

Città di Piazza Armerina

Provincia di Enna

IV° SETTORE LAVORI PUBBLICI ED URBANISTICA

Oggetto

"Opere di urbanizzazione di recupero e rinnovamento del tessuto urbano a seguito di avvenuto crollo con realizzazione di sistema di collegamento verticale tra Piazza Alcide De Gasperi e Piazza Sottosanti".

Parte D'opera: STABILIZZAZIONE PENDIO E CONSOLIDAMENTO MURO
SOTTO PIAZZA F.SCO SOTTOSANTI

Materiali:

| | |
|-------------------------------|----------------|
| Calcestruzzo classe | C25/30 |
| Resistenza caratteristica cls | fck 250 kg/cmq |
| Classe acciaio | B450C |
| Acciaio da carpenteria | S 235,S 275 |

Committente: Comune di Piazza Armerina

Impresa:

Contenuti:

- RELAZIONE DI CALCOLO (STABILIZZAZIONE PENDIO MURO
SOTTO P.ZZA F.SCO SOTTOSANTI)

scala

///

IL CALCOLISTA:

ING. DUMINUCO Mario _____

I PROGETTISTI:

ING. DUMINUCO Mario _____

GEOM. GIANGRANDE Giovanni _____

IL R.U.P.:

ING. DUMINUCO Mario _____

IL RESPONSABILE DELLA SICUREZZA:

GEOM. SCIMONE Vittorio _____

Tavola Allegato

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|----|---|---|
| 1 | A | B | C | D | E | 8 | A | B |
| 2 | A | B | C | D | | 9 | A | |
| 3 | A | B | C | | | 24 | A | B |
| 4 | A | B | | | | | | |
| 5 | A | B | | | | | | |
| 6 | A | B | C | | | | | |
| 7 | A | B | C | | | | | |

Data

Revisione

Aggiornamento

Protocollo

S O M M A R I O

| | |
|--|-----------|
| 1. PREMESSA | 3 |
| 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO..... | 3 |
| 3. CLASSIFICAZIONE SISMICA..... | 4 |
| 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO | 5 |
| 5. MATERIALI DA UTILIZZARE | 5 |
| 6. METODO DI CALCOLO AGLI STATI LIMITE..... | 8 |
| 6.1 AZIONI E RESISTENZE | 8 |
| 6.2 OPERE DI CONSOLIDAMENTO DI UN MURO..... | 8 |
| 6.3 CHIODI DI ANCORAGGIO | 9 |
| 6.4 STABILITÀ GLOBALE | 9 |
| 6.5 COMBINAZIONI DI CALCOLO | 10 |
| 7. CONSOLIDAMENTO MURI ESISTENTI | 10 |
| 7.1 SEZIONE K-K | 11 |
| 7.1.1 Geometria muro e fondazione..... | 11 |
| 7.1.2 Descrizione chiodi di ancoraggio..... | 11 |
| 7.1.3 Materiali utilizzati per la struttura..... | 12 |
| 7.1.4 Geometria profilo terreno a monte del muro | 12 |
| 7.1.5 Terreno a valle del muro | 12 |
| 7.1.6 Descrizione terreni | 12 |
| 7.1.7 Stratigrafia..... | 13 |
| 7.1.8 Condizioni di carico..... | 13 |
| 7.1.9 Descrizione combinazioni di carico | 14 |
| 7.1.10 Impostazioni di analisi | 17 |
| 7.1.11 Analisi della spinta e verifiche..... | 17 |
| 7.1.12 Stabilità globale muro + terreno..... | 20 |
| 7.1.13 Analisi dei chiodi..... | 21 |
| 7.1.14 Verifica dei chiodi | 22 |
| 7.2 SEZIONE X-X | 22 |
| 7.2.1 Geometria muro e fondazione..... | 22 |
| 7.2.2 Descrizione chiodi di ancoraggio..... | 23 |
| 7.2.3 Materiali utilizzati per la struttura..... | 23 |
| 7.2.4 Geometria profilo terreno a monte del muro | 23 |
| 7.2.5 Terreno a valle del muro | 23 |
| 7.2.6 Descrizione terreni | 23 |
| 7.2.7 Stratigrafia..... | 24 |
| 7.2.8 Condizioni di carico..... | 24 |
| 7.2.9 Descrizione combinazioni di carico | 25 |
| 7.2.10 Impostazioni di analisi | 28 |
| 7.2.11 Analisi della spinta e verifiche..... | 29 |
| 7.2.12 Stabilità globale muro + terreno..... | 31 |

| | |
|---|-----------|
| 7.2.13 Analisi dei chiodi | 33 |
| 7.2.14 Verifica dei chiodi | 33 |
| 7.3 MODALITA' DI ESECUZIONE | 34 |
| 8. RICOSTRUZIONE MURO CROLLATO | 34 |
| 8.1 SEZIONE X-X | 34 |
| 8.1.1 Geometria muro e fondazione | 35 |
| 8.1.2 Descrizione chiodi di ancoraggio | 35 |
| 8.1.3 Materiali utilizzati per la struttura | 36 |
| 8.1.4 Geometria profilo terreno a monte del muro | 36 |
| 8.1.5 Terreno a valle del muro | 36 |
| 8.1.6 Descrizione terreni | 36 |
| 8.1.7 Stratigrafia | 37 |
| 8.1.8 Condizioni di carico | 37 |
| 8.1.9 Descrizione combinazioni di carico | 38 |
| 8.1.10 Impostazioni di analisi | 41 |
| 8.1.11 Analisi della spinta e verifiche | 42 |
| 8.1.12 Analisi dei chiodi | 44 |
| 8.1.13 Verifica dei chiodi | 45 |
| 8.1.14 Sollecitazione fondazione di monte | 45 |
| 8.1.15 Involuppo sollecitazioni piastra paramento | 45 |
| 8.1.16 Armature e tensioni nei materiali del muro | 47 |
| 8.1.17 Armature e tensioni nei materiali della fondazione | 48 |
| 8.1.18 Armature e tensioni piastre | 48 |
| 8.2 MODALITA' ESECUTIVE | 49 |
| A L L E G A T I | 52 |

1. PREMESSA

Sono state eseguite le verifiche delle opere di consolidamento del muro in calcestruzzo esistente e di ricostruzione del muro di sostegno crollato in Piazza Sottosanti nel Comune di Piazza Armerina (EN).

