

# AUTOSTRADA VALDASTICO

## A31 NORD

### 1° LOTTO

### Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

## PROGETTO DEFINITIVO

CUP	G21B1 30006 60005
WBS	B25.A31N.L1
COMMESSA	J16L1

#### COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA  
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA  
PER LA PROGETTAZIONE  
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:  
**CONSORZIO RAETIA**



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTERMEDIAZIONE  
TRA LE PARTI INTERESSATE SPECIALISTICHE:  
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renzo



PROGETTAZIONE:



Il Responsabile  
Dott. Ing. Stefano Luca Possati



ELABORATO: **OPERE D'ARTE MINORI**  
**OS01 - MURO DI SOSTEGNO**  
**PIOVENE ROCHETTE DA P.K.0+634.740 A P.K.0+760.460**  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

Progressivo	Rev.
<b>08 03 01 001 02</b>	<b>02</b>

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA:
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	3TI PROGETTI - PIERUCCI	M. SORGE	S.L.POSSATI	NOME FILE: J16L1_08_03_01_001_0102_OPD_02.dwg
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER ADEGUAMENTO CARTIGLIO	3TI PROGETTI - PIERUCCI	M. SORGE	S.L.POSSATI	CM.    PROGR.    FG.    LIV.    REV.
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	3TI PROGETTI - PIERUCCI	M. SORGE	S.L.POSSATI	<b>J16L1_08_03_01_001_0102_OPD_02</b>

**AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD**  
**1° LOTTO**  
**PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO**

*Committente:*



*Progettazione:*

CONSORZIO RAETIA



**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE TECNICA**

**INDICE**

<b>1. GENERALITÀ</b>	<b>3</b>
<b>2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b>	<b>4</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>5</b>
Calcestruzzo	5
Acciaio d’armatura B450C	5
<b>4. TERRENI</b>	<b>6</b>
Geometria profilo terreno Tipologia 1 (8m)	7
<b>5. GEOMETRIA DEI MURI</b>	<b>8</b>
Tipologia 1	8
<b>6. METODI DI CALCOLO</b>	<b>9</b>
Calcolo della spinta sul muro	9
<i>Valori caratteristici e valori di calcolo</i>	9
<i>Metodo di Culmann</i>	9
<i>Spinta in presenza di sisma</i>	10
Verifica a ribaltamento	12
Verifica a scorrimento	12
Verifica al carico limite	13
Verifica alla stabilità globale	15
<b>7. CONDIZIONI DI CARICO</b>	<b>17</b>
<b>8. IMPOSTAZIONI DI ANALISI</b>	<b>18</b>
<b>9. DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>20</b>
<b>10. ANALISI DELLA SPINTA</b>	<b>27</b>
<b>11. Sollecitazioni Tipologia 1</b>	<b>29</b>
<i>Inviluppo Sollecitazioni</i>	29
Armature	36

## 1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo riporta il dimensionamento e le verifiche delle opere di sostegno, che fa parte del progetto definitivo dell’Autostrada Valdastico A31 Nord, I Lotto “Piovene Rocchette - Valle dell’Astico”.

### Premessa

Nel presente documento si analizzano strutturalmente le opere muri di sostegno. I muri di sostegno in esame nel presente documento compongono l’opera di sostegno numero 1 essa è composta da 1 tipologia differenti di muro, e si estende dalla progressiva pk 0+603 alla progressiva pk 0+760.

Le tipologie di muro si differenziano per altezza e spessore, la tipologia 1 si estende fino all’altezza del paramento di 8m, ed ha uno spessore di 90 cm.

