

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 sostegno sede stradale H=5.0m

SCALA:

-

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

IV01 00 D 26 CL RI0005 006 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 A/11

File: IV0100D26CLRI0005006B

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE GENERALE.....	3
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	4
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	5
4.1	CALCESTRUZZO.....	5
4.1.1	<i>Classe C32/40 (fondazione ed elevazione)</i>	5
4.2	ACCIAIO	5
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	5
5	PARAMETRI GEOTECNICI	6
5.1	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	6
6	AZIONI SULLE STRUTTURE E COMBINAZIONI.....	7
6.1	AZIONI PERMANENTI: PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (G_1).....	7
6.2	SPINTA STATICA TERRENO E SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE.....	7
6.3	AZIONE SISMICA	8
6.4	SOVRASPINTA SISMICA	12
6.5	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	13
7	VERIFICHE GEOTECNICHE: CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	14
8	VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO.....	16
8.1	SOLLECITAZIONI SLV	16

8.2	SOLLECITAZIONI SLU	16
8.3	<i>DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE</i>	16
8.4	VERIFICHE SLV	17
8.4.1	<i>Verifica a pressoflessione</i>	17
8.4.2	<i>Verifica a taglio SLV</i>	18
8.5	VERIFICHE SLU	19
8.5.1	<i>Verifica a pressoflessione</i>	19
8.5.2	<i>Verifica a taglio SLU</i>	20
8.6	VERIFICHE SLE	21
8.6.1	<i>Sollecitazioni</i>	21
8.6.2	<i>Verifiche allo stato limite di formazione delle fessure</i>	21
8.6.3	<i>Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio</i>	22
8.6.4	<i>Verifiche di spostamento</i>	22
9	VERIFICHE STRUTTURALI FONDAZIONE	24
9.1	MENSOLA DI MONTE	24
9.1.1	<i>Sollecitazioni SLV</i>	24
9.1.2	<i>Sollecitazioni SLU</i>	24
9.1.3	<i>Dimensionamento delle armature</i>	25
9.1.4	<i>Verifiche SLV</i>	26
9.1.5	<i>Verifiche SLU</i>	28
9.1.6	<i>Verifiche SLE</i>	30

9.2	MENSOLA DI VALLE.....	32
9.2.1	<i>Sollecitazioni SLV</i>	32
9.2.2	<i>Sollecitazioni SLU</i>	32
9.2.3	<i>Dimensionamento delle armature</i>	32
9.2.4	<i>Verifiche SLV</i>	33
9.2.5	<i>Verifiche SLU</i>	35
9.2.6	<i>Verifiche SLE</i>	37
9.3	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DELLA FONDAZIONE.....	38
10	INCIDENZE.....	39
11	ALLEGATI.....	41
11.1	MURO CAT. SOTTOSUOLO E	41
11.2	MURO CAT. SOTTOSUOLO B	64

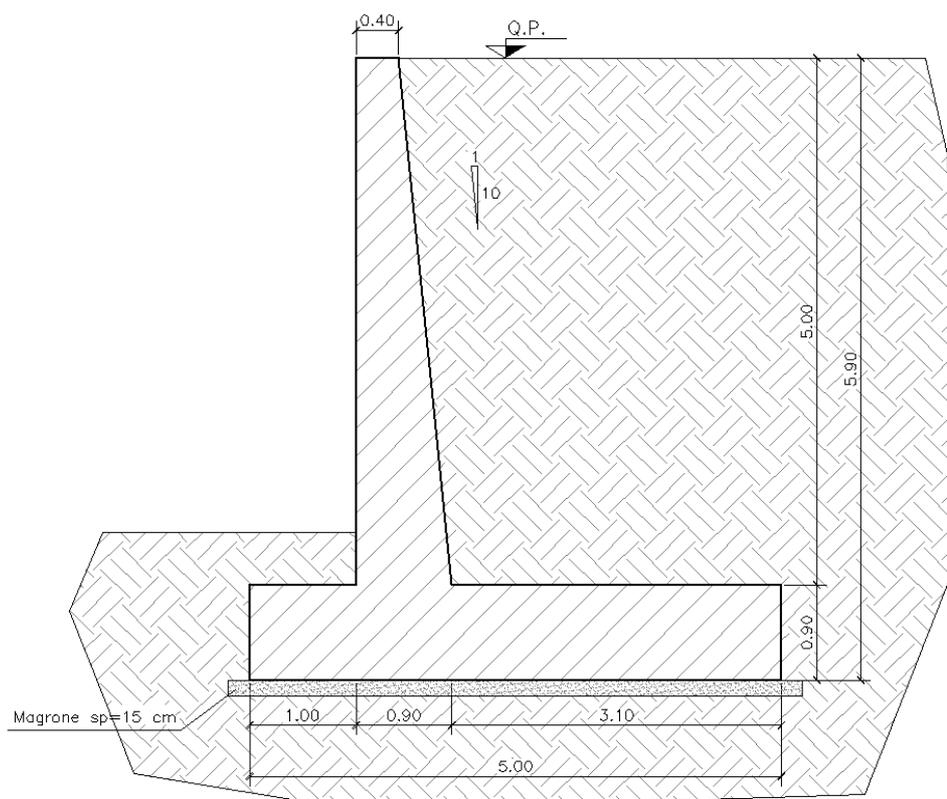
1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la descrizione dei calcoli eseguiti per il dimensionamento dei muri di contenimento della sede stradale, 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 stradale da realizzarsi, relativo alle opere accessorie della linea Genova-Ventimiglia, tratta Finale Ligure - Andora. Sono gettati in opera e presentano altezze variabili da un minimo di 3.0m ad un massimo di 5.0m.

Nella presente relazione è stata assunta una singola altezza di calcolo, pari a **5.0m**, come da immagine seguente:



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 $E_s = 206000\text{ N/mm}^2$.

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 “Unità 2” presente intorno alla progressiva km 86+000 circa, caratterizzato dai seguenti parametri:

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

$$\varphi' = 35^\circ$$

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:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

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

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

$$\varphi' = 35^\circ$$

6 AZIONI SULLE STRUTTURE E COMBINAZIONI

6.1 Azioni Permanenti: peso proprio degli elementi strutturali (G_1)

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

- Calcestruzzo armato: 25 kN/m³;
- Acciaio: 78,5 kN/m³;

6.2 Spinta statica terreno e spinta dovuta al sovraccarico accidentale e permanente

Sui muri agiscono la spinta delle terre e la spinta dovuta al sovraccarico accidentale dovuto alla presenza dei veicoli.

Si assume, come riportato nel §C5.1.3.3.5.1 NTC18, lo schema di carico 1, in cui il carico tandem viene sostituito da un carico uniformemente distribuito equivalente, applicato ad una superficie rettangolare avente dimensioni 2.20m x 3.0m. Si assume una diffusione del carico verticale secondo un angolo di 30°. Assumendo una profondità pari alla metà dell'altezza dell'opera $(5m+0.9m)/2=2.95$ m, ne consegue che la superficie di calcolo, per l'applicazione del carico uniformemente distribuito equivalente, è pari alla dimensione iniziale specificata nel §C5.1.3.3.5.1 NTC18 (2.20m x 3.0m) maggiorata delle rispettive dimensioni pari all'altezza di calcolo, moltiplicato per la tangente dell'angolo di diffusione.

$$L = 2.20 \text{ m} + 2 \times (2.95 \times \tan(30^\circ)) = 2.20 \text{ m} + 3.41 \text{ m} = 5.61 \text{ m}$$

$$B = 3.0 \text{ m} + 2 \times (2.95 \times \tan(30^\circ)) = 3.0 \text{ m} + 3.41 \text{ m} = 6.41 \text{ m}$$

Ne consegue che il carico uniformemente distribuito equivalente al carico tandem dello schema di carico 1 è pari a:

$$600 \text{ kN} / (5.61 \text{ m} \times 6.41 \text{ m}) = 16.71 \text{ kN/m}^2$$

6.3 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. Tuttavia, le sollecitazioni maggiori sui singoli elementi sono riscontrabili nel sito avente categoria sottosuolo **E**. Pertanto le verifiche strutturali vengono eseguite tenendo conto delle sollecitazioni relativo a quest’ultimo sito, riportando negli allegati anche i risultati delle verifiche geotecniche per il sottosuolo avente categoria tipo **B**

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

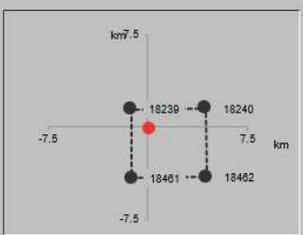
Elaborazioni grafiche

- 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

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

Stati limite ultimi - SLU

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

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 10 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **E** info

$S_s = 1.516$ $C_c = 1.862$ 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 ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

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

Compon. verticale

Spettro di progetto

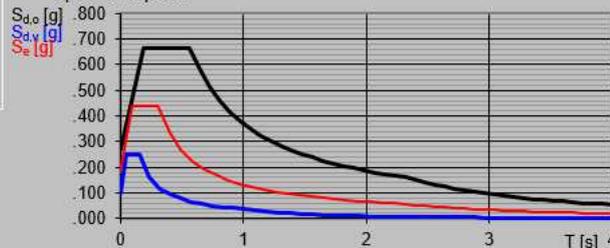
Fattore q **1** $\eta = 1/q = 1.000$ info

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, $\xi = 5\%$)

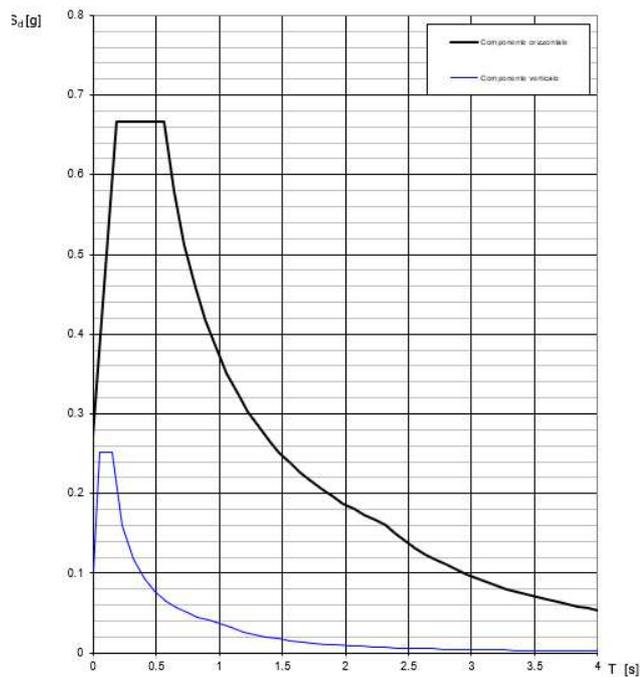
INTRO

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_o	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
η	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)

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

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

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

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

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 η 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
$T_B \leftarrow$	0.186	0.667
$T_C \leftarrow$	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
$T_D \leftarrow$	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

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

6.4 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:

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = 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:

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

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

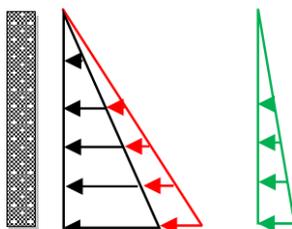
Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ 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 le verifiche a SLV $\beta_m=0.38$; per la verifica a ribaltamento in condizioni sismiche β_m viene amplificato del 50%.