I parametri geotecnici del terreno e la stratigrafia sono stati ricavati dallo "Studio geologico" del luglio 2015 a firma del Dott. Geol. Salvatore Palillo di Enna.

Allegati alla relazione di calcolo:

- Cenni teorici programma MAX 10.0 dell'AZTEC INFORMATICA;
- Verifica della portata dei chiodi di ancoraggio;
- Tavola grafica con la disposizione delle opere, sezioni, prospetto e particolari.

Le opere in progetto sono costituite principalmente da due tipologie di lavorazioni:

- **CONSOLIDAMENTO MURI ESISTENTI:**

il consolidamento dei muri esistenti avviene tramite l'impiego di ancoraggi passivi armati con barre autoperforanti SIRIVE in acciaio S460 zincato e qualificato secondo DM 14/01/2008, resi solidali al paramento del muro mediante piastre tonde Ø250 mm in acciaio zincato; gli ancoraggi passivi contribuiscono ad incrementare il livello di sicurezza del muro esistente trasmettendo gli sforzi al terreno in profondità, garantendo così gli adeguati coefficienti di sicurezza previsti da normativa.

Nella zona del muro crollato, il consolidamento con ancoraggi passivi del tratto inferiore non crollato garantisce anche la funzione di opera di sostegno provvisoria in quanto permette di lavorare al di sotto del muro in sicurezza.

- **RICOSTRUZIONE MURO CROLLATO:**

la ricostruzione della porzione di muro crollato avviene tramite l'impiego di ancoraggi passivi armati con barre autoperforanti SIRIVE in acciaio S460 zincato e qualificato secondo DM 14/01/2008 ed un paramento in spritz-beton armato con rete elettrosaldata. Le barre autoperforanti in vengono realizzate in prima fase nel versante esistente, garantendone la messa in sicurezza in fase provvisoria; successivamente le barre vengono prolungate e viene realizzato il paramento in spritz-beton mediante l'impiego di un cassero a perdere. Una volta maturati sia lo spritz-beton che gli ancoraggi, si procede al riempimento a tergo con materiale calcareo spezzato di cava adeguatamente compattato. La lavorazione procede in tal modo fino alla quota del piazzale garantendo la completa ricostruzione del muro.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La seguente relazione di calcolo è stata eseguita in ottemperanza alle seguenti disposizioni legislative.

- LEGGE 5 novembre 1971, n. 1086

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

- **LEGGE 2 febbraio 1974, n.64**

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

- **N.T.C. 2008 del D.M. 14 gennaio 2008**

"Norme Tecniche per le costruzioni".

- **CIRCOLARE 2 Febbraio 2009**

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

3. CLASSIFICAZIONE SISMICA

In base all'OPCM 3274 il Comune di Piazza Armerina (EN) ricadeva in zona sismica di II° categoria; con le N.T.C. 2008 per la classificazione sismica del territorio si fa riferimento ad una griglia di nodi geografici di ordinate spettrali note, sulla base delle quali viene determinata la sismicità del sito.



Mappa sismica del luogo

Per le verifiche sismiche, tenuto conto che la struttura oggetto d'intervento è di tipo 2, di II° classe ed ha una vita nominale di 50 anni, si assumono i seguenti parametri (ricavati con il programma Edilus-MS della Acca Software):

| Verifica | Stato limite | T_R (anni) | a_g (g) | F_0 (-) | T^*_c (s) |
|----------|---------------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLE | "Danno" | 50 | 0,038 | 2,511 | 0,271 |
| SLU | "Salvaguardia vita" | 475 | 0,098 | 2,572 | 0,460 |

Tabella A

Il terreno è stato classificato come categoria di sottosuolo "B" e categoria topografica "T2".

Per la verifica delle opere di consolidamento dei muri esistenti si utilizza un coefficiente di riduzione β (coefficiente di capacità dell'opera di subire deformazioni) pari a 1,0 avendo un paramento rigido, mentre per l'opera di ricostruzione in spritz-beton si utilizza un coefficiente di riduzione β pari a 0,5 (per uno spostamento massimo $u_s = 0,005 \times 9,85 \text{ m} = 0,049 \text{ m}$ e categoria di sottosuolo B).

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

Per la caratterizzazione del terreno e la determinazione della stratigrafia sono state eseguiti due sondaggi geognostici con prove SPT e prelievo di un campione sottoposto a prove di laboratorio. I terreni identificati in sito sono i seguenti:

Sabbie e calcareniti

| | |
|------------------|---------------------------------|
| angolo d'attrito | $\phi = 31^\circ$ |
| coesione | $c = 0,10 \text{ daN/cm}^2$ |
| peso di volume | $\gamma = 1930 \text{ daN/m}^3$ |

Riporti

| | |
|------------------|---------------------------------|
| angolo d'attrito | $\phi = 21^\circ$ |
| coesione | $c = 0,00 \text{ daN/cm}^2$ |
| peso di volume | $\gamma = 1650 \text{ daN/m}^3$ |

La falda acquifera si trova a circa 25,7 m dal piano campagna. Il terreno di reinterro a tergo della parete in spritz-beton dovrà essere in materiale calcareo spezzato di cava con un angolo di attrito minimo di 33° . Nelle verifiche si è utilizzato un peso specifico per il reinterro di 1800 daN/m^3 .

Tali parametri dovranno essere verificati in fase di esecuzione per controllare la validità delle ipotesi fatte. Se durante gli scavi e/o perforazioni si riscontrassero sostanziali variazioni sulle caratteristiche del terreno sarà compito della DD.LL. valutare se le ipotesi di calcolo sono ancora valide ed intervenire di conseguenza.

