



AREA SERVIZI TERRITORIALI METROPOLITANI  
Servizio Progettazione Costruzioni e Manutenzione Strade

INTERVENTO FINANZIATO NELL'AMBITO DEL PATTO PER BOLOGNA

VARIANTE ALLA S.P. 65 "DELLA FUTA"

NODO DI RASTIGNANO - 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO  
TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE OCHE  
NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO

## PROGETTO DEFINITIVO

### CORPO STRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTO RASTIGNANO

RELAZIONE DI CALCOLO MURO MS.02

#### IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio  
Ord. Ingg. Milano N.20155

RESPONSABILE GEOTECNICA  
ALL'APERTO

#### IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



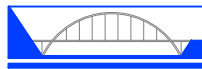
Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

#### IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza  
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO																								Ordinatore:										
RIFERIMENTO PROGETTO						RIFERIMENTO DIRETTORIO								RIFERIMENTO ELABORATO																				
Codice Commessa			Lotto, Sub- Cod. Prog. Cod. Appalto		Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia WBS progressivo		PARTE D'OPERA			Tip.	Disciplina	Progressivo		Rev.																	
1	1	1	4	4	4	0	0	0	1	P	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	A	P	E	0	1	0	5	-	-	SCALA: —

 	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068		 <b>ENSER</b> SOCIETA' DI INGEGNERIA		n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:		0	FEBBRAIO 2018
					1	—
					2	—
					3	—
				4	—	

VISTO DEL PROPRIETARIO DELLE OPERE		VISTO DEL CONCEDENTE
 CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Pietro Luminasi		 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

# **SPEA Engineering**

**VARIANTE ALLA SP65 “DELLA FUTA”**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**NODO DI RASTIGNANO – 2° LOTTO DI COMPLETAMENTO**

TRATTO COMPRESO TRA SVINCOLO DI RASTIGNANO E PONTE DELLE  
OCHE NEI COMUNI DI SAN LAZZARO DI SAVENA, BOLOGNA E PIANORO

**RELAZIONE DI CALCOLO MURO MS.02**



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>5</b>
2.1	Normativa.....	5
2.2	Altri documenti di riferimento .....	5
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DELL' OPERA.....</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI E VERIFICA DELL'OPERA.....</b>	<b>9</b>
6.1	Approccio progettuale in accordo al quadro normativo previsto dal DM 14 gennaio 2008.....	9
6.1.1	Verifiche agli SLU .....	9
6.1.2	Verifiche agli SLE .....	11
6.2	Analisi dei carichi .....	12
6.2.1	Metodo di Culmann per il calcolo della spinta del terreno in condizioni statiche .....	13
6.2.2	Calcolo della spinta in presenza di sisma e delle azioni inerziali dovute al sisma .....	13
6.3	Combinazioni delle azioni considerate per gli SLU (GEO), (EQU) e (STR) e per gli SLE.....	14
6.4	Criteri per le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) e di corpo rigido (EQU) .....	17
6.4.1	Verifica a ribaltamento .....	17
6.4.2	Verifica a scorrimento.....	17
6.4.3	Verifica al carico limite .....	18
6.4.4	Verifica alla stabilità globale .....	19
6.5	Descrizione del modello di calcolo, risultati delle analisi e verifiche.....	20
6.5.1	Modello di calcolo .....	20
6.5.2	Risultati e Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) e di Corpo rigido (EQU) .....	21
6.5.2.1	Verifiche di scorrimento e di capacità portante.....	22
6.5.2.2	Verifiche al ribaltamento.....	25
6.5.2.3	Verifiche di stabilità globale .....	26
6.5.3	Risultati e Verifiche SLU di tipo strutturale .....	30
6.5.3.1	Paramento – Risultati e Verifiche SLU .....	31
6.5.3.2	Fondazione sbalzo di valle – Risultati e Verifiche SLU .....	33
6.5.3.3	Fondazione sbalzo di monte – Risultati e Verifiche SLU .....	35
6.5.4	Risultati e Verifiche SLE di tipo strutturale.....	37
6.5.4.1	Paramento – Risultati e Verifiche SLE .....	37
6.5.4.2	Fondazione sbalzo di valle – Risultati e Verifiche SLE .....	40
6.5.4.3	Fondazione sbalzo di monte – Risultati e Verifiche SLE.....	43

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo è stata redatta a corredo del Progetto Definitivo per la realizzazione degli interventi di completamento del III lotto della rete viaria di adduzione Strada Lungosavena nell'ambito del Potenziamento del Sistema tangenziale di Bologna Borgo Panigale e San Lazzaro.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento e la verifica delle muro di sottoscarpa in c.a. previsto a sostegno del rilevato stradale in prossimità della Spalla A del Viadotto Rastignano tra le pk 745.03 e 778.97 e denominato MS.02.

Nella seguente figura si riporta l'andamento planimetrico del tracciato e l'ubicazione dell'opera.

Nei seguenti paragrafi si riporta:

- l'elenco delle norme e della bibliografia di riferimento e degli altri documenti progettuali di riferimento (capitolo 2);
- le caratteristiche dei materiali adottati (capitolo 3);
- una descrizione del muro (capitolo 4);
- la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica di riferimento (capitolo 5);
- la descrizione dei criteri di progetto e di analisi, i risultati di calcoli e delle verifiche (capitolo 6).

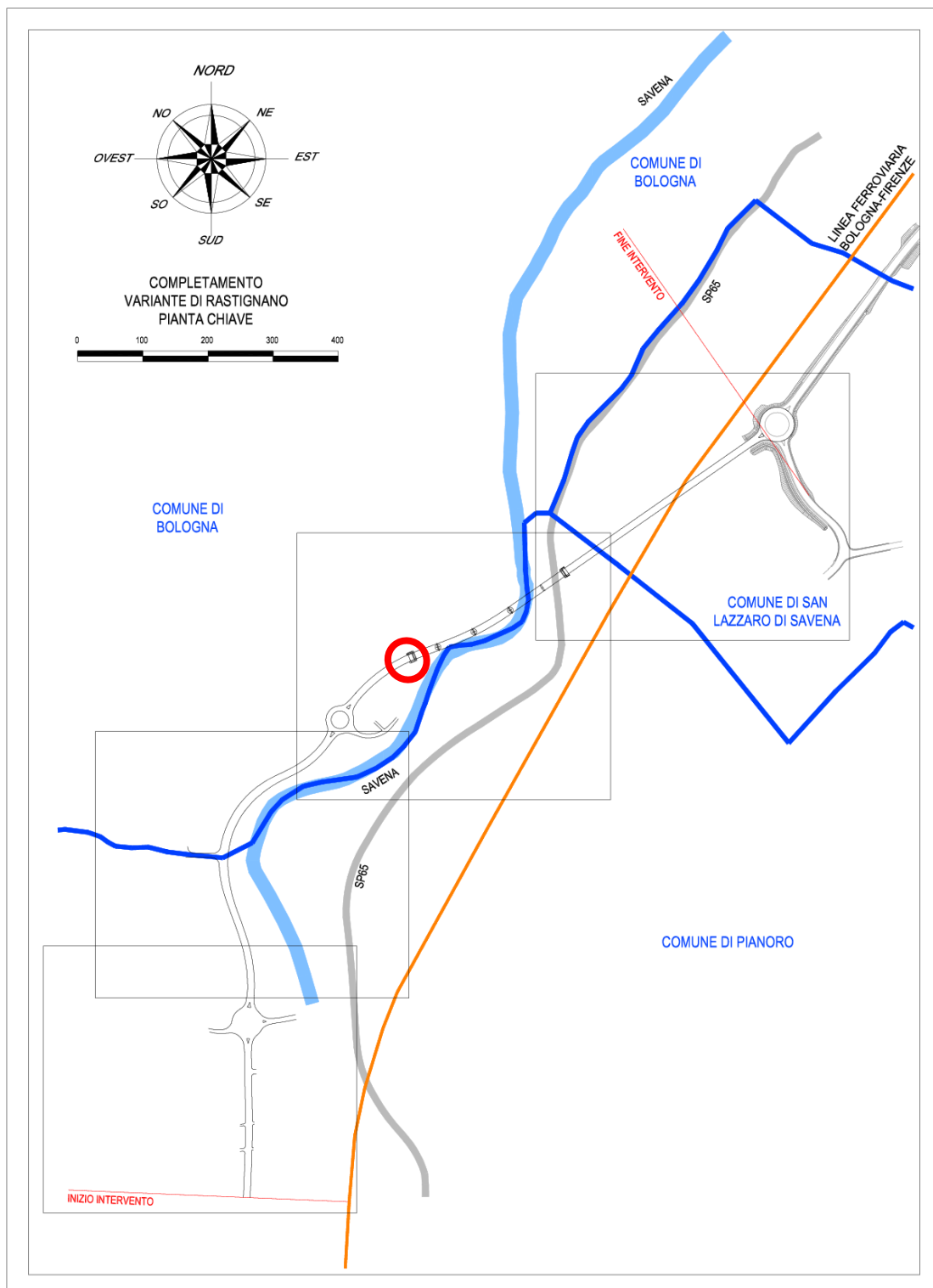


Figura 1-1: Andamento planimetrico del tracciato e ubicazione dell'opera MS.02

## 2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normativa

La presente relazione di calcolo è stata redatto in conformità alle seguenti Normative:

- D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le costruzioni (pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n.30);
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - 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 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1997-1:2005 "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1998-1:2005 "Eurocodice 8 - Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8 - Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";

### 2.2 Altri documenti di riferimento

Nella presente relazione si è fatto riferimento:

- ai seguenti documenti di progetto:
  - APE 0003\_Profilo e Sezioni Geotecnici Viadotto Rastignano ;
  - APE 0001\_Relazione geotecnica;
  - STR 0107\_Viadotto Rastignano Spalla A e Muro di sottoscarpa MS.02 - Carpenteria

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nella seguente tabella.

<b>TABELLA MATERIALI :</b>	
CALCESTRUZZO :	
Secondo EN206 – CNR UNI 11104	
PALI:	
– Classe	C25/30
– Classe di esposizione	XC2
MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI:	
– Classe	C12/15
– Classe di esposizione	X0
FONDAZIONI PILE, SPALLE E MURI:	
– Classe	C28/35
– Classe di esposizione	XC2
ELEVAZIONI PILE:	
– Classe	C32/40
– Classe di esposizione	XF2
PULVINO:	
– Classe	C32/40
– Classe di esposizione	XF4
ELEVAZIONI MURI:	
– Classe	C28/35
– Classe di esposizione	XF2
ELEVAZIONI SPALLE:	
– Classe	C32/40
– Classe di esposizione	XF2
SOLETTE IN C.A., CORDOLI, BAGGIOLI:	
– Classe	C35/45
– Classe di esposizione	XF4
COPPELLE:	
– Classe	C35/45
– Classe di esposizione	XF4
COPRIFERRO NOMINALE* per pali trivellati ( $\phi_{palo} > 600\text{mm}$ )	Cnom.=60.0mm
COPRIFERRO NOMINALE* per solette	Cnom.=35.0mm
COPRIFERRO NOMINALE* per elevazioni	Cnom.=35.0mm
COPRIFERRO NOMINALE* per fondazioni	Cnom.=40.0mm
* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P	
ACCIAIO PER C.A.:	
Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)	
Tipo B450C	$f_{yk} \geq 450\text{MPa}$ $f_{tk} \geq 540\text{MPa}$
PER QUANTO NON SPECIFICATO, IN PARTICOLARE RELATIVAMENTE ALLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI, ALLE SPECIFICHE PER L'ESECUZIONE DEI LAVORI ED AI CONTROLLI DA ESEGUIRE, SI DOVRA' FARE RIFERIMENTO ALLE NORME TECNICHE D'APPALTO.	

Tabella 3-1: Tabella materiali

#### 4 DESCRIZIONE DELL' OPERA

L'opera in progetto si sviluppa complessivamente per una lunghezza pari a circa 40 m a sostegno del rilevato stradale d'approccio al Viadotto Rastignano in corrispondenza della Spalla A.