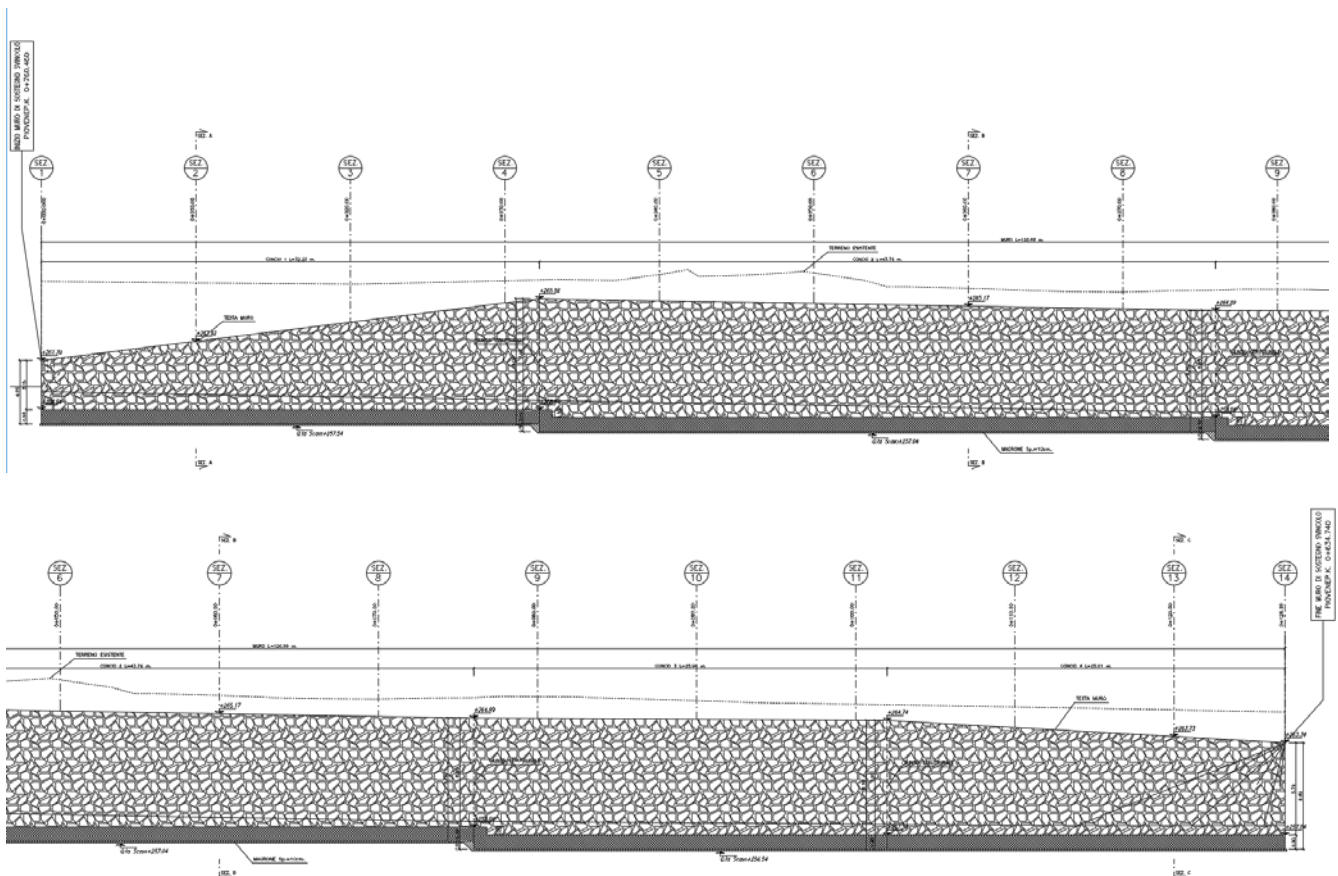


Figura 1 – Prospetto Muro.

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Le opere sono conformi alla normativa vigente, e in particolare:

- Legge 05.11.1971 n.1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 02/02/2009 n.617: “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008 (Suppl. Ordinario n.27)”;
- EN 1991-1-4:2005 “Eurocodice 1 - Parte 1-4: Azioni del vento”;
- EN 1992-1-1:2005 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- EN 1993-1-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- EN 1993-2:2007 “Eurocodice 3 – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1993-5:2007 “Eurocodice 3 – Parte 5: Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole”;
- EN 1994-2:2006 “Eurocodice 4 – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;
- UNI EN 1997-1:2005 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 – Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- “Raccomandazioni sui pali di fondazione”, AGI, 1984;
- EN 206 - 2013: “Concrete – Specification, performance, production and conformity”;
- UNI 11104-2016: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nelle verifiche strutturali si fa riferimento ai seguenti materiali:

#### *Calcestruzzo*

- |   |                                |
|---|--------------------------------|
| - Classe di resistenza                                | C28/35                         |
| - Classe di esposizione                               | XC3                            |
| - Resistenza caratteristica a compressione            | $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$   |
| - Resistenza cilindrica caratteristica a compressione | $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$   |
| - Resistenza cilindrica di progetto a compressione    | $f_{cd} = 15,9 \text{ N/mm}^2$ |
| - Copriferro minimo                                   | $c = 45 \text{ mm}$            |

#### *Acciaio d'armatura B450C*

- |  |                               |
|--|-------------------------------|
| - Tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| - Tensione caratteristica di rottura     | $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ |
| - Tensione di progetto                   | $y_d = 391 \text{ N/mm}^2$    |
| - Modulo elastico                        | $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$  |

In accordo con le NTC, i coefficienti di sicurezza parziali dei materiali sono posti pari a:

- |                     |  |
|---------------------|--|
| - $\gamma_c = 1,50$ | per il calcestruzzo                            |
| - $\gamma_s = 1,15$ | per l'acciaio d'armatura in barre e in trefoli |
| - $\gamma_s = 1,05$ | per l'acciaio da carpenteria                   |

#### 4. TERRENI

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti in corrispondenza dell'opera:

##### *Simbologia adottata*

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
$\gamma_s$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
$\phi$	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
<i>c</i>	Coesione espressa in [N/mm <sup>2</sup> ]
<i>c<sub>a</sub></i>	Adesione terra-muro espressa in [N/mm <sup>2</sup> ]

<b>Descrizione</b>	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	<b>c</b>	<b>c<sub>a</sub></b>
C	20.00	22.00	32.00	21.33	0.0000	0.0000
Depositi Glaciali	20.00	20.00	38.00	25.33	0.0000	0.0000

Falda assente

Geometria profilo terreno Tipologia 1 (8m)

