

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=3.0m

SCALA:

-

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

IV01 00 D 26 CL RI0005 005 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 Dott. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° 16302 del A

File: IV0100D26CLRI0005005B

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	Classe C32/40 (fondazione ed elevazione).....	5
4.2	ACCIAIO .....	5
4.2.1	Acciaio per cemento armato.....	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	DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE.....	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

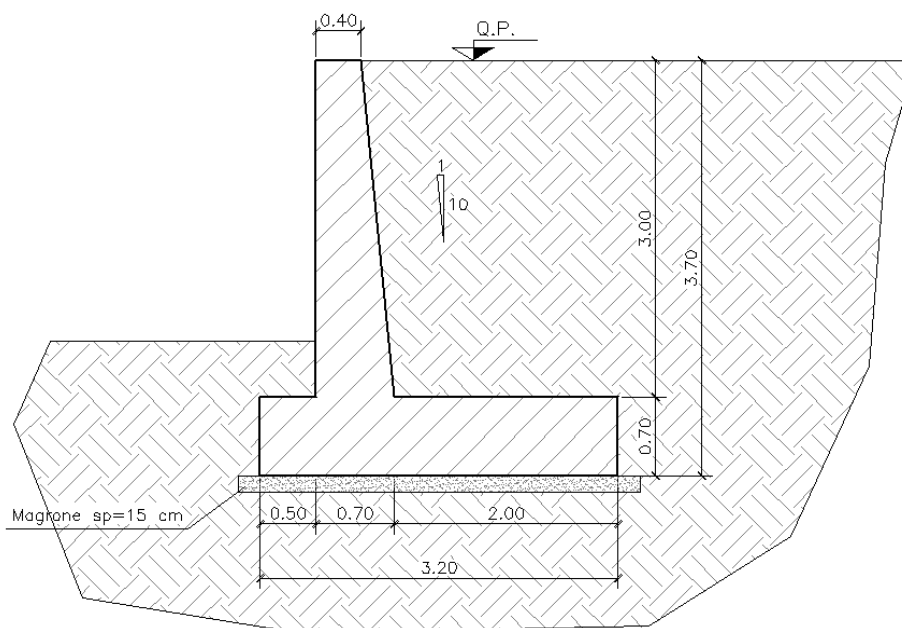
## 1 PREMESSA

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 **3.0m**, 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:

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

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

Data la tipologia di terreno per le verifiche sono state considerate solo le condizioni drenate.



## 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/m<sup>3</sup>;
- Acciaio: 78,5 kN/m<sup>3</sup>;

### 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  $(3m+0.7m)/2=1.85$  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) maggiorato delle rispettive dimensioni pari all'altezza di calcolo, moltiplicato per la tangente dell'angolo di diffusione.

$$L = 2.20m + 2x(1.85 \times \tan(30^\circ)) = 2.20 \text{ m} + 2.14 \text{ m} = 4.34 \text{ m}$$

$$B = 3.0m + 2x(1.85 \times \tan(30^\circ)) = 3.0 \text{ m} + 2.14 \text{ m} = 5.14 \text{ m}$$

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

$$600kN / (4.34m \times 5.14m) = 26.94 \text{ kN/m}^2$$

### 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: 8.2171    LATTITUDINE: 44.0539

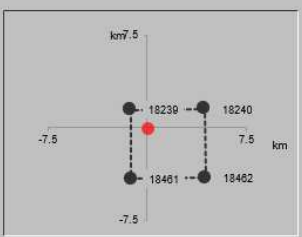
Ricerca per comune

REGIONE: Liguria    PROVINCIA: Savona    COMUNE: Albenga

Elaborazioni grafiche  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione: superficie rigata

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

INTRO    **FASE 1**    FASE 2    FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

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

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

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

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

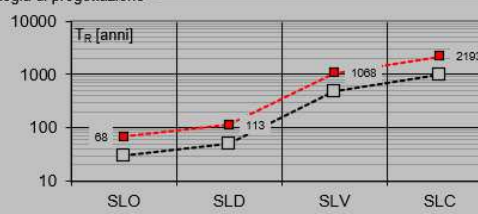
Stati limite ultimi - SLU

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

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ... Strategia scelta

INTRO    FASE 1    **FASE 2**    FASE 3

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	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

Categoria topografica **T1** info

$S_s = 1.516$   $C_c = 1.862$  info

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

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

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

Spettro di progetto inelastico (SLU)

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

Compon. verticale

Spettro di progetto

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

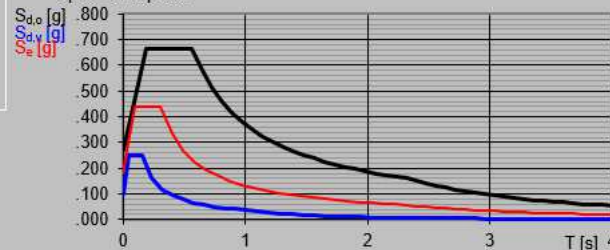
Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

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

Spettri di risposta



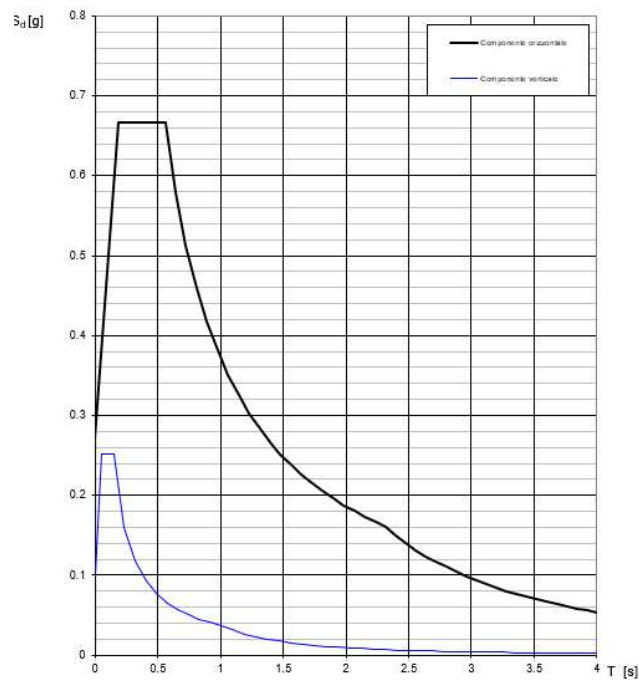
INTRO

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
$S_s$	1.516
$C_c$	1.862
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

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

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.272
$T_B \leftarrow$	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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

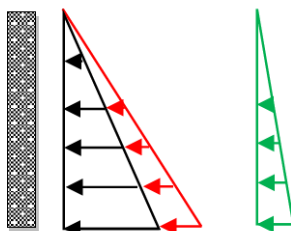
Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

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

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

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



## 6.5 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;

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

$c'$  : Coesione efficace del terreno;

$D$  : Approfondimento del piano di posa;



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

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

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

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

La verifica risulta soddisfatta quando:

$$R_d \geq S_d$$

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

La verifica di stabilità globale è riportata in allegato.

## 8 VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO

### 8.1 Sollecitazioni SLV

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

SLV		
P	41.25	kN
M <sub>ed</sub>	54.27	kNm
V <sub>ed</sub>	42.67	kN

### 8.2 Sollecitazioni SLU

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

SLU		
P	55.69	kN
M <sub>ed</sub>	62.63	kNm
V <sub>ed</sub>	50.39	kN

### 8.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 0.70 m x 1m.

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

	∅	Passo	A <sub>s</sub>	A <sub>s,min</sub>	Verifica
	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> >A <sub>s,min</sub>
Zona tesa (lato monte)	24	200	2261.9	2177.8	SI
Zona compressa (lato valle)	24	200	2261.9	-	-

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

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	17 di 91

## 8.4 Verifiche SLV

### 8.4.1 Verifica a pressoflessione

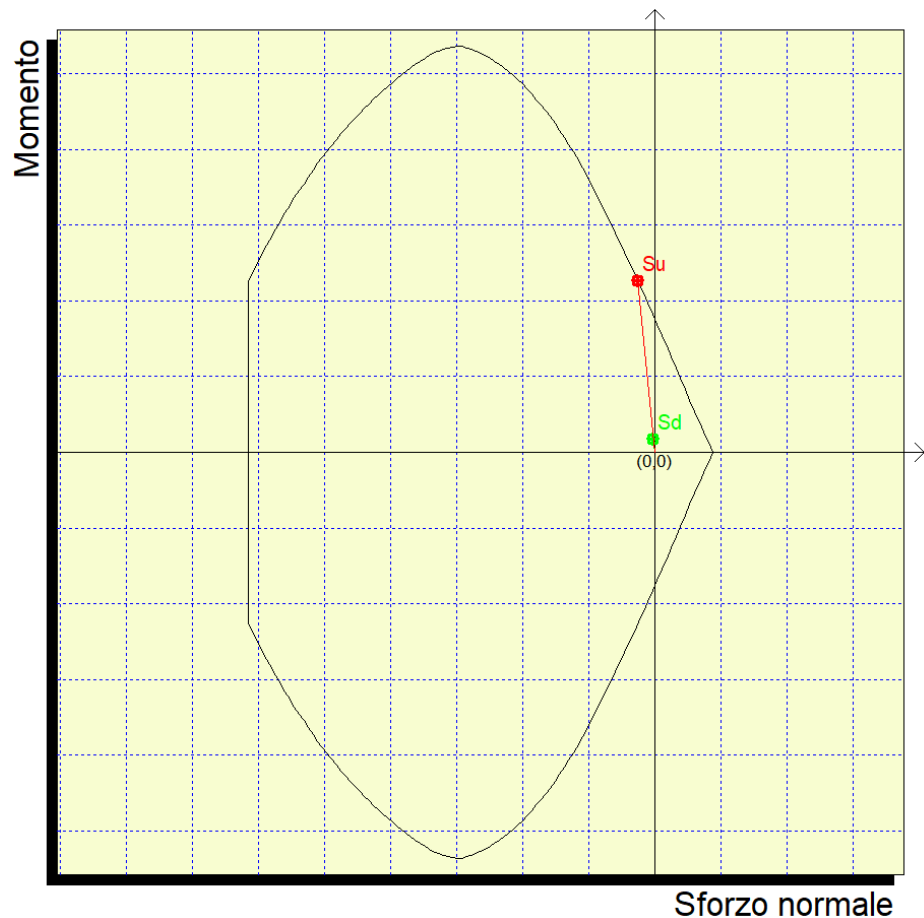
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	542700
My	0
N	-4125

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

Simmetria sezione  
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:  
 c.s.=12.57464704  
 Mx ultimo =6824260.951  
 My ultimo =0.  
 N ultimo =-51870.419  
 [Curva N = cost.]:  
 c.s.=10.00852802  
 Mx ultimo =5431628.159  
 My ultimo =0.  
 N ultimo =-4125.  
 Nmax =177021.916  
 Nmin =-1230568.583



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

Il coefficiente di sicurezza è pari a **10.01**, la verifica risulta soddisfatta.

