

**ITINERARIO RAGUSA-CATANIA**

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"  
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"  
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **PA895**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI - GDG - ICARIA - OMNISERVICE**

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi

Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N.Granieri	Dott. Ing. M.Abram
	Dott. Ing. F.Durastanti	Dott. Ing. F.Pambianco
	Dott. Ing. V.Truffini	Dott. Ing. M.Briganti Botta
	Dott. Arch. A.Bracchini	Dott. Ing. L.Gagliardini
	Dott. Ing. L.Nani	Dott. Geol. G.Cerquiglini

MANDANTI:

	Dott. Ing. G.Guiducci	Dott. Ing. G.Lucibello
	Dott. Ing. A.Signorelli	Dott. Arch. G.Guastella
	Dott. Ing. E.Moscattelli	Dott. Geol. M.Leonardi
	Dott. Ing. A.Bela	Dott. Ing. G.Parente
	Dott. Arch. E.A.E.Crimi	Dott. Ing. L.Ragnacci
	Dott. Ing. M.Panfilii	Dott. Arch. A.Strati
	Dott. Arch. P.Ghirelli	Archeol. M.G.Liseno
	Dott. Ing. D.Pelle	
	Dott. Ing. D.Carlaccini	Dott. Ing. F.Aloe
	Dott. Ing. S.Sacconi	Dott. Ing. A.Salvemini
	Dott. Ing. C.Consorti	
	Dott. Ing. V.Rotisciani	Dott. Ing. G.Verini Supplizi
	Dott. Ing. G.Pulli	Dott. Ing. V.Piunno
	Dott. Ing. F.Macchioni	Geom. C.Sugaroni
	Dott. Ing. P.Agnello	

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

**Dott. Ing. Danilo PELLE**  
Iscrizione all'Albo n° A 3536  
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)  
- Settore civile e ambientale  
ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

**OPERE DI SOSTEGNO**

**MURI IN C.A. - Muro di sottoscampa dal km 7+052 al km 7+320 - Carr. SX**  
**Relazione di calcolo**

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T01OS10STRRE01B		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 1 O S 1 0 S T R R E 0 1	B	-
D					
C					
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA	NOVEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE	GRANIERI
A	EMISSIONE	GIUGNO 2021	RAGNACCI	PELLE	GRANIERI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

**INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>4</b>
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	4
2.3	SOFTWARE UTILIZZATI .....	4
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>5</b>
3.1	CALCESTRUZZO .....	5
3.2	ACCIAIO .....	6
<b>4</b>	<b>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>OPERE DI SOSTEGNO - MURI</b> .....	<b>9</b>
5.1	COMBINAZIONI DI CARICO .....	9
5.2	AZIONI DI CALCOLO .....	10
5.2.1	Peso proprio della struttura .....	10
5.2.2	Peso del terreno a monte dell'opera .....	11
5.2.3	Spinta del carico variabile stradale .....	11
5.2.4	Spinta statica del terreno a monte del muro .....	11
5.2.5	Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma .....	12
5.2.6	Azione dei veicoli in svio .....	14
<b>6</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI</b> .....	<b>15</b>
6.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	15
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO .....	16
6.3	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	16
6.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE .....	18
6.5	VERIFICA STRUTTURALI DEL MURO .....	21

<b>7</b>	<b>DATI GENERALI DI CALCOLO</b>	<b>22</b>
7.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	22
7.2	INPUT DI CALCOLO	24
7.2.1	DATI DI CALCOLO	24
7.2.2	COEFFICIENTI PARZIALI	25
7.2.3	DATI GEOMETRICI MURO H=7.00m	25
7.3	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AMMASSO	26
7.4	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	26
7.5	CORDOLO BARRIERA DI SICUREZZA	27
7.6	RISULTATI VERIFICHE MURO H=7.00M	36
7.6.1	Verifiche geotecniche	36
7.6.2	Verifiche strutturali	51
7.6.3	Verifiche tensionali	58

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo ed il dimensionamento del muro al km 7+985 al km 8+023 previsti relativi alla progettazione del Lotto 1 del "Collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della s.s. 514 "di Chiaromonte" e della s.s. 194 Ragusana dallo svincolo con la s.s. 115 allo svincolo con la s.s. 114", lotto funzionale dal Km 0 al Km 17+911.01 (lotto 1).

I muri in oggetto vengono realizzati mediante paramenti in c.a. con pannello in pietra locale e presentano una fondazione di tipo diretta.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata determinate dall'interazione terreno – struttura con l'aggiunta dei sovraccarichi stradali e delle azioni sismiche derivanti dall'applicazione della Normativa D.M. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni. Le verifiche eseguite nel presente elaborato fanno riferimento allo stesso D.M. del 2008.

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

- D.M. 14 gennaio 2008 – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare n.ro 617 del 2 febbraio 2009 – “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- UNI EN 1992-1-1:2005: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – parte 1 – Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- Model Code 1990, CEB-FIP.

### 2.2 **DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

Per il progetto delle opere in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- Relazione geologica;
- Relazione Geotecnica Generale;
- Profilo Geologico;
- Profilo Geotecnico;
- Sezioni Geologiche.

### 2.3 **SOFTWARE UTILIZZATI**

I software utilizzati per i calcoli delle opere in esame sono di seguito indicati:

- Microsoft Excel (fogli di calcolo proprietari per i muri a fondazione diretta);
- MDC Geostru (versione 2021) per le verifiche muri su pali.
- Slope Geostru (versione 2021) per le analisi di stabilità globale muri su pali.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione delle opere di sostegno in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti.

Il copriferro è stato determinato facendo riferimento al C. 4.1.6.1.3 NTC2008.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \text{MAX} (c_{min,b} ; c_{min,dur} ; 10 \text{ mm})$$

CLASSE STRUTTURALE E DI ESPOSIZIONE	S4	XA2
Tolleranza di esecuzione relativa al copriferro $\Delta c_{dev}$	10 mm	
Copriferro minimo del garantire l'aderenza $c_{min,b}$	24 mm	
Copriferro minimo per garantire la durabilità $c_{min,dur}$	25 mm	
Copriferro minimo adottato $c_{min}$	25 mm	
Copriferro nominale $c_{nom}$	35 mm	

#### CLASSI DI ESPOSIZIONE XA (UNI 11104-2004)

Classe di esp.	Terreno		Max a/c	Min R <sub>28</sub> (MPa)	Cemento (kg/m <sup>3</sup> )	Copr. (mm)
	Acidità (Bauman Gully)	Ione SO <sub>4</sub> (mg/kg)				
XA1	> 200	> 2000 < 3000	0.55	35	320	25
XA2	--	> 3000 < 12000	0.50	40	340	25
XA3	--	> 12000 < 24000	0.45	45	360	25

#### 3.1 CALCESTRUZZO

##### Magrone di pulizia e livellamento (non strutturale)

- Classe di resistenza C12/15

##### Elevazione muri e pannelli prefabbricati

- Classe di resistenza C32/40
- Resistenza a compressione caratteristiche  $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice  $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice  $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump S4

**RELAZIONE DI CALCOLO**

- Max dimensione dell'aggregato 25 mm
- Classe di esposizione XA2
- Copriferro 40 mm

**Fondazioni e cordoli di testata**

- Classe di resistenza C32/40
- Resistenza a compressione caratteristiche  $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice  $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice  $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump S4
- Max dimensione dell'aggregato 30 mm
- Classe di esposizione XA2
- Copriferro 40 mm

**Pali di fondazione**

- Classe di resistenza C32/40
- Resistenza a compressione caratteristiche  $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice  $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice  $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump S4
- Max dimensione dell'aggregato 25 mm
- Classe di esposizione XA2
- Copriferro 60 mm

**3.2 ACCIAIO**

**Acciaio per armature ordinarie**

- Tipo B450C
- Tensione caratteristica  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

---

**RELAZIONE DI CALCOLO**

- Tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$
- Modulo elastico  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

#### 4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Al punto 2.4.1 delle NTC2008, la vita nominale di un'opera strutturale VN viene definita "come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata".

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2008, come "Opera ordinaria, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per la quale viene prevista una vita nominale  $\geq 50$  anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione è definita di Classe IV, ossia afferente a "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica."

In virtù di quanto affermato, il periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche risulta dal prodotto della vita nominale per la classe d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100 \quad \text{anni}$$

cui compete un valore del tempo di ritorno pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \quad \text{anni.}$$

## 5 OPERE DI SOSTEGNO - MURI

### 5.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche dei muri sono state considerate le sollecitazioni risultanti dalle azioni applicate direttamente sull'opera proveniente dalla spinta delle terre e gli eventuali carichi dovuti al traffico.

Le combinazioni di calcolo sono state effettuate secondo quanto disposto dal D. M. 14.01. 2008; in particolare sono state considerate:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La normativa prevede che i diversi set di coefficienti di sicurezza parziali siano scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi definiti, rispettivamente, dalla normativa: "Approccio 1" ed "Approccio 2".

Nella presente progettazione si è adottato l'Approccio 1 che prevede due diverse combinazioni di set di coefficienti: la prima combinazione risulta più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno; la seconda combinazione risulta più gravosa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Le combinazioni sono le seguenti:

Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)

Combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO).

Le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali dell'Approccio 1, Combinazione 2 e ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

**RELAZIONE DI CALCOLO**

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, adottati nelle combinazioni, sono differenti a seconda che le azioni si debbano combinare per verifiche strutturali o geotecniche (rispettivamente A1, A2 e EQU).

Tabella 5.1: Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

		Coefficiente parziale $\gamma_F$	EQU <sup>1</sup>	A1 (STR)	A2 (GEO)
carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
carichi perm. non strutturali <sup>2</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
carichi da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 <sup>3</sup>	1.00 <sup>4</sup>	1.00
ritiro, viscosità, $\Delta T$ , cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

<sup>1</sup> se l'equilibrio non coinvolge il terreno, altrimenti si applica GEO

<sup>2</sup> se risultano compiutamente definiti si possono considerare permanenti

<sup>3</sup> 1.30 per instabilità delle strutture precomprese

<sup>4</sup> 1.20 per effetti locali

Ai fini delle verifiche delle fondazioni, sono definiti dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1 ed M2) riassunte di seguito:

Tabella 5.2: Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

		Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{tang } \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

Le opere in oggetto presentano una fondazione diretta, per cui deve essere effettuata la verifica di equilibrio di corpo rigido (EQU).

## 5.2 AZIONI DI CALCOLO

### 5.2.1 Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando:

Peso specifico calcestruzzo  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

### 5.2.2 Peso del terreno a monte dell'opera

Sulla platea di fondazione a monte viene considerato il peso del terreno di riempimento che in questo caso è costituito dal materiale del rilevato stradale le cui caratteristiche sono:

- Peso per unità di volume è pari a  $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$ .
- Angolo di attrito pari a  $\varphi = 35^\circ$

### 5.2.3 Spinta del carico variabile stradale

Intendendo per  $q$  il carico variabile per metro lineare di proiezione orizzontale, si determina la spinta orizzontale sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$\sigma_h = q \cdot K$$

Nella progettazione in oggetto, si considera un sovraccarico stradale pari a  $20 \text{ kN/m}^2$ .