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



6.5 Combinazione delle Azioni

I carichi sono stati combinati secondo quanto stabilito dalle NTC18 (§5 - Ponti stradali per i carichi da traffico)

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 per la verifica delle tensioni di esercizio;
- 4) FREQUENTE per la verifica allo stato limite di fessurazione;
- 5) QUASI PERMANENTE per la verifica allo stato limite di fessurazione e per quella delle 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;

γ' : Peso di volume del terreno;

c' : Coesione efficace del terreno;

D : Approfondimento del piano di posa;

- N_c, N_q, N_γ : Coefficienti di capacità portante;
 S_c, S_q, S_γ : Coefficienti di forma della fondazione;
 i_c, i_q, i_γ : Coefficienti di inclinazione del carico;
 b_c, b_q, b_γ : Coefficienti di inclinazione del piano di posa;
 g_c, g_q, g_γ : Coefficienti di inclinazione del terreno.

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

8.1 Sollecitazioni SLV

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

SLV		
P	81.25	kN
M _{ed}	236.95	kNm
V _{ed}	112.81	kN

8.2 Sollecitazioni SLU

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

SLU		
P	109.69	kN
M _{ed}	183.21	kNm
V _{ed}	97.27	kN

8.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 0.90 m x 1m.

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

	∅	Passo	A _s	A _{s,min}	Verifica
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	A _s >A _{s,min}
Zona tesa (lato monte)	20	100	3141.6	2800.0	SI
Zona compressa (lato valle)	20	200	1570.8	-	-

Si dispongono legature ∅ 8 in numero di 9 al m² e un'armatura di ripartizione ∅16/20.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	17 di 91

8.4 Verifiche SLV

8.4.1 Verifica a pressoflessione

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

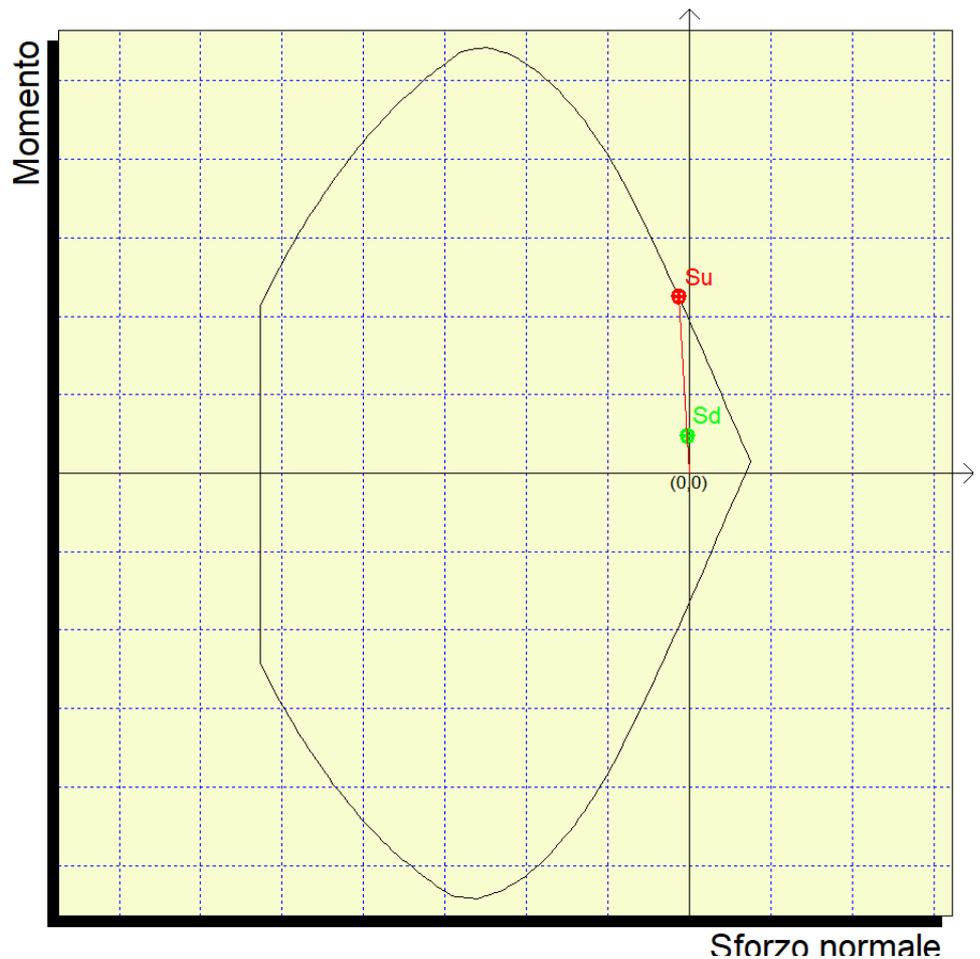
Mx	2369500
My	0
N	-8125

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
c.s.=4.73735782
Mx ultimo =11225169.358
My ultimo =0.
N ultimo =-38491.032

[Curva N = cost.]:
c.s.=4.24332754
Mx ultimo =10054564.613
My ultimo =0.
N ultimo =-8125.
Nmax =226809.33
Nmin =-1581369.33



Il coefficiente di sicurezza è pari a **4.24**, la verifica risulta soddisfatta.

8.4.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	113	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	112810	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	834	mm
k	1.49	-
h sezione	900	mm
Area sezione	834000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0038	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	834000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.37	-
$V_{Rd,c}$	346062	N
$V_{Rd,c min}$	305810	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	346062	N
Verifica	OK	
T.S.	0.33	
C.S.	3.07	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	19 di 91

8.5 Verifiche SLU

8.5.1 Verifica a pressoflessione

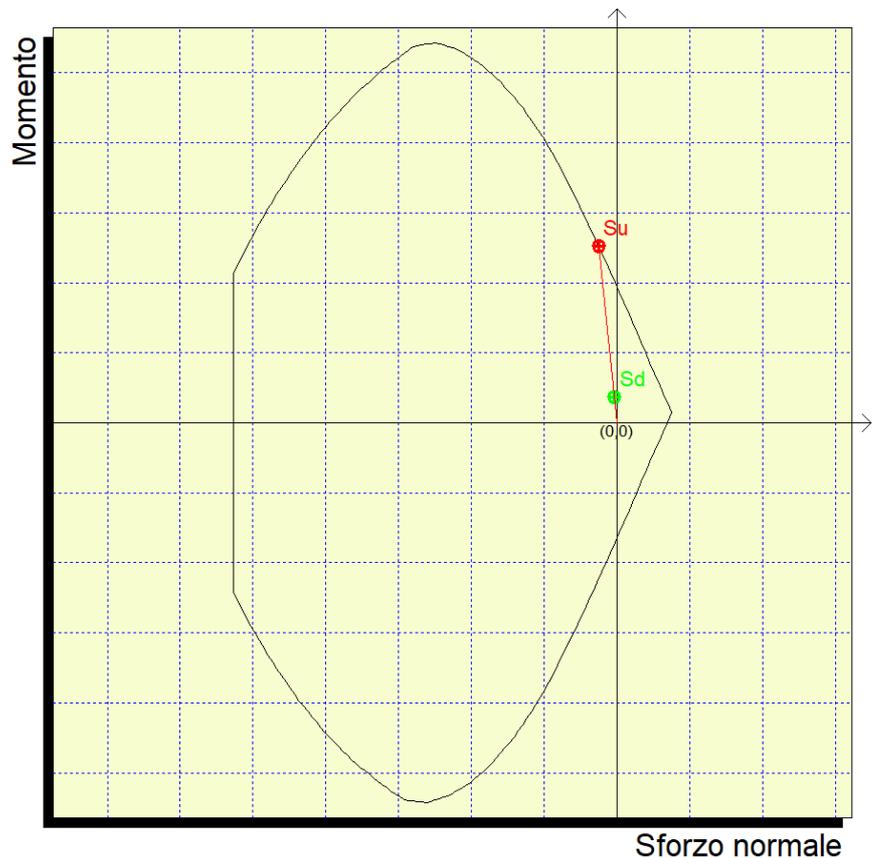
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	1832100
My	0
N	-10969

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

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c.s.=6.89383394
 Mx ultimo =12630193.153
 My ultimo =0.
 N ultimo =-75618.464
 [Curva N = cost.]:
 c.s.=5.54861613
 Mx ultimo =10165619.606
 My ultimo =0.
 N ultimo =-10969.
 Nmax =226809.33
 Nmin =-1581369.33



Il coefficiente di sicurezza è pari a **5.55**, la verifica risulta soddisfatta.

8.5.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	97	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	97270	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	834	mm
k	1.49	-
h sezione	900	mm
Area sezione	834000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0038	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	834000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.37	-
$V_{Rd,c}$	346062	N
$V_{Rd,c min}$	305810	N
$V_{Rd,c effettivo}$	346062	N
Verifica	OK	
T.S.	0.28	
C.S.	3.56	

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:

	N (kN)	M (kNm)
Comb RARA	81.25	135.71
Comb FREQ	81.25	123.99
Comb. Q PERM	81.25	88.83

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 ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{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 ordinarie, e pertanto, in accordo con §4.1.2.2.4.4 NTC18, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi **QUASI PERMANENTE**.
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi **FREQUENTE**.