#### 8.4.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	43	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	42670	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	24	mm
d	632	mm
k	1.56	-
h sezione	700	mm
Area sezione	632000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø arm tesa	24	mm
n	5	-
strati	1	-
$A_{sl}$	2262	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0036	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	632000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.39	-
$V_{Rd,c}$	270416	N
$V_{Rd,c min}$	248944	N
$V_{Rd,c effettivo}$	270416	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.16	
C.S.	6.34	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	19 di 91

## 8.5 Verifiche SLU

### 8.5.1 Verifica a pressoflessione

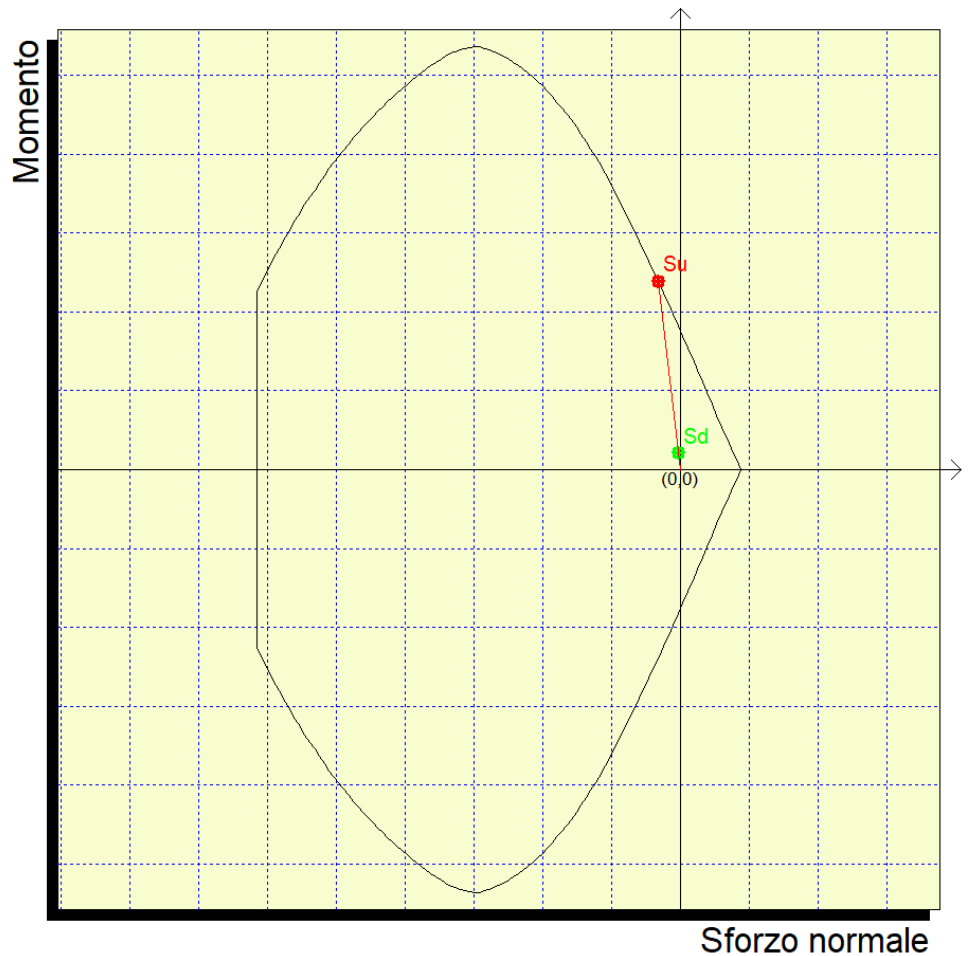
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	626300
My	0
N	-5569

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

Simmetria sezione  
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]  
 c.s.=11.43404647  
 Mx ultimo =7161143.306  
 My ultimo =0.  
 N ultimo =-63676.205  
 [Curva N = cost.]  
 c.s.=8.74049424  
 Mx ultimo =5474171.544  
 My ultimo =0.  
 N ultimo =-5569.  
 Nmax =177021.916  
 Nmin =-1230568.583



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

Il coefficiente di sicurezza è pari a **8.74**, la verifica risulta soddisfatta.

### 8.5.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	50	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	50390	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	24	mm
d	632	mm
k	1.56	-
h sezione	700	mm
Area sezione	632000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø arm tesa	24	mm
n	5	-
strati	1	-
$A_{sl}$	2262	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0036	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	632000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.39	-
$V_{Rd,c}$	270416	N
$V_{Rd,c min}$	248944	N
$V_{Rd,c effettivo}$	270416	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.19	
C.S.	5.37	

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)
<b>Comb RARA</b>	41.25	46.39
<b>Comb FREQ</b>	41.25	39.59
<b>Comb. Q PERM</b>	41.25	19.19

### 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  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

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

Trattandosi di strutture permanentemente a contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali 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 -0.35 MPa;
- per la combinazione **quasi permanente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.14 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:

- $\sigma_{c,max} = 0.84$  MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 0.35$  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:

- $\sigma_{s,max} = 27.16$  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 **0.04 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=3.0m**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	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  $\gamma_F$  e  $\gamma_M$  pari ad 1) - il rapporto  $R_d/E_d$  sia pari a 1.

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

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

$S_S$	1.6	-
$S_T$	1	-
B	0.44	m
A	-8.07	-
$a_g$	0.055	g
$a_{max}$	0.088	g
$a_c$	0.2300	g
<b>d</b>	<b>0.000005</b>	<b>mm</b>

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		
$T_{ed}$	25.71	kN
$M_{ed}$	-36.33	kNm
$N_{ed}$	-17.28	kN

#### 9.1.2 Sollecitazioni SLU

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

SLU		
$T_{ed}$	37.65	kN
$M_{ed}$	-46.60	kNm
$N_{ed}$	-25.95	kN

### 9.1.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 0.7 m x 1m.

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

	$\varnothing$ [mm]	Passo [mm]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> ]	Verifica $A_s > A_{s,min}$
Zona tesa (superiore)	24	200	2261.9	2177.8	SI
Zona compressa (inferiore)	24	200	2261.9	-	-

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

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m

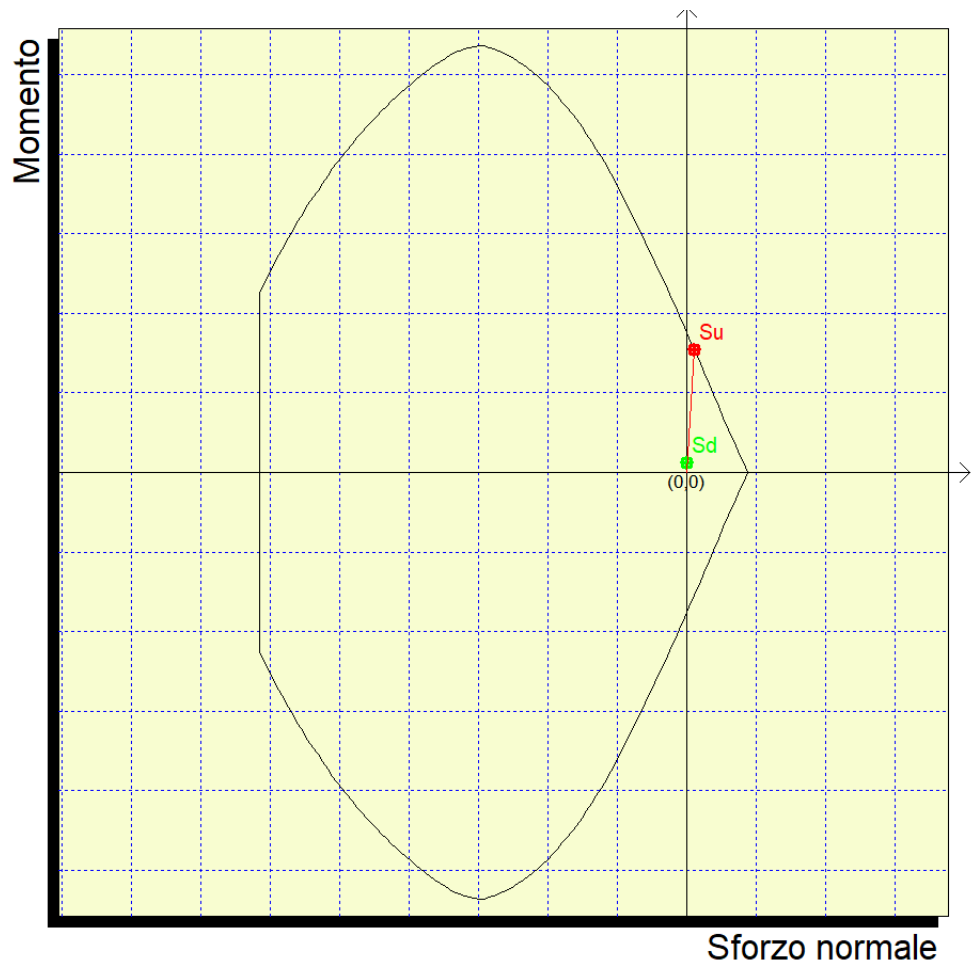
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	26 di 91