5. MATERIALI DA UTILIZZARE

Nell'esecuzione delle opere è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO:

➤ **Ancoraggi passivi:**

○ *Caratteristiche geometriche:*

| | |
|--------------------------|--------------------|
| diametro di perforazione | 76 mm |
| diametro medio reso | 100 mm |
| lunghezza chiodi | 9,0÷10,5÷15,0 m |
| passo chiodi | 1,0÷1,25÷1,5÷2,0 m |

○ *Armatura:*

Barre autoperforanti SIRIVE R38 in acciaio S 460 zincato e qualificato secondo DM 14/01/2008 con le seguenti caratteristiche:

| | |
|---------------------------------|---------------------|
| diametro | 38 mm |
| spessore | 9,5 mm |
| area | 8,0 cm ² |
| carico a rottura per barra | 44800 daN |
| limite di snervamento per barra | 36800 daN |
| f _{yd} per barra | 32000 daN |

➤ **Piastre:**

tonde zincate a caldo Ø250 mm sp. 15 mm

➤ **Acqua:** potabile e priva di sali (solfuri o cloruri)

➤ **Cemento:** tipo Portland 325 secondo normativa vigente

INTERVENTO DI RICOSTRUZIONE:

➤ **Ancoraggi passivi:**

○ *Caratteristiche geometriche:*

| | |
|--------------------------|-----------------|
| diametro di perforazione | 76 mm |
| diametro medio reso | 100 mm |
| lunghezza chiodi | 9,0÷10,5÷12,0 m |
| passo chiodi | 1,0÷1,5÷2,0 m |

○ *Armatura:*

Barre autoperforanti SIRIVE R38 in acciaio S 460 zincato e qualificato secondo DM 14/01/2008 con le seguenti caratteristiche:

| | |
|---------------------------------|---------------------|
| diametro | 38 mm |
| spessore | 9,5 mm |
| area | 8,0 cm ² |
| carico a rottura per barra | 44800 daN |
| limite di snervamento per barra | 36800 daN |
| f _{yd} per barra | 32000 daN |

➤ **Prolungha per ancoraggi passivi:**

○ *Caratteristiche geometriche:*

lunghezza variabile da definire in cantiere

○ *Armatura:*

Barre SIRIVE R38 in acciaio S 460 zincato e qualificato secondo DM 14/01/2008 con le seguenti caratteristiche:

| | |
|----------------------------|---------------------|
| diametro | 38 mm |
| spessore | 9,5 mm |
| area | 8,0 cm ² |
| carico a rottura per barra | 44800 daN |

6. METODO DI CALCOLO AGLI STATI LIMITE

In accordo alla normativa vigente, le opere in oggetto sono state dimensionate e verificate secondo il *metodo degli stati limite*. I coefficienti parziali da utilizzare per le azioni, le resistenze e gli stati ultimi sono riportati nei paragrafi successivi.

6.1 Azioni e resistenze

Secondo quanto previsto dalle N.T.C. 2008, per le verifiche delle opere devono essere utilizzati i coefficienti parziali per le azioni e per i materiali elencati nelle tabelle seguenti:

| Carichi | Effetto | Coefficiente parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|----------------------------|-------------|---|-----|-------------|-------------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Permanenti non strutturali | Favorevole | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

Coefficienti parziali per le azioni (Tab. 6.2.I NTC 2008)

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_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} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso unità volume | γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC 2008)

6.2 Opere di consolidamento di un muro

Secondo quanto previsto dalle N.T.C. 2008, le verifiche delle opere di consolidamento di un muro vengono eseguite secondo l'approccio 1, utilizzando la combinazione A1+M1+R1 per le verifiche strutturali e la combinazione A2+M2+R2 per le verifiche geotecniche, sia in condizioni statiche che in presenza di sisma.

| Verifica | Coefficiente parziale (R1) | Coefficiente parziale (R2) | Coefficiente parziale (R3) |
|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Capacità portante fondazione | 1,0 | 1,0 | 1,4 |
| Scorrimento | 1,0 | 1,0 | 1,1 |
| Resistenza terreno a valle | 1,0 | 1,0 | 1,4 |

Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi per le opere di sostegno (Tab. 6.5.I NTC 2008)

6.3 Chiodi di ancoraggio

Secondo quanto previsto dalle N.T.C. 2008, la verifica allo sfilamento può essere effettuata utilizzando la combinazione A1+M1+R3. I coefficienti parziali γ_{Ra} per la resistenza degli ancoraggi sono riportati in tabella seguente:

| | Simbolo γ | Coefficiente parziale |
|------------|------------------|-----------------------|
| Temporanei | $\gamma_{Ra,t}$ | 1,1 |
| Permanenti | $\gamma_{Ra,p}$ | 1,2 |

Coeff. parziali per la resistenza di ancoraggi (Tab. 6.6.I NTC 2008)

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dei tiranti può essere determinata da risultati di prove di progetto su ancoraggi prova o da metodi di calcolo analitici, utilizzando i fattori di correlazione riportati nella tabella 6.6.II in funzione del numero ancoraggi prova e 6.6.III in funzione del numero di verticali indagate.

| N° ancoraggi prova | 1 | 2 | ≥ 2 |
|--------------------|-----|-----|----------|
| ξ_{a1} | 1,5 | 1,4 | 1,3 |
| ξ_{a2} | 1,5 | 1,3 | 1,2 |

Fattori di correlazione in funzione del numero n di ancoraggi prova (Tab. 6.6.II N.T.C. 2008)

| N° profili indagine | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|---------------------|------|------|------|------|----------|
| ξ_{a3} | 1,80 | 1,75 | 1,70 | 1,65 | 1,60 |
| ξ_{a4} | 1,80 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 |

Fattori di correlazione in funzione del numero n di profili di indagine (Tab. 6.6.III N.T.C. 2008)

Per determinare la posizione della fondazione dell'ancoraggio in presenza di sisma si deve tenere conto che per effetto del sisma stesso il cuneo di spinta presenta inclinazione sull'orizzontale minore rispetto al caso statico; la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni sismiche L_e sarà pertanto maggiore di quella statica L_s , ed è ottenuta con la formula seguente:

$$L_e = L_s \times (1 + 1,5 \times (a_{\max} / g))$$

6.4 Stabilità globale

Secondo quanto previsto dalle N.T.C. 2008, le verifiche della stabilità globale viene effettuata con la combinazione A2+M2+R2, sia in condizioni statiche sia in presenza di sisma per le opere definitive, in sole condizioni statiche per le opere in fase provvisoria. Il coefficiente R2 è riportato in tabella 6.8.I delle N.T.C. 2008.

| Coefficiente | Coefficiente parziale (R2) |
|--------------|----------------------------|
| γ_R | 1,1 |

Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di fronti di scavo (Tab. 6.8.I N.T.C. 2008)

6.5 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di calcolo utilizzate per le verifiche in condizione statica e sismica sono:

- *Combinazione agli SLU fondamentale*, secondo N.T.C. 2008:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{0,3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione agli SLU connessa all'azione sismica E*, secondo N.T.C. 2008:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{2,1} \cdot Q_{k1} + \psi_{2,2} \cdot Q_{k2} + \psi_{2,3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P : rappresenta pretensione e precompressione;

E : rappresenta l'azione sismica in condizioni ultime;

Q : azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} : rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$: coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del D.M. 14 gennaio 2008;

$\psi_{0,i}, \psi_{2,i}$: sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche delle combinazioni più gravose ottenute dal calcolo per le diverse sezioni.