L'opera è costituita da:

- un paramento verticale di altezza pari a 3.50 m e spessore variabile tra 0.50 m in corrispondenza della sezione di sommità e 0.85 m in corrispondenza della sezione di base per un'altezza costante pari a 3.00 m, con filo interno verticale e filo esterno inclinato con pendenza 1h/10v;
- una soletta di fondazione di lunghezza complessiva pari a 5.60 m avente sbalzo di valle pari a 0.50 m e sbalzo di monte pari a 4.25 m, con spessore variabile tra 0.70 m in corrispondenza dell'estremità di valle e 1.26 m in corrispondenza dell'estremità di monte. Il piano di posa della fondazione è pensato inclinato con una pendenza verso monte pari a 1v/10h.

Nella seguente immagine si riporta la sezione tipo dell'opera.

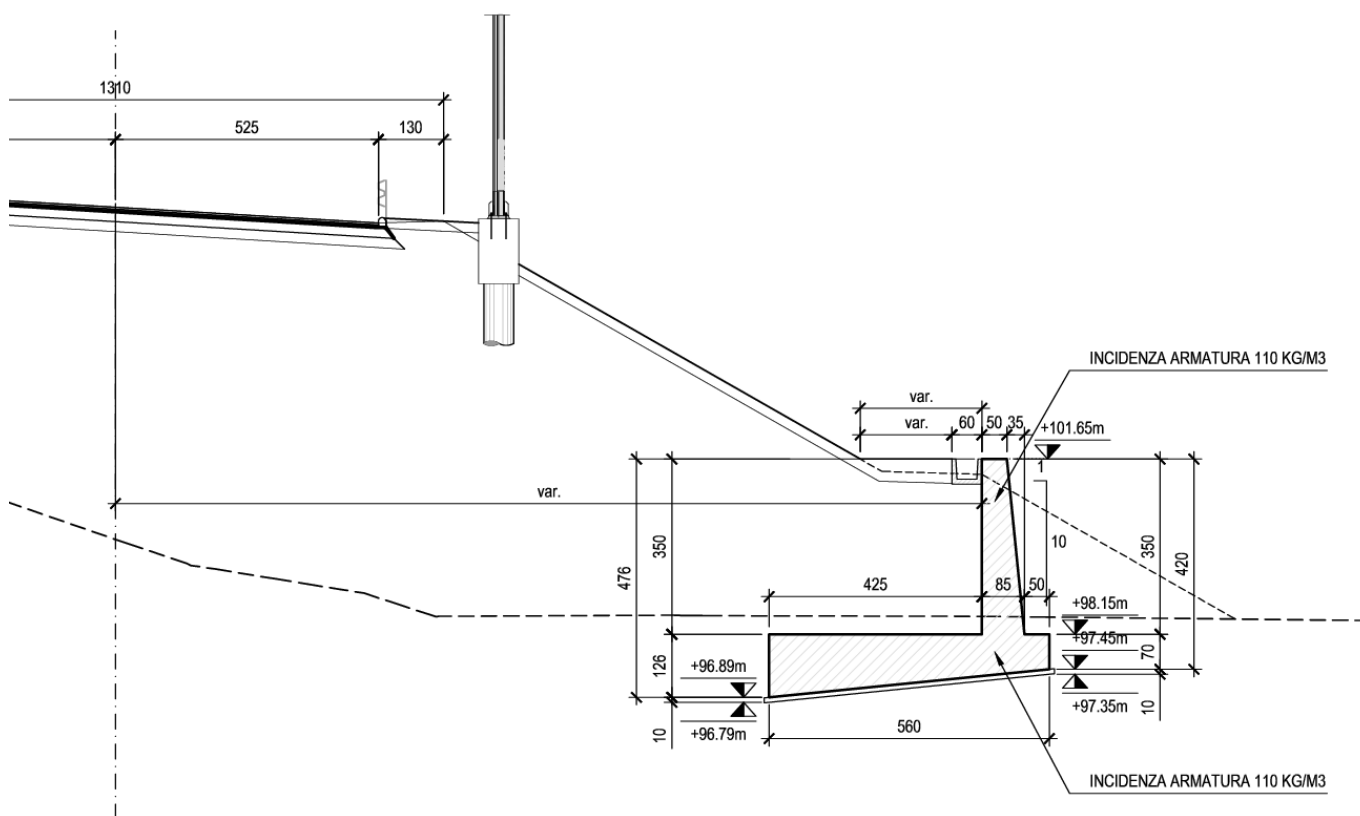


Figura 4-1: Sezione tipo Muro MS.02



## 5 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA DI RIFERIMENTO

Per la definizione della stratigrafia di riferimento e dei parametri geotecnici di riferimento si è fatto riferimento alla relazione geotecnica (elaborato APE 0001 – Relazione geotecnica), ed al profilo longitudinale geotecnico in corrispondenza dell'opera (elaborato APE 0003 – Profilo e Sezioni Geotecniche – Viadotto Rastignano).

In particolare nelle aree oggetto di intervento il terreno di fondazione è costituito dalle seguenti Unità:

- **UNITÀ 2 DAS** (Depositi alluvionali prevalentemente incoerenti a grana fine) da p.c. fino a quota +95.85 m;
- **UNITÀ 3 DAF** – (Depositi alluvionali prevalentemente coesivi) tra le quote +95.85 m e +93.80 m.
- **UNITÀ 1 DAG** – (Depositi alluvionali prevalentemente incoerenti a grana grossa) tra le quote +93.80 m e +92.02 m.

Come terreno spingente a tergo del muro si è considerato il materiale **RILEVATO**.

Nella seguente tabella si sintetizzano i parametri geotecnici di riferimento; adottati nelle elaborazioni per le suddette unità stratigrafiche.

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$c_{uk}$ (kPa)
RILEVATO	19.5	35	0	-
1-DAG	20.0	35÷40 [37.5]	0÷2 [1]	-
2-DAS	20.0	32÷36 [34.0]	0÷4 [2]	-
3-DAF	19.0	25÷30 [27.5]	4÷8 [6]	50÷100 [75]

Tabella 5-1: - Parametri geotecnici caratteristici di resistenza al taglio delle unità geotecniche che interessano l'opera.

La falda è stata considerata a quota +97.38 in accordo al profilo geotecnico.

## 6 ANALISI E VERIFICA DELL'OPERA

L'analisi e la verifica dell'opera è stata condotta con riferimento alla geometria descritta al precedente capitolo 4 in accordo alle prescrizioni del DM 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC) ricorrendo all'ausilio del software di calcolo MAX Vers 10.10 della Aztec Informatica.

Nel seguito si riportano:

- la descrizione dell'Approccio progettuale in accordo al quadro normativo previsto dal DM 14 gennaio 2008 per le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) §6.1;
- l'analisi dei carichi §6.2;
- la definizione delle combinazioni delle azioni considerate per gli SLU (GEO), (EQU) e (STR) e per gli SLE;
- i criteri adottati dal programma per condurre le seguenti verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) e di corpo rigido (EQU) richieste dal D.M. 2008 (§6.4):
  - la Verifica a ribaltamento
  - la Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
  - la Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
  - la Verifica della stabilità globale

Al paragrafo .. viene riportata la sintesi delle verifiche condotte con il dettaglio del calcolo per ciascuna combinazione analizzata.

Al paragrafo .. vengono sintetizzate le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali del muro per le combinazioni finalizzate al dimensionamento strutturale (STR). Al paragrafo .. si riportano i criteri di verifica per le verifiche strutturali SLU e SLE e i corrispondenti risultati.

### 6.1 Approccio progettuale in accordo al quadro normativo previsto dal DM 14 gennaio 2008

#### 6.1.1 Verifiche agli SLU

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. In particolare per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento a cinematismi riconducibili a:

- scorrimento sul piano di posa;
- ribaltamento;
- rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

In tutte le verifiche si deve ottenere che  $E_d < R_d$

dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione:

$$E_d = E \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

- $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Quindi l'effetto delle azioni e la resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $[\gamma_F \cdot F_k]$ , delle caratteristiche di resistenza di progetto  $\left[ \frac{X_k}{\gamma_M} \right]$  e della geometria di progetto  $[a_d]$ .

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R).

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella seguente figura che riporta la Tabella 6.2.I delle NTC.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I coefficienti parziali  $\gamma_M$  da applicare al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno sono indicati nella seguente figura che riporta la Tabella 6.2.II delle NTC.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le opere (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (STR).

Con riferimento al § 6.5.3.1.1 delle NTC e al § C6.5.3.1.1 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 sono stati analizzati i seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (**GEO**)
  - o scorrimento sul piano di posa;

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno. L'analisi è stata condotta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti globali  $\gamma_R$  sulla resistenza del sistema (R2) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza i valori di progetto delle spinte sul muro di sostegno sono maggiori e le resistenze in fondazione sono minori dei rispettivi valori caratteristici.

Per la sola verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno sono stati adottati i coefficienti globali  $\gamma_R$  sulla resistenza del sistema ( $R2=1.1$ ) indicati al § 6.8.2 delle NTC per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

- SLU di equilibrio di corpo rigido (**EQU**)
  - ribaltamento utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 2.6.I delle NTC e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte (Tabella 6.2.II NTC);
- SLU di tipo strutturale (**STR**)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, utilizzando l'Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi.

Si è verificato che la condizione  $E_d < R_d$  venga soddisfatta per ogni stato limite considerato che corrisponde ad ottenere un coefficiente di sicurezza  $FS > 1$  ( $>1.1$  nel caso della verifica di stabilità globale).

### 6.1.2 Verifiche agli SLE

Sono stati analizzati anche gli stati limite di esercizio considerando le combinazioni delle azioni caratteristica, frequente, quasi permanente in accordo a quanto indicato nel § 2.5.3 delle NTC per le seguenti verifiche:

- Verifica di fessurazione delle sezioni in c.a in condizioni ambientali ordinarie aggressive (classe di esposizione XF2 – Tabella 4.1.III NTC) per la parte in elevazione per le combinazioni quasi permanente e frequente. Con riferimento al § 4.1.2.2.4.1 si è considerato il valore limite di apertura delle fessure pari a :
  - $w_1=0.2\text{mm}$  per la combinazione quasi permanente;
  - $w_2=0.3\text{mm}$  per la combinazione frequente.

Con riferimento al § C4.1.2.2.4 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 le verifiche sono state condotte adottando prevalentemente il metodo tabellare che limita il valore della tensione nelle

barre d'acciaio in funzione del loro diametro e della loro spaziatura. In alternativa a tale metodo la deformazione media delle barre e la distanza media tra le fessure sono state valutate utilizzando la procedura del D.M. 9 gennaio 1996.

- Verifica di fessurazione delle sezioni in c.a in condizioni ambientali ordinarie (classe di esposizione XC2 – Tabella 4.1.III NTC) per la soletta di fondazione per le combinazioni quasi permanente e frequente. Con riferimento al § 4.1.2.2.4.1 si è considerato il valore limite di apertura delle fessure pari a :

- $w_1=0.3\text{mm}$  per la combinazione quasi permanente;
- $w_2=0.4\text{mm}$  per la combinazione frequente.

Con riferimento al § C4.1.2.2.4 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 le verifiche sono state condotte adottando prevalentemente il metodo tabellare che limita il valore della tensione nelle barre d'acciaio in funzione del loro diametro e della loro spaziatura. In alternativa a tale metodo la deformazione media delle barre e la distanza media tra le fessure sono state valutate utilizzando la procedura del D.M. 9 gennaio 1996.

- Verifica delle tensioni di esercizio, sono state verificate:
  - La tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio secondo le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 16.80\text{MPa per la combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 12.60\text{MPa per la combinazione quasi permanente}$$

- Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

- Per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica la tensione massima,  $\sigma_s$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

## 6.2 Analisi dei carichi

Le opere di sostegno permanenti, quali quelle in studio, sono state dimensionate per resistere, oltre che alle spinte del terreno in fase statica e sismica di cui alla vigente normativa, anche alla spinta dovuta alla presenza di sovraccarichi accidentali agenti sulla eventuale piattaforma stradale posta in sommità a tergo del muro stesso.