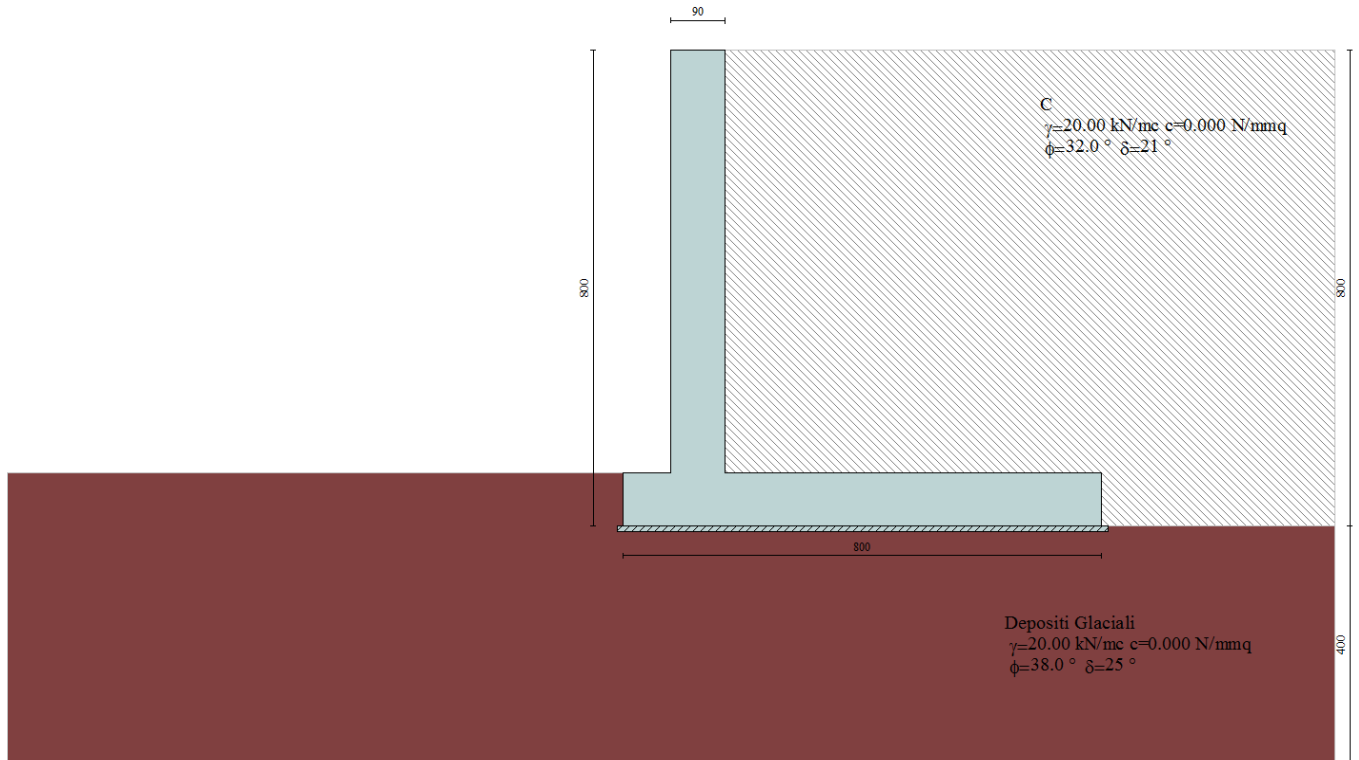


Figura 2 - Sezione stratigrafica.



## 5. GEOMETRIA DEI MURI

### Tipologia 1

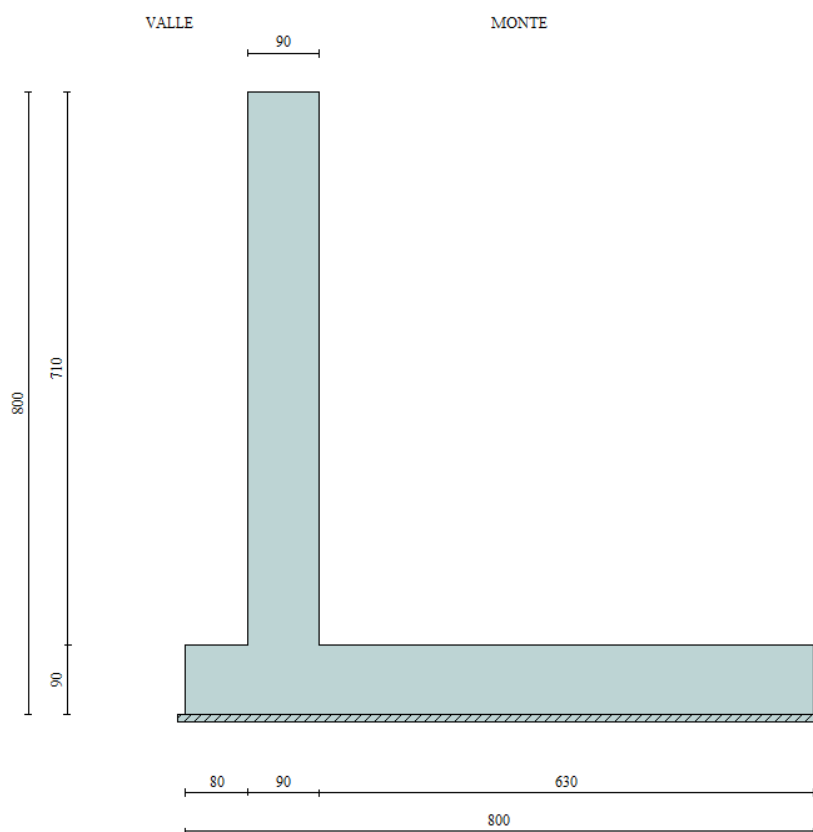


Figura 5 - Sezione trasversale.

## 6. METODI DI CALCOLO

Per l'analisi dei muri si è utilizzato il programma di calcolo MAX 10.10d dell'Aztec, che effettua una verifica a metro lineare degli elementi costituenti la struttura.