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 le combinazioni previste:

Considerando la sezione interamente reagente:

- per la combinazione **frequente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.69 MPa;
- per la combinazione **quasi permanente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.47 MPa;

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

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 §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione rara (caratteristica) = 19.92 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 14.94 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 1.46$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 0.97$ MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{s,max} < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara) = 360 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 45.32$ 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, di intensità

$$p_2 = k_a \cdot q_t \cdot 1 \cdot \cos \delta.$$

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 **0.20 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:

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 23 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

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 γ_F e γ_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
≤ 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	0.2200	g
d	0.000012	mm

Lo spostamento, calcolato con riferimento 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:

SLV		
T_{ed}	67.60	kN
M_{ed}	-140.55	kNm
N_{ed}	-49.64	kN

9.1.2 Sollecitazioni SLU

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

SLU		
T_{ed}	65.10	kN
M_{ed}	-116.29	kNm
N_{ed}	-53.97	kN

9.1.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 0.9 m x 1m.

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

	Ø [mm]	Passo [mm]	A _s [mm ²]	A _{s,min} [mm ²]	Verifica A _s >A _{s,min}
Zona tesa (superiore)	20	100	3141.6	2800.0	SI
Zona compressa (inferiore)	20	100	3141.6	-	-

Si dispongono legature Ø 8 in numero di 9 al m² e un'armatura di ripartizione Ø16/20.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	26 di 91

9.1.4 Verifiche SLV

9.1.4.1.1 Verifica a pressoflessione

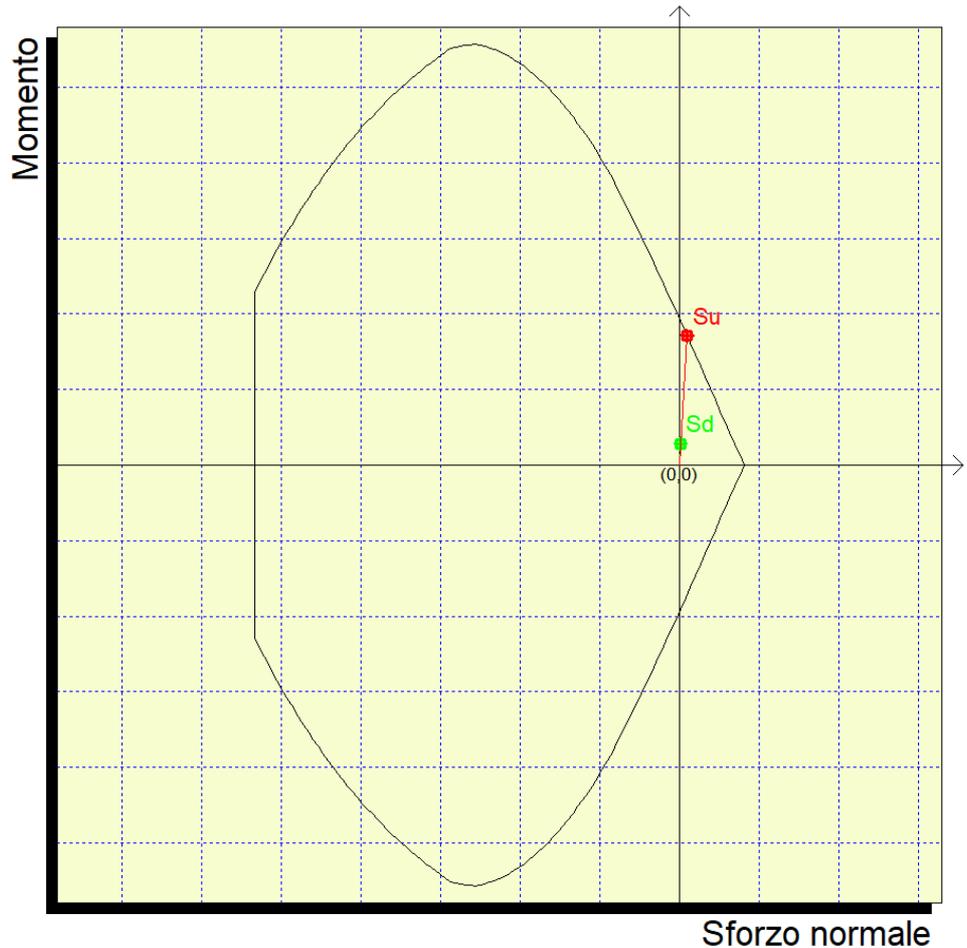
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	1405500
My	0
N	4964

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c. s. = 6.08180765
 Mx ultimo = 8547980.659
 My ultimo = 0.
 N ultimo = 30190.093
 [Curva N = cost.]:
 c. s. = 6.78818165
 Mx ultimo = 9540789.314
 My ultimo = 0.
 N ultimo = 4964.
 Nmax = 245863.773
 Nmin = -1600423.773



Il coefficiente di sicurezza è pari a **6.08**, la verifica risulta soddisfatta.

9.1.4.1.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	68	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	67600	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	834	mm
k	1.49	-
h sezione	900	mm
Area sezione	834000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0038	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	834000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.37	-
$V_{Rd,c}$	346062	N
$V_{Rd,c min}$	305810	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	346062	N
Verifica	OK	
T.S.	0.20	
C.S.	5.12	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

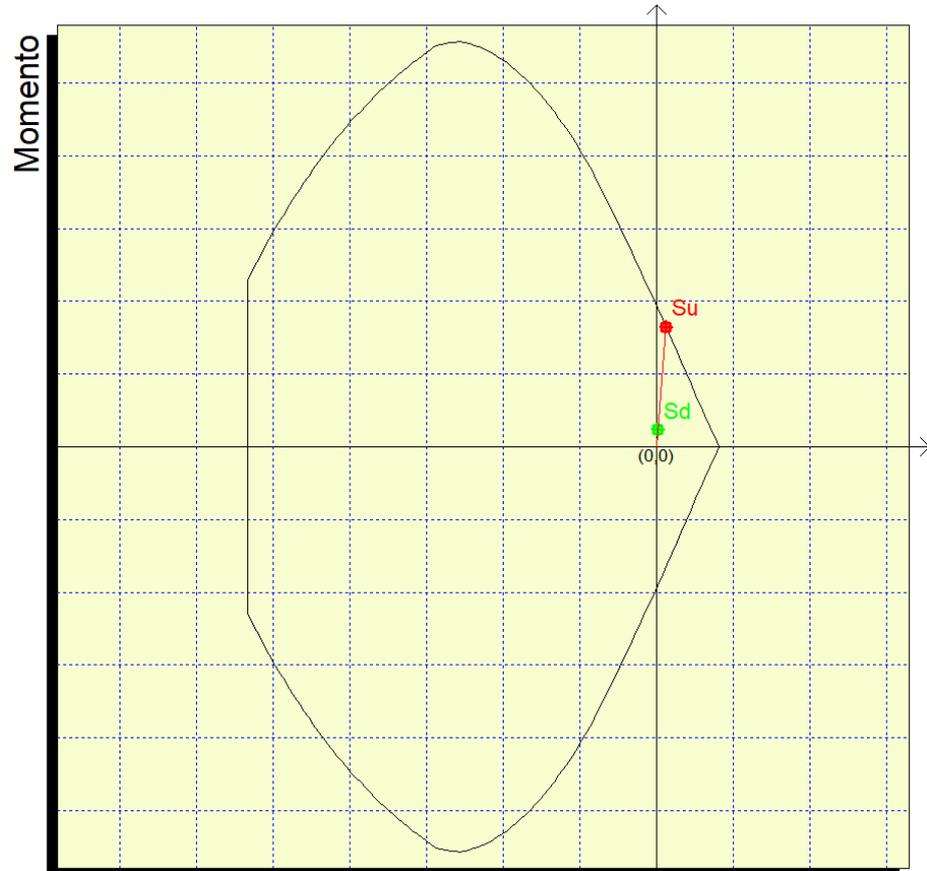
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	28 di 91

9.1.5 Verifiche SLU

9.1.5.1.1 Verifica a pressoflessione

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

Mx	1162900
My	0
N	5397
<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.=7.07829834	
Mx ultimo =8231353.138	
My ultimo =0.	
N ultimo =38201.576	
[Curva N = cost.]:	
c.s.=8.18978092	
Mx ultimo =9523896.235	
My ultimo =0.	
N ultimo =5397.	
Nmax =245863.773	
Nmin =-1600423.773	



Il coefficiente di sicurezza è pari a **7.08**, la verifica risulta soddisfatta.

9.1.5.1.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	65	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	65100	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	834	mm
k	1.49	-
h sezione	900	mm
Area sezione	834000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0038	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	834000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.37	-
$V_{Rd,c}$	346062	N
$V_{Rd,c min}$	305810	N
$V_{Rd,c effettivo}$	346062	N
Verifica	OK	
T.S.	0.19	
C.S.	5.32	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

9.1.6 Verifiche SLE

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni:

	N (kN)	M (kNm)
Comb RARA	-39.98	-86.14
Comb FREQ	-37.25	-77.14
Comb. Q PERM	-29.01	-50.17

9.1.6.1.1 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 ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

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

Trattandosi di strutture permanentemente in contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali ordinarie, e pertanto, in accordo con §4.1.2.2.4.4 NTC18, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi **QUASI PERMANENTE**.
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi **FREQUENTE**.

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 le combinazioni previste:

Considerando la sezione interamente reagente:

- per la combinazione **frequente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.50 MPa;
- per la combinazione **quasi permanente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.33 MPa;

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

9.1.6.1.2 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione rara (caratteristica) = 19.92 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 14.94 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 0.77$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 0.44$ MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{s,max} < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara) = 360 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 41.89$ 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:

SLV		
T _{ed}	-91.52	kN
M _{ed}	34.14	kNm
N _{ed}	26.10	kN

9.2.2 Sollecitazioni SLU

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

SLU		
T _{ed}	-108.84	kN
M _{ed}	43.48	kNm
N _{ed}	21.85	kN

9.2.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 0.9 m x 1m.