7. CONSOLIDAMENTO MURI ESISTENTI

I dati relativi alla struttura, al terreno ed ai sovraccarichi sono stati inseriti nel programma di calcolo MAX 10.0 dell'AZTEC INFORMATICA. Per ogni intervento è stata presa in considerazione la sezione più gravosa. Il consolidamento dei muri esistenti avviene mediante la realizzazione di chiodi costituiti da barre autoperforanti ancorate al muro mediante delle piastre. L'adozione di questi chiodi (tiranti passivi) contribuisce alla stabilità dell'opera in quanto costituisce una sorta di sistema di sicurezza: infatti finché la muratura esistente è in grado di garantire da sola la stabilità, i chiodi non entrano in funzione. Qualora si verificasse

il superamento della situazione di equilibrio limite, la quota di spinta eccedente sarebbe assorbita dalla chiodatura. Il calcolo dei muri di sostegno viene nel seguente modo:

- Calcolo della spinta del terreno;
- Verifica a ribaltamento;
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- Verifica della stabilità.

7.1 SEZIONE K-K

Il muro di sostegno da consolidare, costituito da un paramento in calcestruzzo di spessore 0,67 m, ha un'altezza di 9,69 m in corrispondenza della sezione Z-Z, di cui 0,87 m fuori terra. Le opere di consolidamento sono costituite da 7 file di chiodi armati con barre autoperforanti SIRIVE R38 in acciaio S460 zincato e qualificato, dotate di punta a perdere Ø76 mm e diametro medio reso del bulbo di 100 mm. Gli ancoraggi delle prime due file hanno lunghezza 9,0 m ed inclinazione di 15° sull'orizzontale, per non interferire con la cripta della chiesa, e passo 1,25 m; gli ancoraggi delle file rimanenti hanno lunghezza di 15,0 m ed inclinazione di 10° sull'orizzontale, distribuiti a quinconce con interasse orizzontale di 1,0÷1,5 m ed interasse verticale di 1,0÷1,25 m. I chiodi sono ancorati al paramento in calcestruzzo del muro mediante piastre tonde Ø250 mm in acciaio zincato. Nel calcolo è stato considerato agente, oltre al sisma, un *sovraccarico accidentale caratteristico* a tergo del muro di 1500 daN/m².

7.1.1 Geometria muro e fondazione

| | |
|---|-----------|
| Altezza del paramento | 9,20 [m] |
| Spessore in sommità | 0,70 [m] |
| Spessore all'attacco con la fondazione | 0,70 [m] |
| Inclinazione paramento esterno | 0,00 [°] |
| Inclinazione paramento interno | 0,00 [°] |
| Lunghezza del muro | 10,00 [m] |
| <u>Fondazione</u> | |
| Lunghezza mensola fondazione di valle | 0,00 [m] |
| Lunghezza mensola fondazione di monte | 0,00 [m] |
| Lunghezza totale fondazione | 0,70 [m] |
| Inclinazione piano di posa della fondazione | 0,00 [°] |
| Spessore fondazione | 0,50 [m] |

7.1.2 Descrizione chiodi di ancoraggio

Numero di file di tiranti 7
 Tiranti passivi armati con tubolare

Simbologia adottata

N numero d'ordine della fila
 Y ordinata della fila misurata dalla testa del muro espressa in [m]
 alfa inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
 Dt diametro esterno del tubolare espresso in [mm]
 St spessore del tubolare espresso in [mm]

| N | Y | alfa | Dt | St |
|---|------|-------|-------|------|
| 1 | 1,00 | 15,00 | 38,00 | 9,50 |
| 2 | 2,25 | 15,00 | 38,00 | 9,50 |
| 3 | 3,50 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |
| 4 | 4,75 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |
| 5 | 6,00 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |
| 6 | 7,00 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |
| 7 | 8,00 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |

7.1.3 Materiali utilizzati per la struttura

Acciaio utilizzato per i tiranti

| | |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| Tipo | S460 |
| Tensione ammissibile σ_{fa} | 3300 [daN/cm ²] |
| Tensione di snervamento σ_{fa} | 4600 [daN/cm ²] |

7.1.4 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 | 20,00 | 0,00 | 0,00 |

7.1.5 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 | 0,40 | [m] |

7.1.6 Descrizione terreni

Simbologia adottata

| | |
|-------------|--|
| Nr. | Indice del terreno |
| Descrizione | Descrizione terreno |
| γ | Peso di volume del terreno espresso in [daN/mc] |
| γ_s | Peso di volume saturo del terreno espresso in [daN/mc] |
| ϕ | Angolo d'attrito interno espresso in [°] |
| δ | Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°] |
| c | Coesione espressa in [daN/cm ²] |
| c_a | Adesione terra-muro espressa in [daN/cm ²] |

| Descrizione | γ | γ_s | ϕ | δ | c | c_a |
|-----------------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Riporti | 1650 | 1650 | 21.00 | 14.00 | 0,000 | 0,000 |
| Sabbie-calcareni 1930 | | 1930 | 31.00 | 20.67 | 0,000 | 0,000 |

Parametri medi

| Descrizione | γ | γ_s | ϕ | δ | c | c_a |
|------------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Riporti | 1650 | 1650 | 21.00 | 14.00 | 0,000 | 0,000 |
| Sabbie-calcareni | 1930 | 1930 | 31.00 | 20.67 | 0,000 | 0,000 |