Tale carico viene desunto considerando un carico tandem secondo il cap. 5.1.3.3.4 delle NTC'08 distribuito sull'intera lunghezza del mezzo autoarticolato (18.0 m) e sui 3 m di corsi convenzionale, pertanto:

$$q_1 = 150 \text{ kN} \cdot 4 / (18 \cdot 3) \text{ mq} + 9 \text{ kN/mq} = 20 \text{ kN/mq}$$

### 5.2.4 Spinta statica del terreno a monte del muro

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta  $S_t$  è applicata ad  $1/3 H$  di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di  $K_a$ :

$\delta < (\beta - \varphi - \varepsilon)$  secondo Muller-Breslau

$\gamma_t$  = Peso unità di volume del terreno;

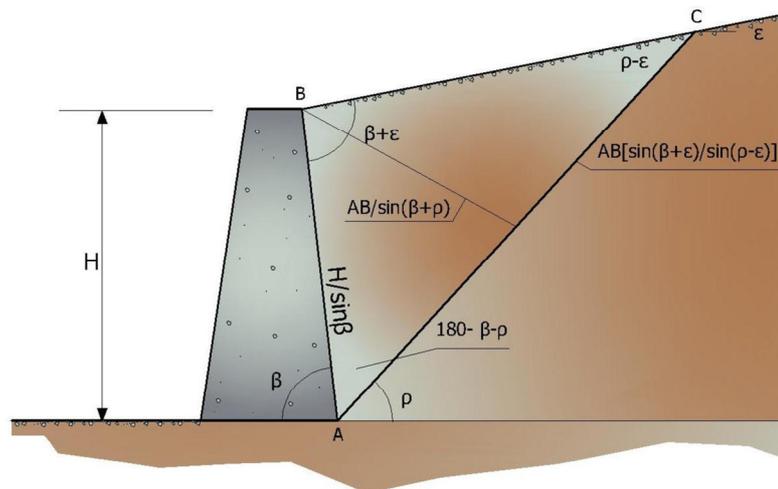
$\beta$  = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

$\varphi$  = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

$\delta$  = Angolo di attrito terra-muro;

$\varepsilon$  = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

$H$  = Altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

### 5.2.5 Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sul muro dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Le NTC2008 consentono l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma,

ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

dove, se  $\beta \leq \phi - \vartheta$ :

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti, se  $\beta > \phi - \vartheta$ :

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

$\beta$  = angolo tra intradosso parete e la verticale

$$\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$\vartheta$  = angolo definito come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}, \text{ coefficiente di intensità sismica orizzontale}$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h = \text{coefficiente di intensità sismica verticale}$$

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

$g$  = accelerazione di gravità

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

Quest'ultimo parametro assume i valori riportati nella tabella seguente.

**Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella estratta dalla NTC2008 p.7.11.6.2.1

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di  $0.5 \cdot H$  rispetto alla base della platea.

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

$$F_i = a_g/g \cdot W$$

### 5.2.6 Azione dei veicoli in svio

L'azione di svio dei veicoli è stata considerata secondo le indicazioni fornite al punto 3.6.3.3.2 del DM 14/01/2008, nel quale si dichiara che in assenza di dati specifici "si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN". La forza, agente nel piano orizzontale in direzione trasversale a quella di sviluppo del muro, è stata considerata applicata alla quota di 1.0 m dal piano di marcia, equivalenti a 0.90 m da estradosso cordolo.

Considerando che per determinare la sezione resistente di paramento è lecito diffondere tale forza in direzione verticale con inclinazione di 45°, e che a favore di sicurezza si prende il muro di sostegno più basso dei Lotti 1 e 2, che ha paramento alto circa 2.0 m, risulta che la larghezza collaborante per la forza di normativa sia pari a 4 m. Le azioni da considerare nelle verifiche, da applicare in testa al muro sono l'azione orizzontale pari a  $H=100/4 = 25$  kN e un momento di trasporto pari a  $M=25\text{kN} \times 1\text{m}=25$  kN\*m .

## 6 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Il presente paragrafo illustra i criteri generali di verifica adottati per le verifiche geotecniche e strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche. Tutte le tipologie di muro sono state verificate: i singoli calcoli hanno riguardato quelle sezioni trasversali che in generale appaiono più onerose nei confronti delle singole verifiche (altezze massime) e quelle più rappresentative.

### 6.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle.
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della fondazione a valle.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante.

## 6.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento.

Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento dell'opera, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante.

## 6.3 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen.

Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità.

Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

### In condizioni drenate:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

### In condizioni non drenate:

$$Q_{lim} = C_u \cdot N_c' \cdot i_c' \cdot d_c' \cdot b_c' \cdot s_c' \cdot g_c' + Q \cdot i_q' \cdot d_q' \cdot b_q' \cdot s_q' \cdot g_q' (\pi \cdot \tan \phi)$$

### Fattori di portanza:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \cdot e \quad (\phi \text{ in gradi})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_c' = 2 + \pi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

### Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$s'_q = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$s'_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L)$$

$$s_g = s_q$$

**Fattori di profondità:**

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

$$d'_q = 1$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

$$d'_c = 1 + 0,4 \cdot k$$

$$d_g = 1$$

$k = D/B$  se  $D/B \leq 1$ ; altrimenti  $k = \arctan(D/B)$ , espresso in radianti.

**Fattori di inclinazione dei carichi:**

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g \phi} \right)^m$$

$$i'_q = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i'_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left( 1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g \phi} \right)^{m+1}$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

**Fattori di inclinazione del piano di posa:**

$$b_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2 \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

$$b'_q = 1$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

$$b'_c = 1 - 2 \cdot \varepsilon / Nc' \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

$$b_g = b_q$$

**Fattori di inclinazione del terreno:**

$$g_q = (1 - \tan\beta)^2$$

$$g'_q = 1$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (Nc \cdot \tan\phi)$$

$$g'_c = 1 - 2 \cdot \beta / Nc' \quad (\beta \text{ in radianti})$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

$\gamma$  = peso specifico del terreno di fondazione

Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione

e = eccentricità della risultante (M/N) in valore assoluto

B =  $B_t - 2 \cdot e$ , larghezza della fondazione parzializzata

$B_t$  = larghezza totale della fondazione

C = coesione del terreno di fondazione

D = profondità del piano di posa

L = sviluppo della fondazione

H = componente del carico parallela alla fondazione

V = componente del carico ortogonale alla fondazione

$C_u$  = coesione non drenata del terreno di fondazione

$C_\alpha$  = adesione alla base tra terreno e muro

$\varepsilon$  = angolo di inclinazione del piano di posa

$\beta$  = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi  $\geq 0$ )

#### 6.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

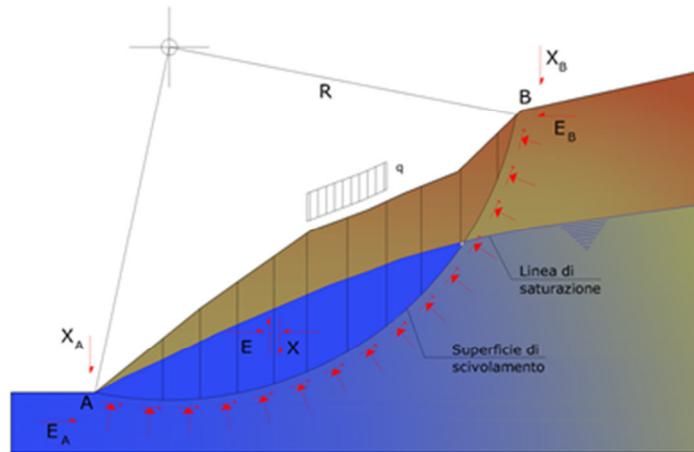
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la

resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Come prescritto dalla normativa la verifica viene effettuata secondo la "Combinazione 2" (A2+M2+R2). Altresì in accordo con la normativa vigente per la verifica in condizione sismica si considera il set dei coefficienti relativi alla resistenza del terreno M2 e il coefficiente allo scorrimento secondo la combinazione R2; non si tiene conto in tale combinazione del sovraccarico stradale.

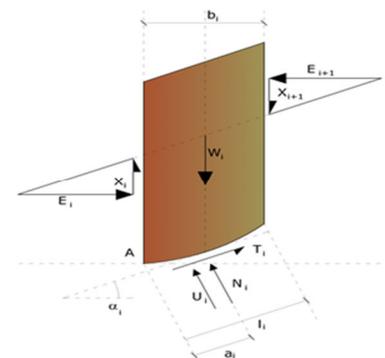
L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta con ricorso al codice di calcolo Slope 2021 (Geostru).

**Il metodo utilizzato è quello di Bishop.**

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi.

Le ipotesi alla base dell'espressione di Bishop del coefficiente di sicurezza sono date da:

- superficie di scivolamento circolare;
- uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci.



Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

### Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_h W$$

$$F_V = K_v W$$

Essendo:

- **F<sub>H</sub>** e **F<sub>V</sub>** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K<sub>h</sub>** coefficiente sismico orizzontale;
- **K<sub>v</sub>** coefficiente sismico verticale.

Il coefficiente  $\beta_s$  in questo caso denominato  $\beta_s$ , assume i valori indicati nella tabella 7.11.I della normativa vigente e qui di seguito riprodotta.

Tabella 6.1: Coefficiente di accelerazione massima attesa al suolo

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.20

### Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia  $m \times n$  e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

## 6.5 VERIFICA STRUTTURALI DEL MURO

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU e allo SLE con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sul muro.

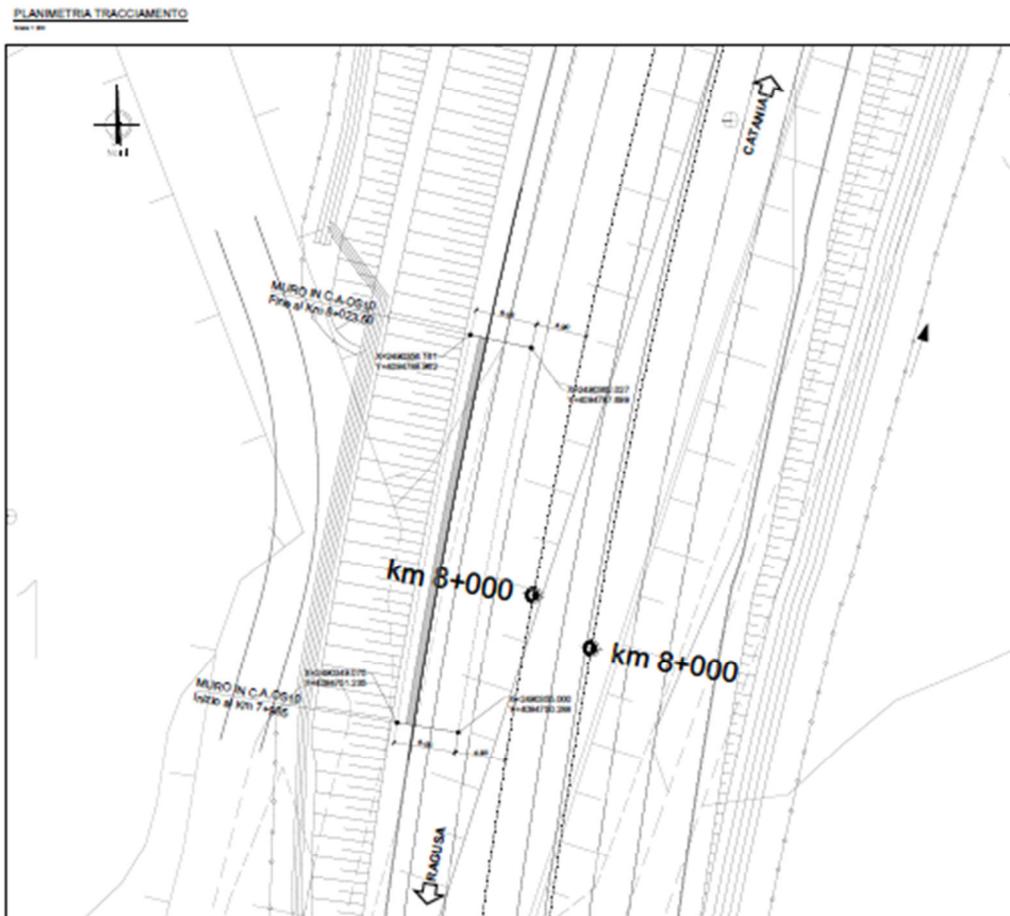
Le verifiche sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti il muro:

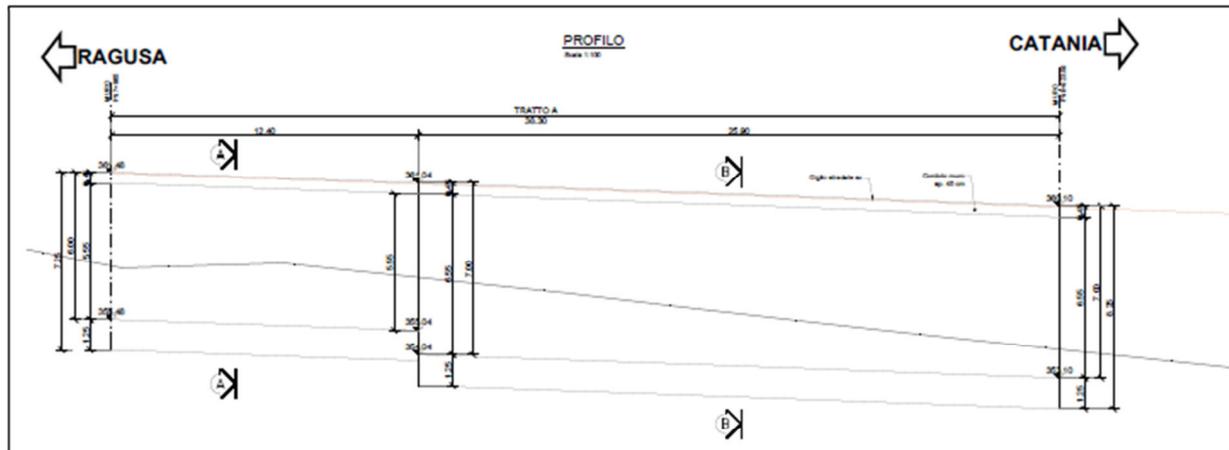
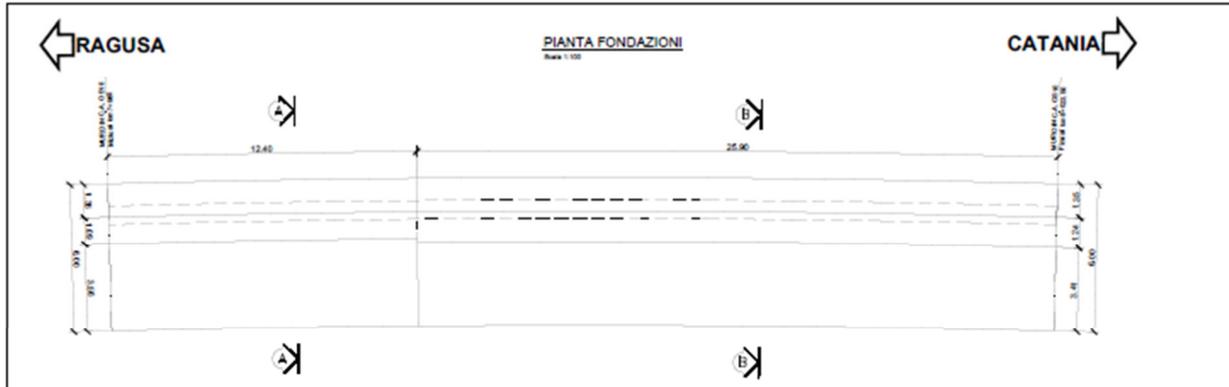
- Paramento verticale;
- Zattera di fondazione.

## 7 DATI GENERALI DI CALCOLO

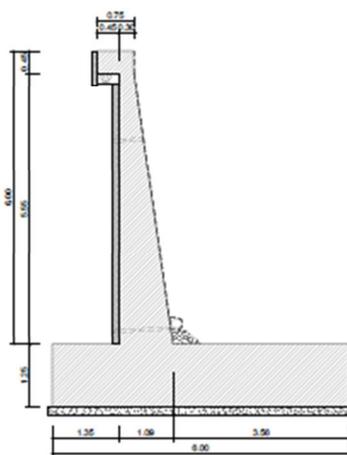
### 7.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il muro in oggetto viene realizzato mediante paramento in c.a. gettato in opera con pannello rivestito in pietra locale e presenta una fondazione di tipo diretta. L'opera in oggetto, presenta uno sviluppo complessivo pari a 38 m ed è caratterizzato da una fondazione diretta gettata in opera di spessore pari a 1.25 m, larghezza di 6.00 m e paramento di altezza variabile tra 6.00÷7.00 m.

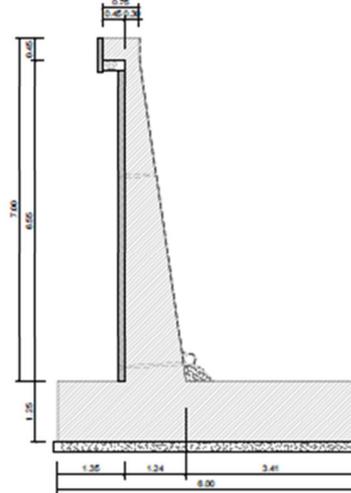




SEZIONE A - A app. 1:50



SEZIONE B - B app. 1:50



## 7.2 INPUT DI CALCOLO

### 7.2.1 DATI DI CALCOLO

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
<b>Dati Geotecnici</b>						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	35,00	35,00	29,26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	19,00	19,00	19,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	21,00	21,00	17,55
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	30,00	30,00	24,79
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	15,80	15,80	15,80
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	19,00	19,00	19,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	12,00		
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	46400		

			SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,247		0,247		0,311	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,312		0,312		0,384	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,320		0,320		0,394	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3,000		3,000		2,444	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,815		2,815		2,276	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,793		2,793		2,255	

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
<b>Carichi Agenti</b>						
Carichi permanenti	Sovaccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0,00	0,00	0,00
	Sovaccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Sovaccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20,00	27,00	30,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	25,00	25,00	37,50
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	25,00	25,00	37,50
	Coefficienti di combinazione	condizione rara $\psi1$	1,00	condizione quasi permanente $\psi2$		0,00
Condizioni Sismiche	Sovaccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0,00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00		

q: carico variabile stradale (cap. 5.2.3)

f: forza orizzontale applicata in testa al muro dovuta all'azione di svio dei veicoli (cap.5.2.3)

m: momento applicato in testa al muro dovuto all'azione di svio dei veicoli (cap.5.2.3)

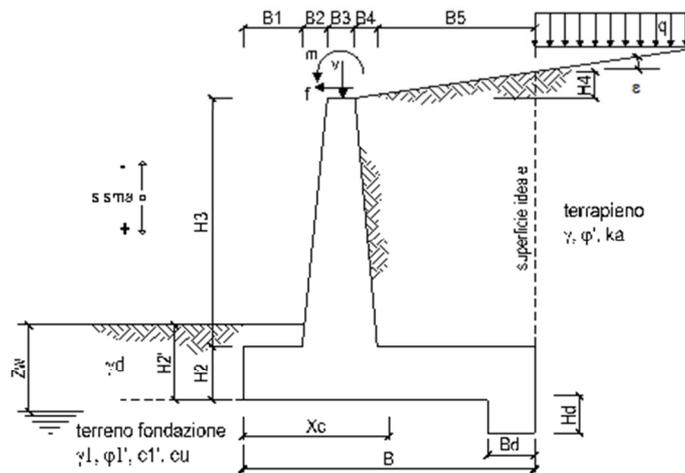
### 7.2.2 COEFFICIENTI PARZIALI

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,10
	sfavorevole		1,10	1,35	1,00	1,00	1,10
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	1,10
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

### 7.2.3 DATI GEOMETRICI MURO H=7.00m



#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,94	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	6,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1,35	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3,41	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3,00	(m)

### 7.3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AMMASSO

Le stratigrafie ed il complesso delle indagini eseguite hanno portato alla definizione e caratterizzazione geotecnica delle seguenti unità litologiche:

- Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose (Mc litoide)

I parametri geotecnici, desunti dalle indagini eseguite nell'ultima campagna di sondaggi, sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 7.1: Parametri geotecnici modello di calcolo

Litotipo	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]
Rilevato di nuova realizzazione (materiale di riempimento)	19	35	0.00
Litologia al di sotto dell'intradosso platea			
Detrito conoide	15.8	30	5
Falda: 19.15m dal p.c.			

### 7.4 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Per la caratterizzazione dell'azione sismica sull' opera si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

Longitudine 36.983006

Latitudine 14.675784

Categoria di sottosuolo B

L'elaborato di riferimento da cui è stata desunta la categoria di sottosuolo è T01GE03GEORE01

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0,319	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_S$	1,1	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0,31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0,1088	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0,0544	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			

## 7.5 CORDOLO BARRIERA DI SICUREZZA

Con riferimento al paragrafo 5.2.6 relativo all'urto dei veicoli in svio sugli elementi di sicurezza bordoponte si osserva il seguente stato di sollecitazione relativo al cordolo in analisi:

- $V_{ed} = 100 \text{ kN}$  ;
- $M_{t-ed} = 100 \text{ kNm}$  ;

Il modello del traliccio di Morh è di riferimento per la determinazione della resistenza a torsione e a taglio dell'elemento in analisi, cui si ipotizza per semplicità essere sottoposto a momento costante.

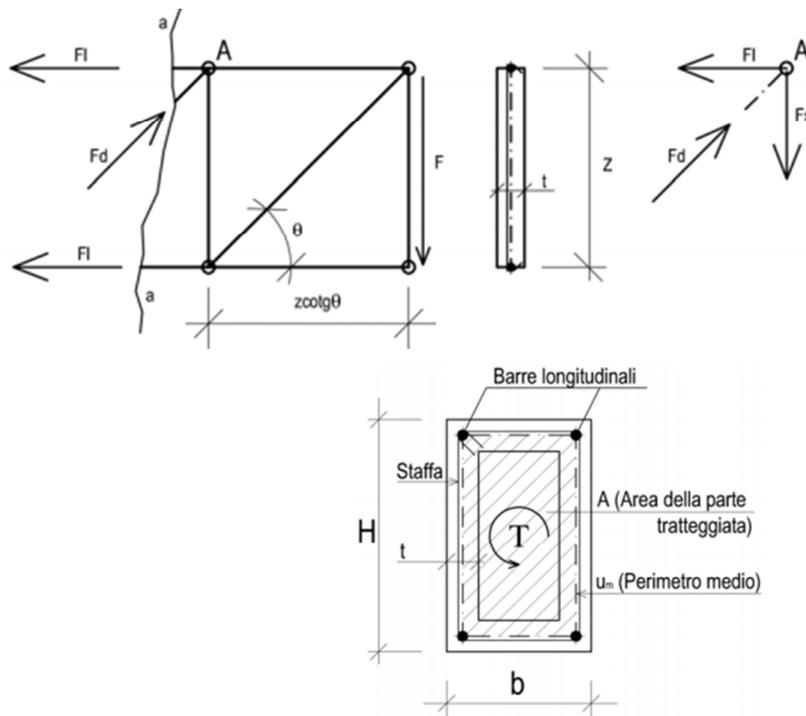
I valori della torsione di calcolo interna  $TR_d$  sono dunque tre:

- a) quella dovuta all'armatura longitudinale tesa che ha raggiunto lo snervamento;
- b) quella dovuta all'armatura trasversale tesa che ha raggiunto lo snervamento;
- c) quella dovuta alle bielle oblique di calcestruzzo compresso, considerato alla soglia dello stato limite ultimo.

Utilizzando la simbologia della Normativa Italiana, la torsione di calcolo esterna  $TE_d$  deve essere confrontata separatamente con ognuno dei valori di calcolo interni  $TR_{sd}$ ,  $TR_{ld}$  e  $TR_{cd}$ , rispettivamente corrispondenti all'armatura trasversale, all'armatura longitudinale ed alle bielle di calcestruzzo:

- $TE_d \leq TR_{sd}$  (armatura trasversale);
- $TE_d \leq TR_{ld}$  (armatura longitudinale);
- $TE_d \leq TR_{cd}$  (calcestruzzo delle bielle);

La trattazione teorica di tale modellazione è rimandata alla relativa trattazione, mentre si esplicitano in seguito i valori di resistenza precedentemente illustrati.



$$T_{Rld} = 2A \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} \cdot \cot g \theta \quad T_{Rsd} = 2 \cdot A \frac{A_s}{s} f_{yd} \cdot \cot g \theta$$

$$T_{Rcd} = A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \cot g \theta / (1 + \cot g^2 \theta)$$

A favore di sicurezza si è considerato reagente a torsione solamente la parte periferica della sezione di calcestruzzo di spessore  $t=A/u$ , con tali valori riferiti all'area e al perimetro della carpenteria.