### 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	363300
My	0
N	1728
<input type="checkbox"/> Sovrapponi Curve	
<input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione	
<input checked="" type="radio"/> Curva M - N	
<input type="radio"/> Curva Mx - My	
Simmetria sezione	
Nessuna	
[Curva Mx/My = cost.]:	
c.s.=12.79442208	
Mx ultimo =4648213.541	
My ultimo =0.	
N ultimo =22108.761	
[Curva N = cost.]:	
c.s.=14.47199775	
Mx ultimo =5257676.784	
My ultimo =0.	
N ultimo =1728.	
Nmax =177021.916	
Nmin =-1230568.583	



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

Il coefficiente di sicurezza è pari a **12.79**, la verifica risulta soddisfatta.

### 9.1.4.1.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	26	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	25710	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	24	mm
d	632	mm
k	1.56	-
h sezione	700	mm
Area sezione	632000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø arm tesa	24	mm
n	5	-
strati	1	-
$A_{sl}$	2262	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0036	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	632000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.39	-
$V_{Rd,c}$	270416	N
$V_{Rd,c min}$	248944	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	270416	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.10	
C.S.	10.52	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m

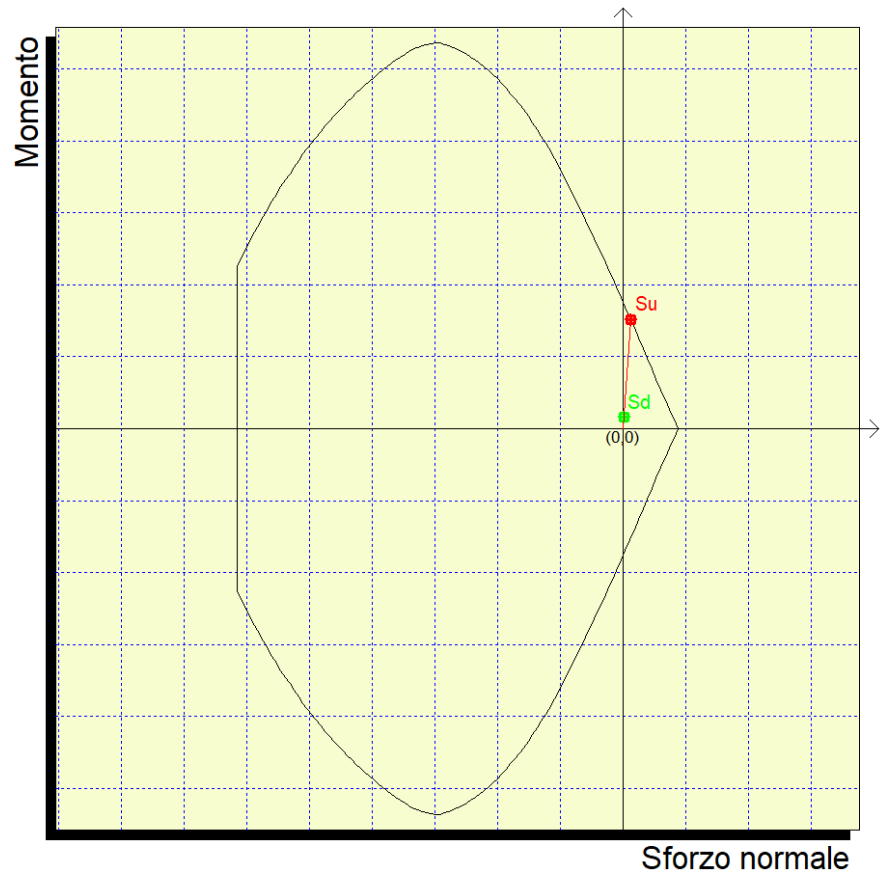
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	28 di 91

### 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	466000
My	0
N	2595
<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.=9.76496992 Mx ultimo =4550475.983 My ultimo =0. N ultimo =25340.097 [Curva N = cost.]: c.s.=11.22696245 Mx ultimo =5231764.501 My ultimo =0. N ultimo =2595. Nmax =177021.916 Nmin =-1230568.583	



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

Il coefficiente di sicurezza è pari a **9.76**, la verifica risulta soddisfatta.

### 9.1.5.1.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	38	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	37650	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	24	mm
d	632	mm
k	1.56	-
h sezione	700	mm
Area sezione	632000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø arm tesa	24	mm
n	5	-
strati	1	-
$A_{sl}$	2262	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0036	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	632000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.39	-
$V_{Rd,c}$	270416	N
$V_{Rd,c min}$	248944	N
$V_{Rd,c effettivo}$	270416	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.14	
C.S.	7.18	

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)
<b>Comb RARA</b>	-19.22	-34.52
<b>Comb FREQ</b>	-16.68	-29.00
<b>Comb. Q PERM</b>	-9.04	-12.47

#### 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  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

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

Trattandosi di strutture permanentemente a contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali 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 -0.32 MPa;
- per la combinazione **quasi permanente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.14 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:

- $\sigma_{c,max} = 0.58$  MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 0.20$  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:

- $\sigma_{s,max} = 30.63$  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 <sub>ed</sub>	-32.59	kN
M <sub>ed</sub>	5.04	kNm
N <sub>ed</sub>	9.06	kN

### 9.2.2 Sollecitazioni SLU

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

SLU		
T <sub>ed</sub>	-46.82	kN
M <sub>ed</sub>	8.14	kNm
N <sub>ed</sub>	9.94	kN

### 9.2.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 0.7 m x 1m.

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

	∅	Passo	A <sub>s</sub>	A <sub>s,min</sub>	Verifica
	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> >A <sub>s,min</sub>
Zona tesa (inferiore)	24	200	2261.9	2177.8	SI
Zona compressa (superiore)	24	200	2261.9	1088.9	-

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

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	33 di 91

## 9.2.4 Verifiche SLV

### 9.2.4.1.1 Verifica a pressoflessione

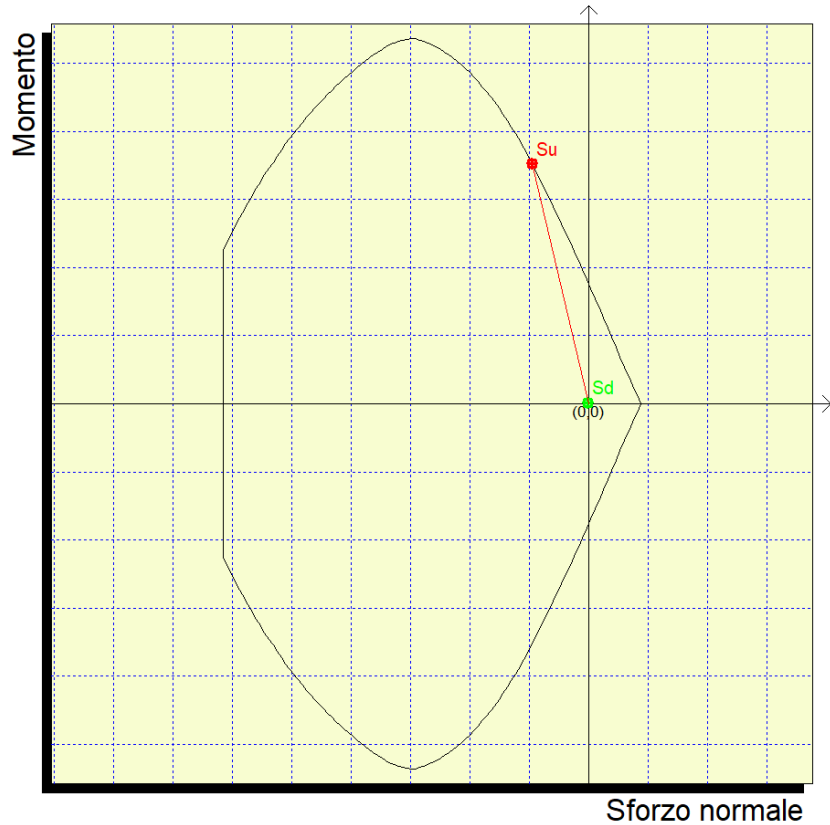
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	-50400
My	0
N	-906

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

Simmetria sezione  
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:  
 c. s. = 209.74926318  
 Mx ultimo = -10571362.864  
 My ultimo = 0.  
 N ultimo = -190032.832  
 [Curva N = cost.]:  
 c. s. = 105.88095061  
 Mx ultimo = -5336399.911  
 My ultimo = 0.  
 N ultimo = -906.  
 Nmax = 177021.916  
 Nmin = -1230568.583



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

Il coefficiente di sicurezza è pari a **105.88**, la verifica risulta soddisfatta.