Parametri minimi

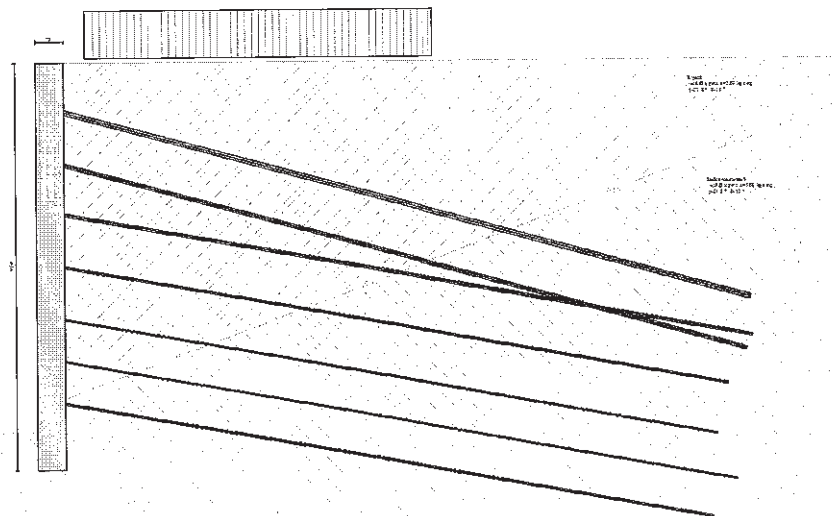
| Descrizione | γ | γ_s | ϕ | δ | c | c_a |
|------------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Riporti | 1650 | 1650 | 21.00 | 14.00 | 0,000 | 0,000 |
| Sabbie-calcareni | 1930 | 1930 | 31.00 | 20.67 | 0,000 | 0,000 |

7.1.7 Stratigrafia

Simbologia adottata

| | |
|----------|---|
| N | Indice dello strato |
| H | Spessore dello strato espresso in [m] |
| α | Inclinazione espressa in [°] |
| K_w | Costante di Winkler orizzontale espressa in daN/cm ² /cm |
| K_s | Coefficiente di spinta |
| Terreno | Terreno dello strato |

| Nr. | H | α | K_w | K_s | Terreno |
|-----|------|----------|-------|-------|------------------|
| 1 | 8,00 | 20,00 | 0,00 | 0,00 | Riporti |
| 2 | 7,00 | 0,00 | 2,34 | 0,00 | Sabbie-calcareni |



Schema di calcolo

7.1.8 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

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

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [daN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [daN]

M Momento espresso in [daNm]
 X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
 X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
 Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [daN/m]
 Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [daN/m]
 D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)

D Profilo $X_i=0,50$ $X_f=9,00$ $Q_i=1500,00$ $Q_f=1500,00$

7.1.9 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 0,90 | 1.00 | 0,90 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 0,90 | 1.00 | 0,90 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,10 | 1.00 | 1,10 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.50 | 1.00 | 1.50 |

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |

| | | | | |
|--------------|------|------|------|------|
| Condizione 1 | SFAV | 1.30 | 1.00 | 1.30 |
|--------------|------|------|------|------|

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.50 | 1.00 | 1.50 |

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.30 | 1.00 | 1.30 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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° 11 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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° 12 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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° 13 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |

Combinazione n° 14 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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° 16 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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° 17 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 20 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 21 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 22 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 23 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

7.1.10 Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

7.1.11 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

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

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

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

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

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta

metodo di Culmann

Calcolo della stabilità globale

metodo di Bishop

Sisma

Combinazioni SLU

| | |
|---|--|
| Accelerazione al suolo a_g | 0.96 [m/s ²] |
| Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) | 1.20 |
| Coefficiente di amplificazione topografica (St) | 1.20 |
| Coefficiente riduzione (β_m) | 1.00 |
| Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale | 0.50 |
| Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) | $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 14.09$ |
| Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) | $k_v = 0.50 * k_h = 7.05$ |
| Forma diagramma incremento sismico | Rettangolare |
| Partecipazione spinta passiva (percento) | 0,0 |
| Peso muro | 22067,50 [daN] |

Baricentro del muro $X=-0,35$ $Y=-4,85$

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta $X = 0,00$ $Y = -9,70$

Punto superiore superficie di spinta $X = 0,00$ $Y = 0,00$

Altezza della superficie di spinta 9,70 [m]

Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale) 0,00 [°]

Le combinazioni più gravose sono risultate essere la 2 per la verifica a scorrimento, la 3 per la verifica a ribaltamento e la 17 per le sollecitazioni sugli ancoraggi ed i dati relativi a tali combinazioni sono riportati di seguito:

COMBINAZIONE n° 2

| | | | |
|--|------------|-------|----------------|
| Valore della spinta statica | 42277,91 | [daN] | |
| Componente orizzontale della spinta statica | 41331,36 | [daN] | |
| Componente verticale della spinta statica | 8896,10 | [daN] | |
| Punto d'applicazione della spinta | $X = 0,00$ | [m] | $Y = -5,56[m]$ |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 12,15 | [°] | |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche | 57,09 | [°] | |
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte | 0,00 | [daN] | |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | $X = 0,00$ | [m] | $Y = 0,00[m]$ |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

| | | | |
|---|-------------|-------|----------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -33402,32 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 6909,13 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | $X = -0,70$ | [m] | $Y = -4,60[m]$ |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

| | | | |
|---|-----------|-------|----------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -31949,93 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 6608,71 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | $X =$ | [m] | $Y = -4,60[m]$ |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

| | | | |
|---|-------------|-------|----------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -33937,73 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 6473,52 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | $X = -0,70$ | [m] | $Y = -5,96[m]$ |

Risultanti

| | | |
|--|----------|-------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 7929,04 | [daN] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 32780,23 | [daN] |

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento **1.06**

COMBINAZIONE n° 3

| | | | |
|--|------------|-------|----------------|
| Valore della spinta statica | 46505,70 | [daN] | |
| Componente orizzontale della spinta statica | 45464,50 | [daN] | |
| Componente verticale della spinta statica | 9785,71 | [daN] | |
| Punto d'applicazione della spinta | $X = 0,00$ | [m] | $Y = -5,56[m]$ |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 12,15 | [°] | |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche | 57,09 | [°] | |
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte | 0,00 | [daN] | |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | $X = 0,00$ | [m] | $Y = 0,00[m]$ |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -36742,56 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 7600,04 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,70 | [m] | Y = -4,60[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -35381,31 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 7318,47 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = | [m] | Y = -4,60[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -38355,99 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 7316,29 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,70 | [m] | Y = -5,96[m] |