Sono stati considerati i seguenti carichi nel calcolo e nella verifica dei muri di sostegno:

- Peso proprio del muro, calcolato automaticamente dal software assumendo un peso per unità di volume pari a  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ ;
- Sovraccarico stradale applicato sul profilo del terreno assunto pari a 20 kPa in sommità al rilevato;
- Spinta del terreno in condizioni statiche in relazione alla configurazione geometrica del profilo del terreno a tergo dell'opera calcolata dal software secondo quanto descritto al § 6.2.1;
- Spinta idrostatica valutata automaticamente dal software di calcolo;
- Spinta del terreno in condizioni sismiche e azioni sismiche orizzontali e verticali valutata automaticamente dal software di calcolo come descritto al seguente § 6.2.2 assumendo i seguenti parametri sismici di base

**Dettagli Parametri Sismici**

Tipo di Opera	Opera ordinaria
Classe d'Uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto pericolose
Vita Nominale	50 anni
Vita di Riferimento	100 anni
Comune	
Provincia	
Regione	
Latitudine	44.446124
Longitudine	11.357749

**N.T.C. 2008**

**Analisi SLU**

Accelerazione al suolo $ag$ [m/s <sup>2</sup> ]	$ag/g = 0.21$	2.070
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale $F0$		2.438
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante $T_c$		0.313
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico $S_s$	Tipo B	1.194
Coefficiente di riduzione ( $\beta_m$ )	C	0.31
Coefficiente amplificazione topografica $S_T$	T1	1.00
$K_h = ag/g * S_s * S_T * \beta_m$		
<b>Coefficiente di intensità sismica orizzontale SLU <math>K_h</math> [%] = 7.81</b>		
Intensità sismica	Verticale/Orizzontale	0.50
Forma diagramma incremento sismico	<input type="radio"/> Rettangolare <input checked="" type="radio"/> Stessa forma diagramma statico	

### 6.2.1 Metodo di Culmann per il calcolo della spinta del terreno in condizioni statiche

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

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

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

### 6.2.2 Calcolo della spinta in presenza di sisma e delle azioni inerziali dovute al sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe secondo la procedura di seguito descritta.

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

$$\begin{aligned}\varepsilon' &= \varepsilon + \theta \\ \beta' &= \beta + \theta\end{aligned}$$

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

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

- Terreno a bassa permeabilità:  $\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$
- Terreno a permeabilità elevata:  $\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$

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

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

dove il coefficiente  $A$  vale

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

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

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

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

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

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

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

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

### 6.3 Combinazioni delle azioni considerate per gli SLU (GEO), (EQU) e (STR) e per gli SLE

Sono state considerate in totale le 19 combinazioni descritte nel seguito con riferimento alla seguente simbologia:



### Simbologia adottata

- $F/S$  Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
- $\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione
- $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

#### Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico stradale	SFAV	1.50	1.00	1.50

#### Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico stradale	SFAV	1.50	1.00	1.50

#### Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico stradale	SFAV	1.50	1.00	1.50

#### Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico stradale	SFAV	1.50	1.00	1.50

#### Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico stradale	SFAV	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Sovraccarico stradale	SFAV	1.50	1.00	1.50

#### Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico stradale	SFAV	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

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

#### Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

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

#### Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo



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

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

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

Combinazione n° 12 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

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

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

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

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

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

Combinazione n° 17 - Quasi Permanente (SLE)

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

Combinazione n° 18 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico stradale	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 19 - Rara (SLE)

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

In particolare:

- le combinazioni 1, 2, 3, 4, 8, 9 e 16 sono finalizzate al dimensionamento strutturale e alle verifiche strutturali agli SLU;
- le combinazioni 17, 18, 19 sono finalizzate al dimensionamento strutturale e alle verifiche strutturali agli SLE;

- le combinazioni 5, 10,11 sono finalizzate alle verifiche geotecniche di scorrimento e di capacità portante;
- le combinazioni 6, 12, 13 sono finalizzate alle verifiche a ribaltamento di corpo rigido;
- le combinazioni 7, 14 e 15 sono finalizzate alle verifiche di stabilità globale.

## 6.4 Criteri per le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) e di corpo rigido (EQU)

### 6.4.1 Verifica a ribaltamento

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

Eseguendo il calcolo mediante il DM 2008 si può impostare  $\eta_r \geq 1.0$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

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

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

### 6.4.2 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ . Eseguendo il calcolo mediante il DM 2008 si può impostare  $\eta_s \geq 1.0$ .

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

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

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

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

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento. Nel caso in esame è stato considerato cautelativamente nullo il contributo della spinta passiva a valle del muro. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### 6.4.3 Verifica al carico limite

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

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

Eseguendo il calcolo mediante il DM 2008 si può impostare  $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

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

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

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

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori  $d$  e  $i$  che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico.

#### 6.4.4 Verifica alla stabilità globale

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

Eseguendo il calcolo mediante il DM 2008 si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

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

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

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

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

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

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

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

## 6.5 Descrizione del modello di calcolo, risultati delle analisi e verifiche

### 6.5.1 Modello di calcolo

Con riferimento al sistema di riferimento riportato nella seguente immagine, si riporta a seguire la descrizione del modello condotto con il software Max 10.10 e nei paragrafi successivi i risultati delle analisi e delle verifiche corrispondenti.

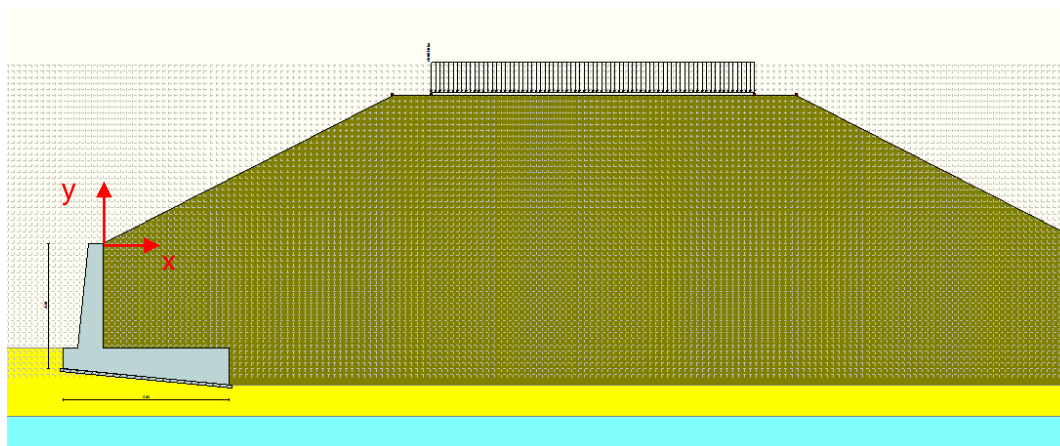


Figura 6-1: Modello di calcolo e individuazione del sistema di riferimento.

### Geometria muro e fondazione

#### Descrizione

Altezza del paramento	3.50 [m]
Spessore in sommità	0.50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.85 [m]
Inclinazione paramento esterno	5.70 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

#### Muro a mensola in c.a.

#### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	4.25 [m]
Lunghezza totale fondazione	5.60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	5.71 [°]
Spessore estremità fondazione di valle	0.70 [m]
Spessore all'incastro fondazione di valle	0.75 [m]
Spessore all'incastro fondazione di monte	0.83 [m]
Spessore estremità fondazione di monte	1.26 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

### Geometria profilo terreno a monte del muro

#### Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	9.75	5.00	27.15
2	11.05	5.00	0.00
3	21.95	5.00	0.00
4	23.35	5.00	0.00
5	33.10	0.00	-27.15

## Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.00	[m]

## Falda

Quota della falda a monte del muro rispetto al piano di posa della fondazione	0.49	[m]
Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione	0.49	[m]

## Descrizione terreni

### Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
$\gamma_s$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
$\phi$	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
$c$	Coesione espressa in [kPa]
$c_a$	Adesione terra-muro espressa in [kPa]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	$c$	$c_a$
Rilevato	19.50	19.50	35.00	23.33	0.0	0.0
DAS	20.00	20.00	34.00	22.67	2.0	2.0
DAF	19.00	19.00	27.00	18.00	0.0	0.0

## Stratigrafia

### Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm <sup>2</sup> /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	4.76	0.00	7.24	0.00	Rilevato
2	1.04	0.00	6.83	0.00	DAS
3	2.05	0.00	0.00	0.00	DAF

## 6.5.2 Risultati e Verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) e di Corpo rigido (EQU)

Con riferimento alla seguente simbologia adottata:

- **C** Identificativo della combinazione
- **Tipo** Tipo combinazione
- **Sisma** Combinazione sismica
- **CS<sub>SCO</sub>** Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- **CS<sub>RIB</sub>** Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- **CS<sub>QLIM</sub>** Coeff. di sicurezza a carico limite
- **CS<sub>STAB</sub>** Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Si riporta nel seguito il quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati che risultano per ciascuna combinazione sempre  $\geq 1$ .

C	Tipo	Sisma	CS <sub>sco</sub>	CS <sub>rib</sub>	CS <sub>qlim</sub>	CS <sub>stab</sub>
1	A1-M1 - [1]	--	2.09	--	5.23	--
2	A1-M1 - [1]	--	2.95	--	5.03	--
3	A1-M1 - [1]	--	2.63	--	5.01	--
4	A1-M1 - [1]	--	2.36	--	5.31	--
5	A2-M2 - [1]	--	1.48	--	1.93	--
6	EQU - [1]	--	--	4.74	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1.48
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.69	--	4.3	--
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.63	--	4.44	--
10	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.01	--	1.08	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.00	--	1.11	--
12	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3.96	--	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.55	--	--
14	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.28
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.25
16	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1.69	--	4.3	--
17	SLEQ - [1]	--	3.07	--	6.66	--
18	SLEF - [1]	--	3.02	--	6.6	--
19	SLER - [1]	--	3	--	6.56	--

Tabella 6-1: Quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza calcolati per le verifiche (GEO), (EQU) e di stabilità globale.

Nella precedente tabella sono evidenziati:

- in giallo le combinazioni 5, 10, 11 finalizzate alle verifiche geotecniche di scorrimento e di capacità portante;
- in celeste le combinazioni 6, 12, 13 finalizzate alle verifiche a ribaltamento di corpo rigido;
- in verde le combinazioni 7, 14 e 15 finalizzate alle verifiche di stabilità globale.

Nel seguito per ciascuna di queste combinazioni viene riportato il dettaglio delle analisi condotte e delle verifiche conseguenti.