Si riporta in seguito il calcolo della resistenza a torsione sotto l'ipotesi di staffe verticali ( $\alpha = 90^\circ$ ) e angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo  $\theta = 45^\circ$ .

Mt ed	100	kNm	momento torcente agente
<b>CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO</b>			
Rck	40	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
fck	33,2	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γc	1,5		coef parziale di sicurezza del calcestruzzo
fcd	18,8	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto cilindrica del calcestruzzo
θ	45	°	angolo di inclinazione delle bielle compresse
	0,7854	rad	
<b>CARATTERISTICHE ACCIAIO DA ARMATURA</b>			
fyk	450	N/mm <sup>2</sup>	tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio da armatura
γs	1,15		coef parziale di sicurezza acciaio da armatura
fyd	391,30	N/mm <sup>2</sup>	tensione di snervamento di progetto dell'acciaio da armatura
<b>CARATTERISTICHE CARPENTERIA</b>			
b	750	mm	larghezza della sezione
h	450	mm	altezza della sezione
<b>CARATTERISTICHE ARMATURA LONGITUDINALE</b>			
Correnti superiori			
0	Φ	12	
	0	mm <sup>2</sup>	
5	Φ	16	
	1004,8	mm <sup>2</sup>	
0	Φ	16	
	0	mm <sup>2</sup>	
Al sup	1004,8	mm <sup>2</sup>	
Correnti inferiori			
0	Φ	12	
	0	mm <sup>2</sup>	
4	Φ	16	
	803,84	mm <sup>2</sup>	

0	Φ	16
	0	mm <sup>2</sup>
Al inf	803,84	mm <sup>2</sup>

Correnti centrali		
0	Φ	10
	0	mm <sup>2</sup>
0	Φ	14
	0	mm <sup>2</sup>
0	Φ	16
	0	mm <sup>2</sup>
Al centr	0	mm <sup>2</sup>

Σ Al 1808,64 mm<sup>2</sup> armatura longitudinale totale

CARATTERISTICHE STAFFE

2	Φ	10	diametro delle staffe
As	157	mm <sup>2</sup>	area staffa
s	150	mm	passo staffe

PARAMETRI DI CALCOLO

A	188525,4	mm <sup>2</sup>	area della sezione racchiusa dal perimetro medio
um	1837,5	mm	perimetro medio
Ac	337500	mm <sup>2</sup>	area della sezione di carpenteria
u	2400	mm	perimetro esterno della sezione
t	140,625	mm	spessore della crosta reagente

RISULTATI DI CALCOLO

Trsd	1,54E+08	Nmm	momento torcente resistente delle staffe
	154,4269	kNm	
Trld	1,45E+08	Nmm	momento torcente resistente delle armature longitudinali
	145,2243	kNm	
Trcd	2,49E+08	Nmm	momento torcente resistente del calcestruzzo
	249,3837	kNm	
Trd	145,2243	kNm	momento torcente resistente
Tasso di lavoro	0,69		

Per quanto detto i tagli di calcolo interni VRd sono dunque due:

- quello dovuto alla resistenza dell'armatura trasversale tesa che ha raggiunto lo snervamento, VRsd;
- quello dovuto alla resistenza delle bielle compresse oblique di calcestruzzo, considerata alla soglia dello stato limite ultimo, VRcd.

Il taglio di calcolo esterno VEd deve essere confrontato separatamente con ognuno dei due tagli di calcolo interni VRsd e VRcd, rispettivamente corrispondenti all'armatura trasversale ed al calcestruzzo delle bielle:  $V_{Ed} \leq V_{Rsd}$  (armatura trasversale)  $V_{Ed} \leq V_{Rcd}$  (calcestruzzo delle bielle).

Si riportano rispettivamente i due valori di resistenza rimandando in letteratura la trattazione teorica di tali resistenze nel caso di staffe disposte verticalmente.

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} \cotg \theta \sin^2 \theta = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} \sin \theta \cos \theta$$

**Verifica a taglio**

**par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008**

valore di calcolo dello sforzo normale	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>0 KN</b>
Valore di calcolo dello sforzo di taglio	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>100 KN</b>
resistenza calcestruzzo	<b>R<sub>ck</sub></b>	<b>40 N/mm<sup>2</sup></b>
	<b>f<sub>ck</sub></b>	<b>33 N/mm<sup>2</sup></b>
coeff. parziale di sicurezza del cls	<b>γ<sub>c</sub></b>	<b>1,50</b>
	<b>f<sub>cd</sub></b>	<b>18,81 N/mm<sup>2</sup></b>
resistenza calcestruzzo ridotta	<b>f'<sub>cd</sub>=v/f<sub>cd</sub></b>	<b>9,41 N/mm<sup>2</sup></b>
resistenza acciaio	<b>f<sub>yd</sub></b>	<b>391,30 N/mm<sup>2</sup></b>
sezione calcestruzzo	<b>A<sub>c</sub></b>	<b>375000 mm<sup>2</sup></b>
larghezza minima sezione	<b>b<sub>w</sub></b>	<b>750 mm</b>
altezza utile	<b>d</b>	<b>444 mm</b>
	n°braccia	<b>2</b>
area armatura trasversale	<b>φ</b>	<b>10 mm</b>
	<b>A<sub>sw</sub></b>	<b>157,08 mm<sup>2</sup></b>
interasse fra armature trasversali	<b>s</b>	<b>150 mm</b>
	<b>σ<sub>cp</sub></b>	<b>0,00</b>
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	<b>α</b>	<b>90 °</b>
inclin. puntoni cls	<b>θ</b>	<b>13,95 °</b>
coefficiente maggiorativo	<b>α<sub>c</sub></b>	<b>1,00</b>

1		membrature non compresse	
1	$1+\sigma_{cp}/f_{cd}$	$0<\sigma_{cp}<0.25f_{cd}$	4,7033333
1,25	1,25	$0.25<\sigma_{cp}<0.50f_{cd}$	9,4066667
2,5	$2.5(1-\sigma_{cp}/f_{cd})$	$0.50<\sigma_{cp}<f_{cd}$	
$\text{sen}^2 \vartheta =$	0,05808263		
$\text{sen} \vartheta =$	0,241003382		
$\vartheta =$	0,243399574	rad	
$\text{ctg} \vartheta =$	4,027015176		
$\text{ctg} \vartheta$ effettivo=	2,5		

Resistenza di calcolo a taglio trazione

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad 409,49 \text{ KN}$$

Resistenza di calcolo a taglio compressione

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad 972,44 \text{ KN}$$

**Resistenza di taglio**

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad 409,49 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} \quad \text{VERIFICATA}$$

$$\text{Tasso di lavoro} \quad 0,244$$

Essendo l'elemento sottoposto al regime di **taglio-torsione** si verifica:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = 0.69 + 0.224 = 0.914 \leq 1$$

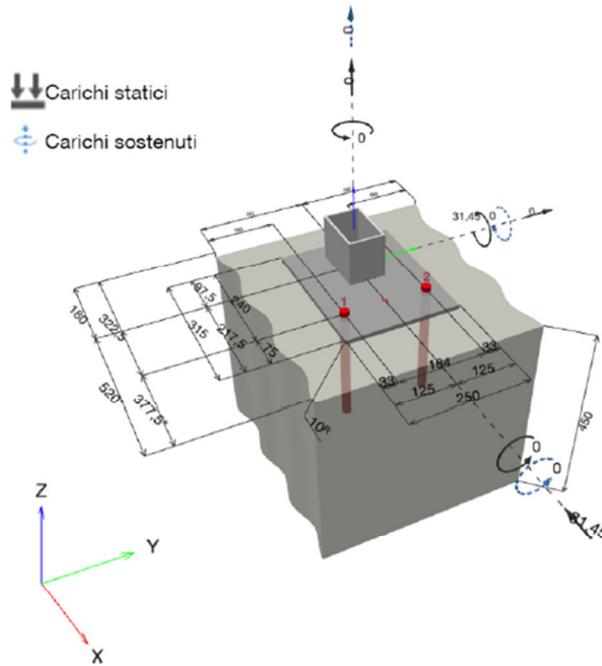
la verifica risulta essere dunque soddisfatta.

### VERIFICA ANCORAGGIO BARRIERA STRADALE

Per la verifica dell'ancoraggio chimico della barriera al cordolo si procede con l'approccio del momento plastico, cioè si considera il momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 19912 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

Considerando la barriera tipo H3 Bordo Ponte si è proceduto alla verifica di ancoraggi chimici costituiti da barre filettate M20 8.8, in acciaio zincato, ancorate al supporto con resina ad iniezione con profondità di posa 250 mm.

Le azioni sollecitanti sono il momento plastico del montante di una delle barriere commerciali di tipo H3 Bordo Ponte (montante 120x80x5) o equivalenti.



Considerando la sezione retta della piastra di base, sono stati consideranti i seguenti meccanismi di rottura, in relazione alle condizioni di carico.

**Carico da trazione:**

- Rottura a trazione dei tirafondi;
- Rottura conica a trazione del calcestruzzo;
- Rottura combinata conica a trazione del calcestruzzo e per sfilamento della barra;
- Flessione della piastra di base.

**Carico da taglio:**

- Rottura a taglio dei tirafondi in acciaio;
- Rottura per fenomeno del pry-out nel calcestruzzo.

**Carichi combinati di trazione e di taglio**

- Rottura per taglio-trazione dei tirafondi in acciaio.

La resistenza di progetto corrisponde a quella minima tra tutte le differenti modalità di rottura.

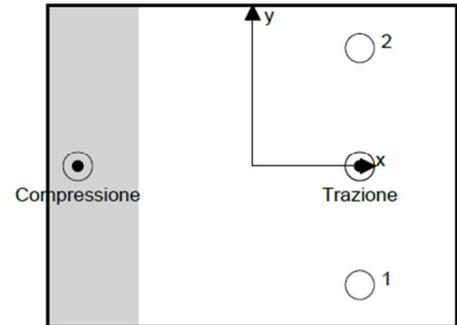
**Schematizzazione e modellazione delle azioni**

**Carichi sull'ancorante [kN]**

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	72,419	15,725	-15,725	0,000
2	72,419	15,725	-15,725	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,56 [‰]  
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 16,89 [N/mm<sup>2</sup>]  
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(82,5/0,0): 144,838 [kN]  
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(-134,6/0,0): 144,838 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

**Carico di trazione (EN 1992-4)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	72,419	130,667	56	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	144,838	230,855	63	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	144,838	181,581	80	OK
Fessurazione**	144,838	264,913	55	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

**Rottura dell'acciaio**

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
196,000	1,500	130,667	72,419

**Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**

$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
448,512	341,056	16,00	584,0	292,0	322,5	31,88
$\psi_c$	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k_3$	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,048	16,76	11,000	15,63	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
$\psi_{sus}^0$	$\alpha_{sus}$	$\psi_{sus}$				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]		
263,319	346,282	1,500	230,855	144,838		

ID gruppo ancoranti

1, 2

RELAZIONE DI CALCOLO

Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
651.465	562.500	375,0	750,0	31,88		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,958	1,000	
$z$ [mm]	$\Psi_{M,N}$	$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
217,1	1,000	11,000	245,487	1,500	181,581	144,838
ID gruppo ancoranti						
1, 2						

Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\Psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
572.400	462.400	340,0	680,0	1,328	31,88	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	$k_1$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,985	1,000	11,000
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]			
245,487	1,500	264,913	144,838			
ID gruppo ancoranti						
1, 2						

Carico di taglio (EN 1992-4, sez. 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_V$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	15,725	78,400	21	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	31,450	363,162	9	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-***	31,450	106,482	30	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	$k_7$	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
98,000	1,000	98,000	1,250	78,400	15,725

Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$k_8$	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
651.465	562.500	375,0	750,0	2,000	31,88	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	$\Psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,958	1,000	1,000
$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]		
11,000	245,487	1,500	363,162	31,450		
ID gruppo ancoranti						
1, 2						

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Rottura del calcestruzzo in direzione x-

$l_f$ [mm]	$d_{nom}$ [mm]	$k_g$	$\alpha$	$\beta$	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
240,0	20,00	2,400	0,086	0,057	31,88
$c_1$ [mm]	$A_{c,V}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,V}^0$ [mm <sup>2</sup> ]			
322,5	518.175	468.028			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{rp,V}$
1,000	1,037	1,000	0,0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$k_T$	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	
139,143	1,0	1,500	106,482	31,450	

**Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sez. 7.2.3)**

Rottura dell'acciaio

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,554	0,201	2,000	35	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,798	0,295	1,500	88	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

**Spostamenti (ancorante più sollecitato)**

Carichi a breve termine:

$N_{Sk}$ = 53,644 [kN]	$\delta_N$ = 0,2049 [mm]
$V_{Sk}$ = 11,648 [kN]	$\delta_V$ = 0,4659 [mm]
	$\delta_{NV}$ = 0,5090 [mm]

Carichi a lungo termine:

$N_{Sk}$ = 53,644 [kN]	$\delta_N$ = 0,5123 [mm]
$V_{Sk}$ = 11,648 [kN]	$\delta_V$ = 0,6989 [mm]
	$\delta_{NV}$ = 0,8665 [mm]

## 7.6 RISULTATI VERIFICHE MURO H=7.00M

### 7.6.1 Verifiche geotecniche

#### MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	78,75	78,75	70,88
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	161,48	161,48	145,34
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	517,50	517,50	465,75
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	757,73	757,73	681,96

#### - Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	1947,91	1947,91	1753,12
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	14,28	14,28	12,85
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	142,31	142,31	128,08
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	2104,50	2104,50	1894,05

#### - Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0		

#### MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	78,75	78,75	70,88
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	161,48	161,48	145,34
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	517,50	517,50	465,75
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	757,73	757,73	681,96

#### - Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	1947,91	1947,91	1753,12
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	14,28	14,28	12,85
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	142,31	142,31	128,08
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	2104,50	2104,50	1894,05

#### - Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0		

#### INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

##### - Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		33,42
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		16,71

##### - Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		56,48
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)		28,24

RELAZIONE DI CALCOLO

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	26,56
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	31,17
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	10,79
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	68,51

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	4,28
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	8,78
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	28,15
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	41,21

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	229,41
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	4,45
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	39,55
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	273,40

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	105,95
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,83
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	10,40
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	117,18

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	158,99	214,63	220,04
Sq perm =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	40,69	54,93	76,79
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	148,43	200,37	209,79
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	37,99	51,28	73,22
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	56,98	76,92	66,36
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	14,58	19,69	23,16
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	( kNm/m )	406,98	549,42	575,24
MSt2 =	$Stv * B$	( kNm/m )	341,85	461,50	398,18
MSq1 perm=	$Sqh \text{ perm} * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	156,24	210,92	301,14
MSq2 perm=	$Sqv \text{ perm} * B$	( kNm/m )	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} * B$	( kNm/m )	87,49	118,11	138,96
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kp / 3 + (2 * c_1 * kp^{0.5} + \gamma_1 * kp * H2) * Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + m$	( kNm/m )	25,00	25,00	37,50
Mfext2 =	$(fp + f) * (H3 + H2)$	( kNm/m )	203,75	203,75	305,63
Mfext3 =	$(vp+v) * (B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m )	0,00	0,00	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	923,03	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	276,66	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0,58	(-)
-----	--------------	------	-----

<b>Fs scorr.</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>1,93</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
------------------	-----------------------	-------------	-------------	----------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	3113,15	( kNm/m )
------	--------------------	---------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP$	1219,50	( kNm/m )
------	-------------------------------------	---------	-----------

<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>2,55</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr \text{ acc})$	Nmin 923,03	Nmax 923,03	(kN/m)
-----	--	----------------	----------------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f - Sp$	276,66	276,66	(kN/m)
-----	----------------------	--------	--------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM =	$\Sigma M$	2452,75	2452,75	( kNm/m )
------	------------	---------	---------	-----------

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)  
M =  $X_c \cdot N - MM$  316,33 316,33 (kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	15,80		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	23,75		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0,34	0,34	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	5,31	5,31	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,49	0,49	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,46	0,46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^{m+1}$		0,34	0,34	(-)

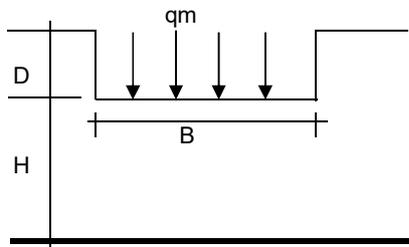
(fondazione nastriforme m = 2)

$q_{lim}$  (carico limite unitario) 537,30 537,30 (kN/m<sup>2</sup>)

**FS carico limite**  $F = q_{lim} \cdot B^* / N$

Nmin	<b>3,09</b>	>	1
Nmax	<b>3,09</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	897,98	(kN/m)
M	194,34	(kNm/m)
e=M/N	0,22	(m)
B*	5,57	(m)

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	1,25	(m)
	D/B*	0,22	(m)
	Hs/B*	2,16	(m)
Carico unitario medio (qm)	$qm = N / (B - 2*e) = N / B^*$	165,80	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0,952	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0,70	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E =$	13,16	(mm)

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma' * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_a$	(kN/m)	158,99	158,99	200,03
Sst1 sism = $0,5 * \gamma' * (1 + kv) * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_{as}^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	52,18	52,18	60,50
Ssq1 perm = $q_p * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $q_s * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1\ stat * \cos \delta$	(kN/m)	148,43	148,43	190,72
Sst1h sism = $Sst1\ sism * \cos \delta$	(kN/m)	48,72	48,72	57,68
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm * \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = $Ssq1\ acc * \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1\ stat * \sin \delta$	(kN/m)	56,98	56,98	60,33
Sst1v sism = $Sst1\ sism * \sin \delta$	(kN/m)	18,70	18,70	18,25
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm * \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc * \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1' * (1 + kv) * H_d^2 * k_{ps}^+ + (2 * c_1 * k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' * (1 + kv) * k_{ps}^+ * H_2) * H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--	--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h\ stat * ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	406,98	406,98	522,95
MSst1 sism = $Sst1h\ sism * ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	133,58	133,58	158,15
MSst2 stat = $Sst1v\ stat * B$	(kNm/m)	341,85	341,85	361,98
MSst2 sism = $Sst1v\ sism * B$	(kNm/m)	112,20	112,20	109,47
MSsq1 = $Ssq1h * ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = $Ssq1v * B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1' * H_d^3 * k_{ps}^+ / 3 + (2 * c_1 * k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' * k_{ps}^+ * H_2) * H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = $mp + ms$	(kNm/m)	0,00
Mfext2 = $(fp + fs) * (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0,00
Mfext3 = $(vp + vs) * (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		947,05	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$		287,04	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\varphi_1'$		0,58	(-)	
<b>Fs = (N*f + Sp) / T</b>		<b>1,90</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		2862,24	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$		393,17	(kNm/m)	
<b>Fr = Ms / Mr</b>		<b>7,28</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		947,05	947,05	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - Sp$		287,04		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		2592,21	2592,21	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		248,95	248,95	(kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	15,80		(kN/m³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	23,75		(kN/m²)
$e = M / N$	eccentricità	0,26	0,26	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5,47	5,47	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

**RELAZIONE DI CALCOLO**

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$ (1 in cond. nd)	18,40	(-)
$N_c = (N_q - 1)/\text{tg}(\varphi)$ ( $2 + \pi$ in cond. nd)	30,14	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$ (0 in cond. nd)	22,40	(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B \cdot c \cdot \cotg(\varphi)))^m$ (1 in cond. nd)	0,49	0,49	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$	0,46	0,46	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B \cdot c \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$	0,34	0,34	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$ (carico limite unitario)	540,19	540,19	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B \cdot N</math></b>	<b><math>N_{min}</math></b>	<b>3,12</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
		<b><math>N_{max}</math></b>	<b>3,12</b>	<b>&gt;</b>	

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$ (kN/m)		158,99	158,99	200,03
$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$ (kN/m)		35,51	35,51	39,49
$Ssq1 \text{ perm} = q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$ (kN/m)		0,00	0,00	0,00
$Ssq1 \text{ acc} = q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$ (kN/m)		0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$ (kN/m)	148,43	148,43	190,72
$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$ (kN/m)	33,15	33,15	37,65
$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$ (kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1h \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$ (kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

$Sst1v \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$ (kN/m)	56,98	56,98	60,33
$Sst1v \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$ (kN/m)	12,73	12,73	11,91
$Ssq1v \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$ (kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1v \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$ (kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^- + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps}^- \cdot H_2') \cdot H_d$ (kN/m)	0,00	0,00	0,00
--	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$MSst1 \text{ stat} = Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$ (kNm/m)	406,98	406,98	522,95	
$MSst1 \text{ sism} = Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$ (kNm/m)	90,90	90,90	103,25	
$MSst2 \text{ stat} = Sst1v \text{ stat} \cdot B$ (kNm/m)	341,85	341,85	361,98	
$MSst2 \text{ sism} = Sst1v \text{ sism} \cdot B$ (kNm/m)	76,35	76,35	71,47	
$MSsq1 = Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$ (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	
$MSsq2 = Ssq1v \cdot B$ (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	
$MSp = \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps}^{+} \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$ (kNm/m)	0,00	0,00	0,00	

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	mp+ms	( kNm/m )	0,00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )	0,00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )	0,00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 851,18 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh \quad 271,47 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = tg\phi_1' \quad 0,58 \quad (-)$$

$$F_s = (N*f + Sp) / T \quad \mathbf{1,81} \quad > \quad 1$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = Mm + Mt + Mfext3 \quad 3295,68^* \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts \quad 1126,50^* \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2,93} \quad > \quad 1$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad N_{min} \quad N_{max}^* \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp \quad 271,47 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 2282,26 \quad 2282,26 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 271,28 \quad 271,28 \quad (\text{kNm/m})$$

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	15,80		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	23,75		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,32	0,32	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5,36	5,36	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) e^{(\pi \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	18,40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	30,14		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	(0 in cond. nd)	22,40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^n$	(1 in cond. nd)	0,46	0,46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,43	0,43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0,32	0,32	(-)