Risultanti

| | | |
|---|-----------|--------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 8721,94 | [daN] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 32663,25 | [daN] |
| Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle | 188164,99 | [daNm] |
| Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle | 192608,11 | [daNm] |
| Sforzo normale sul piano di posa della fondazione | 32663,25 | [daN] |
| Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione | 8721,94 | [daN] |
| Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione | 0,00 | [m] |
| Lunghezza fondazione reagente | 0,70 | [m] |
| Risultante in fondazione | 33807,70 | [daN] |
| Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) | 14,95 | [°] |
| Momento rispetto al baricentro della fondazione | 47,98 | [daNm] |

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

1.02

COMBINAZIONE n° 17

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

| | | | |
|--|----------|-------|--------------|
| Valore della spinta statica | 43104,78 | [daN] | |
| Componente orizzontale della spinta statica | 41652,10 | [daN] | |
| Componente verticale della spinta statica | 11096,17 | [daN] | |
| Punto d'applicazione della spinta | X = 0,00 | [m] | Y = -5,37[m] |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 14,92 | [°] | |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche | 57,80 | [°] | |
| Incremento sismico della spinta | 10628,93 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta | X = 0,00 | [m] | Y = -4,83[m] |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche | 55,74 | [°] | |
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte | 0,00 | [daN] | |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | X = 0,00 | [m] | Y = 0,00[m] |
| Inerzia del muro | 2392,07 | [daN] | |
| Inerzia verticale del muro | 1196,04 | [daN] | |
| Inerzia del terrapieno fondazione di monte | 0,00 | [daN] | |
| Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte | 0,00 | [daN] | |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -47165,77 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 9756,04 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,70 | [m] | Y = -4,60[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -45431,08 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 9397,23 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = | [m] | Y = -4,60[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -42786,25 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 8161,34 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,70 | [m] | Y = -5,96[m] |

Risultanti

| | | |
|--|----------|-------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 7149,11 | [daN] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 41759,38 | [daN] |

7.1.12 Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 24

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 [daN] |
| α | angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario) |
| ϕ | angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia |
| c | coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [daN/cm ²] |
| b | larghezza della striscia espressa in [m] |
| u | pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [daN/cm ²] |

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -5,84 Y[m]= 0,00

Raggio del cerchio R[m]= 11,32

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -12,97

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5,48

Larghezza della striscia dx[m]= 0,74

Coefficiente di sicurezza C= 1.28

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

| Striscia | W | $\alpha(^{\circ})$ | $W\sin\alpha$ | $b/\cos\alpha$ | ϕ | c | u |
|----------|----------|--------------------|---------------|----------------|--------|------|------|
| 1 | 3556,01 | 79.60 | 3497,56 | 4,09 | 17.07 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 6960,17 | 64.80 | 6297,84 | 1,73 | 17.07 | 0,00 | 0,00 |
| 3 | 8607,32 | 56.98 | 7217,00 | 1,35 | 17.07 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | 9895,29 | 50.60 | 7646,87 | 1,16 | 24.52 | 0,00 | 0,00 |
| 5 | 11005,00 | 45.02 | 7783,83 | 1,04 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 6 | 11915,82 | 39.93 | 7648,95 | 0,96 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 7 | 12397,69 | 35.21 | 7148,29 | 0,90 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 8 | 15461,98 | 30.75 | 7905,39 | 0,86 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 9 | 8037,74 | 26.49 | 3584,80 | 0,82 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 10 | 2366,17 | 22.38 | 900,86 | 0,80 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 11 | 2747,74 | 18.39 | 866,81 | 0,78 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 12 | 3007,52 | 14.49 | 752,50 | 0,76 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 13 | 3186,85 | 10.66 | 589,42 | 0,75 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |

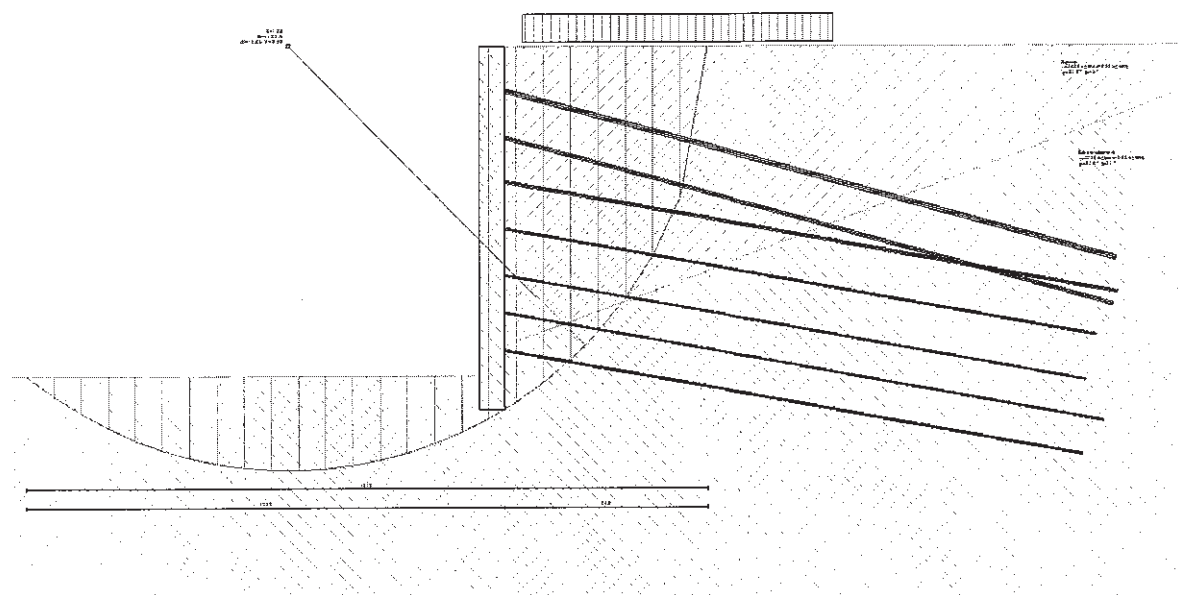
| | | | | | | | |
|----|---------|--------|---------|------|-------|------|------|
| 14 | 3293,68 | 6.88 | 394,27 | 0,74 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 15 | 3330,23 | 3.12 | 181,36 | 0,74 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 16 | 3297,70 | -0.62 | -35,58 | 0,74 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 17 | 3196,39 | -4.36 | -243,04 | 0,74 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 18 | 3025,72 | -8.12 | -427,48 | 0,75 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 19 | 2787,46 | -11.92 | -575,70 | 0,75 | 25.67 | 0,00 | 0,00 |
| 20 | 2542,57 | -15.77 | -691,04 | 0,77 | 17.07 | 0,00 | 0,00 |
| 21 | 2254,67 | -19.70 | -759,92 | 0,78 | 17.07 | 0,00 | 0,00 |
| 22 | 1896,18 | -23.72 | -762,85 | 0,81 | 17.07 | 0,00 | 0,00 |
| 23 | 1460,82 | -27.88 | -683,06 | 0,84 | 17.07 | 0,00 | 0,00 |
| 24 | 939,91 | -32.20 | -500,85 | 0,87 | 17.07 | 0,00 | 0,00 |
| 25 | 321,23 | -36.74 | -192,16 | 0,92 | 17.07 | 0,00 | 0,00 |