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

	Ø	Passo	A _s	A _{s,min}	Verifica
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	A _s >A _{s,min}
Zona tesa (inferiore)	20	100	3141.6	2800.0	SI
Zona compressa (superiore)	20	100	3141.6	-	-

Si dispongono legature Ø 8 in numero di 9 al m² e un'armatura di ripartizione Ø16/20.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	33 di 91

9.2.4 Verifiche SLV

9.2.4.1.1 Verifica a pressoflessione

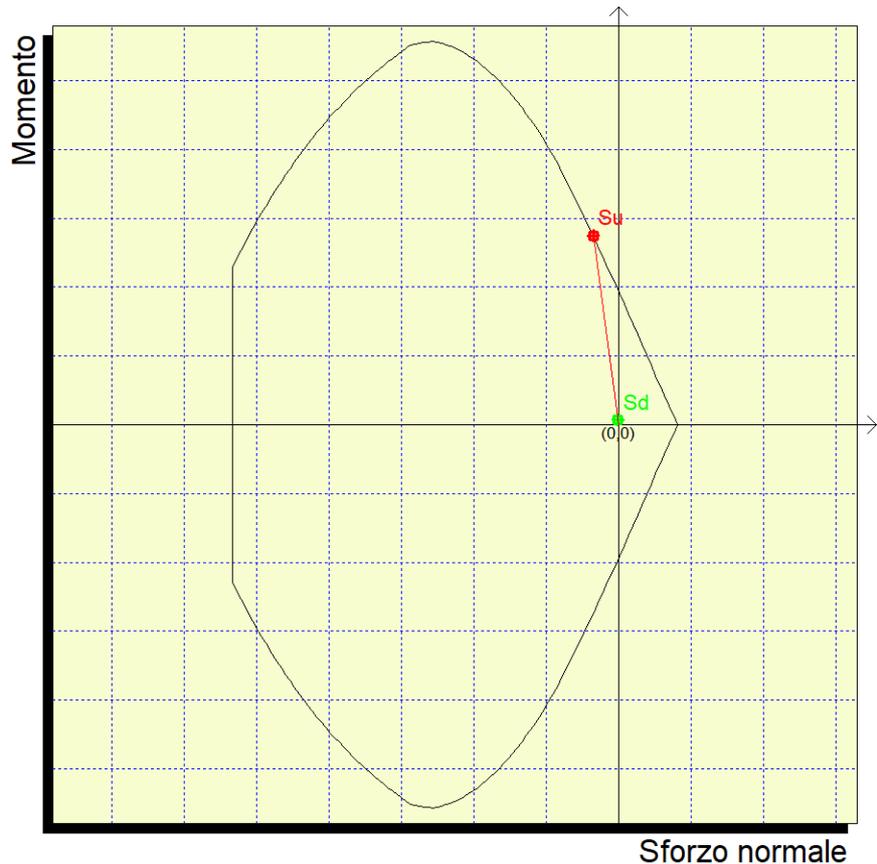
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	-341400
My	0
N	-2610

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c.s.=40.23239306
 Mx ultimo =-13735338.991
 My ultimo =0.
 N ultimo =-105006.546
 [Curva N = cost.]:
 c.s.=28.81160415
 Mx ultimo =-9836281.656
 My ultimo =0.
 N ultimo =-2610.
 Nmax =245863.773
 Nmin =-1600423.773



Il coefficiente di sicurezza è pari a **28.81**, la verifica risulta soddisfatta.

9.2.4.1.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	92	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	91520	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	834	mm
k	1.49	-
h sezione	900	mm
Area sezione	834000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0038	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	834000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.37	-
$V_{Rd,c}$	346062	N
$V_{Rd,c min}$	305810	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	346062	N
Verifica	OK	
T.S.	0.26	
C.S.	3.78	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	35 di 91

9.2.5 Verifiche SLU

9.2.5.1.1 Verifica a pressoflessione

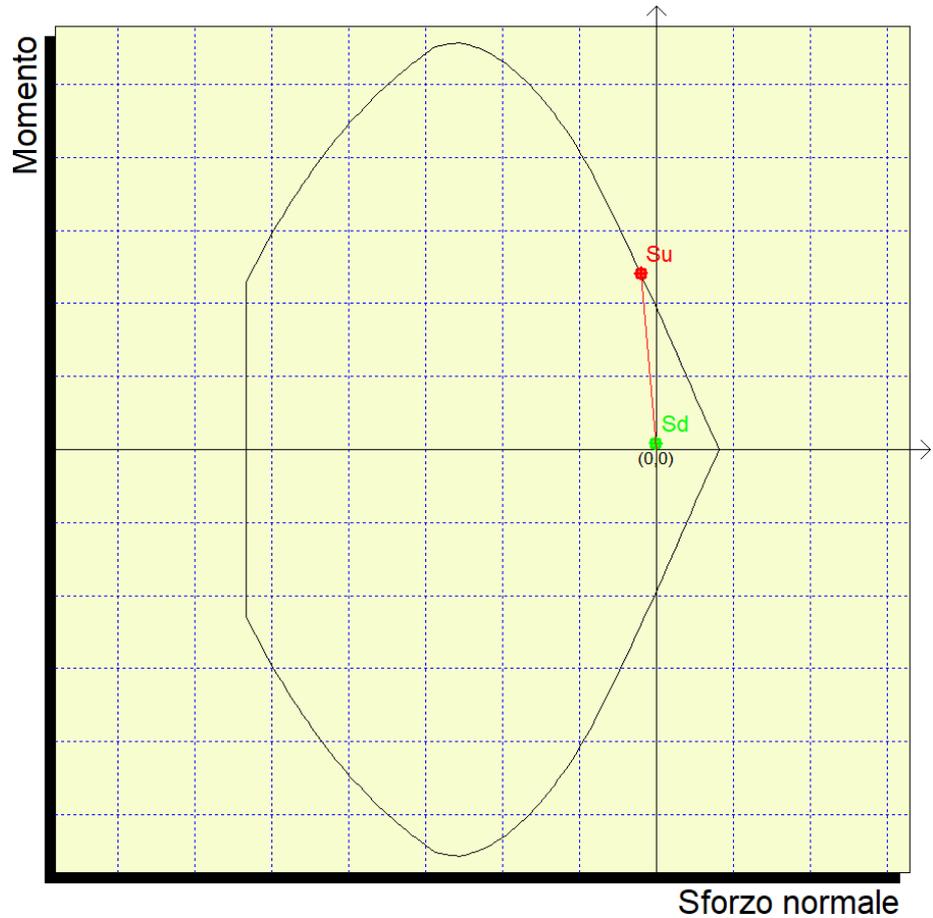
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	-434800
My	0
N	-2185

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

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c. s. = 27.76242347
 Mx ultimo = -12071101.725
 My ultimo = 0.
 N ultimo = -60660.895
 [Curva N = cost.]:
 c. s. = 22.58440821
 Mx ultimo = -9819700.689
 My ultimo = 0.
 N ultimo = -2185.
 Nmax = 245863.773
 Nmin = -1600423.773



Il coefficiente di sicurezza è pari a **22.58**, la verifica risulta soddisfatta.

9.2.5.1.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	109	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	108840	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	834	mm
k	1.49	-
h sezione	900	mm
Area sezione	834000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0038	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	834000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.37	-
$V_{Rd,c}$	346062	N
$V_{Rd,c min}$	305810	N
$V_{Rd,c effettivo}$	346062	N
Verifica	OK	
T.S.	0.31	
C.S.	3.18	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

9.2.6 Verifiche SLE

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni:

	N (kN)	M (kNm)
Comb RARA	16.19	32.21
Comb FREQ	15.18	30.94
Comb. Q PERM	12.18	27.11

9.2.6.1.1 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 ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

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

Trattandosi di strutture permanentemente in contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali ordinarie, e pertanto, in accordo con §4.1.2.2.4.4 NTC18, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi **QUASI PERMANENTE**.
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi **FREQUENTE**.

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 le combinazioni previste:

Considerando la sezione interamente reagente:

- per la combinazione **frequente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.17 MPa;
- per la combinazione **quasi permanente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.15 MPa;

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

9.2.6.1.2 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione rara (caratteristica) = 19.92 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 14.94 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 0.32$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 0.27$ MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{s,max} < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara) = 360 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 11.07$ 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 sostegno sede
 stradale H=5.0m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	39 di 91

10 INCIDENZE

MURI DI SOSTEGNO

Paramento verticale interno (lato monte)

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
20	10	498	0	498	2.466	122.8	
20	10	85.2	60	205.2	2.466	50.6	ferri d'attesa
16	20	100	0	100	1.578	39.6	ripartizione

Paramento verticale esterno (lato valle)

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
20	20	496	0	496	2.466	61.2	
20	20	85.2	40	165.2	2.466	20.4	ferri d'attesa
16	20	100	0	100	1.578	39.5	ripartizione

Fondazione superiore

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
20	10	492	0	492	2.466	121.3	
16	20	100	0	100	1.578	39.5	ripartizione

Fondazione inferiore

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
20	10	492	0	492	2.466	121.3	
16	20	100	0	100	1.578	39.5	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	3	353.6	0	353.6	1.998	21.2	cavallotti
8	62.5	59	20	75	0.395	18.5	spille
14	20	82	60	332	1.208	20.1	ferri di chiusura
12	20	32	60	104	0.888	4.6	forchette

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	40 di 91

CLS

Larghezza fondazione (m)	5
Altezza fondazione (m)	0.9
Volume fondazione (m ³)	4.5
Spessore sommità muro (m)	0.4
Spessore piede muro (m)	0.9
Altezza muro (m)	5
Volume muro (m ³)	3.25
Volume totale cls (m³)	7.75

	Da calcolo	Dichiarata
Incidenza muro (kg/m³)	88.1	95
Incidenza fondazione (kg/m³)	96.8	105

Per tenere conto di sovrapposizioni, sfridi e ferri spezzati si considerano incidenze di 95 kg/m³ per il paramento e di 105 kg/m³ per la fondazione.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 41 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

11 ALLEGATI

11.1 MURO CAT. SOTTOSUOLO E

GEOMETRIA

Altezza del muro	5	m
Spessore paramento in sommità	0.4	m
Spessore paramento alla base	0.9	m
Lunghezza mensola di monte	3.1	m
Lunghezza mensola di valle	1	m
Lunghezza totale fondazione	5	m
Altezza della fondazione	0.9	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Pendenza filo interno paramento	10	%