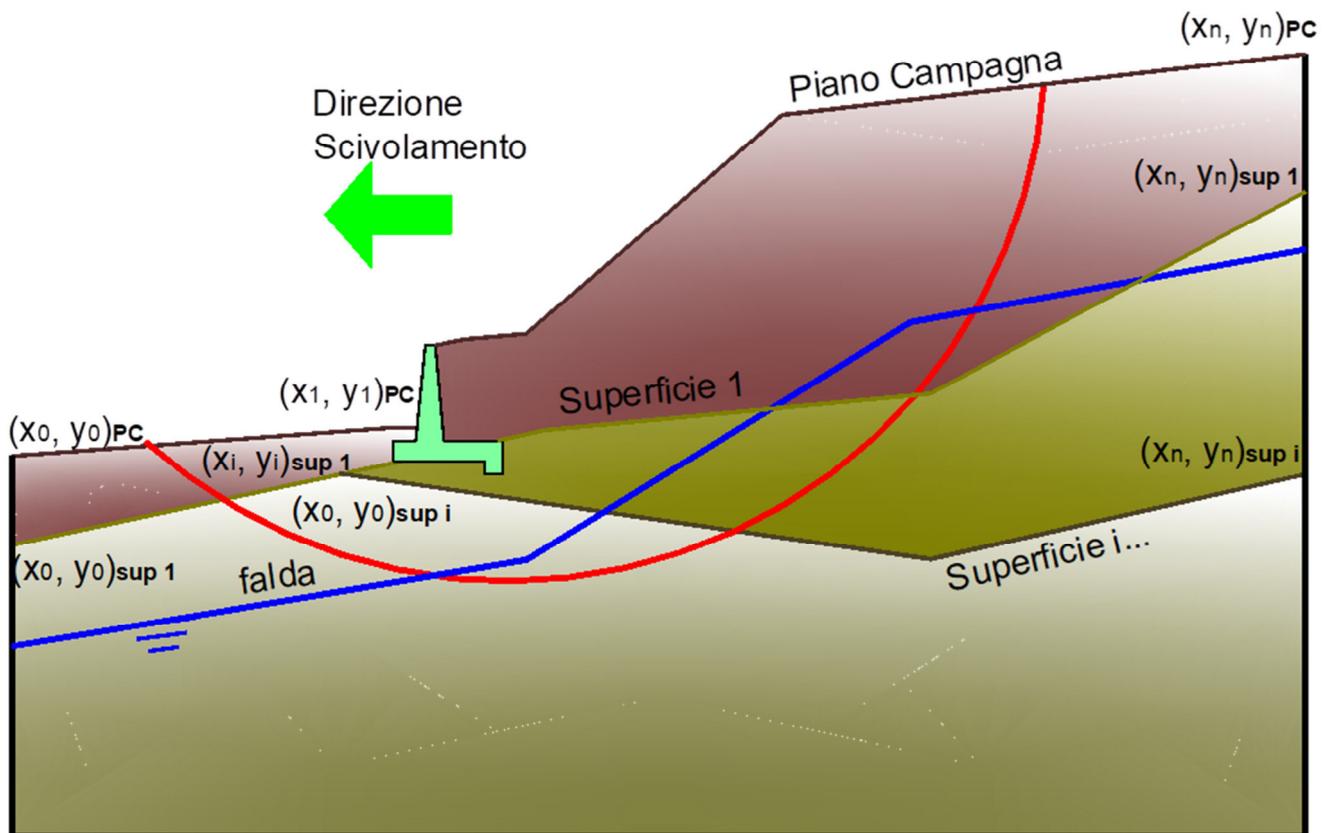
(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	502,53	502,53	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	<b>Nmin</b>	<b>3,17</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
		<b>Nmax</b>	<b>3,17</b>	<b>&gt;</b>	

**VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE**

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	15,8	30,00	5	fondazione
materiale 2	19	35,00	0	terrapieno



**Limiti ricerca superfici**

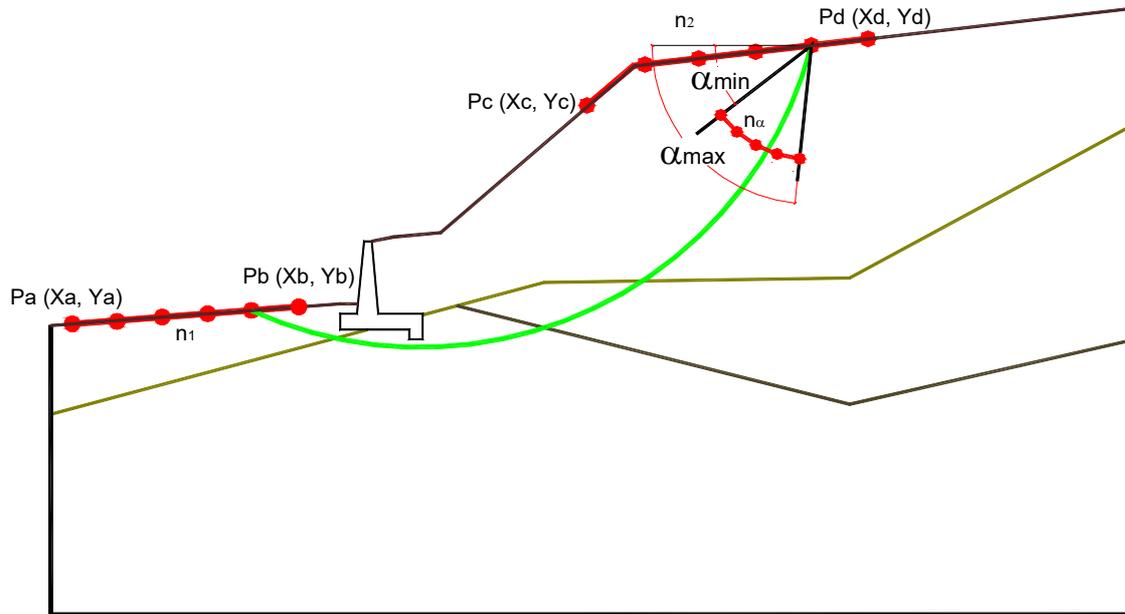
Xa	80
Xb	97
n1	10

Xc	105
Xd	125
n2	10

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	1331
---------------------	------

**RELAZIONE DI CALCOLO**



**RISULTATO VERIFICA**

Nel seguente tabulato si riportano le superfici più significative.

N. superficie	Xc (m)	Yc (m)	R (m)	Xv (m)	Xm (m)	FS (statico)	FS (sismico)
1	98,878	113,478	15,341	90,200	113,000	1,594	1,468
2	100,706	111,958	13,083	93,600	113,000	1,612	1,469
3	99,940	112,237	13,898	91,900	113,000	1,632	1,501
4	96,989	115,293	17,814	86,800	113,000	1,647	1,522
5	98,087	113,814	16,201	88,500	113,000	1,659	1,535
6	99,157	112,522	14,731	90,200	113,000	1,681	1,556
7	99,136	117,262	18,707	90,200	115,000	1,683	1,497
8	97,157	119,842	21,782	86,800	115,000	1,690	1,513
9	98,338	117,760	19,647	88,500	115,000	1,713	1,534
10	96,148	115,703	18,749	85,100	113,000	1,733	1,602
11	100,271	115,513	16,840	91,900	115,000	1,734	1,541
12	99,480	115,951	17,745	90,200	115,000	1,741	1,559
13	97,284	114,154	17,073	86,800	113,000	1,744	1,617
14	96,303	120,440	22,825	85,100	115,000	1,745	1,565
15	98,362	112,811	15,577	88,500	113,000	1,745	1,621
16	101,046	115,083	15,954	93,600	115,000	1,752	1,542
17	97,530	118,265	20,600	86,800	115,000	1,753	1,577

**RELAZIONE DI CALCOLO**

18	98,678	116,396	18,662	88,500	115,000	1,769	1,594
19	100,588	114,378	16,035	91,900	115,000	1,789	1,600
20	101,370	113,996	15,164	93,600	115,000	1,805	1,599
21	94,097	123,680	26,527	81,700	115,000	1,805	1,616
22	99,792	114,766	16,920	90,200	115,000	1,808	1,629
23	95,415	121,062	23,909	83,400	115,000	1,814	1,629
24	96,676	118,799	21,607	85,100	115,000	1,814	1,635
25	98,342	123,433	24,723	88,500	117,000	1,815	1,563
26	97,866	116,846	19,591	86,800	115,000	1,815	1,642
27	97,532	124,137	25,795	86,800	117,000	1,825	1,583
28	97,557	113,104	16,434	86,800	113,000	1,829	1,700
29	94,078	117,972	21,635	81,700	113,000	1,837	1,684
30	96,444	114,511	17,986	85,100	113,000	1,838	1,703
31	99,599	120,808	22,082	90,200	117,000	1,840	1,589
32	95,279	116,127	19,716	83,400	113,000	1,840	1,695
33	98,986	115,159	17,818	88,500	115,000	1,842	1,669
34	95,241	128,226	30,249	83,400	117,000	1,844	1,604
35	98,794	121,438	23,104	88,500	117,000	1,850	1,606
36	96,665	124,891	26,945	85,100	117,000	1,851	1,613
37	102,135	113,623	14,313	95,300	115,000	1,857	1,627
38	100,393	120,189	21,075	91,900	117,000	1,858	1,591
39	100,877	113,344	15,343	91,900	115,000	1,860	1,674
40	97,978	122,075	24,139	86,800	117,000	1,866	1,629
41	101,664	113,009	14,487	93,600	115,000	1,874	1,672
42	100,077	113,683	16,212	90,200	115,000	1,876	1,700
43	94,523	121,687	24,998	81,700	115,000	1,880	1,687
44	100,003	119,115	20,750	90,200	117,000	1,880	1,635
45	94,326	129,109	31,520	81,700	117,000	1,880	1,640
46	95,791	119,351	22,650	83,400	115,000	1,881	1,695
47	95,758	125,679	28,146	83,400	117,000	1,888	1,651
48	97,012	117,319	20,566	85,100	115,000	1,892	1,712
49	99,191	119,683	21,740	88,500	117,000	1,895	1,655
50	98,171	115,557	18,724	86,800	115,000	1,895	1,721
51	100,804	118,554	19,772	91,900	117,000	1,895	1,635
52	97,111	122,752	25,239	85,100	117,000	1,897	1,663
53	98,371	120,257	22,741	86,800	117,000	1,915	1,682
54	99,267	114,027	17,091	88,500	115,000	1,916	1,743
55	102,436	112,682	13,649	95,300	115,000	1,919	1,692
56	100,361	117,610	19,620	90,200	117,000	1,929	1,689
57	94,849	126,470	29,351	81,700	117,000	1,930	1,691
58	101,142	112,392	14,747	91,900	115,000	1,933	1,749

**RELAZIONE DI CALCOLO**

59	101,591	118,003	18,811	93,600	117,000	1,936	1,654
60	96,209	123,457	26,384	83,400	117,000	1,940	1,704
61	101,168	117,107	18,669	91,900	117,000	1,942	1,686
62	96,718	113,410	17,327	85,100	113,000	1,942	1,802
63	95,578	114,879	18,926	83,400	113,000	1,943	1,792
64	101,934	112,104	13,905	93,600	115,000	1,945	1,745
65	99,546	118,120	20,582	88,500	117,000	1,948	1,712
66	97,505	120,864	23,799	85,100	117,000	1,952	1,720
67	94,407	116,552	20,687	81,700	113,000	1,953	1,791
68	94,904	119,906	23,697	81,700	115,000	1,953	1,758
69	100,339	112,685	15,602	90,200	115,000	1,954	1,778
70	97,708	129,933	31,220	86,800	119,000	1,960	1,645
71	96,827	130,878	32,512	85,100	119,000	1,963	1,658
72	96,131	117,808	21,574	83,400	115,000	1,967	1,777
73	94,292	136,545	38,438	81,700	119,000	1,968	1,666
74	98,520	129,062	30,030	88,500	119,000	1,970	1,641
75	97,318	115,972	19,673	85,100	115,000	1,970	1,788
76	98,723	118,635	21,552	86,800	117,000	1,973	1,742
77	98,450	114,373	17,979	86,800	115,000	1,976	1,801
78	95,900	131,872	33,872	83,400	119,000	1,977	1,679
79	101,962	116,610	17,732	93,600	117,000	1,982	1,705
80	98,269	127,120	28,820	86,800	119,000	1,984	1,680
81	100,684	116,258	18,655	90,200	117,000	1,987	1,750
82	95,305	124,164	27,532	81,700	117,000	1,988	1,748
83	99,089	126,328	27,680	88,500	119,000	1,990	1,673
84	97,388	127,970	30,044	85,100	119,000	1,993	1,696
85	101,494	115,808	17,729	91,900	117,000	1,997	1,746
86	94,970	132,869	35,235	81,700	119,000	1,999	1,704
87	99,528	112,980	16,465	88,500	115,000	2,000	1,826
88	102,712	111,821	13,077	95,300	115,000	2,000	1,774
89	96,608	121,492	24,894	83,400	117,000	2,001	1,765
90	102,361	117,464	17,871	95,300	117,000	2,006	1,693
91	99,865	116,712	19,591	88,500	117,000	2,010	1,777
92	99,899	125,545	26,553	90,200	119,000	2,012	1,677
93	96,467	128,860	31,324	83,400	119,000	2,012	1,719
94	97,858	119,175	22,572	85,100	117,000	2,016	1,784
95	98,751	124,703	26,831	86,800	119,000	2,018	1,720
96	103,188	112,363	12,832	97,000	115,000	2,019	1,758
97	99,576	123,985	25,737	88,500	119,000	2,021	1,711
98	97,872	125,467	27,995	85,100	119,000	2,032	1,741
99	100,697	124,775	25,444	91,900	119,000	2,036	1,683