#### 6.5.2.1 Verifiche di scorrimento e di capacità portante

##### 6.5.2.1.1 COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	236.1790	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	223.2595	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	77.0438	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.25	[m]	Y = -2.35	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	48.19	[°]		
Spinta falda	1.1773	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 4.25	[m]	Y = -4.60	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	380.3670	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.29	[m]	Y = -1.16	[m]
<b>Risultanti</b>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	224.4368	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	653.6310	[kN]		

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	672.7178	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	158.2912	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.01	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.63	[m]
Risultante in fondazione	691.0899	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13.24	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	8.5901	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1295.9355	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.63	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	121.17	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	117.92	[kPa]

#### Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 26.50$	$N_q = 15.30$	$N_\gamma = 11.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.73$	$i_q = 0.73$	$i_\gamma = 0.28$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti $N'$ tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 20.08$	$N'_q = 11.36$	$N'_\gamma = 3.44$

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.48
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.93

### 6.5.2.1.2 COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	222.2602	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	210.1020	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	72.5033	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	$X = 4.25$	[m]	$Y = -2.29$	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.94	[°]		
Incremento sismico della spinta	64.2327	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	$X = 4.25$	[m]	$Y = -2.29$	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	46.56	[°]		
Spinta falda	1.1773	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	$X = 4.25$	[m]	$Y = -4.60$	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	380.3670	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	$X = 2.29$	[m]	$Y = -1.16$	[m]
Inerzia del muro	15.3287	[kN]		
Inerzia verticale del muro	7.6643	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	29.7142	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	14.8571	[kN]		

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	317.0412	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	692.5652	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	720.6724	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	246.5624	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.26	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.63	[m]
Risultante in fondazione	761.6835	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.89	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	186.9850	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	779.3268	[kN]

#### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.63	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	163.50	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	92.64	[kPa]



Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 26.50$	$N_q = 15.30$	$N_\gamma = 11.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.62$	$i_q = 0.62$	$i_\gamma = 0.11$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 17.24$	$N'_q = 9.75$	$N'_\gamma = 1.35$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.08

**6.5.2.1.3 COMBINAZIONE n° 11**

Valore della spinta statica	222.2602	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	210.1020	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	72.5033	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.25	[m]	Y = -2.29	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.94	[°]		

Incremento sismico della spinta	47.4077	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.25	[m]	Y = -2.29	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	46.19	[°]		

Spinta falda	1.1773	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 4.25	[m]	Y = -4.60	[m]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	380.3670	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.29	[m]	Y = -1.16	[m]
Inerzia del muro	15.3287	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-7.6643	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	29.7142	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-14.8571	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	301.1366	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	642.0339	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	668.8094	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	235.7643	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.28	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	5.63	[m]		
Risultante in fondazione	709.1479	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19.42	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	187.0794	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	743.1588	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	5.63	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	154.30	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	83.40	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 26.50$	$N_q = 15.30$	$N_\gamma = 11.87$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1.00$	$s_q = 1.00$	$s_\gamma = 1.00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0.62$	$i_q = 0.62$	$i_\gamma = 0.10$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1.04$	$d_q = 1.02$	$d_\gamma = 1.02$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 16.98$	$N'_q = 9.61$	$N'_\gamma = 1.20$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.00
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.11

### 6.5.2.2 Verifiche al ribaltamento

#### 6.5.2.2.1 COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	260.6808	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	246.4209	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	85.0365	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.25	[m]	Y = -2.35	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	48.06	[°]		
Spinta falda	1.2950	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 4.25	[m]	Y = -4.60	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	342.3303	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.29	[m]	Y = -1.16	[m]

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	247.7160	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	603.9650	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	454.8526	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	2155.0539	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	625.6143	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	186.3963	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.10	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.63	[m]
Risultante in fondazione	652.7916	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16.59	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	60.0482	[kNm]

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.74
--	------

#### 6.5.2.2.2 COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	222.2602	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	210.1020	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	72.5033	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.25	[m]	Y = -2.29	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.94	[°]		
Incremento sismico della spinta	64.2327	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.25	[m]	Y = -2.29	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	46.56	[°]		
Spinta falda	1.1773	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 4.25	[m]	Y = -4.60	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	380.3670	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.29	[m]	Y = -1.16	[m]
Inerzia del muro	15.3287	[kN]		
Inerzia verticale del muro	7.6643	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	29.7142	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	14.8571	[kN]		

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	317.0412	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	692.5652	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	620.8872	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	2461.6105	[kNm]

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	720.6724	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	246.5624	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.26	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.63	[m]
Risultante in fondazione	761.6835	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18.89	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	186.9850	[kNm]

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.96
--	------

### 6.5.2.2.3 COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	222.2602	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	210.1020	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	72.5033	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 4.25	[m]	Y = -2.29	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	19.04	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.94	[°]		
Incremento sismico della spinta	47.4077	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 4.25	[m]	Y = -2.29	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	46.19	[°]		
Spinta falda	1.1773	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 4.25	[m]	Y = -4.60	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	380.3670	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.29	[m]	Y = -1.16	[m]
Inerzia del muro	15.3287	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-7.6643	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	29.7142	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-14.8571	[kN]		

#### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	301.1366	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	642.0339	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	663.3091	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	2358.0144	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	668.8094	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	235.7643	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	5.63	[m]
Risultante in fondazione	709.1479	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19.42	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	187.0794	[kNm]

#### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.55
--	------

### 6.5.2.3 Verifiche di stabilità globale

#### 6.5.2.3.1 Combinazione n° 7

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)  
W peso della striscia espresso in [kN]  
 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]  
b larghezza della striscia espressa in [m]  
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop  
Numero di cerchi analizzati 36  
Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro  $X[m] = -1.01$   $Y[m] = 4.54$

Raggio del cerchio  $R[m] = 10.68$

Ascissa a valle del cerchio  $Xi[m] = -8.06$

Ascissa a monte del cerchio  $Xs[m] = 9.66$

Larghezza della striscia  $dx[m] = 0.71$

Coefficiente di sicurezza  $C = 1.48$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b/\cos \alpha$	$\phi$	c	u
1	33.0696	78.19	32.3697	0.0340	29.26	0	0
2	61.7237	64.45	55.6877	0.0161	29.26	0	0
3	74.3719	56.58	62.0782	0.0126	29.26	0	0
4	82.6444	50.16	63.4595	0.0109	29.26	0	0
5	88.3103	44.53	61.9267	0.0098	29.26	0	0
6	92.1281	39.40	58.4749	0.0090	29.26	0	0
7	94.5103	34.63	53.7044	0.0084	29.26	0	0
8	97.4777	30.12	48.9137	0.0080	28.95	1	4
9	100.6627	25.81	43.8253	0.0077	28.35	2	8
10	99.7692	21.65	36.8104	0.0075	28.35	2	11
11	98.0455	17.61	29.6638	0.0073	28.35	2	13
12	95.5264	13.66	22.5589	0.0072	23.99	0	15
13	92.2220	9.77	15.6556	0.0071	22.18	0	17
14	93.5203	5.93	9.6672	0.0070	22.18	0	18
15	86.4476	2.12	3.1969	0.0070	22.18	0	18
16	48.7555	-1.69	-1.4338	0.0070	22.18	0	18
17	46.6853	-5.50	-4.4723	0.0070	22.18	0	18
18	45.4414	-9.33	-7.3700	0.0070	22.18	0	17
19	38.7274	-13.21	-8.8523	0.0071	23.23	0	16
20	33.6148	-17.16	-9.9156	0.0073	28.35	2	14
21	30.1164	-21.18	-10.8835	0.0075	28.35	2	11
22	25.7911	-25.33	-11.0332	0.0077	28.35	2	8
23	17.1712	-29.62	-8.4863	0.0080	28.85	1	5
24	11.0547	-34.10	-6.1979	0.0084	29.26	0	0
25	3.7936	-38.84	-2.3791	0.0089	29.26	0	0

$\Sigma W_i = 1591.5812$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 526.9688$  [kN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 803.6325$  [kN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 5.98$

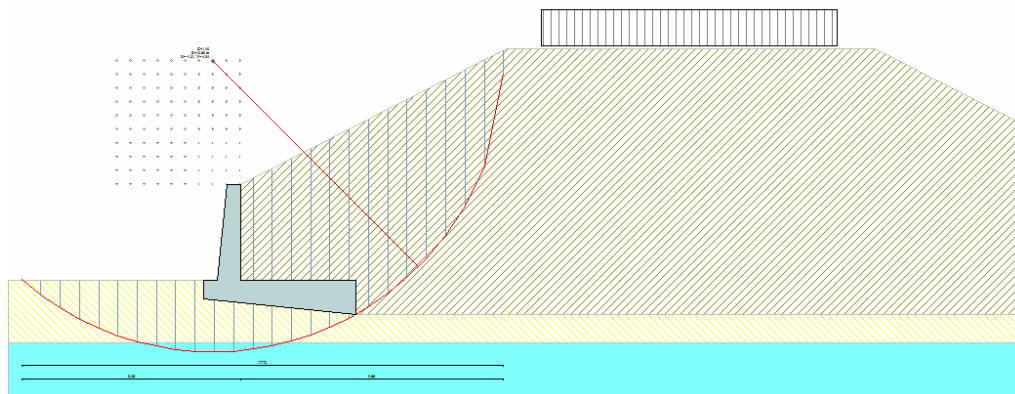


Figura 6-2: Combinazione 7 – Verifica di stabilità globale Superficie critica

### 6.5.2.3.2 Combinazione n° 14

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)  
W peso della striscia espresso in [kN]  
 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]  
b larghezza della striscia espressa in [m]  
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop  
Numero di cerchi analizzati 36  
Numero di strisce 25

Cerchio critico  
Coordinate del centro X[m]= -1.51 Y[m]= 4.54  
Raggio del cerchio R[m]= 10.94  
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8.94  
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 9.43  
Larghezza della striscia dx[m]= 0.73  
Coefficiente di sicurezza C= 1.28  
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	$\phi$	c	u
1	29.7709	79.44	29.2667	0.0393	29.26	0	0
2	63.6085	64.42	57.3738	0.0167	29.26	0	0
3	77.1518	56.47	64.3158	0.0130	29.26	0	0
4	85.9699	49.99	65.8499	0.0112	29.26	0	0
5	91.9815	44.31	64.2510	0.0101	29.26	0	0
6	96.0048	39.14	60.5960	0.0093	29.26	0	0
7	98.4837	34.32	55.5335	0.0087	29.26	0	2
8	104.4746	29.78	51.8847	0.0083	28.40	2	7
9	104.6428	25.43	44.9319	0.0080	28.35	2	10
10	103.5951	21.23	37.5175	0.0077	28.35	2	14
11	101.5844	17.15	29.9609	0.0075	22.33	0	16
12	98.6839	13.16	22.4726	0.0074	22.18	0	18
13	97.5029	9.24	15.6506	0.0073	22.18	0	19
14	103.1228	5.35	9.6222	0.0072	22.18	0	20
15	54.5361	1.50	1.4236	0.0072	22.18	0	21
16	52.5376	-2.36	-2.1593	0.0072	22.18	0	21
17	51.7678	-6.22	-5.6067	0.0072	22.18	0	20
18	50.2945	-10.11	-8.8273	0.0073	22.18	0	19
19	48.0967	-14.05	-11.6741	0.0074	22.18	0	18
20	39.4409	-18.06	-12.2242	0.0076	23.83	0	16
21	33.7291	-22.16	-12.7212	0.0078	28.35	2	13
22	28.8521	-26.38	-12.8215	0.0080	28.35	2	10
23	19.4334	-30.77	-9.9428	0.0084	28.61	1	6
24	12.5204	-35.37	-7.2480	0.0088	29.26	0	1
25	4.3255	-40.26	-2.7952	0.0094	29.26	0	0

$\Sigma W_i = 1652.1118$  [kN]  
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 524.6304$  [kN]  
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 812.8080$  [kN]  
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 6.12$

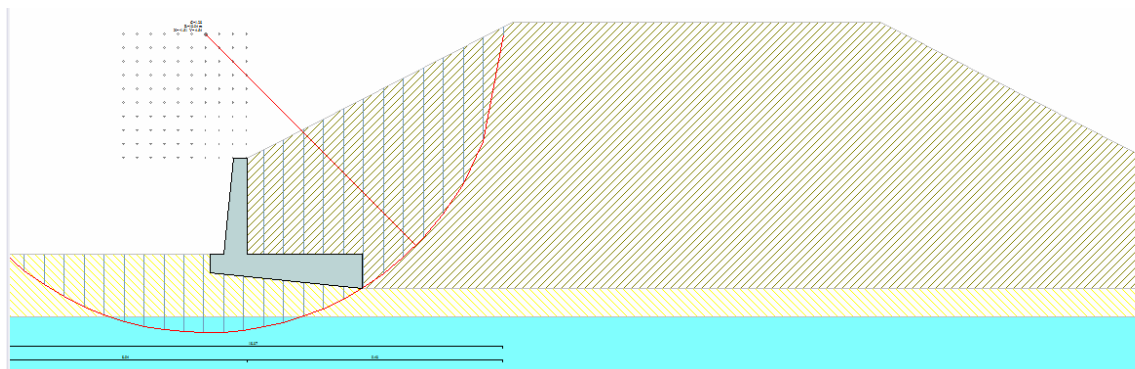


Figura 6-3: Combinazione 14 – Verifica di stabilità globale Superficie critica

### 6.5.2.3.3 Combinazione n° 15

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]  
 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
 $c$  coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]  
 $b$  larghezza della striscia espressa in [m]  
 $u$  pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1.51 Y[m]= 4.54