TERRENO DI MONTE

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	19	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	23.33	°
Altezza terreno da estradosso fondazione	5	m
Inclinazione pendio	0	°
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - STR	0.244	
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - GEO	0.244	

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 ³
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	0.5	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 sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	42 di 91

TERRENO DI FONDAZIONE

Angolo di attrito	35	°
Peso per unità di volume	20	kN/m3
Angolo d'attrito terra-fondazione	35	°
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(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	-1	m

SOVRACCARICHI

Permanente a monte	0	kN/m2
Permanente sulla mensola di monte	0	kN/m2
Carico del ballast a monte	0	kN/m2
Carico del ballast sulla mensola di monte	0	kN/m2
Accidentale a monte	16.71	kN/m2
Accidentale sulla mensola di monte	16.71	kN/m2
Pressione del vento sulle barriere	0	kN/m2
Altezza barriere	0	m
Interasse montanti	0.25	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
S _T	1
S	1.52
β_s	0.38
amax	2.663
Coefficiente sismico orizzontale	0.103
Coefficiente sismico verticale	0.052
Coeff. spinta attiva sotto sisma soprafalda	0.312
Coeff. spinta attiva sotto sisma sottofalda	0.411
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	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		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	74.21	32.01		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	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		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	74.21	32.01		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 44 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	74.21	kN
Resistenza al taglio	380.92	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	145.96	kN
Momento stabilizzante	1607.47	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	Ny
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.03	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.08	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.75	0.74	0.65
Coeff. per inclinazione piano di posa	bq	bc	bg
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	γq	γc	γg
	1	1	1
Carico limite risultante	8290.18	kN	
Carico verticale agente in fondazione	544.01	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.187	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.187	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	45 di 91

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	53.30	88.83
0.50	0.85	70.31	43.17	64.76
1.00	0.80	60.00	34.11	45.48
1.50	0.75	50.31	26.12	30.47
2.00	0.70	41.25	19.19	19.19
2.50	0.65	32.81	13.32	11.10
3.00	0.60	25.00	8.53	5.69
3.50	0.55	17.81	4.80	2.40
4.00	0.50	11.25	2.13	0.71
4.50	0.45	5.31	0.53	0.09
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	30.29	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-50.17	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-29.01	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-66.82	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	27.11	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	12.18	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	46 di 91

PERMANENTI FAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

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

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.87	12.88		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	74.21	32.01		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	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.87	12.88		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	74.21	32.01		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 47 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	104.08	kN
Resistenza al taglio	446.81	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	234.07	kN
Momento stabilizzante	1931.76	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
	1.02	1.03	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.08	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.71	0.70	0.59
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	7781.06	kN	
Carico verticale agente in fondazione	638.11	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.161	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.161	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	48 di 91

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	78.61	152.12
0.50	0.85	70.31	65.95	116.02
1.00	0.80	60.00	54.36	85.98
1.50	0.75	50.31	43.84	61.48
2.00	0.70	41.25	34.38	41.97
2.50	0.65	32.81	25.98	26.92
3.00	0.60	25.00	18.65	15.81
3.50	0.55	17.81	12.39	8.09
4.00	0.50	11.25	7.19	3.24
4.50	0.45	5.31	3.06	0.72
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	54.50	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-98.74	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-43.78	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-85.46	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	33.98	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	17.61	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	49 di 91

PERMANENTI SFAVOREVOLI E ACCIDENTALI FAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

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

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		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	100.19	43.22		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	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		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	100.19	43.22		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 50 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	100.19	kN
Resistenza al taglio	514.24	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	197.04	kN
Momento stabilizzante	2170.08	kN

Mrib < Mstab, 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
	1.02	1.03	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.08	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.75	0.74	0.65
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	8290.18	kN	
Carico verticale agente in fondazione	734.42	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.187	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.187	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 51 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	109.69	71.95	119.92
0.50	0.85	94.92	58.28	87.43
1.00	0.80	81.00	46.05	61.40
1.50	0.75	67.92	35.26	41.13
2.00	0.70	55.69	25.90	25.90
2.50	0.65	44.30	17.99	14.99
3.00	0.60	33.75	11.51	7.68
3.50	0.55	24.05	6.48	3.24
4.00	0.50	15.19	2.88	0.96
4.50	0.45	7.17	0.72	0.12
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	40.89	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-67.73	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-39.17	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-90.21	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	36.60	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	16.45	kN

PERMANENTI SFAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

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

CONDIZIONI DRENATE

Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.87	12.88		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	100.19	43.22		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

CONDIZIONE GEO

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

CONDIZIONI DRENATE

Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.87	12.88		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	100.19	43.22		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 53 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	130.06	kN
Resistenza al taglio	580.13	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	285.15	kN
Momento stabilizzante	2494.37	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
	1.02	1.03	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.08	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.72	0.71	0.60
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	7896.98	kN	
Carico verticale agente in fondazione	828.51	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.166	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.166	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	54 di 91

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	109.69	97.27	183.21
0.50	0.85	94.92	81.07	138.68
1.00	0.80	81.00	66.30	101.90
1.50	0.75	67.92	52.98	72.14
2.00	0.70	55.69	41.09	48.69
2.50	0.65	44.30	30.65	30.81
3.00	0.60	33.75	21.64	17.80
3.50	0.55	24.05	14.07	8.93
4.00	0.50	15.19	7.94	3.49
4.50	0.45	7.17	3.25	0.75
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	65.10	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-116.29	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-53.97	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-108.84	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	43.48	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	21.85	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	55 di 91

CONDIZIONE SISMICA

CONDIZIONE SISMICA

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		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	74.21	43.00		kN
Spinta dinamica del terreno	25.48			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00			kN
Inerzia del terreno	32.83			kN
Inerzia del calcestruzzo	19.98			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	152.51	kN
Resistenza al taglio	388.62	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

Condizione sismica

Momento ribaltante	488.44	kN
Momento stabilizzante	1699.19	kN

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

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	56 di 91

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	1.03	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.08	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.53	0.52	0.39
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	5425.34	kN	
Carico verticale agente in fondazione	555.00	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Condizione sismica (condizioni drenate)

Eccentricità del carico in fondazione	0.164	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	57 di 91

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Condizioni sismiche

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	112.81	236.95
0.50	0.85	70.31	95.01	180.93
1.00	0.80	60.00	78.67	134.26
1.50	0.75	50.31	63.77	96.13
2.00	0.70	41.25	50.31	65.74
2.50	0.65	32.81	38.31	42.25
3.00	0.60	25.00	27.75	24.87
3.50	0.55	17.81	18.64	12.77
4.00	0.50	11.25	10.98	5.13
4.50	0.45	5.31	4.77	1.15
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	67.60	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-140.55	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-49.64	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-91.52	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	34.14	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	26.10	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 58 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	35.00	0	
materiale 2	20.00	35	0	
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.179 (-) S_s 1.516 k_h 0.1031 (-)
 β_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	101.400	0	101.400	105.900	0	75.000	100.000	0			0	75.000	99.000
1	98.550	101.400	1	109.000	105.900	1	130.000	100.000	1			1	130.000	99.000
2	85.000	101.400	2	130.000	105.900	2			2			2		
3	75.000	101.400	3			3			3			3		
4			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

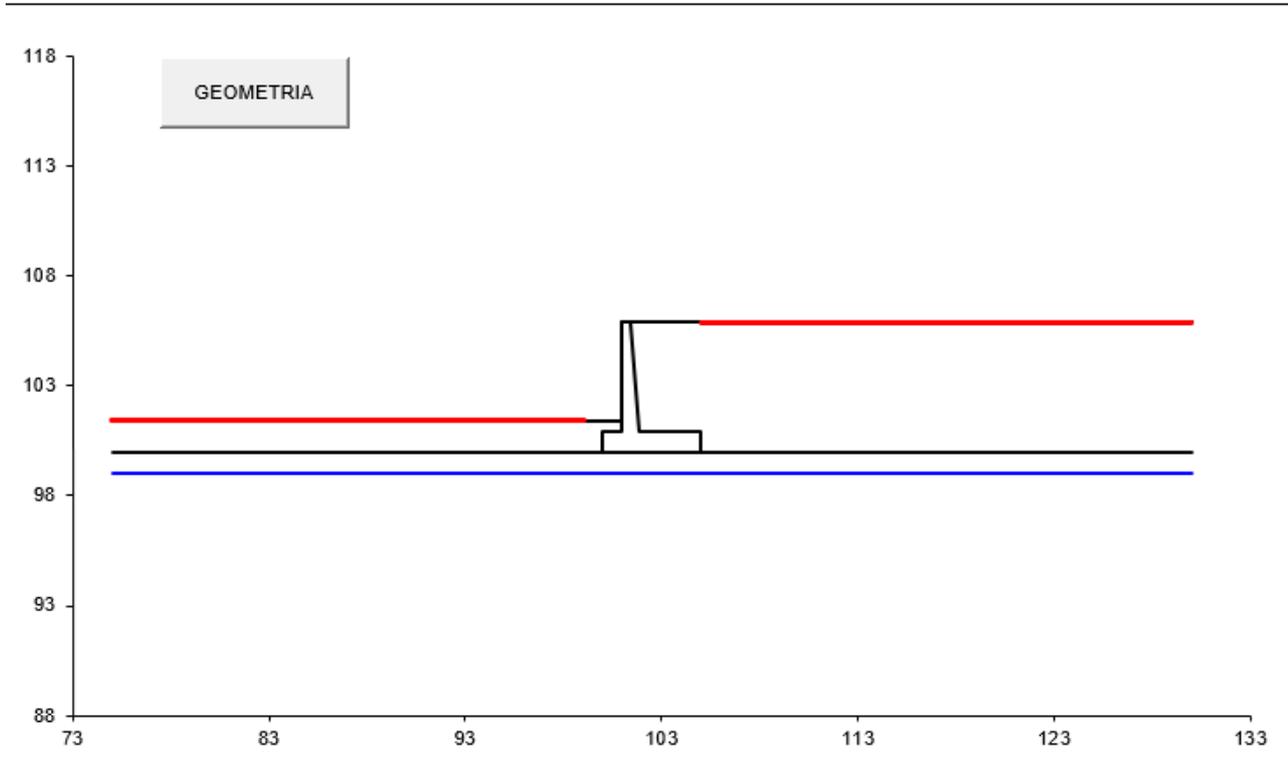
	x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	101.4	16.71	125	16.71	0%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>	101.4	0	125	0	0%