### *Calcolo della spinta sul muro*

#### *Valori caratteristici e valori di calcolo*

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

#### *Metodo di Culmann*

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );

- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

#### *Spinta in presenza di sisma*

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1\pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{\text{sat}}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

### *Verifica a ribaltamento*

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare  $\eta_r \geq 1.0$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terramuro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

### *Verifica a scorrimento*

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

#### *Verifica al carico limite*

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_q \geq 1.0$

*Terzaghi* ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma  $s_c$  e  $s_\gamma$  che compaiono nella espressione di  $q_u$  dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine  $K_{p\gamma}$  che compare nell'espressione di  $N_\gamma$  non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per  $N_\gamma$  l'espressione proposta da Meyerof

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg}(1.4 * \phi)$$

#### *Verifica alla stabilità globale*

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da



$$m = \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^n \frac{W_i \operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{b_i}}{\eta}\right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{\text{esima}}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{\text{esima}}$ ,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

## 7. CONDIZIONI DI CARICO

### *Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

$X$  Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

$F_x$  Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]

$F_y$  Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]

$M$  Momento espresso in [kgm]

$X_i$  Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

$X_f$  Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

$Q_i$  Intensità del carico per  $x=X_i$  espressa in [kg/m]

$Q_f$  Intensità del carico per  $x=X_f$  espressa in [kg/m]

$D/C$  Tipo carico: D=distribuito C=concentrato

### Condizione n° 1 (Strada)

D	Profilo	$X_i=1.00$	$X_f=6.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$
---	---------	------------	------------	---------------	---------------

### Condizione n° 2 (Strada Sismica)

D	Profilo	$X_i=1.00$	$X_f=6.00$	$Q_i=10.0000$	$Q_f=10.0000$
---	---------	------------	------------	---------------	---------------

## 8. IMPOSTAZIONI DI ANALISI

Metodo verifica sezioni

**Stato limite**

### ***Impostazioni verifiche SLU***

#### *Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali*

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

### ***Impostazioni verifiche SLE***

Condizioni ambientali

Ordinarie

Armatura ad aderenza migliorata

#### *Verifica fessurazione*

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

E.C. 2

#### *Verifica delle tensioni*

Combinazione di carico

Rara  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  -  $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$

Quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

Calcolo della portanza      metodo di Terzaghi

Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

***Impostazioni avanzate***

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

## 9. DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO

### N.T.C. 2008 - Approccio 1

#### *Simbologia adottata*

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_{\gamma}$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

#### **Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche**

##### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.35	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.35	1.15	1.35	1.50

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00	1.00	1.00

**Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00	1.00	1.00

**FONDAZIONE SUPERFICIALE**

**Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

*Simbologia adottata*

*F/S* Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00



Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

## 10. ANALISI DELLA SPINTA

Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

### Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

### Sisma

#### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo $a_g$	2.54 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.15
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.31
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 9.24$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 4.62$