Raggio del cerchio R[m]= 10.94

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8.94

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 9.43

Larghezza della striscia dx[m]= 0.73

Coefficiente di sicurezza C= 1.25

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	$\phi$	c	u
1	29.7709	79.44	29.2667	0.0393	29.26	0	0
2	63.6085	64.42	57.3738	0.0167	29.26	0	0
3	77.1518	56.47	64.3158	0.0130	29.26	0	0
4	85.9699	49.99	65.8499	0.0112	29.26	0	0
5	91.9815	44.31	64.2510	0.0101	29.26	0	0
6	96.0048	39.14	60.5960	0.0093	29.26	0	0
7	98.4837	34.32	55.5335	0.0087	29.26	0	2
8	104.4746	29.78	51.8847	0.0083	28.40	2	7
9	104.6428	25.43	44.9319	0.0080	28.35	2	10
10	103.5951	21.23	37.5175	0.0077	28.35	2	14
11	101.5844	17.15	29.9609	0.0075	22.33	0	16
12	98.6839	13.16	22.4726	0.0074	22.18	0	18
13	97.5029	9.24	15.6506	0.0073	22.18	0	19
14	103.1228	5.35	9.6222	0.0072	22.18	0	20
15	54.5361	1.50	1.4236	0.0072	22.18	0	21
16	52.5376	-2.36	-2.1593	0.0072	22.18	0	21
17	51.7678	-6.22	-5.6067	0.0072	22.18	0	20
18	50.2945	-10.11	-8.8273	0.0073	22.18	0	19
19	48.0967	-14.05	-11.6741	0.0074	22.18	0	18
20	39.4409	-18.06	-12.2242	0.0076	23.83	0	16
21	33.7291	-22.16	-12.7212	0.0078	28.35	2	13
22	28.8521	-26.38	-12.8215	0.0080	28.35	2	10
23	19.4334	-30.77	-9.9428	0.0084	28.61	1	6
24	12.5204	-35.37	-7.2480	0.0088	29.26	0	1
25	4.3255	-40.26	-2.7952	0.0094	29.26	0	0

$$\begin{aligned}\Sigma W_i &= 1652.1118 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \sin \alpha_i &= 524.6304 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \tan \phi_i &= 812.8080 \text{ [kN]} \\ \Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i &= 6.12\end{aligned}$$

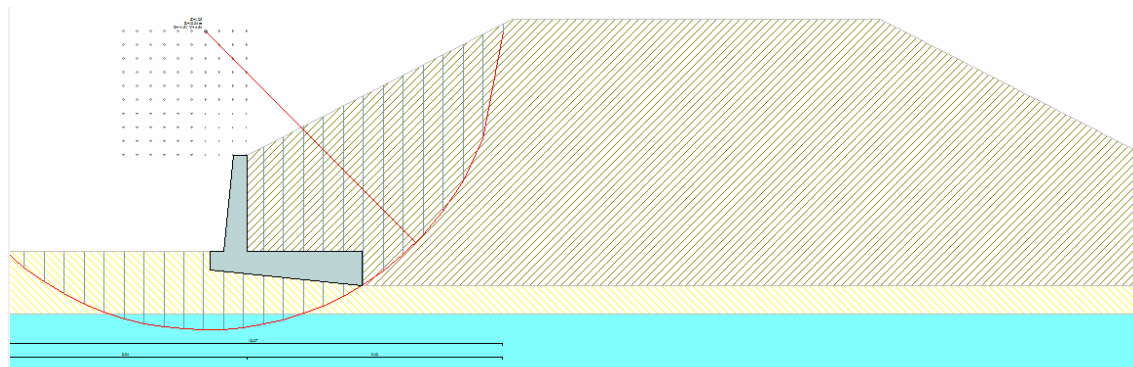


Figura 6-4: Combinazione 15 – Verifica di stabilità globale Superficie critica

### 6.5.3 Risultati e Verifiche SLU di tipo strutturale

Nei seguenti paragrafi per le combinazioni SLU 1, 2, 3, 4, 8, 9, 16 finalizzate al dimensionamento e alle verifiche strutturali del muro si riportano:

- i grafici con l'andamento delle sollecitazioni di sforzo normale, momento flettente e taglio per metro lineare di struttura ottenuti separatamente per il paramento, lo sbalzo di valle e lo sbalzo di monte;
- le tabelle con le sollecitazioni massime ottenute nelle sezioni di verifica la cui ubicazione è indicata nella seguente Figura 6-5;
- le corrispondenti verifiche a pressoflessione condotte con l'ausilio del software VcA SLU del Prof. Gelfi e le verifiche a taglio.

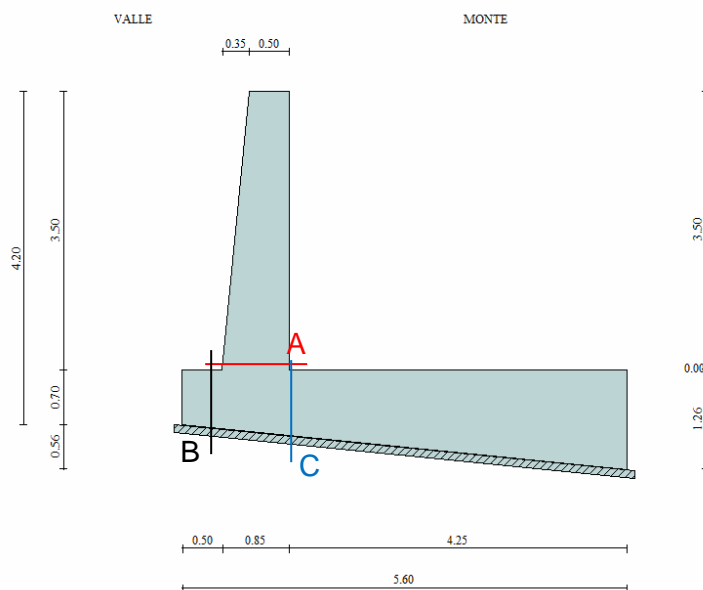


Figura 6-5: Individuazione delle sezioni di verifica



### 6.5.3.1 Paramento – Risultati e Verifiche SLU

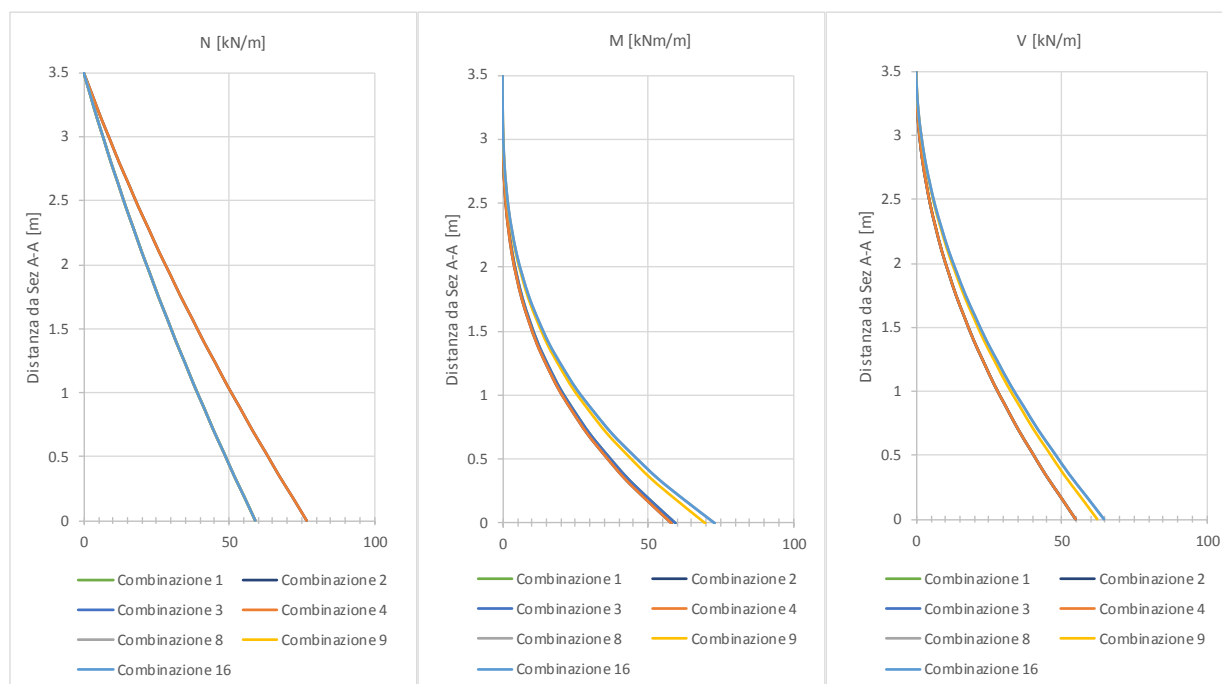


Figura 6-6: Paramento Andamento delle sollecitazioni di sforzo normale, momento flettente e taglio per metro lineare di struttura – Combinazioni SLU

Sez A-A	$N_{ED}$	$M_{ED}$	$V_{ED}$
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
Combinazione 1	58.98	59.35	54.88
Combinazione 2	76.68	57.94	54.88
Combinazione 3	58.98	59.35	54.88
Combinazione 4	76.68	57.94	54.88
Combinazione 8	<b>58.98</b>	<b>72.87</b>	<b>64.76</b>
Combinazione 9	58.98	69.64	61.99
Combinazione 16	<b>58.98</b>	<b>72.87</b>	<b>64.76</b>

Tabella 6-2: Paramento Sollecitazioni massime in corrispondenza della Sezione di verifica A-A – Combinazioni SLU

La verifica a pressoflessione è stata condotta, con riferimento alle caratteristiche dei materiali riportate al §3 ipotizzando una sezione in c.a. di larghezza 100 cm e altezza 85 cm adottando l'armatura minima prevista da normativa pari a 5 § 26 lato monte e 5 § 26 lato valle.

Si riporta di seguito il calcolo del Momento resistente della sezione, valutato cautelativamente in assenza di sforzo normale.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Sez A-A\_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : Sezione A-A

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	85

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	6
2	26.55	79

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali  
B450C C28/35  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87 MPa  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11 MPa  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667 MPa  
τ<sub>c1</sub> 1.971 MPa

M<sub>Rd</sub> 786 kNm  
σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 38.07 ‰  
d 79 cm  
x 6.651 x/d 0.08419  
δ 0.7

Tipo sezione  
Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo  
S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 6-7: Momento resistente Sezione A-A.

Il momento resistente ottenuto  $M_{rd} = 786.0$  kNm è nettamente superiore al momento sollecitante  $M_{ed} = 72.87$  kNm pertanto la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica a taglio condotta per la sezione A-A del paramento che risulta soddisfatta.

Si adottano per il taglio ganci  $\phi$  16 passo 400 mm in orizzontale ogni 200 mm in verticale.

VERIFICHE SLU TAGLIO - PARAMENTO		
Dati		
b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	850.0	altezza della sezione
d (mm)	7110.0	altezza utile
f <sub>ck</sub> (MPa)	28.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>yd</sub> (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub> (MPa)	15.87	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' <sub>cd</sub> (MPa)	7.93	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A <sub>s</sub> (mm²)	2655.0	armatura longitudinale
k	1.17	fattore di ingranamento
v <sub>min</sub>	0.23	tensione resistente minima
ρ <sub>l</sub>	0.0004	rapporto geom. di armatura longit.
N <sub>Ed</sub> (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub> (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>c</sub>	1.00	coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima		
V <sub>Rd</sub> (KN)	1661.6	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
V <sub>Ed</sub> (KN)	64.8	
La verifica a taglio risulta soddisfatta		

Tabella 6-3: Verifica a taglio.