$\Sigma W_i = 127491,87$ [daN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 57544,08$ [daN]

$\Sigma W_i \tan \phi_i = 56087,42$ [daN]

$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.63$



Cerchio critico in condizioni sismiche

7.1.13 Analisi dei chiodi

Combinazione n° 17

Nr. numero della fila

α inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi

N sforzo in ogni tirante della fila espresso in [daN]

σ_f tensione nell'acciaio del tirante espressa in [daN/cm²]

| Nr. | α | N | σ_f |
|-----|----------|--------------|------------|
| 1 | 15.00 | 10193 | 1198,4 |
| 2 | 15.00 | 10138 | 1191,9 |
| 3 | 10.00 | 9064 | 1065,6 |
| 4 | 10.00 | 8962 | 1053,6 |
| 5 | 10.00 | 8795 | 1034,0 |
| 6 | 10.00 | 10703 | 1258,3 |
| 7 | 10.00 | 16072 | 1889,5 |

7.1.14 Verifica dei chiodi

I chiodi maggiormente sollecitati sono quelli della fila inferiore, di lunghezza 15,0 m e sono soggetti ad uno sforzo massimo di trazione pari a **16072 daN**; utilizzando come armatura una barra autoperforante SIRIVE R38 in acciaio S 460 zincato e qualificato essi risultano sicuramente verificati. Per la verifica allo sfilamento dei chiodi si è utilizzata la formula di Bustamante e Doix (1985) dalla quale risulta, adottando un coefficiente R3 pari a 1,2 essendo i chiodi permanenti ed un coefficiente ξ_{a3} pari a 1,75, ed un bulbo in sabbie e calcareniti ($N_{spt} = 22$) di 12,0 m, che **a ciascun chiodo possiamo attribuire una portata minima di 20000 daN > 16072 daN** (vedi allegato).

7.2 SEZIONE X-X

Il muro di sostegno da consolidare, costituito da un paramento di spessore di almeno 0,67 m, ha un'altezza di 5,7 m in corrispondenza della sezione X-X, ed è il tratto di muro non crollato che si trova dietro gli edifici da demolire. Le opere di consolidamento sono costituite da 4 file di chiodi armati con barre autoperforanti SIRIVE R38 in acciaio S460 zincato e qualificato, dotate di punta a perdere Ø76 mm e diametro medio reso del bulbo di 100 mm. Gli ancoraggi delle prime due file hanno lunghezza 10,5 m mentre quelli delle ultime due file hanno lunghezza 9,0 m, inclinazione di 10° sull'orizzontale e sono distribuiti a quinconce con interasse orizzontale di 1,25÷2,0 m ed interasse verticale di 1,3 m. I chiodi sono ancorati al paramento del muro mediante piastre tonde Ø250 mm in acciaio zincato. Nel calcolo è stato considerato agente, oltre al sisma, un **sovraccarico accidentale caratteristico** a tergo del muro di **1500 daN/m²** e dei **carichi permanenti pari a 15000 daN/m² per tenere conto dell'edificio e di 1930 daN/m³ x 10,25 m = 19785 daN/m² per tenere conto del peso del terreno fino alla quota del piazzale**. La verifica è tuttavia cautelativa perchè non tiene conto del terreno che dovrebbe essere successivamente riportato a ridosso del muro una volta completate le nuove strutture.

7.2.1 Geometria muro e fondazione

| | |
|---|-----------|
| Altezza del paramento | 5,70 [m] |
| Spessore in sommità | 0,67 [m] |
| Spessore all'attacco con la fondazione | 0,67 [m] |
| Inclinazione paramento esterno | 0,00 [°] |
| Inclinazione paramento interno | 0,00 [°] |
| Lunghezza del muro | 15,00 [m] |
| Fondazione | |
| Lunghezza mensola fondazione di valle | 0,35 [m] |
| Lunghezza mensola fondazione di monte | 0,35 [m] |
| Lunghezza totale fondazione | 1,37 [m] |
| Inclinazione piano di posa della fondazione | 0,00 [°] |
| Spessore fondazione | 0,50 [m] |

7.2.2 Descrizione chiodi di ancoraggio

Numero di file di tiranti 4
Tiranti passivi armati con tubolare

Simbologia adottata

N numero d'ordine della fila
Y ordinata della fila misurata dalla testa del muro espressa in [m]
alfa inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
Dt diametro esterno del tubolare espresso in [mm]
St spessore del tubolare espresso in [mm]

| N | Y | alfa | ALL | Dt | St |
|---|------|-------|----------|-------|------|
| 1 | 0,75 | 10,00 | Centrati | 38,00 | 9,50 |
| 2 | 2,05 | 10,00 | Centrati | 38,00 | 9,50 |
| 3 | 3,35 | 10,00 | Sfalsati | 38,00 | 9,50 |
| 4 | 4,65 | 10,00 | Sfalsati | 38,00 | 9,50 |