### 9.2.4.1.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	33	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	32590	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	24	mm
d	632	mm
k	1.56	-
h sezione	700	mm
Area sezione	632000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø	24	mm
n	5	-
strati	1	-
$A_{sl}$	2262	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0036	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	632000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.39	-
$V_{Rd,c}$	270416	N
$V_{Rd,c min}$	248944	N
$V_{Rd,c effettivo}$	270416	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.12	
C.S.	8.30	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

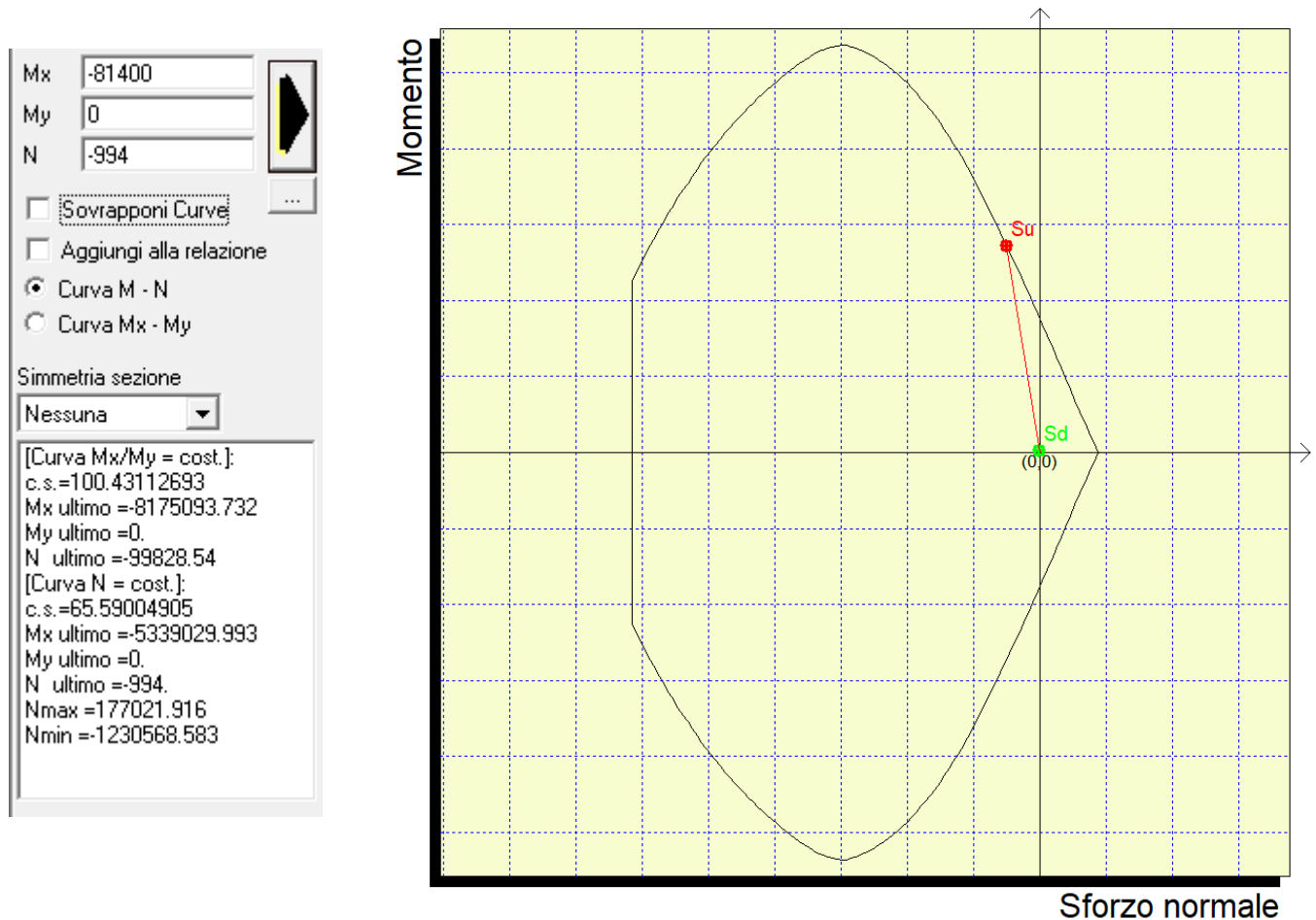
Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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:



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

Il coefficiente di sicurezza è pari a **65.59**, la verifica risulta soddisfatta.

### 9.2.5.1.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	47	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	46820	N
$R_{ck}$	40	MPa
$f_{ck}$	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	24	mm
d	632	mm
k	1.56	-
h sezione	700	mm
Area sezione	632000	mm <sup>2</sup>
$b_w$	1000	mm
Ø	24	mm
n	5	-
strati	1	-
$A_{sl}$	2262	mm <sup>2</sup>
$\rho_l$	0.0036	-
$N_{Ed}$	0	kN
$N_{Ed}$	0	N
$A_c$	632000	mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0	MPa
$f_{cd}$	21.05	MPa
$\gamma_c$	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
$V_{min}$	0.39	-
$V_{Rd,c}$	270416	N
$V_{Rd,c min}$	248944	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	270416	N
<b>Verifica</b>	<b>OK</b>	
T.S.	0.17	
C.S.	5.78	

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)
<b>Comb RARA</b>	7.37	6.03
<b>Comb FREQ</b>	6.55	5.65
<b>Comb. Q PERM</b>	4.11	4.50

#### 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  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

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

Trattandosi di strutture permanentemente 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 -0.05 MPa;
- per la combinazione **quasi permanente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.04 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:

- $\sigma_{c,max} = 0.11$  MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 0.08$  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:

- $\sigma_{s,max} = 3.14$  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.



## 10 INCIDENZE

### MURI DI SOSTEGNO

#### Paramento verticale interno (lato monte)

$\Phi$ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	$\Phi$ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
24	20	297	0	297	3.551	52.7	
24	20	65.2	60	209.2	3.551	37.1	ferri d'attesa
16	20	100	0	100	1.578	23.8	ripartizione

#### Paramento verticale esterno (lato valle)

$\Phi$ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	$\Phi$ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
24	20	296	0	296	3.551	52.6	
24	20	65.2	40	161.2	3.551	28.6	ferri d'attesa
16	20	100	0	100	1.578	23.7	ripartizione

#### Fondazione superiore

$\Phi$ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	$\Phi$ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
24	20	312	0	312	3.551	55.4	
16	20	100	0	100	1.578	25.2	ripartizione

#### Fondazione inferiore

$\Phi$ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	$\Phi$ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
24	20	312	0	312	3.551	55.4	
16	20	100	0	100	1.578	25.2	ripartizione

#### Altre armature

$\Phi$ (mm)	numero/passi	lunghezza (cm)	$\Phi$ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
12	2	100	0	100	0.888	1.8	ferri di parete
18	2	312.8	0	312.8	1.998	12.5	cavallotti
8	37.5	49	20	65	0.395	9.6	spille
14	20	62	60	292	1.208	17.6	ferri di chiusura
12	20	32	60	104	0.888	4.6	forchette

**Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	40 di 91

**CLS**

Larghezza fondazione (m)	3.2
Altezza fondazione (m)	0.7
Volume fondazione (m <sup>3</sup> )	2.24
Spessore sommità muro (m)	0.4
Spessore piede muro (m)	0.7
Altezza muro (m)	3
Volume muro (m <sup>3</sup> )	1.65
<b>Volume totale cls (m<sup>3</sup>)</b>	<b>3.89</b>

	Da calcolo	Dichiarata
<b>Incidenza muro (kg/m<sup>3</sup>)</b>	101.2	<b>110</b>
<b>Incidenza fondazione (kg/m<sup>3</sup>)</b>	115.6	<b>125</b>

Per tenere conto di sovrapposizioni, sfridi e ferri spezzati si considera per il paramento un'incidenza di armatura pari a 110 kg/m<sup>3</sup> e per la fondazione 125 kg/m<sup>3</sup>.

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	41 di 91

## 11 ALLEGATI

### 11.1 MURO CAT. SOTTOSUOLO E

#### GEOMETRIA

Altezza del muro	3	m
Spessore paramento in sommità	0.4	m
Spessore paramento alla base	0.7	m
Lunghezza mensola di monte	2	m
Lunghezza mensola di valle	0.5	m
Lunghezza totale fondazione	3.2	m
Altezza della fondazione	0.7	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 <sup>3</sup>
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	3	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 <sup>3</sup>
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	17.5	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	0	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	17.50	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	0	°
Inclinazione terreno	0	°
Ricoprimento mensola di valle	0.5	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=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	42 di 91

### TERRENO DI FONDAZIONE

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

### SOVRACCARICHI

Permanente a monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Permanente sulla mensola di monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Carico del ballast a monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Carico del ballast sulla mensola di monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Accidentale a monte	26.94	kN/m <sup>2</sup>
Accidentale sulla mensola di monte	26.94	kN/m <sup>2</sup>
Pressione del vento sulle barriere	0	kN/m <sup>2</sup>
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
St	1
S	1.52
βs	0.38
amax	2.663
Coefficiente sismico orizzontale	0.103
Coefficiente sismico verticale	0.052
Coeff. spinta attiva sotto sisma soprafalda	0.312
Coeff. spinta attiva sotto sisma sottofalda	0.411
Coeff. spinta passiva sotto sisma soprafalda	3.48
Coeff. spinta passiva sotto sisma sottofalda	1.15