### 6.5.3.2 Fondazione sbalzo di valle – Risultati e Verifiche SLU

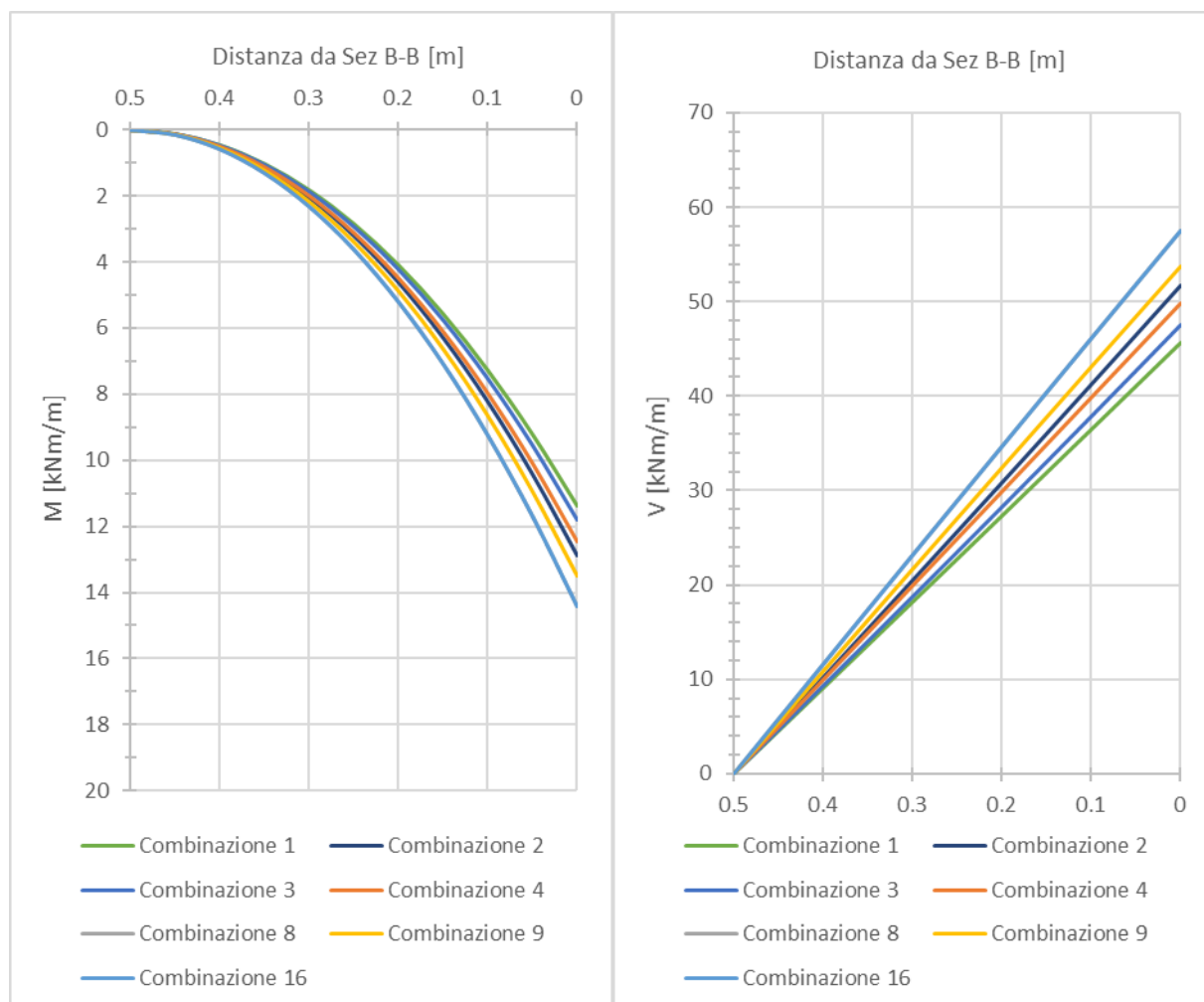


Figura 6-8: Fondazione sbalzo di valle - Andamento delle sollecitazioni di momento flettente e taglio per metro lineare di struttura – Combinazioni SLU

Sez B-B	$M_{ED}$ [kNm/m]	$V_{ED}$ [kN/m]
Combinazione 1	11.38	45.63
Combinazione 2	12.87	51.77
Combinazione 3	11.79	47.51
Combinazione 4	12.47	49.89
Combinazione 8	<b>14.44</b>	<b>57.53</b>
Combinazione 9	13.50	53.76
Combinazione 16	<b>14.44</b>	<b>57.53</b>

Tabella 6-4: Fondazione Sbalzo di valle - Sollecitazioni massime in corrispondenza della Sezione di verifica B-B – Combinazioni SLU

La verifica a pressoflessione è stata condotta, con riferimento alle caratteristiche dei materiali riportate al §3 ipotizzando una sezione in c.a. di larghezza 100 cm e altezza 75 cm adottando l'armatura minima prevista da normativa pari a 5 § 26 superiori e 5 § 26 inferiori.

Si riporta di seguito il calcolo del Momento resistente della sezione, valutato in assenza di sforzo normale.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sez B-B.SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO : Sezione B-B

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	6.5
2	26.55	68.5

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali  
B450C C28/35

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

M<sub>xRd</sub> 676.4 kNm

σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 30.68 ‰  
d 68.5 cm  
x 7.014 x/d 0.1024  
δ 0.7

Tipo Sezione  
Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo  
S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 6-9: Momento resistente Sezione B-B.

Il momento resistente ottenuto  $M_{rd} = 676.4$  kNm è nettamente superiore al momento sollecitante  $M_{ed} = 14.44$  kNm pertanto la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica a taglio condotta per la sezione B-B del paramento che risulta soddisfatta.

Si adottano per il taglio ganci  $\phi$  16 passo 400 mm in orizzontale ogni 200 mm in verticale.

VERIFICHE SLU TAGLIO - MENSOLA DI VALLE		
Dati		
b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	750.0	altezza della sezione
d (mm)	616.5	altezza utile
f <sub>ck</sub> (MPa)	28.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>yd</sub> (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub> (MPa)	15.87	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' <sub>cd</sub> (MPa)	7.93	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A <sub>s</sub> (mmq)	2655.0	armatura longitudinale
k	1.57	fattore di ingranamento
v <sub>min</sub>	0.36	tensione resistente minima
ρ <sub>l</sub>	0.0043	rapporto geom. di armatura longitud.
N <sub>Ed</sub> (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub> (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>c</sub>	1.00	coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima		
V <sub>Rd</sub> (KN)	266.3	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
V <sub>Ed</sub> (KN)	57.5	
La verifica a taglio risulta soddisfatta		

Tabella 6-5: Sez B-B - Verifica a taglio.

### 6.5.3.3 Fondazione sbalzo di monte – Risultati e Verifiche SLU

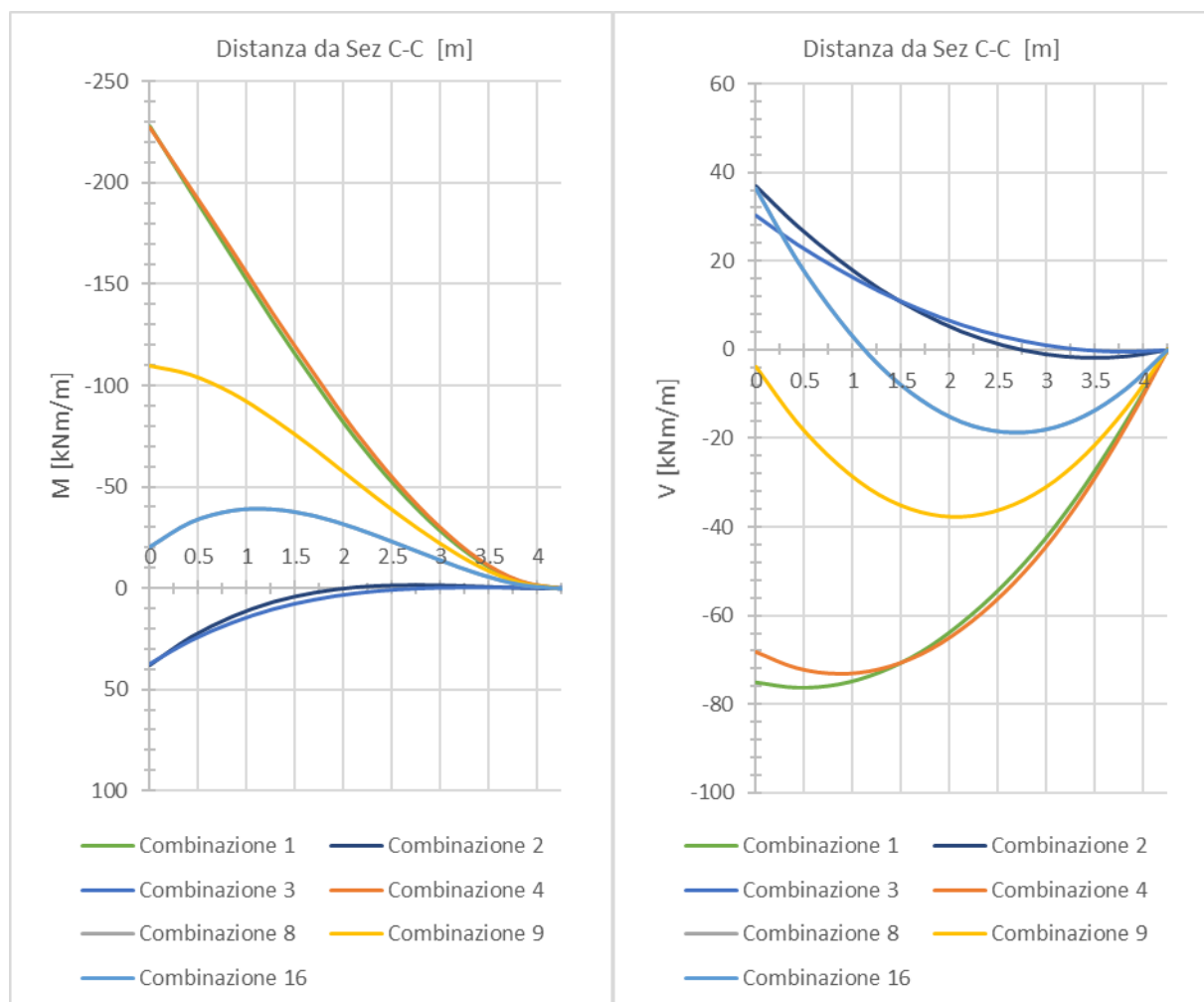


Figura 6-10: Fondazione sbalzo di valle- Andamento delle sollecitazioni di momento flettente e taglio per metro lineare di struttura – Combinazioni SLU.

Sez C-C	$M_{ED}$ [kNm/m]	$V_{ED}$ [kN/m]
Combinazione 1	-227.72	-74.98
Combinazione 2	37.75	36.85
Combinazione 3	37.45	30.20
Combinazione 4	-227.41	-68.34
Combinazione 8	-20.44	36.36
Combinazione 9	-109.95	-3.94
Combinazione 16	-20.44	36.36

Tabella 6-6: Fondazione Sbalzo di monte - Sollecitazioni massime in corrispondenza della Sezione di verifica C-C – Combinazioni SLU.

La verifica a pressoflessione è stata condotta, con riferimento alle caratteristiche dei materiali riportate al §3 ipotizzando una sezione in c.a. di larghezza 100 cm e altezza 83.5 cm adottando l'armatura minima prevista da normativa pari a 5 § 26 superiori e 5 § 26 inferiori.