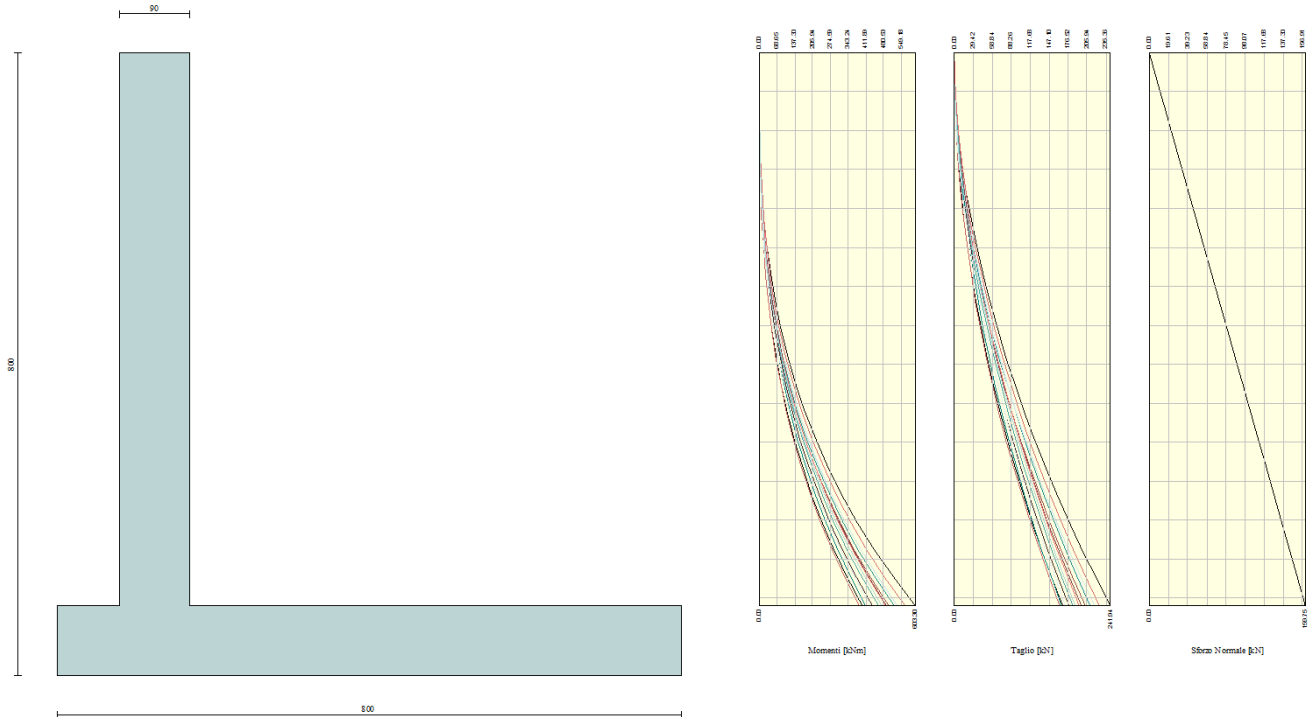
#### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo $a_g$	1.11 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00

Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 3.25$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.63$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	50.0
Lunghezza del muro	10.00 [m]
Peso muro	56.0000 [kN]
Baricentro del muro	X=0.07 Y=-2.10
<u>Superficie di spinta</u>	
Punto inferiore superficie di spinta	X = 1.80      Y = -3.00
Punto superiore superficie di spinta	X = 1.80      Y = 0.00
Altezza della superficie di spinta	3.00 [m]
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0.00 [°]

## 11. Sollecitazioni Tipologia 1

### Inviluppo Sollecitazioni



### Inviluppo Sollecitazioni paramento

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

### Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.35	7.9875	7.9875	0.0484	0.1914	0.4091	1.2486
3	0.71	15.9750	15.9750	0.3872	1.0078	1.6362	3.5289

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---

4	1.06	23.9625	23.9625	1.3069	2.8390	3.6815	7.0378
5	1.42	31.9500	31.9500	3.0979	6.2004	6.5449	12.1723
6	1.77	39.9375	39.9375	6.0507	11.6454	10.2265	18.6938
7	2.13	47.9250	47.9250	10.4556	19.6043	14.7261	26.3261
8	2.48	55.9125	55.9125	16.6030	30.4637	20.0439	35.0303
9	2.84	63.9000	63.9000	24.7835	44.6002	26.1798	44.7862
10	3.19	71.8875	71.8875	35.2875	62.3850	33.1338	55.5827
11	3.55	79.8750	79.8750	48.4053	84.1863	40.9059	67.4131
12	3.90	87.8625	87.8625	64.4275	110.3702	49.4962	80.2733
13	4.26	95.8500	95.8500	83.6444	141.3018	58.9045	94.1607
14	4.62	103.8375	103.8375	106.3465	177.3456	69.1310	109.0736
15	4.97	111.8250	111.8250	132.8243	218.8653	80.1756	125.0107
16	5.32	119.8125	119.8125	163.3680	266.2243	92.0383	141.9711
17	5.68	127.8000	127.8000	198.2683	319.7858	104.7192	159.9543
18	6.04	135.7875	135.7875	237.8155	379.9128	118.2181	178.9597
19	6.39	143.7750	143.7750	282.3000	446.9682	132.5352	198.9871
20	6.74	151.7625	151.7625	332.0123	521.3146	147.6704	220.0363
21	7.10	159.7500	159.7500	387.2304	603.2993	163.4928	241.9435