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	43 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	29.19	12.59		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	29.19	12.59		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=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 44 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	29.19	kN
Resistenza al taglio	162.72	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	36.00	kN
Momento stabilizzante	422.34	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
	1.01	1.02	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.10	1.10	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.77	0.76	0.67
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	4505.94	kN	
Carico verticale agente in fondazione	232.39	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.533	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.062	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.062	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	0.70	41.25	19.19	19.19
0.50	0.65	32.81	13.32	11.10
1.00	0.60	25.00	8.53	5.69
1.50	0.55	17.81	4.80	2.40
2.00	0.50	11.25	2.13	0.71
2.50	0.45	5.31	0.53	0.09
3.00	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	9.96	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-12.47	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-9.04	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

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

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-23.97	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	4.50	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	4.11	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	30.20	13.03		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	29.19	12.59		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	30.20	13.03		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	29.19	12.59		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=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 47 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	59.39	kN
Resistenza al taglio	230.41	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	91.87	kN
Momento stabilizzante	635.51	kN

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

### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

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

Fattori di capacità portante	<b>N<sub>q</sub></b>	<b>N<sub>c</sub></b>	<b>N<sub>g</sub></b>
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	<b>s<sub>q</sub></b>	<b>s<sub>c</sub></b>	<b>s<sub>g</sub></b>
	1.01	1.02	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	<b>d<sub>q</sub></b>	<b>d<sub>c</sub></b>	
	1.10	1.10	
Coeff. per inclinazione carico	<b>i<sub>q</sub></b>	<b>i<sub>c</sub></b>	<b>i<sub>g</sub></b>
	0.68	0.67	0.55
Coeff. per inclinazione piano di posa	<b>b<sub>q</sub></b>	<b>b<sub>c</sub></b>	<b>b<sub>g</sub></b>
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	<b>g<sub>q</sub></b>	<b>g<sub>c</sub></b>	<b>g<sub>g</sub></b>
	1	1	1
Carico limite risultante	3867.68	kN	
Carico verticale agente in fondazione	329.07	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.533	m
------------------------------------	-------	---

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.052	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.052	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 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	0.70	41.25	43.67	55.92
0.50	0.65	32.81	33.73	36.61
1.00	0.60	25.00	24.85	22.01
1.50	0.55	17.81	17.04	11.58
2.00	0.50	11.25	10.29	4.79
2.50	0.45	5.31	4.61	1.11
3.00	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	34.16	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-42.25	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-22.76	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

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

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-38.43	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	6.56	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	8.51	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	39.40	17.00		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	39.40	17.00		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=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 50 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	39.40	kN
Resistenza al taglio	219.67	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	48.60	kN
Momento stabilizzante	570.16	kN

Mrib < Mstab, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

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

Fattori di capacità portante	<b>Nq</b>	<b>Nc</b>	<b>Ng</b>
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	<b>sq</b>	<b>sc</b>	<b>sg</b>
	1.01	1.02	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	<b>dq</b>	<b>dc</b>	
	1.10	1.10	
Coeff. per inclinazione carico	<b>iq</b>	<b>ic</b>	<b>ig</b>
	0.77	0.76	0.67
Coeff. per inclinazione piano di posa	<b>bq</b>	<b>bc</b>	<b>bg</b>
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	<b>gq</b>	<b>gc</b>	<b>gg</b>
	1	1	1
Carico limite risultante	4505.94	kN	
Carico verticale agente in fondazione	313.73	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.533	m
------------------------------------	-------	---

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.062	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.062	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	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	0.70	55.69	25.90	25.90
0.50	0.65	44.30	17.99	14.99
1.00	0.60	33.75	11.51	7.68
1.50	0.55	24.05	6.48	3.24
2.00	0.50	15.19	2.88	0.96
2.50	0.45	7.17	0.72	0.12
3.00	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	13.45	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-16.83	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-12.21	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

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

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-32.36	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	6.07	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	5.55	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	52 di 91

**PERMANENTI SFAVOREVOLI 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	30.20	13.03		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	39.40	17.00		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	30.20	13.03		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	39.40	17.00		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=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 53 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	69.60	kN
Resistenza al taglio	287.37	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	104.47	kN
Momento stabilizzante	783.33	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
	1.01	1.02	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.10	1.10	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.69	0.68	0.58
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	3989.64	kN	
Carico verticale agente in fondazione	410.40	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.533	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.054	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.054	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	0.70	55.69	50.39	62.63
0.50	0.65	44.30	38.39	40.50
1.00	0.60	33.75	27.84	24.00
1.50	0.55	24.05	18.72	12.42
2.00	0.50	15.19	11.04	5.04
2.50	0.45	7.17	4.80	1.14
3.00	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	37.65	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-46.60	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-25.95	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

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

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-46.82	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	8.14	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	9.94	kN



Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	29.19	16.91		kN
Spinta dinamica del terreno	10.02			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00			kN
Inerzia del terreno	12.64			kN
Inerzia del calcestruzzo	10.03			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	61.88	kN
Resistenza al taglio	165.75	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

#### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

##### Condizione sismica

Momento ribaltante	125.52	kN
Momento stabilizzante	445.43	kN

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

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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
	1.01	1.02	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.11	1.11	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.55	0.54	0.41
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	2735.85	kN	
Carico verticale agente in fondazione	236.71	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.533	m
------------------------------------	-------	---

#### Condizione sismica (condizioni drenate)

Eccentricità del carico in fondazione	0.153	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	57 di 91

### SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

#### Condizioni sismiche

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.70	41.25	42.67	54.27
0.50	0.65	32.81	31.94	34.29
1.00	0.60	25.00	22.66	19.77
1.50	0.55	17.81	14.82	9.90
2.00	0.50	11.25	8.43	3.86
2.50	0.45	5.31	3.49	0.83
3.00	0.40	0.00	0.00	0.00

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

#### Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	25.71	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-36.33	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-17.28	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

#### Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-32.59	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	5.04	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	9.06	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 58 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

## VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	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/m<sup>3</sup>]

azioni sismiche  $a_g/g$  0.179 (-)  $S_s$  1.516  $k_h$  0.1031 (-)

$\beta_s$  0.38  $S_T$  1  $k_v$  0.0516 (-)

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

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
materiale 1		materiale 1		materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.800	0	100.900	103.700	0	75.000	100.000	0	70.000	99.000
1	98.550	101.800	1	109.000	103.700	1	125.000	100.000	1	125.000	99.000
2	89.230	101.800	2	125.000	103.700	2			2		
3	81.250	101.800	3			3			3		
4	70.000	101.800	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"/>	101.3	26.94	125	26.94	0%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>	101.3	0	125	0	0%