Si riporta di seguito il calcolo del Momento resistente della sezione, valutato in assenza di sforzo normale.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sez C-C\_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO : Sezione C-C

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	83.5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5.7
2	15.71	77.8

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali  
B450C C28/35

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

M<sub>Rd</sub> 467 kNm

σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 47.49 ‰  
d 77.8 cm  
x 5.341 x/d 0.06865  
δ 0.7

Tipo Sezione  
Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo  
S.L.U. + S.L.U. -  
Metodo n

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso

Figura 6-11: Momento resistente Sezione C-C.

Il momento resistente ottenuto  $M_{rd} = 467$  kNm è nettamente superiore al momento sollecitante  $M_{ed} = 227.72$  kNm pertanto la verifica a pressoflessione risulta soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica a taglio condotta per la sezione C-C del paramento che risulta soddisfatta.

Si adottano per il taglio ganci  $\phi$  16 passo 400 mm in orizzontale ogni 200 mm in verticale.

VERIFICHE SLU TAGLIO - MENSOLA DI MONTE		
Dati		
b (mm)	1000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	835.0	altezza della sezione
d (mm)	693.0	altezza utile
f <sub>ck</sub> (MPa)	28.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>yd</sub> (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub> (MPa)	15.87	resistenza di progetto del calcestruzzo
f <sub>cd</sub> (MPa)	7.93	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A <sub>s</sub> (mmq)	2655.0	armatura longitudinale
k	1.54	fattore di ingranamento
v <sub>min</sub>	0.35	tensione resistente minima
ρ <sub>l</sub>	0.0038	rapporto geom. di armatura longit.
N <sub>Ed</sub> (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub> (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>c</sub>	1.00	coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio dell'elemento non armato e armatura minima		
V <sub>Rd</sub> (KN)	281.9	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
V <sub>Ed</sub> (KN)	75.0	
La verifica a taglio risulta soddisfatta		

Tabella 6-7: Sez C-C - Verifica a taglio.

#### 6.5.4 Risultati e Verifiche SLE di tipo strutturale

Nei seguenti paragrafi per le combinazioni SLE 17, 18 e 19 finalizzate alle verifiche strutturali del muro agli stati limite di esercizio (verifiche tensionali e a fessurazione) si riportano:

- i grafici con l'andamento delle sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente per metro lineare di struttura ottenuti separatamente per il paramento, lo sbalzo di valle e lo sbalzo di monte;
- le tabelle con le sollecitazioni massime ottenute nelle sezioni di verifica la cui ubicazione è indicata nella precedente Figura 6-5;
- il calcolo delle tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo e le corrispondenti verifiche.

##### 6.5.4.1 Paramento – Risultati e Verifiche SLE

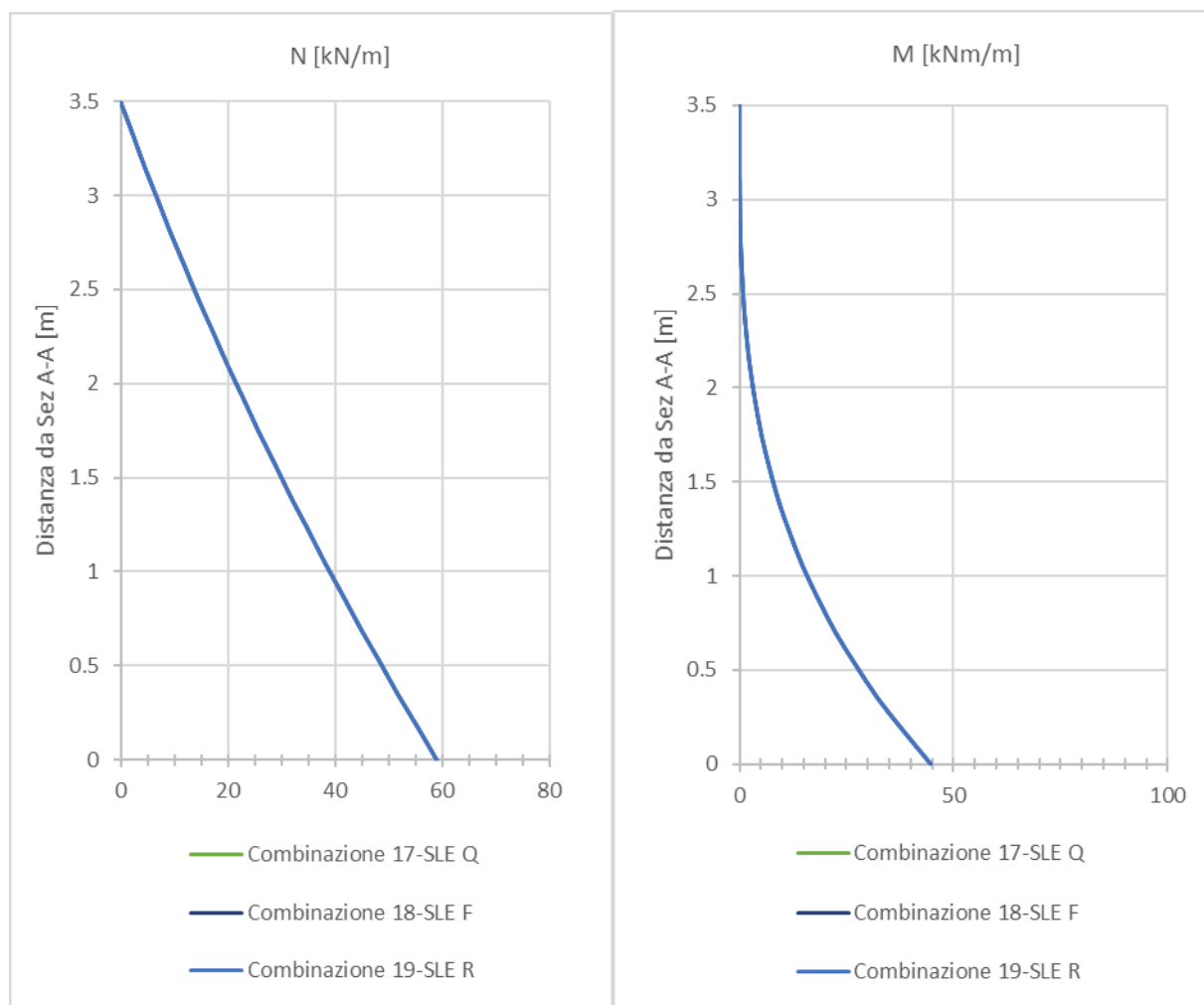


Figura 6-12: Paramento- Andamento delle sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente per metro lineare di struttura – Combinazioni SLE.

Sez A-A	N <sub>ED</sub> [kN/m]	M <sub>ED</sub> [kNm/m]
Combinazione 17-SLE Q	58.98	44.57
Combinazione 18-SLE F	58.98	44.57
Combinazione 19-SLE R	58.98	44.57

Tabella 6-8: Paramento - Sollecitazioni massime in corrispondenza della Sezione di verifica A-A – Combinazioni SLE

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sez A-A

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Sezione A-A

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	85

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	6
2	26.55	79

Tipo Sezione  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>ED</sub> 0 58.98 kN  
 M<sub>xED</sub> 0 44.57 kNm  
 M<sub>yED</sub> 0 0

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

Materiali  
 B450C C28/35  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
 τ<sub>c1</sub> 1.971

σ<sub>c</sub> -0.5296 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 13.41 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.06706 ‰  
 d 79 cm  
 x 29.38 x/d 0.372  
 δ 0.9049

Verifica  
 N° iterazioni: 4  
☐ Precompresso

Figura 6-13: Paramento- Sez A-A- Calcolo delle tensioni in Combinazione SLE Quasi permanente, Frequente e Rara.

VERIFICHE SLE TENSIONI - Sez A-A		
Resistenza cls f <sub>ck</sub>	28.0	MPa
Resistenza acciaio f <sub>yk</sub>	450.0	MPa
Valori limite		
Combinazione	s <sub>s</sub> (MPa)	s <sub>c</sub> (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	360.0	16.8
Comb. QUASI PERM.	360.0	12.6
Combinazione	s <sub>s</sub> (MPa)	s <sub>c</sub> (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	13.41	0.530
Verifica	VERO	VERO
Comb. QUASI PERM.	13.41	0.530
Verifica	VERO	VERO

Tabella 6-9: Verifiche delle tensioni in esercizio – Sezione A-A.

VERIFICA A FESSURAZIONE									
SOLLECITAZIONE		COMBINAZIONE		IDENTIFICATIVO POS. VERIFICA					
Materiali			INPUT	Caratteristiche armatura tesa					
Acciaio per cemento armato		B450C							
R <sub>ck</sub> : resistenza cubica carat. csl.		35		N/mm <sup>2</sup>	Diametro barre $\phi$	mm	Fila1 A <sub>s1</sub>	Fila2 A <sub>s2</sub>	Fila3 A <sub>s3</sub>
f <sub>yk</sub> : tensione carat. di snervamento		450		N/mm <sup>2</sup>	ricoprimento r	mm	26	24	18
f <sub>ck</sub> : resistenza cilindrica carat. csl.		28.00		N/mm <sup>2</sup>	n° barre	n°	47	-	-
f <sub>cm</sub> : resistenza cilindrica media csl.		36.00		N/mm <sup>2</sup>	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	5.00	0.00	0.00
f <sub>ctk</sub> : resistenza carat. a trazione (flessione) cls		2.43		N/mm <sup>2</sup>	interasse i	mm	2 655	0	0
f <sub>ctm</sub> : resistenza media a trazione pura cls [0,27*R <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> ]		2.89		N/mm <sup>2</sup>	c : Copriferro [r+ $\phi$ /2]	mm	200.0	-	-
$\alpha_s$ = resistenza a traz. xinnesco fessurazione (NTC08)		2.31		N/mm <sup>2</sup>	Distanza fila 1 - fila 2	mm	60	0	0
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio		210 000		N/mm <sup>2</sup>	Distanza fila 2 - fila 3	mm	-	0.0	-
E <sub>cm</sub>		32 308		N/mm <sup>2</sup>			-	-	0.0
n : Coefficiente omogeneizzazione		15.00			Caratteristiche armatura compressa				
$\sigma_{cam}$		11.00		N/mm <sup>2</sup>	Diametro barre $\phi'$	mm	Fila1 A <sub>s1</sub>	Fila2 A <sub>s2</sub>	
$\sigma_{sam}$		360		N/mm <sup>2</sup>	ricoprimento r	mm	26	18	
Caratteristiche geometriche					n° barre	n°	47	-	
b: Larghezza		1 000	mm	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	5.00	0.00		
H : Altezza		850	mm	c' : Copriferro [r+ $\phi$ /2]	mm	2 655	0		
INSERIRE SOLLECITAZIONI CON CUI VERIFICARE LA SEZIONE				Distanza fila 1 - fila 2	mm	60	0		
M : Sollecitazione flettente		44.6	kNm	Distanza fila 2 - fila 3	mm	-	0.0		
N : Sollecitazione assiale (positiva se compressione)		0.0	kN			-	-		

Tabella 6-10: Verifiche a fessurazione – Sezione A-A.