RELAZIONE DI CALCOLO

100	102,294	115,365	16,814	93,600	117,000	2,037	1,763
101	95,544	129,751	32,608	81,700	119,000	2,039	1,748
102	100,394	123,274	24,653	90,200	119,000	2,039	1,715
103	99,040	117,169	20,535	86,800	117,000	2,041	1,812
104	95,248	118,297	22,584	81,700	115,000	2,045	1,844
106	95,709	122,122	25,992	81,700	117,000	2,054	1,813
107	100,977	115,029	17,828	90,200	117,000	2,055	1,821
109	102,742	116,123	16,813	95,300	117,000	2,056	1,748
110	96,957	126,262	29,207	83,400	119,000	2,056	1,768
112	100,001	121,944	24,110	88,500	119,000	2,060	1,758
113	101,790	114,632	16,922	91,900	117,000	2,062	1,813
114	101,201	122,572	23,584	91,900	119,000	2,062	1,721
115	99,171	122,592	25,163	86,800	119,000	2,062	1,770
118	96,966	119,732	23,624	83,400	117,000	2,070	1,835
119	100,824	121,301	23,066	90,200	119,000	2,076	1,758
120	98,294	123,277	26,276	85,100	119,000	2,080	1,793
122	96,040	127,059	30,422	81,700	119,000	2,088	1,800
124	101,638	120,665	22,033	91,900	119,000	2,098	1,764
125	102,595	114,240	16,028	93,600	117,000	2,101	1,830
126	103,471	111,545	12,269	97,000	115,000	2,107	1,846
127	97,386	123,987	27,429	83,400	119,000	2,109	1,824
128	100,376	120,140	22,735	88,500	119,000	2,110	1,812
129	101,996	121,881	22,530	93,600	119,000	2,111	1,742
130	103,081	114,929	15,914	95,300	117,000	2,114	1,809
131	99,544	120,723	23,751	86,800	119,000	2,115	1,827
133	101,202	119,562	21,727	90,200	119,000	2,123	1,810
135	97,441	135,066	36,652	85,100	121,000	2,131	1,754
137	96,497	136,190	38,120	83,400	121,000	2,133	1,766
141	98,336	133,999	35,259	86,800	121,000	2,141	1,751
142	95,551	137,318	39,591	81,700	121,000	2,142	1,780
143	102,021	118,989	20,727	91,900	119,000	2,142	1,815
146	102,441	120,037	21,014	93,600	119,000	2,147	1,788
148	98,065	131,584	33,629	85,100	121,000	2,153	1,787
150	98,958	130,626	32,320	86,800	121,000	2,159	1,781
151	97,130	132,587	35,001	83,400	121,000	2,160	1,801
152	99,158	133,019	33,980	88,500	121,000	2,164	1,752
156	96,192	133,592	36,375	81,700	121,000	2,173	1,819
162	99,788	129,736	31,103	88,500	121,000	2,179	1,783
164	98,595	128,625	31,146	85,100	121,000	2,185	1,828
165	99,486	127,765	29,908	86,800	121,000	2,187	1,818
166	102,830	118,422	19,739	93,600	119,000	2,192	1,841

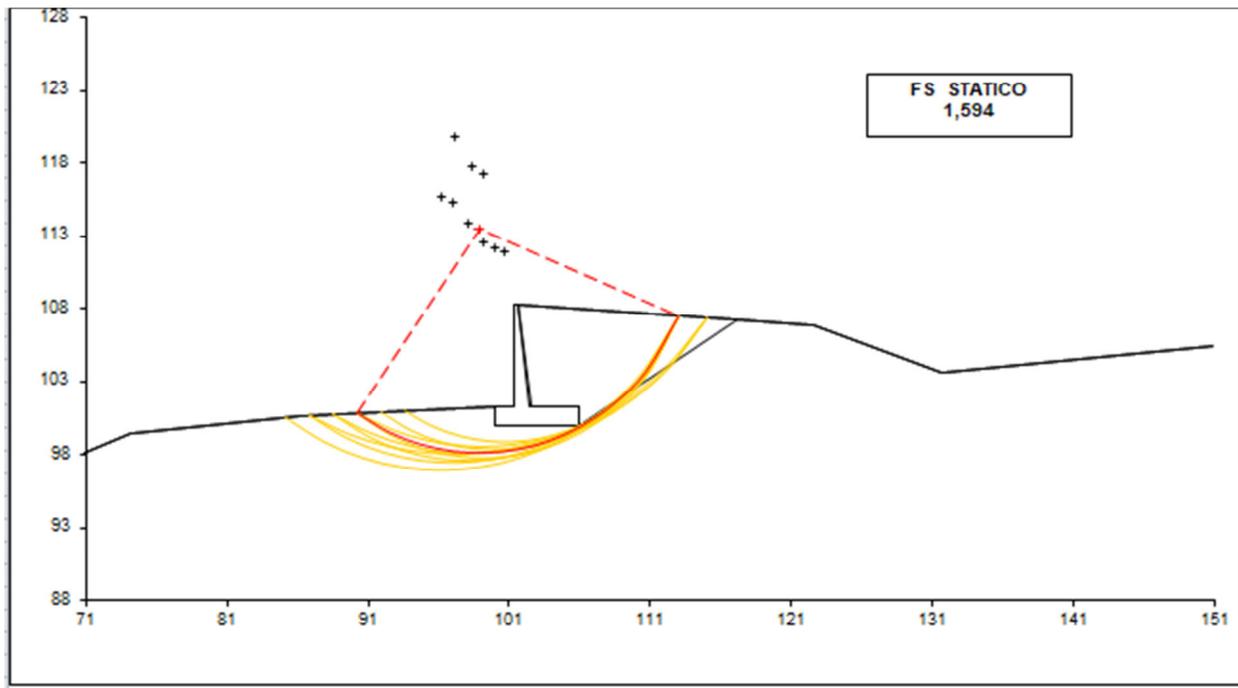
**RELAZIONE DI CALCOLO**

167	97,668	129,521	32,436	83,400	121,000	2,196	1,844
169	102,775	121,204	21,498	95,300	119,000	2,198	1,788
170	99,969	132,052	32,718	90,200	121,000	2,202	1,763
171	100,321	126,959	28,748	88,500	121,000	2,204	1,819
177	100,609	128,856	29,899	90,200	121,000	2,215	1,792
184	101,148	126,159	27,597	90,200	121,000	2,238	1,829
187	103,230	119,421	20,012	95,300	119,000	2,239	1,838
206	101,420	127,986	28,710	91,900	121,000	2,288	1,823

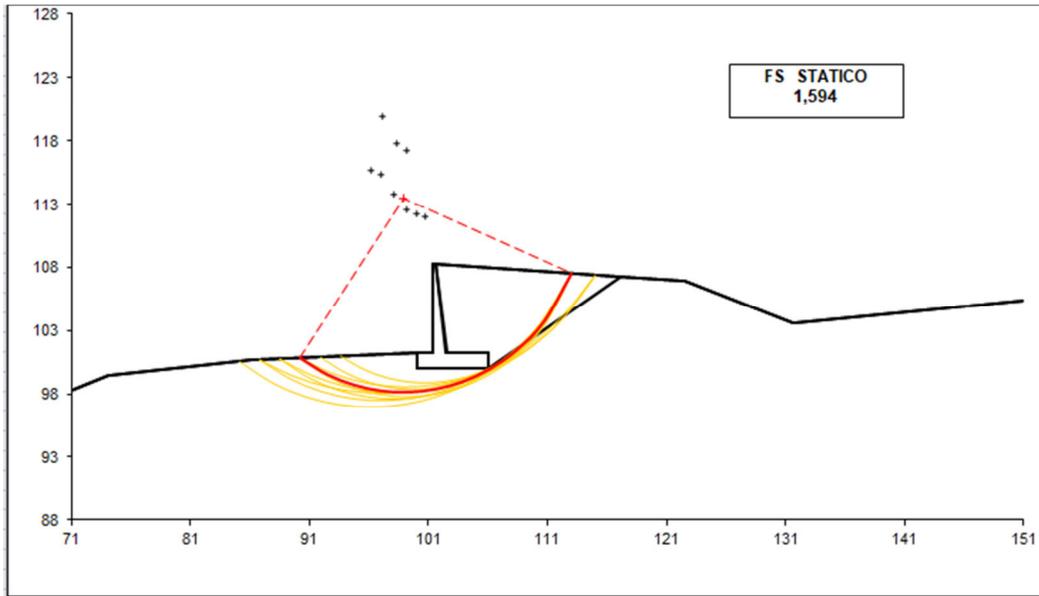
<b>#strisce</b>
<b>30</b>

<b># Superfici Calcolate</b>	<b>FS Bishop</b>	
<b>543</b>	<b>STATICO</b>	<b>1,594</b>
	<b>SISMICO</b>	<b>1,468</b>

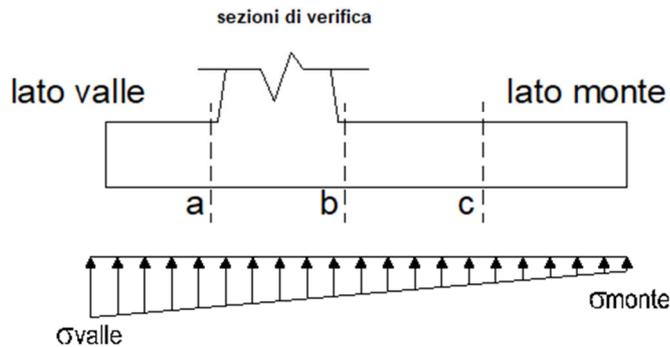
CONDIZIONE STATICA



CONDIZIONE SISMICA



7.6.2 Verifiche strutturali



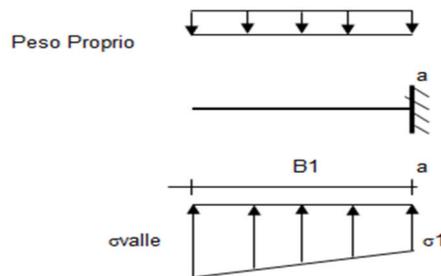
Reazioni del terreno

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	923,03	316,33	206,56	101,12
	923,03	316,33	206,56	101,12
sisma+	947,05	248,95	199,33	116,35
	947,05	248,95	199,33	116,35
sisma-	851,18	271,28	187,08	96,65
	851,18	271,28	187,08	96,65

Mensola lato valle

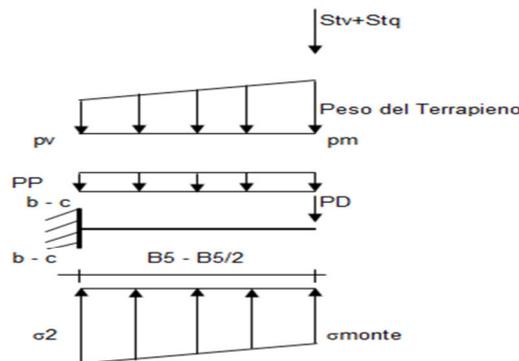
RELAZIONE DI CALCOLO

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma	Va
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	206,56	182,84	152,55	220,66
	206,56	182,84	152,55	220,66
sisma+	199,33	180,66	145,95	208,75
	199,33	180,66	147,49	208,75
sisma-	187,08	166,73	137,37	190,78
	187,08	166,73	135,82	190,78