Limiti ricerca superfici

Xa	75	Xc	105	alfa min	40	# superfici massimo	2816
Xb	99	Xd	130	alfa max	70		
n1	15	n2	15	n alfa	10		

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	59 di 91



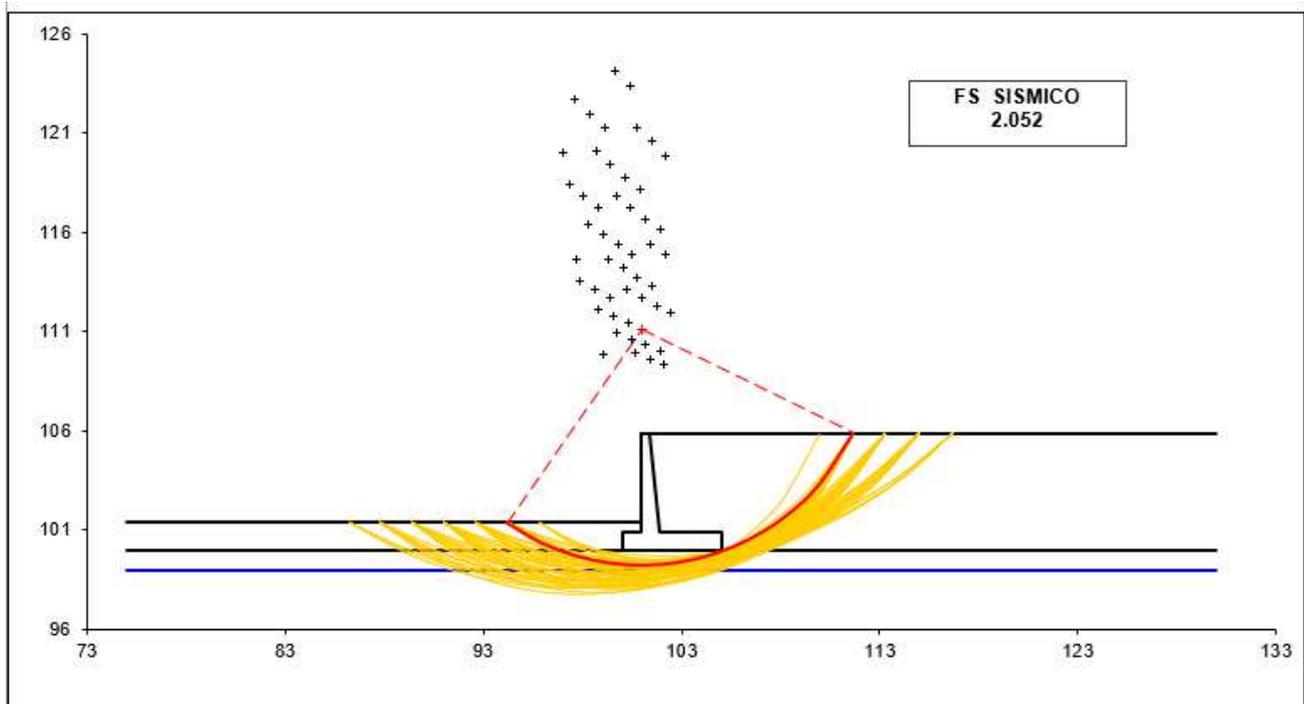
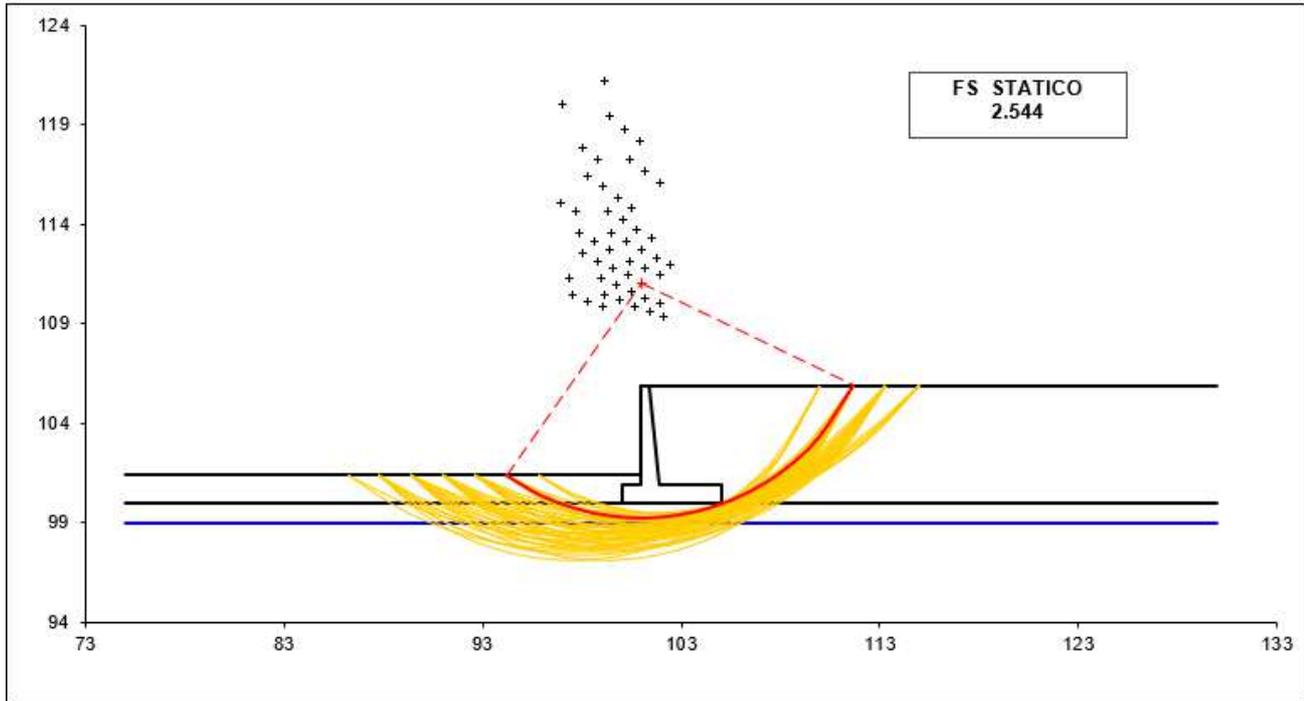
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	1621	STATICO
SISMICO		2.052

CALCOLO

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	60 di 91



Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	61 di 91

COMBINAZIONE RARA

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione rara

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	72.05	135.71
0.50	0.85	70.31	60.05	102.73
1.00	0.80	60.00	49.11	75.48
1.50	0.75	50.31	39.24	53.44
2.00	0.70	41.25	30.44	36.06
2.50	0.65	32.81	22.70	22.82
3.00	0.60	25.00	16.03	13.19
3.50	0.55	17.81	10.42	6.62
4.00	0.50	11.25	5.88	2.59
4.50	0.45	5.31	2.41	0.56
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	48.22	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-86.14	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-39.98	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-80.62	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	32.21	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	16.19	kN

COMBINAZIONE FREQUENTE

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione frequente

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	67.36	123.99
0.50	0.85	70.31	55.83	93.24
1.00	0.80	60.00	45.36	67.98
1.50	0.75	50.31	35.96	47.70
2.00	0.70	41.25	27.63	31.84
2.50	0.65	32.81	20.36	19.89
3.00	0.60	25.00	14.15	11.31
3.50	0.55	17.81	9.02	5.56
4.00	0.50	11.25	4.94	2.12
4.50	0.45	5.31	1.94	0.44
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	43.74	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-77.14	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-37.25	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-77.17	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	30.94	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	15.18	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	63 di 91

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione quasi permanente

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	53.30	88.83
0.50	0.85	70.31	43.17	64.76
1.00	0.80	60.00	34.11	45.48
1.50	0.75	50.31	26.12	30.47
2.00	0.70	41.25	19.19	19.19
2.50	0.65	32.81	13.32	11.10
3.00	0.60	25.00	8.53	5.69
3.50	0.55	17.81	4.80	2.40
4.00	0.50	11.25	2.13	0.71
4.50	0.45	5.31	0.53	0.09
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	30.29	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-50.17	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-29.01	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-66.82	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	27.11	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	12.18	kN

11.2 MURO CAT. SOTTOSUOLO B

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

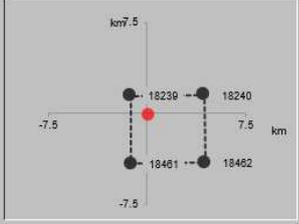
Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

Nodi del reticolo intorno al sito



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	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

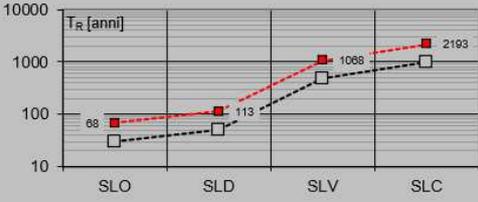
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--- Strategie per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 65 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

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 ξ (%) **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

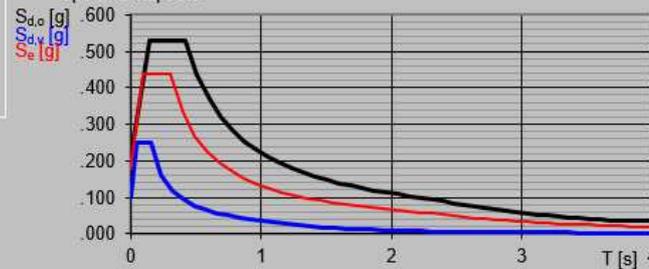
Elaborazioni

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



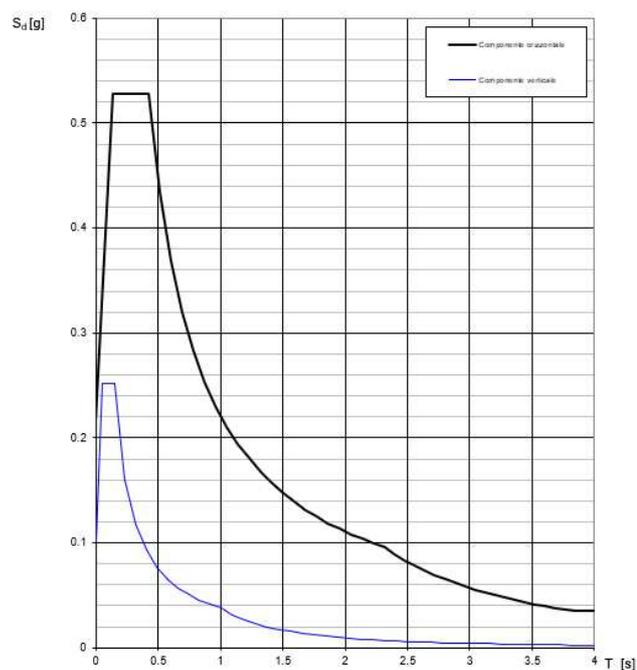
INTRO

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
η	1.000
T_B	0.140 s
T_C	0.419 s
T_D	2.317 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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 η 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.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	67 di 91