#### 6.5.4.2 Fondazione sbalzo di valle – Risultati e Verifiche SLE

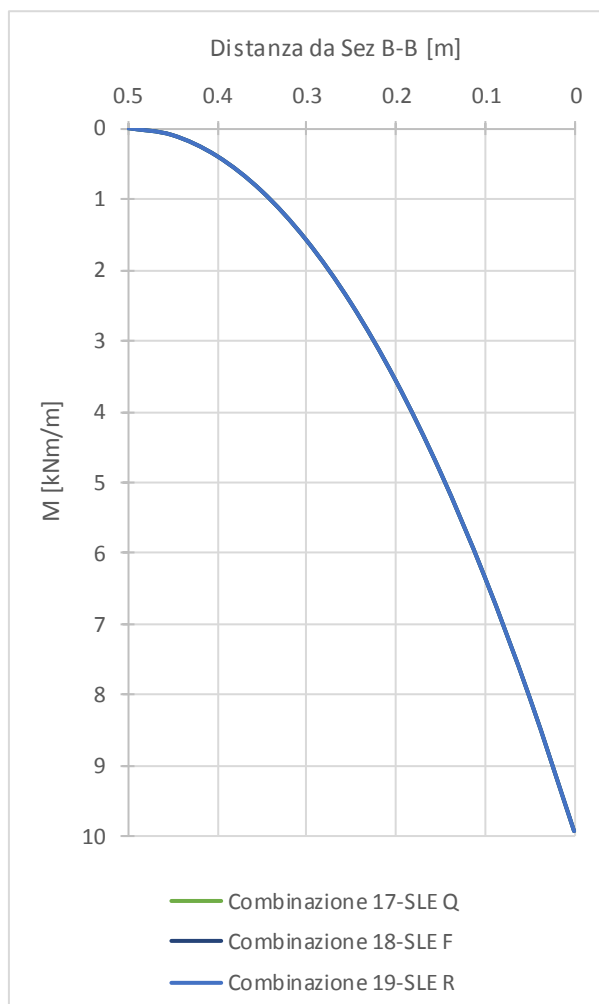


Figura 6-14: Fondazione sbalzo di valle - Andamento delle sollecitazioni di momento flettente per metro lineare di struttura – Combinazioni SLE.

Sez B-B	M <sub>ED</sub>
	[kNm/m]
Combinazione 17-SLE Q	10
Combinazione 18-SLE F	10
Combinazione 19-SLE R	10

Tabella 6-11: Fondazione sbalzo di valle - Sollecitazioni massime in corrispondenza della Sezione di verifica B-B – Combinazioni SLE

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sez B-B

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

TITOLO : Sezione B-B

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	6.5
2	26.55	68.5

Tipo Sezione  
☒ Rettang. re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>Ed</sub> 0 10 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

Materiali  
 B450C C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667  
 $\tau_{c1}$  1.971

$\sigma_c$  -0.1405 N/mm²  
 $\sigma_s$  6.031 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.03015 ‰  
 d 68.5 cm  
 x 17.74 x/d 0.259  
 $\delta$  0.7637

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Figura 6-15: Fondazione sbalzo di valle Sez B-B - Calcolo delle tensioni in Combinazione SLE Quasi permanente, Frequente e Rara.

VERIFICHE SLE TENSIONI - Sez B-B		
Resistenza cls $f_{ck}$	28.0	MPa
Resistenza acciaio $f_{yk}$	450.0	MPa
Valori limite		
Combinazione	$s_s$ (MPa)	$s_c$ (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	360.0	16.8
Comb. QUASI PERM.	360.0	12.6
Combinazione	$s_s$ (MPa)	$s_c$ (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	6.0	0.141
Verifica	VERO	VERO
Comb. QUASI PERM.	6.0	0.141
Verifica	VERO	VERO

Tabella 6-12: Verifiche delle tensioni in esercizio – Sezione B-B.

VERIFICA A FESSURAZIONE											
SOLLECITAZIONE			COMBINAZIONE			IDENTIFICATIVO POS. VERIFICA					
Materiali					INPUT	Caratteristiche armatura tesa					
Acciaio per cemento armato		B450C				Diametro barre $\phi$		mm	Fila1 A <sub>s1</sub>	Fila2 A <sub>s2</sub>	Fila3 A <sub>s3</sub>
R <sub>ck</sub> : resistenza cubica carat. csl.		35	N/mm <sup>2</sup>			ricoprimento r		mm	26	24	18
f <sub>yk</sub> : tensione carat. di snervamento		450	N/mm <sup>2</sup>			n° barre		n°	5.00	0.00	0.00
f <sub>ck</sub> : resistenza cilindrica carat. csl.		28.00	N/mm <sup>2</sup>			A <sub>s</sub>		mm <sup>2</sup>	2 655	0	0
f <sub>cm</sub> : resistenza cilindrica media csl.		36.00	N/mm <sup>2</sup>			interasse i		mm	200.0	-	-
f <sub>ctk</sub> : resistenza carat. a trazione (flessione) cls		2.43	N/mm <sup>2</sup>			c : Copriferro [r+ $\phi$ /2]		mm	60	0	0
f <sub>ctm</sub> : resistenza media a trazione pura cls [0,27*R <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> ]		2.89	N/mm <sup>2</sup>			Distanza fila 1 - fila 2		mm	-	0.0	-
$\alpha_s$ : resistenza a traz. xinnesco fessurazione (NTC08)		2.31	N/mm <sup>2</sup>			Distanza fila 2 - fila 3		mm	-	-	0.0
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio		210 000	N/mm <sup>2</sup>								
E <sub>cm</sub>		32 308	N/mm <sup>2</sup>								
n : Coefficiente omogeneizzazione		15.00									
$\sigma_{Cam}$		11.00	N/mm <sup>2</sup>								
$\sigma_{Sam}$		360	N/mm <sup>2</sup>								
Caratteristiche geometriche						Caratteristiche armatura compressa					
b: Larghezza		1 000	mm		Diametro barre $\phi'$		mm	Fila1 A <sub>s1</sub>	Fila2 A <sub>s2</sub>		
H : Altezza		750	mm		ricoprimento r		mm	47	-		
INSERIRE SOLLECITAZIONI CON CUI VERIFICARE LA SEZIONE					n° barre		n°	5.00	0.00		
					A <sub>s'</sub>		mm <sup>2</sup>	2 655	0		
M : Sollecitazione flettente		10.0	kNm		c' : Copriferro [r+ $\phi$ /2]		mm	60	0		
N : Sollecitazione assiale (positiva se compressione)		0.0	kN		Distanza fila 1 - fila 2		mm	-	0.0		
					Distanza fila 2 - fila 3		mm	-	-		

Tabella 6-13: Verifiche a fessurazione – Sezione B-B.

#### 6.5.4.3 Fondazione sbalzo di monte – Risultati e Verifiche SLE

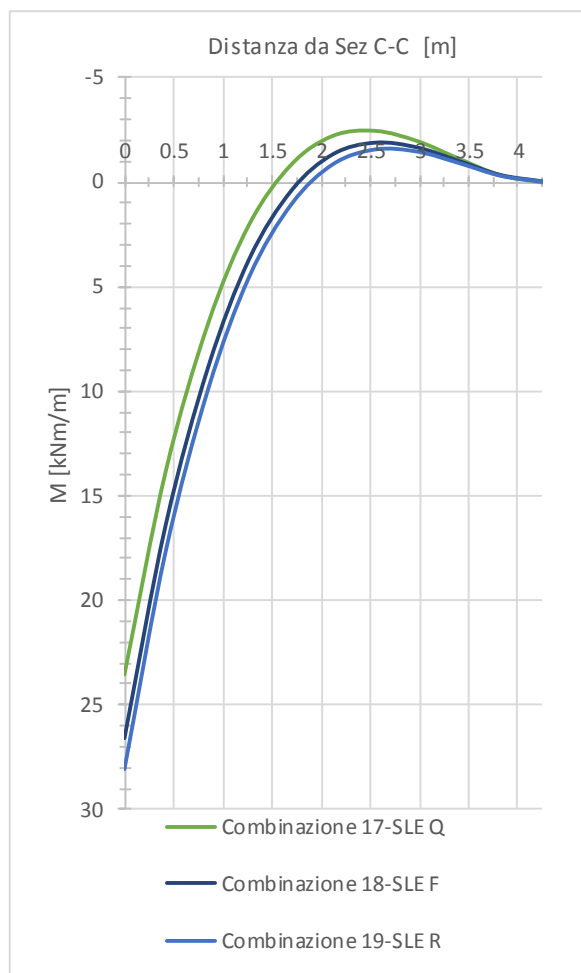


Figura 6-16: Fondazione sbalzo di monte - Andamento delle sollecitazioni di momento flettente per metro lineare di struttura – Combinazioni SLE.

Sez C-C	$M_{ED}$ [kNm/m]
Combinazione 17-SLE Q	23.57
Combinazione 18-SLE F	26.56
Combinazione 19-SLE R	28.05

Tabella 6-14: Fondazione sbalzo di monte - Sollecitazioni massime in corrispondenza della Sezione di verifica C-C – Combinazioni SLE



Figura 6-17: Fondazione sbalzo di valle Sez C-C - Calcolo delle tensioni in Combinazione SLE Quasi permanente, Frequente e Rara.

VERIFICHE SLE TENSIONI - Sez C-C		
Resistenza cls $f_{ck}$	28.0	MPa
Resistenza acciaio $f_{yk}$	450.0	MPa
Valori limite		
Combinazione	$s_s$ (MPa)	$s_c$ (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	360.0	16.8
Comb. QUASI PERM.	360.0	12.6
Combinazione	$s_s$ (MPa)	$s_c$ (MPa)
Comb. CARATTERISTICA	15.0	0.327
Verifica	VERO	VERO
Comb. QUASI PERM.	12.6	0.257
Verifica	VERO	VERO

Tabella 6-15: Verifiche delle tensioni in esercizio – Sezione C-C.

VERIFICA A FESSURAZIONE										
SOLLECITAZIONE		COMBINAZIONE		IDENTIFICATIVO POS. VERIFICA						
Materiali				INPUT	Caratteristiche armatura tesa					
Acciaio per cemento armato		B450C			Diametro barre $\phi$		mm	Fila1 A <sub>s1</sub>	Fila2 A <sub>s2</sub>	Fila3 A <sub>s3</sub>
R <sub>ck</sub> : resistenza cubica carat. csl.		35	N/mm <sup>2</sup>		ricoprimento r		mm	26	24	18
f <sub>yk</sub> : tensione carat. di snervamento		450	N/mm <sup>2</sup>		n° barre		n°	5.00	0.00	0.00
f <sub>ck</sub> : resistenza cilindrica carat. csl.		28.00	N/mm <sup>2</sup>		A <sub>s</sub>		mm <sup>2</sup>	2 655	0	0
f <sub>cm</sub> : resistenza cilindrica media csl.		36.00	N/mm <sup>2</sup>		interasse i		mm	200.0	-	-
f <sub>ctk</sub> : resistenza carat. a trazione (flessione) cls		2.43	N/mm <sup>2</sup>		c : Copriferro [r+ $\phi$ /2]		mm	60	0	0
f <sub>ctm</sub> : resistenza media a trazione pura cls [0,27*R <sub>ck</sub> <sup>2/3</sup> ]		2.89	N/mm <sup>2</sup>		Distanza fila 1 - fila 2		mm	-	0.0	-
$\alpha_t$ : resistenza a traz. x innesco fessurazione (NTC08)		2.31	N/mm <sup>2</sup>		Distanza fila 2 - fila 3		mm	-	-	0.0
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio		210 000	N/mm <sup>2</sup>							
E <sub>cm</sub>		32 308	N/mm <sup>2</sup>							
n : Coefficiente omogeneizzazione		15.00								
$\sigma_{Cam}$		11.00	N/mm <sup>2</sup>							
$\sigma_{Sam}$		360	N/mm <sup>2</sup>							
Caratteristiche geometriche				Caratteristiche armatura compressa						
b: Larghezza		1 000	mm	Diametro barre $\phi'$		mm	Fila1 A <sub>s1</sub>	Fila2 A <sub>s2</sub>		
H : Altezza		835	mm	ricoprimento r		mm	47	-		
INSERIRE SOLLECITAZIONI CON CUI VERIFICARE LA SEZIONE				n° barre		n°	5.00	0.00		
M: Sollecitazione flettente		26.6	kNm	A <sub>s</sub>		mm <sup>2</sup>	2 655	0		
N: Sollecitazione assiale (positiva se compressione)		0.0	kN	c' : Copriferro [r+ $\phi$ /2]		mm	60	0		
				Distanza fila 1 - fila 2		mm	-	0.0		
				Distanza fila 2 - fila 3		mm	-	-		

Tabella 6-16: Verifiche a fessurazione – Sezione C-C.