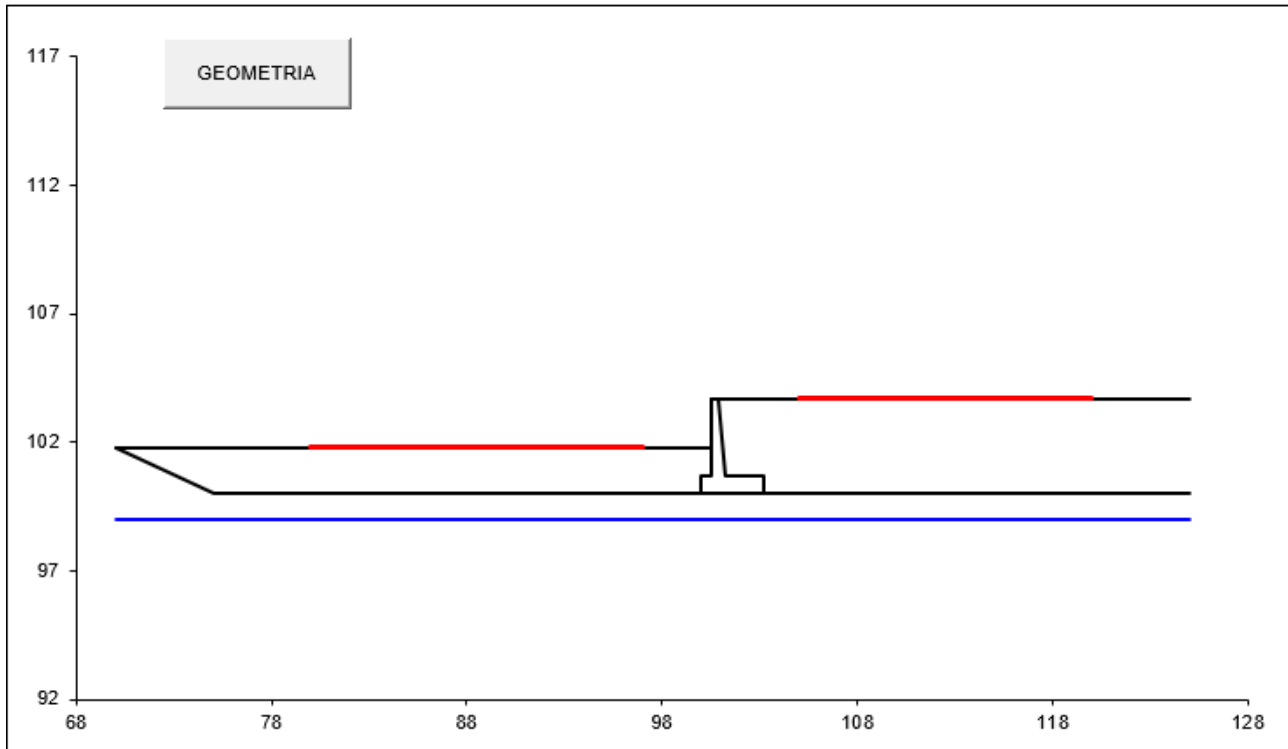
### Limiti ricerca superfici

Xa	80	Xc	103	alfa min	40
Xb	98	Xd	120	alfa max	70
n1	15	n2	15	n alfa	10

# superfici  
massimo 2816

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	59 di 91



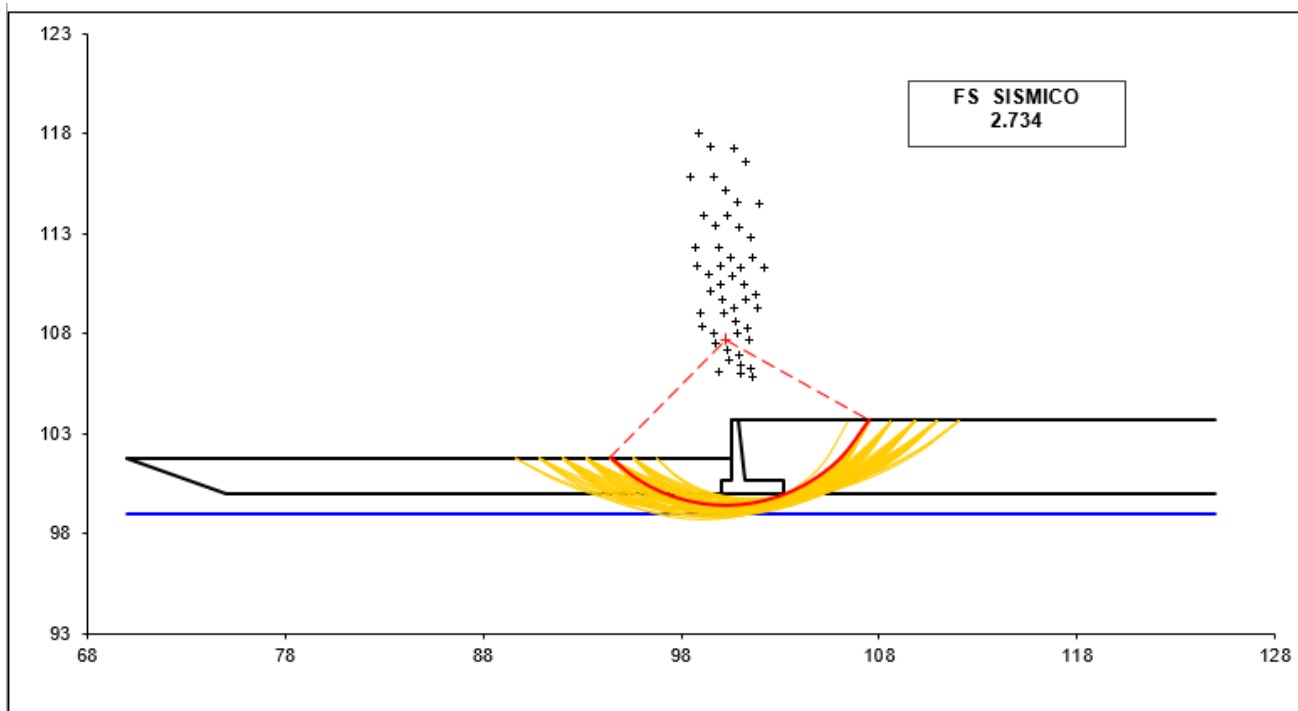
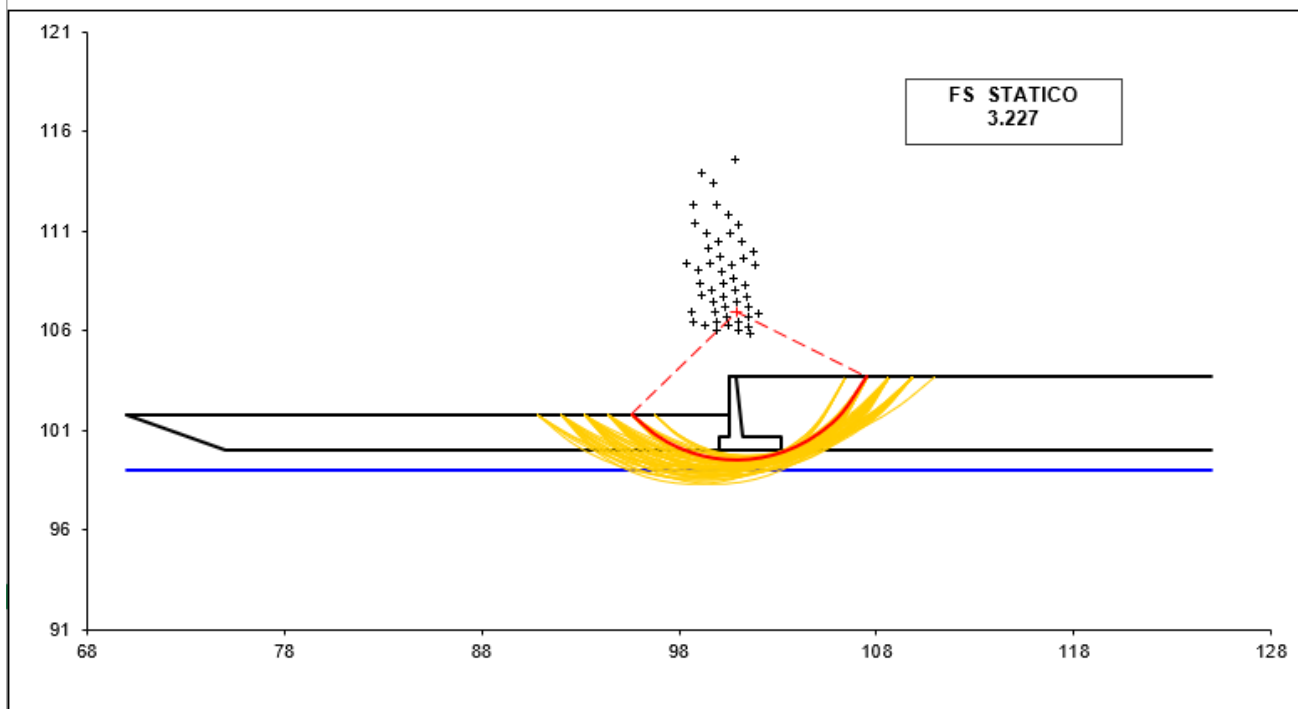
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	1716	STATICO
SISMICO		2.734

CALCOLO

**Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	60 di 91



Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	61 di 91

### COMBINAZIONE RARA

#### SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione rara

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.70	41.25	37.33	46.39
0.50	0.65	32.81	28.44	30.00
1.00	0.60	25.00	20.62	17.78
1.50	0.55	17.81	13.87	9.20
2.00	0.50	11.25	8.18	3.73
2.50	0.45	5.31	3.56	0.84
3.00	0.40	0.00	0.00	0.00

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	27.89	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-34.52	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-19.22	kN

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-34.68	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	6.03	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	7.37	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	62 di 91

### COMBINAZIONE FREQUENTE

#### SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

##### Combinazione frequente

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.70	41.25	32.79	39.59
0.50	0.65	32.81	24.66	25.27
1.00	0.60	25.00	17.60	14.75
1.50	0.55	17.81	11.60	7.50
2.00	0.50	11.25	6.67	2.98
2.50	0.45	5.31	2.80	0.66
3.00	0.40	0.00	0.00	0.00

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

##### Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	23.41	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-29.00	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-16.68	kN

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

##### Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-32.00	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	5.65	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	6.55	kN



Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	0.70	41.25	19.19	19.19
0.50	0.65	32.81	13.32	11.10
1.00	0.60	25.00	8.53	5.69
1.50	0.55	17.81	4.80	2.40
2.00	0.50	11.25	2.13	0.71
2.50	0.45	5.31	0.53	0.09
3.00	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	9.96	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-12.47	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-9.04	kN

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-23.97	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	4.50	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	4.11	kN

## 11.2 MURO CAT. SOTTOSUOLO B

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE      LATTITUDINE

8.2171              44.0539

Ricerca per comune

REGIONE      PROVINCIA      COMUNE

Liguria      Savona      Albenga

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

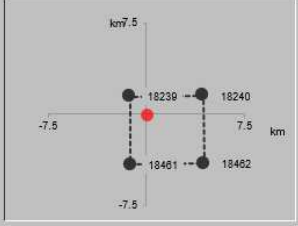
Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione  
superficie rigata

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) -  $V_N$       75      info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$       1.5      info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193


**Elaborazioni**

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--- Strategie per costruzioni ordinarie

... Strategie scelte

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	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  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

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

Compon. verticale




Spettro di progetto

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

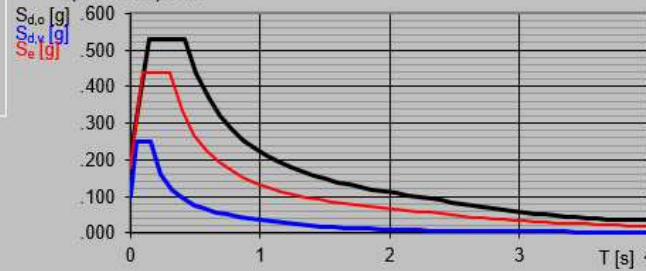
Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

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

Spettri di risposta



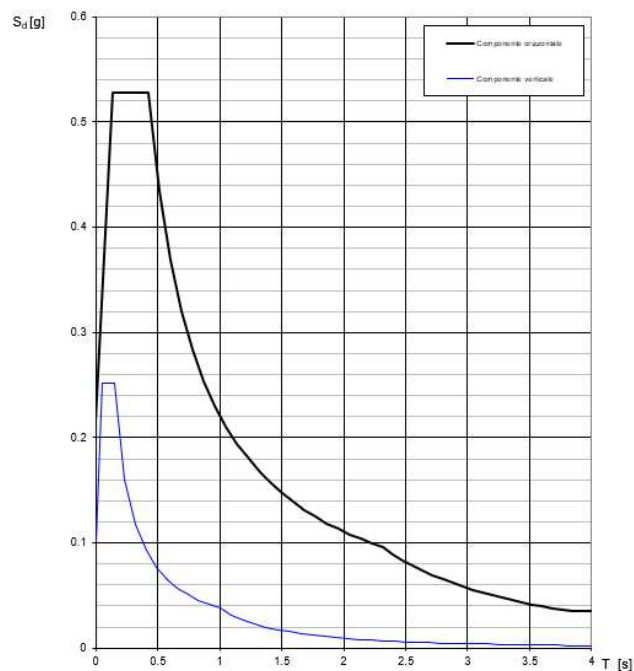
INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