GEOMETRIA

Altezza del muro	5	m
Spessore paramento in sommità	0.4	m
Spessore paramento alla base	0.9	m
Lunghezza mensola di monte	3.1	m
Lunghezza mensola di valle	1	m
Lunghezza totale fondazione	5	m
Altezza della fondazione	0.9	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Pendenza filo interno paramento	10	%

TERRENO DI MONTE

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	19	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	23.33	°
Altezza terreno da estradosso fondazione	5	m
Inclinazione pendio	0	°
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - STR	0.244	
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - GEO	0.244	

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 ³
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	0.5	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 sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	68 di 91

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(δ)	0.554	
Coeff. parziale per tan(δ) - STR	1	
Coeff. parziale per tan(δ) - GEO	1	
Altezza falda da intrad. fond. positiva verso l'alto	-1	m

SOVRACCARICHI

Permanente a monte	0	kN/m2
Permanente sulla mensola di monte	0	kN/m2
Carico del ballast a monte	0	kN/m2
Carico del ballast sulla mensola di monte	0	kN/m2
Accidentale a monte	16.71	kN/m2
Accidentale sulla mensola di monte	16.71	kN/m2
Pressione del vento sulle barriere	0	kN/m2
Altezza barriere	0	m
Interasse montati	0.25	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
β_s	0.38
amax	2.107
Coefficiente sismico orizzontale	0.082
Coefficiente sismico verticale	0.041
Coeff. spinta attiva sotto sisma soprafalda	0.296
Coeff. spinta attiva sotto sisma sottofalda	0.367
Coeff. spinta passiva sotto sisma soprafalda	2.73
Coeff. spinta passiva sotto sisma sottofalda	1.09

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	69 di 91

PERMANENTI FAVOREVOLI E ACCIDENTALI FAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

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

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		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	74.21	32.01		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	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		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	74.21	32.01		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 70 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	74.21	kN
Resistenza al taglio	301.55	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	145.96	kN
Momento stabilizzante	1607.47	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_γ
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	s_q	s_c	s_γ
	1.01	1.03	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	d_q	d_c	
	1.09	1.09	
Coeff. per inclinazione carico	i_q	i_c	i_γ
	0.75	0.73	0.65
Coeff. per inclinazione piano di posa	b_q	b_c	b_γ
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	γ_q	γ_c	γ_γ
	1	1	1
Carico limite risultante	3728.59	kN	
Carico verticale agente in fondazione	544.01	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.187	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.187	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	71 di 91

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	53.30	88.83
0.50	0.85	70.31	43.17	64.76
1.00	0.80	60.00	34.11	45.48
1.50	0.75	50.31	26.12	30.47
2.00	0.70	41.25	19.19	19.19
2.50	0.65	32.81	13.32	11.10
3.00	0.60	25.00	8.53	5.69
3.50	0.55	17.81	4.80	2.40
4.00	0.50	11.25	2.13	0.71
4.50	0.45	5.31	0.53	0.09
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	30.29	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-50.17	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-29.01	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-66.82	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	27.11	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	12.18	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	72 di 91

PERMANENTI FAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

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

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.87	12.88		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	74.21	32.01		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	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.87	12.88		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	74.21	32.01		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 73 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	104.08	kN
Resistenza al taglio	353.71	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	234.07	kN
Momento stabilizzante	1931.76	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
	1.01	1.03	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.09	1.09	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.71	0.69	0.59
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	3502.53	kN	
Carico verticale agente in fondazione	638.11	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.161	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.161	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	74 di 91

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	78.61	152.12
0.50	0.85	70.31	65.95	116.02
1.00	0.80	60.00	54.36	85.98
1.50	0.75	50.31	43.84	61.48
2.00	0.70	41.25	34.38	41.97
2.50	0.65	32.81	25.98	26.92
3.00	0.60	25.00	18.65	15.81
3.50	0.55	17.81	12.39	8.09
4.00	0.50	11.25	7.19	3.24
4.50	0.45	5.31	3.06	0.72
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	54.50	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-98.74	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-43.78	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-85.46	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	33.98	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	17.61	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	75 di 91

PERMANENTI SFAVOREVOLI E ACCIDENTALI FAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

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

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		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	100.19	43.22		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	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		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	100.19	43.22		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 76 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	100.19	kN
Resistenza al taglio	407.09	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	197.04	kN
Momento stabilizzante	2170.08	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
	1.01	1.03	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.09	1.09	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.75	0.73	0.65
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	3728.59	kN	
Carico verticale agente in fondazione	734.42	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.187	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	77 di 91

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO
VERTICALE**

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	109.69	71.95	119.92
0.50	0.85	94.92	58.28	87.43
1.00	0.80	81.00	46.05	61.40
1.50	0.75	67.92	35.26	41.13
2.00	0.70	55.69	25.90	25.90
2.50	0.65	44.30	17.99	14.99
3.00	0.60	33.75	11.51	7.68
3.50	0.55	24.05	6.48	3.24
4.00	0.50	15.19	2.88	0.96
4.50	0.45	7.17	0.72	0.12
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	40.89	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-67.73	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-39.17	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-90.21	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	36.60	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	16.45	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	78 di 91

PERMANENTI SFAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

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

CONDIZIONI DRENATE

Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.87	12.88		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	100.19	43.22		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

CONDIZIONE GEO

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

CONDIZIONI DRENATE

Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.87	12.88		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	100.19	43.22		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 79 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	130.06	kN
Resistenza al taglio	459.25	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	285.15	kN
Momento stabilizzante	2494.37	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
	1.01	1.03	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.09	1.09	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.72	0.70	0.60
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	3554.01	kN	
Carico verticale agente in fondazione	828.51	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.166	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.166	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	80 di 91

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	109.69	97.27	183.21
0.50	0.85	94.92	81.07	138.68
1.00	0.80	81.00	66.30	101.90
1.50	0.75	67.92	52.98	72.14
2.00	0.70	55.69	41.09	48.69
2.50	0.65	44.30	30.65	30.81
3.00	0.60	33.75	21.64	17.80
3.50	0.55	24.05	14.07	8.93
4.00	0.50	15.19	7.94	3.49
4.50	0.45	7.17	3.25	0.75
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	65.10	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-116.29	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-53.97	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-108.84	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	43.48	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	21.85	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	81 di 91

CONDIZIONE SISMICA

CONDIZIONE SISMICA

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		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	74.21	40.35		kN
Spinta dinamica del terreno	19.33			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00			kN
Inerzia del terreno	25.98			kN
Inerzia del calcestruzzo	15.81			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	135.34	kN
Resistenza al taglio	306.17	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

Condizione sismica

Momento ribaltante	410.46	kN
Momento stabilizzante	1675.29	kN

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

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	82 di 91

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
	1.01	1.03	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.09	1.09	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.58	0.55	0.44
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	2830.55	kN	
Carico verticale agente in fondazione	552.35	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Condizione sismica (condizioni drenate)

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

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	83 di 91

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Condizioni sismiche

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	99.79	204.56
0.50	0.85	70.31	83.71	155.60
1.00	0.80	60.00	68.99	114.97
1.50	0.75	50.31	55.62	81.92
2.00	0.70	41.25	43.60	55.70
2.50	0.65	32.81	32.95	35.57
3.00	0.60	25.00	23.65	20.77
3.50	0.55	17.81	15.70	10.56
4.00	0.50	11.25	9.11	4.20
4.50	0.45	5.31	3.88	0.92
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	59.93	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-121.32	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-46.03	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-86.47	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	32.87	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	22.89	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005006	REV. B	FOGLIO 84 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	35.00	0	
materiale 2	20.00	29	0	
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.179 (-) S_s 1.2 k_h 0.0816 (-)
 β_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	
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.400	0	101.400	105.900	0	75.000	100.000	0	75.000	99.000
1	98.550	101.400	1	109.000	105.900	1	130.000	100.000	1	130.000	99.000
2	85.000	101.400	2	130.000	105.900	2			2		
3	75.000	101.400	3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

	X_{in}	Q_{in}	X_{fin}	Q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	101.4	16.71	125	16.71	0%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>	101.4	0	125	0	0%