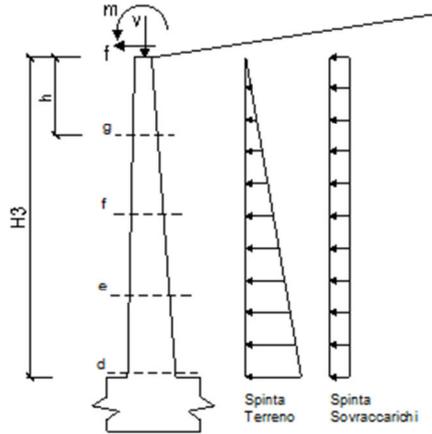


Mensola lato monte

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	Mb	Vb	$\sigma_{2c}$	Mc	Vc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	101,12	161,04	-586,53	-212,70	131,08	-243,78	-180,85
	101,12	161,04	-743,51	-304,77	131,08	-283,02	-226,88
sisma+	116,35	163,51	-503,61	-192,22	139,93	-202,13	-154,56
	116,35	163,51	-503,61	-192,22	139,93	-202,13	-154,56
sisma-	96,65	148,04	-485,03	-184,96	122,35	-193,39	-149,69
	96,65	148,04	-485,03	-184,96	122,35	-193,39	-149,69



**Calcolo sollecitazioni paramento verticale del muro**



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	338,57	152,74	200,00	691,31	0,00	134,75	134,75
e-e	5,25	142,83	85,91	156,25	385,00	0,00	85,64	85,64
f-f	3,50	42,32	38,18	112,50	193,01	0,00	46,81	46,81
g-g	1,75	5,29	9,55	68,75	83,59	0,00	18,27	18,27

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	145,10	43,64	25,00	213,74
e-e	5,25	81,62	32,73	25,00	139,35
f-f	3,50	36,28	21,82	25,00	83,09
g-g	1,75	9,07	10,91	25,00	44,98

**condizione sismica +**

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	250,79	88,17	0,00	0,00	40,86	379,82	0,00	142,08	142,08
e-e	5,25	105,80	37,20	0,00	0,00	20,05	163,05	0,00	90,30	90,30
f-f	3,50	31,35	11,02	0,00	0,00	7,61	49,98	0,00	49,36	49,36
g-g	1,75	3,92	1,38	0,00	0,00	1,58	6,87	0,00	19,26	19,26

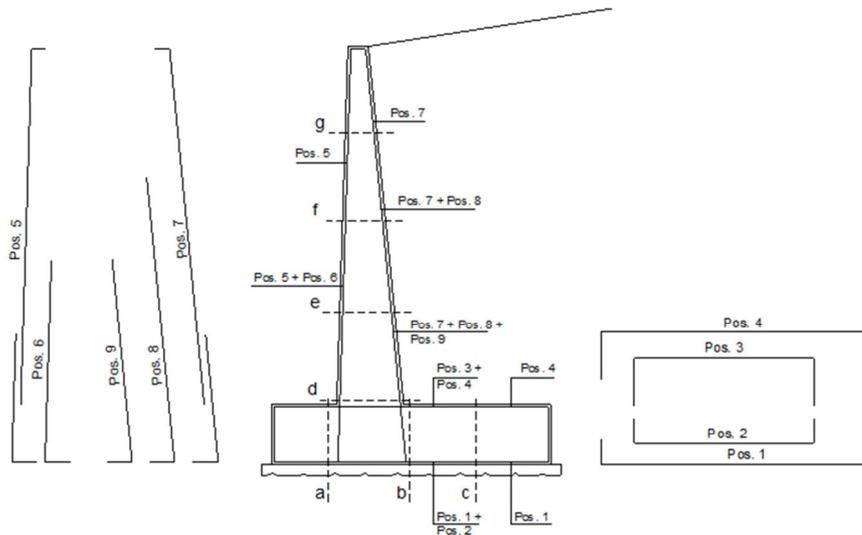
sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	107,48	37,79	0,00	0,00	14,66	159,93
e-e	5,25	60,46	21,25	0,00	0,00	9,32	91,03
f-f	3,50	26,87	9,45	0,00	0,00	5,09	41,41
g-g	1,75	6,72	2,36	0,00	0,00	1,99	11,07

condizione sismica -

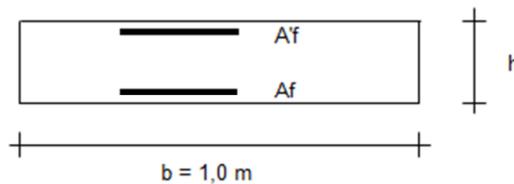
sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	250,79	60,00	0,00	0,00	40,86	351,66	0,00	127,42	127,42
e-e	5,25	105,80	25,31	0,00	0,00	20,05	151,17	0,00	80,98	80,98
f-f	3,50	31,35	7,50	0,00	0,00	7,61	46,46	0,00	44,27	44,27
g-g	1,75	3,92	0,94	0,00	0,00	1,58	6,43	0,00	17,27	17,27

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	107,48	25,71	0,00	0,00	14,66	147,85
e-e	5,25	60,46	14,46	0,00	0,00	9,32	84,24
f-f	3,50	26,87	6,43	0,00	0,00	5,09	38,39
g-g	1,75	6,72	1,61	0,00	0,00	1,99	10,31

**SHEMA DELLE ARMATURE**



pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	6,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	16	□	6	0,0	0	□
3	6,0	16	□	7	7,0	16	
4	7,0	16		8	2,0	16	□
				9	3,0	16	□



**RELAZIONE DI CALCOLO**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	152,55	0,00	1,25	12,06	26,14	558,50
b - b	-743,51	0,00	1,25	26,14	12,06	1180,46
c - c	-283,02	0,00	1,25	14,07	12,06	646,82
d - d	691,31	134,75	1,24	24,13	10,05	1157,64
e - e	385,00	85,64	1,01	24,13	10,05	898,31
f - f	193,01	46,81	0,77	18,10	10,05	500,46
g - g	83,59	18,27	0,54	14,07	10,05	256,78

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

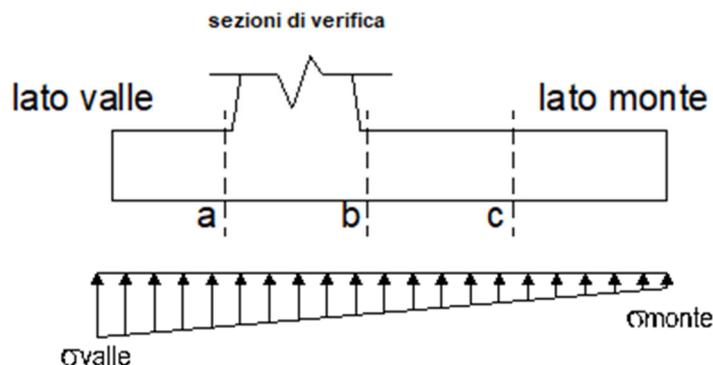
**VERIFICA A TAGLIO**

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	220,66	1,25	393,94
b - b	304,77	1,25	393,94
c - c	226,88	1,25	393,94
d - d	213,74	1,24	410,55
e - e	139,35	1,01	345,16
f - f	83,09	0,77	272,13
g - g	44,98	0,54	200,96

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

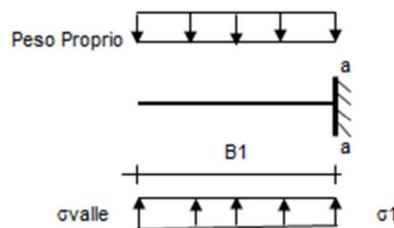
**Calcolo sollecitazione soletta di fondazione**

caso	N	M	σ <sub>valle</sub>	σ <sub>monte</sub>
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	897,98	194,34	182,05	117,27
	897,98	194,34	182,05	117,27
Q.P.	883,40	81,85	160,88	133,59
	883,40	81,85	160,88	133,59



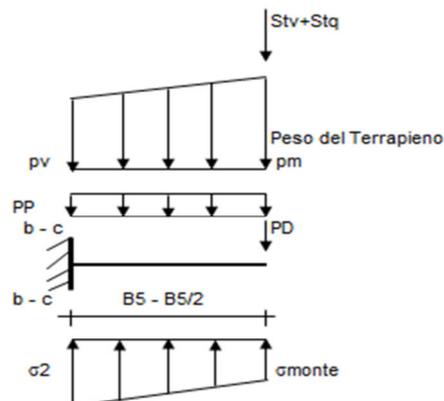
**Mensola lato valle**

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	182,05	167,48	132,99
	182,05	167,48	132,99
Q.P.	160,88	154,74	116,26
	160,88	154,74	116,26



**Mensola lato monte**

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	Mb	$\sigma_{2c}$	Mc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	117,27	154,09	-451,98	135,68	-183,19
	117,27	154,09	-568,26	135,68	-212,26
Q.P.	133,59	149,10	-348,68	141,35	-139,77
	133,59	149,10	-348,68	141,35	-139,77



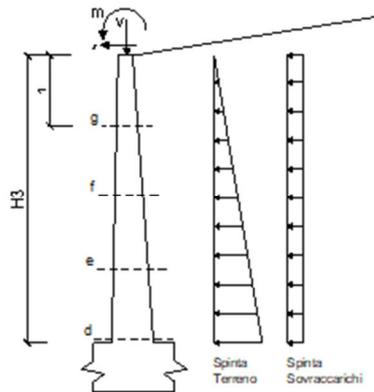
**Azioni sul parameno verticale**

**condizione Frequente**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	250,79	113,14	200,00	563,93	0,00	134,75	134,75
e-e	5,25	105,80	63,64	156,25	325,69	0,00	85,64	85,64
f-f	3,50	31,35	28,28	112,50	172,13	0,00	46,81	46,81
g-g	1,75	3,92	7,07	68,75	79,74	0,00	18,27	18,27

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,00	250,79	0,00	0,00	250,79	0,00	134,75	134,75
e-e	5,25	105,80	0,00	0,00	105,80	0,00	85,64	85,64
f-f	3,50	31,35	0,00	0,00	31,35	0,00	46,81	46,81
g-g	1,75	3,92	0,00	0,00	3,92	0,00	18,27	18,27



**Verifica**

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	A <sub>f</sub>	A' <sub>f</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>f</sub>	w <sub>k</sub>	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	132,99	0,00	1,25	12,06	26,14	1,08	97,52	0,149	0,200
b - b	-568,26	0,00	1,25	26,14	12,06	3,62	196,81	0,194	0,200
c - c	-212,26	0,00	1,25	14,07	12,06	1,74	134,19	0,185	0,200
d - d	563,93	134,75	1,24	24,13	10,05	3,89	187,76	0,192	0,200
e - e	325,69	85,64	1,01	24,13	10,05	3,19	138,82	0,142	0,200
f - f	172,13	46,81	0,77	18,10	10,05	2,95	133,59	0,159	0,200
g - g	79,74	18,27	0,54	14,07	10,05	2,86	124,85	0,161	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	116,26	0,00	1,25	12,06	26,14	0,94	85,25	0,130	0,200
b - b	-348,68	0,00	1,25	26,14	12,06	2,22	120,76	0,119	0,200
c - c	-139,77	0,00	1,25	14,07	12,06	1,14	88,36	0,122	0,200
d - d	250,79	134,75	1,24	24,13	10,05	1,75	69,96	0,072	0,200
e - e	105,80	85,64	1,01	24,13	10,05	1,06	34,73	0,036	0,200
f - f	31,35	46,81	0,77	18,10	10,05	0,55	15,10	0,018	0,200
g - g	3,92	18,27	0,54	14,07	10,05	0,13	1,32	0,001	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**7.6.3 Verifiche tensionali**

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	132,99	0,00	1,25	12,06	26,14	1,08	97,52
b - b	-568,26	0,00	1,25	26,14	12,06	3,62	196,81
c - c	-212,26	0,00	1,25	14,07	12,06	1,74	134,19
d - d	563,93	134,75	1,24	24,13	10,05	3,89	187,76
e - e	325,69	85,64	1,01	24,13	10,05	3,19	138,82
f - f	172,13	46,81	0,77	18,10	10,05	2,95	133,59
g - g	79,74	18,27	0,54	14,07	10,05	2,86	124,85