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



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

#### Parametri indipendenti

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

#### Parametri dipendenti

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

#### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

#### Punti dello spettro di risposta

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

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

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	67 di 91

### GEOMETRIA

Altezza del muro	3	m
Spessore paramento in sommità	0.4	m
Spessore paramento alla base	0.7	m
Lunghezza mensola di monte	2	m
Lunghezza mensola di valle	0.5	m
Lunghezza totale fondazione	3.2	m
Altezza della fondazione	0.7	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 <sup>3</sup>
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	3	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 <sup>3</sup>
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	14.5	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	0	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	14.50	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	0	°
Inclinazione terreno	0	°
Ricoprimento mensola di valle	0.5	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=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	68 di 91

### TERRENO DI FONDAZIONE

Angolo di attrito	29	°
Peso per unità di volume	20	kN/m <sup>3</sup>
Angolo d'attrito terra-fondazione	29	°
Coesione efficace c'	0	kPa (kN/m <sup>2</sup> )
Coeff. parziale per c' - STR	1	
Coeff. parziale per c' - GEO	1	
Coesione non drenata cu	0	kPa (kN/m <sup>2</sup> )
Coeff. parziale per cu - STR	1	
Coeff. parziale per cu - GEO	1	
Coeff. d'attrito terra fondazione tan( $\delta$ )	0.554	
Coeff. parziale per tan( $\delta$ ) - STR	1	
Coeff. parziale per tan( $\delta$ ) - GEO	1	
Altezza falda da intrad. fond. positiva verso l'alto	-1	m

### SOVRACCARICHI

Permanente a monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Permanente sulla mensola di monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Carico del ballast a monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Carico del ballast sulla mensola di monte	0	kN/m <sup>2</sup>
Accidentale a monte	26.94	kN/m <sup>2</sup>
Accidentale sulla mensola di monte	26.94	kN/m <sup>2</sup>
Pressione del vento sulle barriere	0	kN/m <sup>2</sup>
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	B
F <sub>o</sub>	2.469
a <sub>g</sub>	1.76
S <sub>s</sub>	1.2
S <sub>T</sub>	1
S	1.20
$\beta_s$	0.38
a <sub>max</sub>	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=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	29.19	12.59		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	29.19	12.59		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=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 70 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	29.19	kN
Resistenza al taglio	128.82	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	36.00	kN
Momento stabilizzante	422.34	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
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.01	1.02	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.11	1.12	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.77	0.75	0.67
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	2050.40	kN	
Carico verticale agente in fondazione	232.39	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.533	m
------------------------------------	-------	---

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.062	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA



Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	0.70	41.25	19.19	19.19
0.50	0.65	32.81	13.32	11.10
1.00	0.60	25.00	8.53	5.69
1.50	0.55	17.81	4.80	2.40
2.00	0.50	11.25	2.13	0.71
2.50	0.45	5.31	0.53	0.09
3.00	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	9.96	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-12.47	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-9.04	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

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

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-23.97	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	4.50	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	4.11	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	30.20	13.03		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	29.19	12.59		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	30.20	13.03		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	29.19	12.59		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=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 73 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	59.39	kN
Resistenza al taglio	182.40	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	91.87	kN
Momento stabilizzante	635.51	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	1.02	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.11	1.12	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.68	0.65	0.55
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	1764.59	kN	
Carico verticale agente in fondazione	329.07	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.533	m
------------------------------------	-------	---

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.052	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.052	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	0.70	41.25	43.67	55.92
0.50	0.65	32.81	33.73	36.61
1.00	0.60	25.00	24.85	22.01
1.50	0.55	17.81	17.04	11.58
2.00	0.50	11.25	10.29	4.79
2.50	0.45	5.31	4.61	1.11
3.00	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	34.16	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-42.25	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-22.76	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

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

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-38.43	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	6.56	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	8.51	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	39.40	17.00		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	39.40	17.00		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=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 76 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	39.40	kN
Resistenza al taglio	173.90	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	48.60	kN
Momento stabilizzante	570.16	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	1.02	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.11	1.12	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.77	0.75	0.67
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	2050.40	kN	
Carico verticale agente in fondazione	313.73	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.533	m
------------------------------------	-------	---

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.062	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.062	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	0.70	55.69	25.90	25.90
0.50	0.65	44.30	17.99	14.99
1.00	0.60	33.75	11.51	7.68
1.50	0.55	24.05	6.48	3.24
2.00	0.50	15.19	2.88	0.96
2.50	0.45	7.17	0.72	0.12
3.00	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	13.45	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-16.83	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-12.21	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

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

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-32.36	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	6.07	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	5.55	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	78 di 91

**PERMANENTI SFAVOREVOLI 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	30.20	13.03		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	39.40	17.00		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	30.20	13.03		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	39.40	17.00		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=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 79 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

### VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	69.60	kN
Resistenza al taglio	227.49	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	104.47	kN
Momento stabilizzante	783.33	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	1.02	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.11	1.12	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.69	0.67	0.58
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	1819.26	kN	
Carico verticale agente in fondazione	410.40	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.533	m
------------------------------------	-------	---

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.054	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

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

Eccentricità del carico in fondazione	0.054	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	0.70	55.69	50.39	62.63
0.50	0.65	44.30	38.39	40.50
1.00	0.60	33.75	27.84	24.00
1.50	0.55	24.05	18.72	12.42
2.00	0.50	15.19	11.04	5.04
2.50	0.45	7.17	4.80	1.14
3.00	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	37.65	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-46.60	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-25.95	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

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

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-46.82	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	8.14	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	9.94	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	29.19	15.87		kN
Spinta dinamica del terreno	7.60			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00			kN
Inerzia del terreno	10.00			kN
Inerzia del calcestruzzo	7.94			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	54.73	kN
Resistenza al taglio	130.63	kN

$H_d < S_d$ , VERIFICA SODDISFATTA

#### VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

##### Condizione sismica

Momento ribaltante	105.23	kN
Momento stabilizzante	439.41	kN

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

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	1.02	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.12	1.13	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.59	0.57	0.46
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	1437.27	kN	
Carico verticale agente in fondazione	235.67	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.533	m
------------------------------------	-------	---

#### Condizione sismica (condizioni drenate)

Eccentricità del carico in fondazione	0.107	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$ , VERIFICA SODDISFATTA

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	83 di 91

### SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

#### Condizioni sismiche

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.70	41.25	37.56	46.63
0.50	0.65	32.81	27.91	29.27
1.00	0.60	25.00	19.61	16.74
1.50	0.55	17.81	12.68	8.29
2.00	0.50	11.25	7.10	3.19
2.50	0.45	5.31	2.87	0.67
3.00	0.40	0.00	0.00	0.00

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

#### Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	22.47	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-31.24	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-15.87	kN

### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

#### Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-30.83	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	4.98	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	7.91	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005005	REV. B	FOGLIO 84 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

## VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	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/m<sup>3</sup>]

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

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

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda				
	materiale 1			<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2	<input type="checkbox"/>	materiale 4	<input type="checkbox"/>	materiale 2	<input checked="" type="checkbox"/>				
	x	y		x	y		x	y		x	y			
0	100.000	101.800	0	100.900	103.700	0	75.000	100.000	0			0	70.000	99.000
1	98.550	101.800	1	109.000	103.700	1	125.000	100.000	1			1	125.000	99.000
2	89.230	101.800	2	125.000	103.700	2			2			2		
3	81.250	101.800	3			3			3			3		
4	70.000	101.800	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"/>	101.3	26.94	125	26.94	0%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>	101.3	0	125	0	0%