Inviluppo combinazioni SLE

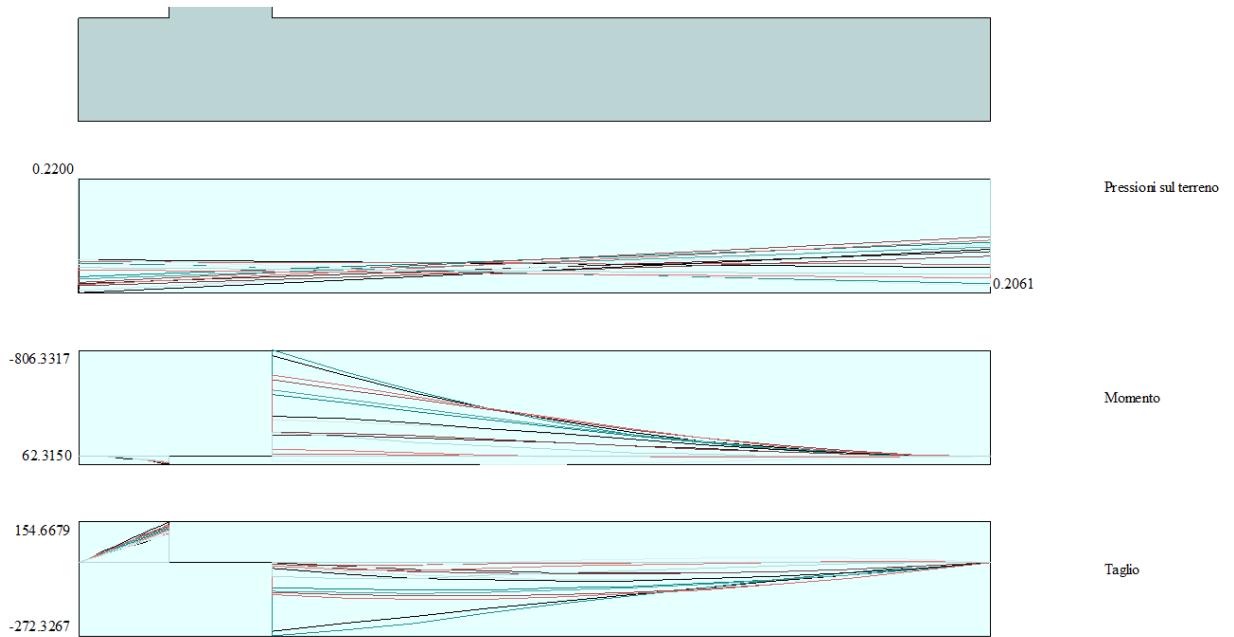
<b>Nr.</b>	<b>Y</b>	<b>Nmin</b>	<b>Nmax</b>	<b>Mmin</b>	<b>Mmax</b>	<b>Tmin</b>	<b>Tmax</b>
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.35	7.9875	7.9875	0.0382	0.0878	0.3228	0.6125
3	0.71	15.9750	15.9750	0.3067	0.5195	1.3149	1.9559
4	1.06	23.9625	23.9625	1.0897	1.6052	3.3399	4.4275
5	1.42	31.9500	31.9500	2.8787	3.8822	7.0142	8.7006
6	1.77	39.9375	39.9375	6.2224	7.9494	11.9785	14.3827
7	2.13	47.9250	47.9250	11.4852	14.2050	17.8064	21.0081
8	2.48	55.9125	55.9125	18.9566	22.9653	24.4108	28.4817
9	2.84	63.9000	63.9000	28.9032	34.5213	31.7449	36.7522
10	3.19	71.8875	71.8875	41.5785	49.1501	39.7811	45.7896

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

---

11	3.55	79.8750	79.8750	57.2287	67.1204	48.5023	55.5752
12	3.90	87.8625	87.8625	76.0950	88.6956	57.8979	66.0975
13	4.26	95.8500	95.8500	98.4152	114.1358	67.9606	77.3483
14	4.62	103.8375	103.8375	124.4253	143.6985	78.6851	89.3220
15	4.97	111.8250	111.8250	154.3595	177.6395	90.0677	102.0147
16	5.32	119.8125	119.8125	188.4510	216.2136	102.1060	115.4234
17	5.68	127.8000	127.8000	226.9321	259.6746	114.7979	129.5460
18	6.04	135.7875	135.7875	270.0346	308.2756	128.1418	144.3809
19	6.39	143.7750	143.7750	317.9898	362.2691	142.1366	159.9266
20	6.74	151.7625	151.7625	371.0286	421.9075	156.7814	176.1823
21	7.10	159.7500	159.7500	429.3716	487.4318	171.9717	193.0338