Limiti ricerca superfici

Xa	75
Xb	98.5
n1	15

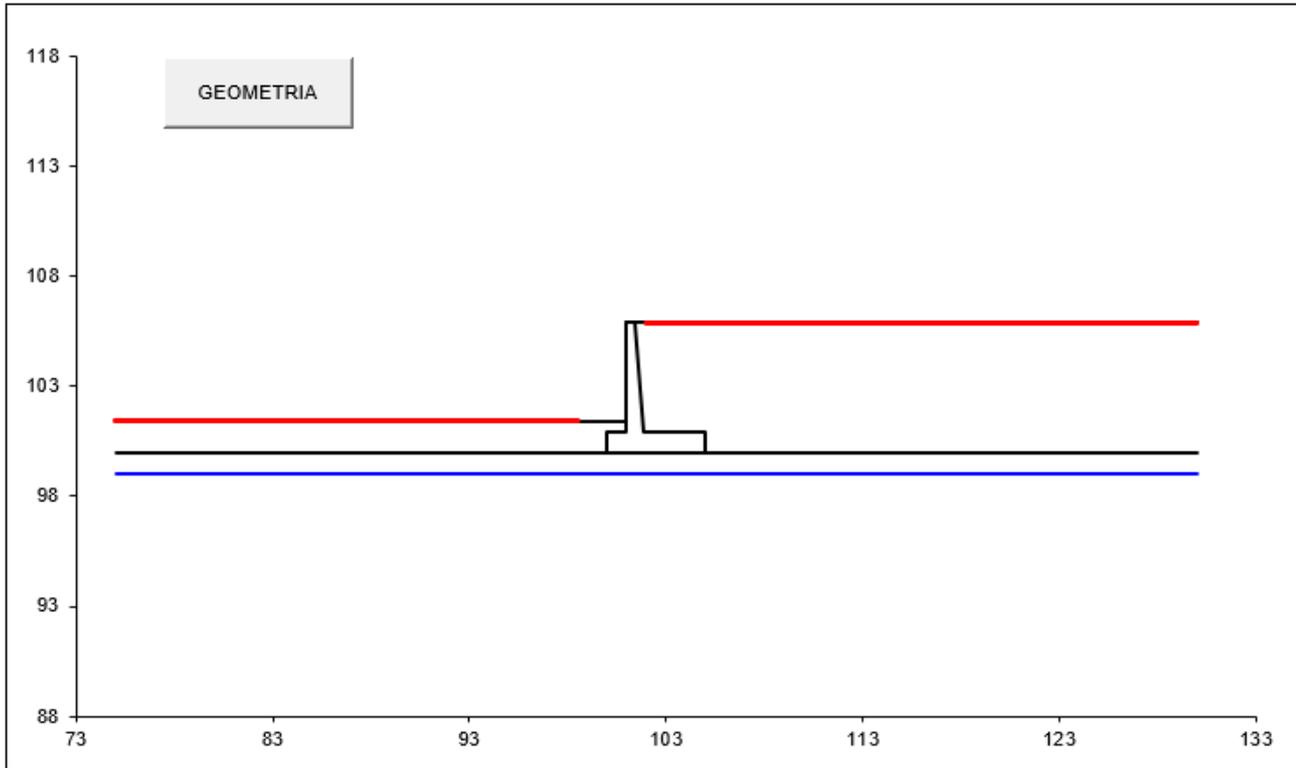
Xc	102
Xd	130
n2	15

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	2816
---------------------	------

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	85 di 91



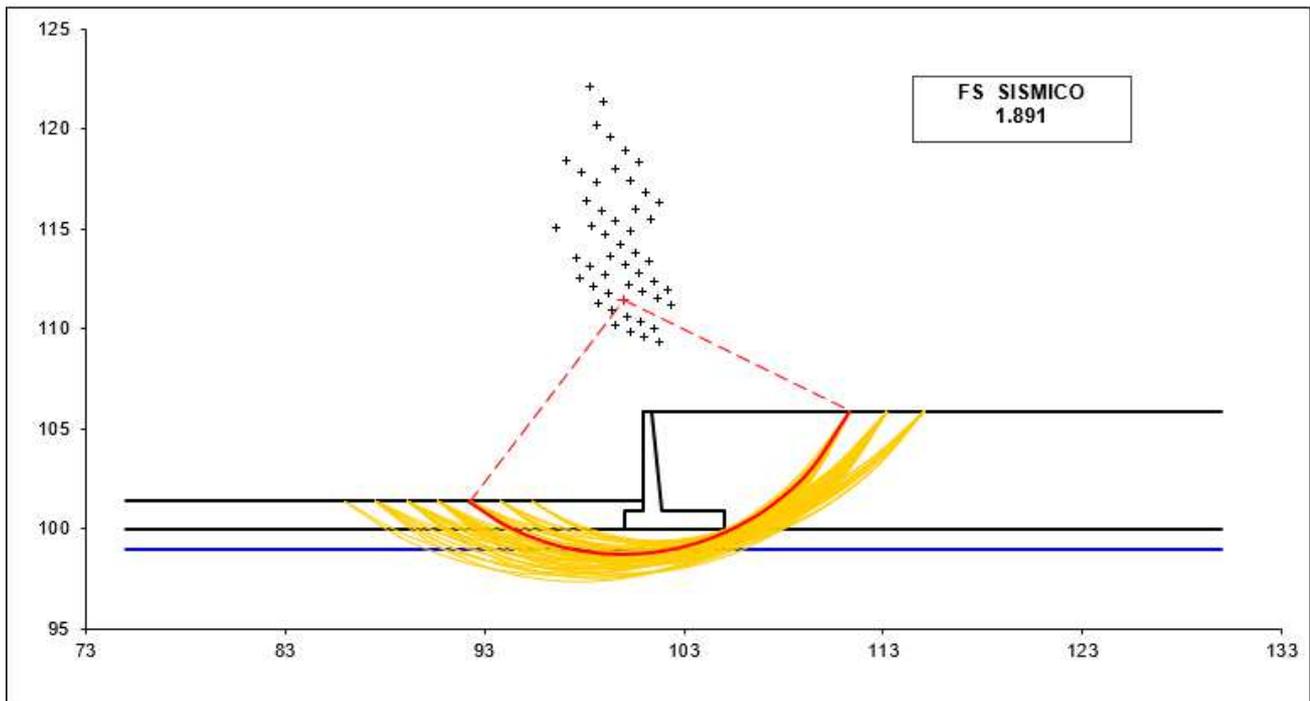
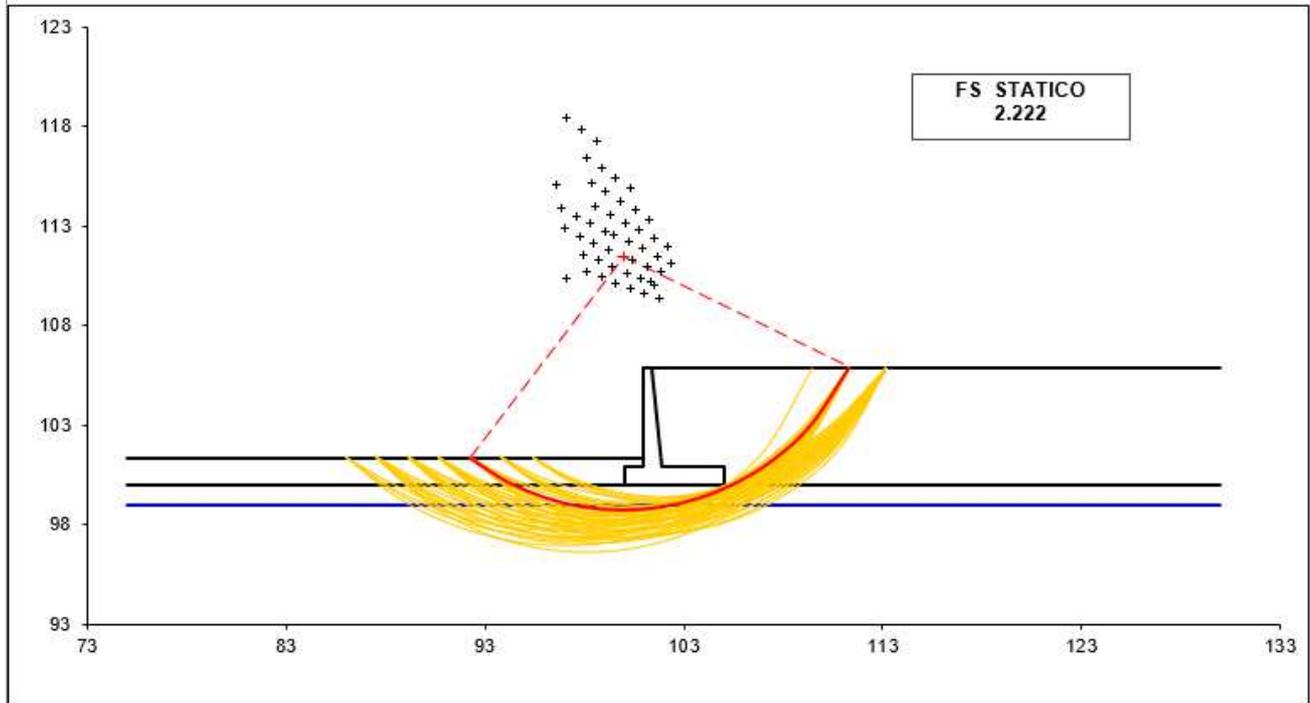
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	1490	STATICO
SISMICO		1.891

CALCOLO

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	86 di 91



Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	87 di 91

COMBINAZIONE RARA

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione rara

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	72.05	135.71
0.50	0.85	70.31	60.05	102.73
1.00	0.80	60.00	49.11	75.48
1.50	0.75	50.31	39.24	53.44
2.00	0.70	41.25	30.44	36.06
2.50	0.65	32.81	22.70	22.82
3.00	0.60	25.00	16.03	13.19
3.50	0.55	17.81	10.42	6.62
4.00	0.50	11.25	5.88	2.59
4.50	0.45	5.31	2.41	0.56
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	48.22	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-86.14	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-39.98	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-80.62	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	32.21	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	16.19	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	88 di 91

COMBINAZIONE FREQUENTE

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione frequente

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	67.36	123.99
0.50	0.85	70.31	55.83	93.24
1.00	0.80	60.00	45.36	67.98
1.50	0.75	50.31	35.96	47.70
2.00	0.70	41.25	27.63	31.84
2.50	0.65	32.81	20.36	19.89
3.00	0.60	25.00	14.15	11.31
3.50	0.55	17.81	9.02	5.56
4.00	0.50	11.25	4.94	2.12
4.50	0.45	5.31	1.94	0.44
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	43.74	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-77.14	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-37.25	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-77.17	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	30.94	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	15.18	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede
stradale H=5.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005006	B	89 di 91

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione quasi permanente

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.90	81.25	53.30	88.83
0.50	0.85	70.31	43.17	64.76
1.00	0.80	60.00	34.11	45.48
1.50	0.75	50.31	26.12	30.47
2.00	0.70	41.25	19.19	19.19
2.50	0.65	32.81	13.32	11.10
3.00	0.60	25.00	8.53	5.69
3.50	0.55	17.81	4.80	2.40
4.00	0.50	11.25	2.13	0.71
4.50	0.45	5.31	0.53	0.09
5.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	30.29	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-50.17	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-29.01	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-66.82	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	27.11	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	12.18	kN