### Limiti ricerca superfici

Xa	80
Xb	98
n1	15

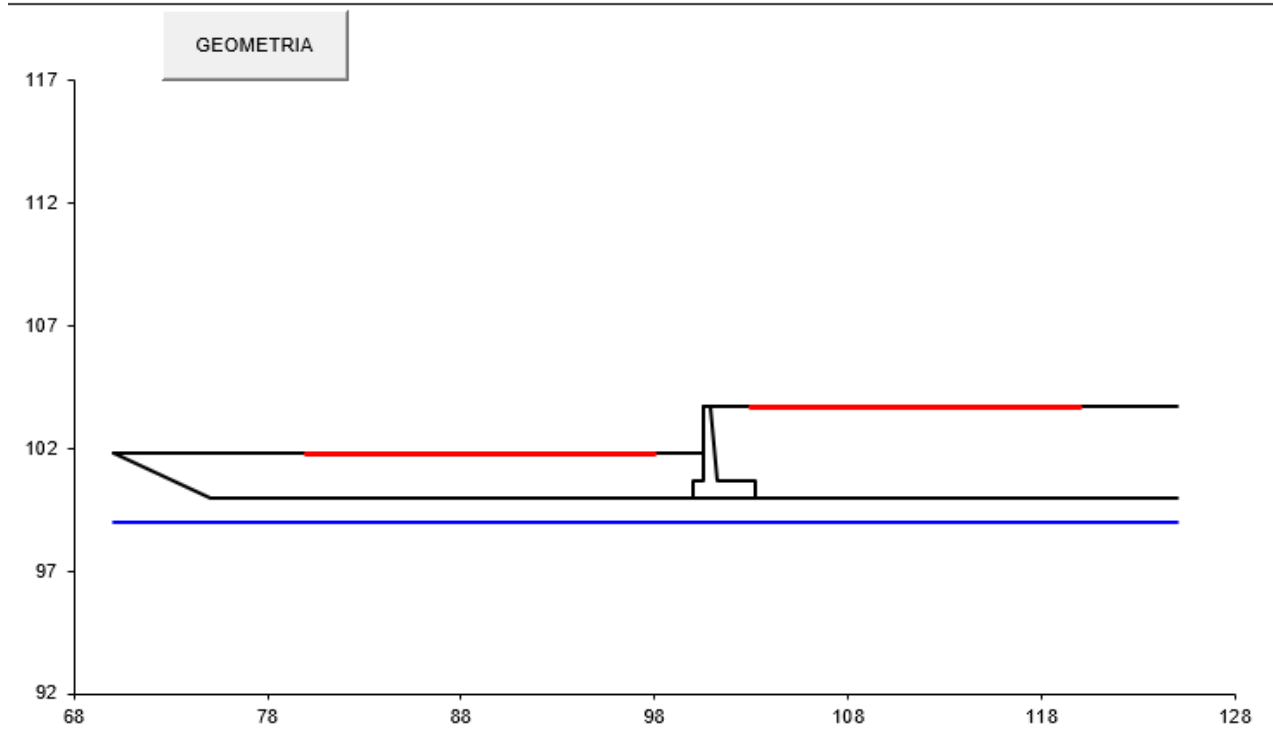
Xc	103
Xd	120
n2	15

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo 2816

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	85 di 91



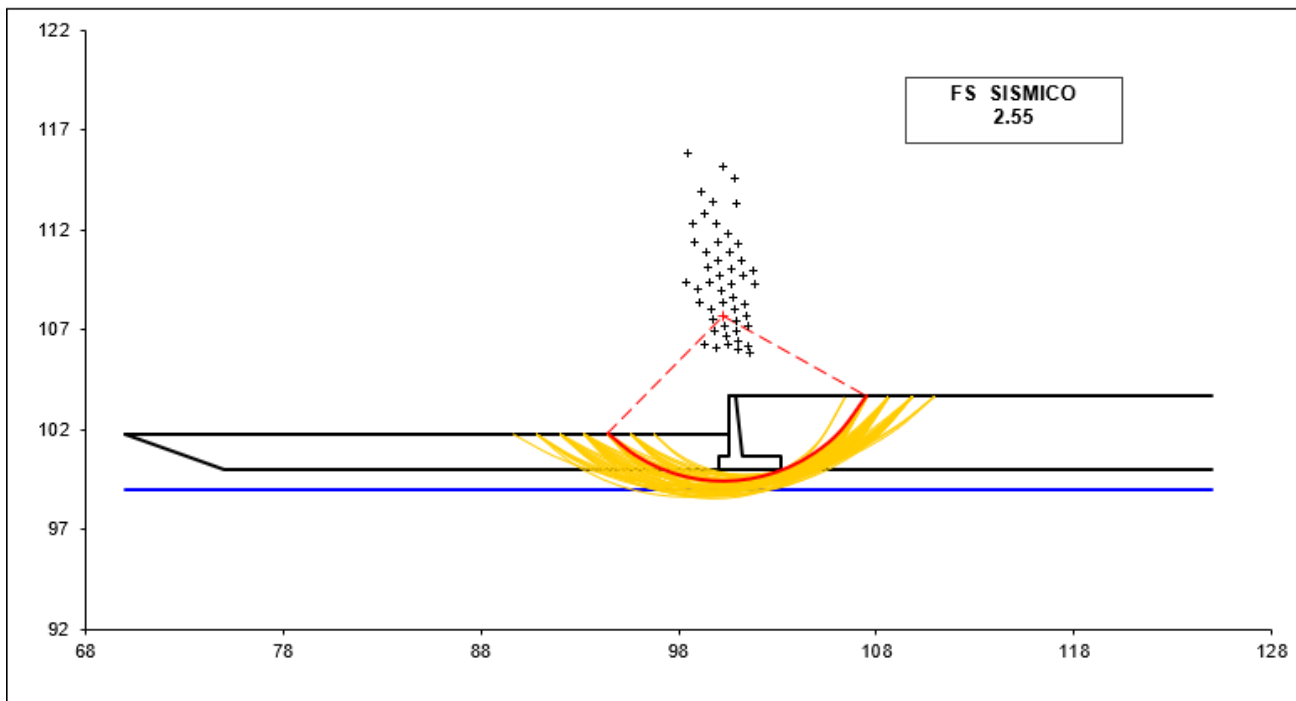
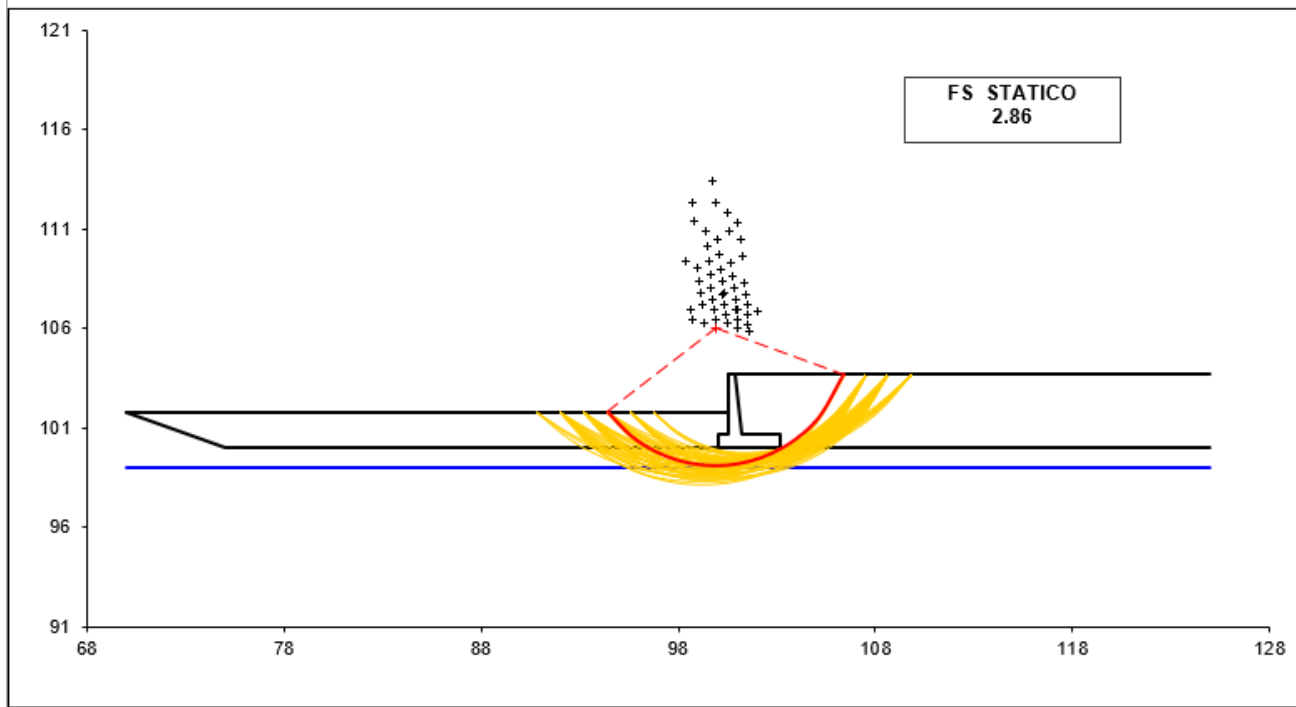
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	2.860
1716	SISMICO	2.550

CALCOLO

**Relazione di calcolo muri di sostegno sede stradale H=3.0m**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	86 di 91





Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	87 di 91

**COMBINAZIONE RARA**

**SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE**

**Combinazione rara**

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.70	41.25	37.33	46.39
0.50	0.65	32.81	28.44	30.00
1.00	0.60	25.00	20.62	17.78
1.50	0.55	17.81	13.87	9.20
2.00	0.50	11.25	8.18	3.73
2.50	0.45	5.31	3.56	0.84
3.00	0.40	0.00	0.00	0.00

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE**

**Combinazione rara - condizioni drenate**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	27.89	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-34.52	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-19.22	kN

**SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE**

**Combinazione rara - condizioni drenate**

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-34.68	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	6.03	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	7.37	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	B	88 di 91

### COMBINAZIONE FREQUENTE

#### SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

##### Combinazione frequente

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	0.70	41.25	32.79	39.59
0.50	0.65	32.81	24.66	25.27
1.00	0.60	25.00	17.60	14.75
1.50	0.55	17.81	11.60	7.50
2.00	0.50	11.25	6.67	2.98
2.50	0.45	5.31	2.80	0.66
3.00	0.40	0.00	0.00	0.00

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

##### Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	23.41	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-29.00	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-16.68	kN

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

##### Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-32.00	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	5.65	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	6.55	kN

Relazione di calcolo muri di sostegno sede  
stradale H=3.0m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005005	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	0.70	41.25	19.19	19.19
0.50	0.65	32.81	13.32	11.10
1.00	0.60	25.00	8.53	5.69
1.50	0.55	17.81	4.80	2.40
2.00	0.50	11.25	2.13	0.71
2.50	0.45	5.31	0.53	0.09
3.00	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	9.96	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-12.47	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-9.04	kN

#### SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

##### Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-23.97	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	4.50	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	4.11	kN