### Inviluppo Sollecitazioni fondazione di valle

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

### Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.08	0.4295	0.6312	10.7408	15.7691
3	0.16	1.7189	2.5213	21.4945	31.4710
4	0.24	3.8690	5.6648	32.2609	47.1057
5	0.32	6.8810	10.0564	43.0402	62.6732
6	0.40	10.7558	15.6907	53.8323	78.1736
7	0.48	15.4945	22.5624	64.6372	93.6068
8	0.56	21.0981	30.6660	75.4549	108.9728
9	0.64	27.5676	39.9962	86.2854	124.2717

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---

10	0.72	34.9041	50.5477	97.1288	139.5034
11	0.80	43.1085	62.3150	107.9849	154.6679

Inviluppo combinazioni SLE

<b>Nr.</b>	<b>X</b>	<b>Mmin</b>	<b>Mmax</b>	<b>Tmin</b>	<b>Tmax</b>
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.08	0.4277	0.4942	10.6984	12.3581
3	0.16	1.7128	1.9776	21.4369	24.7285
4	0.24	3.8586	4.4511	32.2155	37.1111
5	0.32	6.8684	7.9157	43.0342	49.5060
6	0.40	10.7452	12.3724	53.8930	61.9132
7	0.48	15.4923	17.8222	64.7919	74.3326
8	0.56	21.1130	24.2660	75.7309	86.7643
9	0.64	27.6103	31.7048	86.7100	99.2082
10	0.72	34.9876	40.1396	97.7292	111.6643
11	0.80	43.2481	49.5714	108.7885	124.1328

### **Inviluppo Sollecitazioni fondazione di monte**

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

### Inviluppo combinazioni SLU

<b>Nr.</b>	<b>X</b>	<b>Mmin</b>	<b>Mmax</b>	<b>Tmin</b>	<b>Tmax</b>
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.63	-9.9543	3.8087	-30.8647	7.7929
3	1.26	-37.9620	8.3813	-57.4143	6.5107
4	1.89	-81.2405	11.7444	-81.2748	3.9535
5	2.52	-138.0258	13.0949	-100.9040	0.1212
6	3.15	-206.6679	11.6294	-121.9021	-1.8569
7	3.78	-283.6780	6.5445	-154.0252	-2.9697
8	4.41	-366.3905	-2.9629	-188.1292	-4.3297
9	5.04	-490.4429	-8.3173	-224.2141	-5.9369
10	5.67	-641.5311	-12.6287	-251.1800	-7.7912
11	6.30	-806.3317	-18.1861	-272.3267	2.3470

### Inviluppo combinazioni SLE

<b>Nr.</b>	<b>X</b>	<b>Mmin</b>	<b>Mmax</b>	<b>Tmin</b>	<b>Tmax</b>
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.63	2.4655	6.3616	2.9996	15.0668
3	1.26	2.2869	17.1119	-3.6797	18.6468
4	1.89	-2.3135	29.3343	-11.0381	19.7400
5	2.52	-11.7637	41.4621	-19.0755	18.3464
6	3.15	-26.4912	51.9286	-27.7919	14.4661
7	3.78	-46.9240	59.1672	-37.1872	8.0990
8	4.41	-73.4898	61.6111	-47.2616	-0.7549

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---

9	5.04	-106.6162	57.6938	-58.0150	-12.0955
10	5.67	-144.6777	47.9020	-58.3474	-14.8230
11	6.30	-179.2625	39.5087	-51.5588	-12.2372

*Armature*

<b>Parapetto</b>	<i>Anteriore</i>	<i>Posteriore</i>
	Φ20/20	Φ20/10
<b>Soletta</b>	<i>Superiore</i>	<i>Inferiore</i>
	Φ20/10	Φ20/10