Combinazione quasi permanente - condizioni drenate**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-207.13	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	128.40	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	62.22	kN