7.2.3 Materiali utilizzati per la struttura

Acciaio utilizzato per i tiranti

Tipo S460
Tensione ammissibile σ_{fa} 3300 [daN/cm²]
Tensione di snervamento σ_{fa} 4600 [daN/cm²]

7.2.4 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 | 20,00 | 0,00 | 0,00 |

7.2.5 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]

7.2.6 Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno
Descrizione Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [daN/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [daN/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c Coesione espressa in [daN/cm²]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [daN/cm²]

| Descrizione | γ | γ_s | ϕ | δ | c | c_a |
|-----------------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Sabbie-calcareni 1930 | 1930 | 1930 | 31.00 | 20.67 | 0,000 | 0,000 |

Parametri medi

| Descrizione | γ | γ_s | ϕ | δ | c | c_a |
|-----------------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Sabbie-calcareni 1930 | 1930 | 1930 | 31.00 | 20.67 | 0,000 | 0,000 |

Parametri minimi

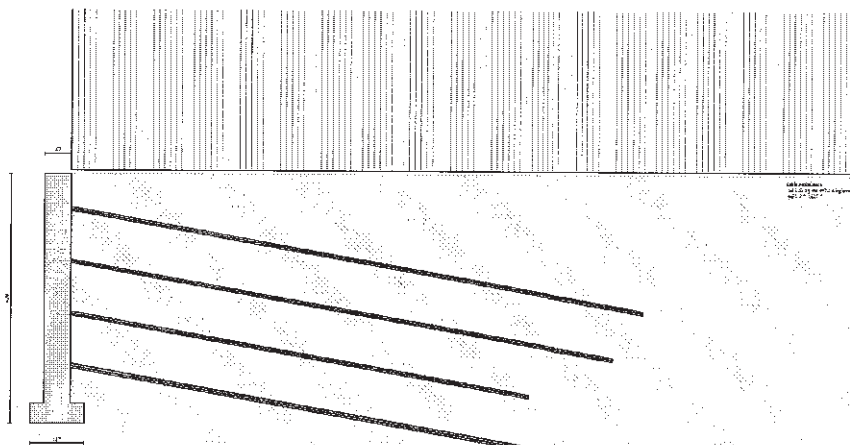
| Descrizione | γ | γ_s | ϕ | δ | c | c_a |
|-----------------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Sabbie-calcareni 1930 | 1930 | 1930 | 31.00 | 20.67 | 0,000 | 0,000 |

7.2.7 Stratigrafia

Simbologia adottata

| | |
|----------|---|
| N | Indice dello strato |
| H | Spessore dello strato espresso in [m] |
| α | Inclinazione espressa in [°] |
| K_w | Costante di Winkler orizzontale espressa in daN/cm ² /cm |
| K_s | Coefficiente di spinta |
| Terreno | Terreno dello strato |

| Nr. | H | α | K_w | K_s | Terreno |
|-----|-------|----------|-------|-------|------------------|
| 1 | 10,20 | 0,00 | 3,41 | 0,00 | Sabbie-calcareni |



Schema di calcolo

7.2.8 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

| | |
|-------|--|
| X | Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m] |
| F_x | Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [daN] |
| F_y | Componente verticale del carico concentrato espressa in [daN] |
| M | Momento espressa in [daNm] |
| X_i | Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m] |
| X_f | Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m] |

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

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

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

Condizione n° 1 (Condizione 2)

| | | | | | |
|---|---------|------------|-------------|----------------|----------------|
| D | Profilo | $X_i=0,00$ | $X_f=20,00$ | $Q_i=19785,00$ | $Q_f=19785,00$ |
| D | Profilo | $X_i=9,00$ | $X_f=10,00$ | $Q_i=15000,00$ | $Q_f=15000,00$ |

Condizione n° 2 (Condizione 2)

| | | | | | |
|---|---------|------------|------------|---------------|---------------|
| D | Profilo | $X_i=0,50$ | $X_f=9,00$ | $Q_i=1500,00$ | $Q_f=1500,00$ |
|---|---------|------------|------------|---------------|---------------|

7.2.9 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,30 | 1,00 | 1,30 |

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,10 | 1,00 | 1,10 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,30 | 1,00 | 1,30 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,50 | 1,00 | 1,50 |

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.30 | 1.00 | 1.30 |

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.10 | 1.00 | 1.10 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.50 | 1.00 | 1.50 |

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.30 | 1.00 | 1.30 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 14 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 16 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Combinazione n° 20 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 21 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 22 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 23 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

7.2.10 Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

7.2.11 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

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

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

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

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

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta

metodo di Culmann

Calcolo della stabilità globale

metodo di Bishop

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g

0.96 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.20

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

1.20

Coefficiente riduzione (β_m)

1.00

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 14.09$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$k_v = 0.50 * k_h = 7.05$

Forma diagramma incremento sismico

Rettangolare

Partecipazione spinta passiva (percento)

0,0

Peso muro

14638,00 [kg]

Baricentro del muro

X=-0,34 Y=-3,32

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta

X = 0,35 Y = -6,20

Punto superiore superficie di spinta

X = 0,35 Y = 0,00

Altezza della superficie di spinta

6,20 [m]

Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)

0,00 [°]

Le combinazioni più gravose sono risultate essere la 2 per la verifica a scorrimento, la 3 per la verifica a ribaltamento e la 17 per le sollecitazioni sugli ancoraggi ed i dati relativi a tali combinazioni sono riportati di seguito:

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica

50556,89 [daN]

Componente orizzontale della spinta statica

48401,17 [daN]

Componente verticale della spinta statica

14605,68 [daN]

Punto d'applicazione della spinta

X = 0,35 [m] Y = -3,37[m]

Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie

16,79 [°]

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche

54,10 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte

10775,10 [daN]

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte

X = 0,17 [m] Y = -2,85[m]

Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

Sforzo tiranti in direzione X

-36309,52 [daN]

Sforzo tiranti in direzione Y

6402,35 [daN]

Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti

X = -0,67 [m] Y = -2,81[m]

Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -29421,56 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 5187,82 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = | [m] | Y = -2,81[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -37828,35 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 6670,16 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,67 | [m] | Y = -3,51[m] |

Risultanti

| | | |
|--|----------|-------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 12091,65 | [daN] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 43043,13 | [daN] |

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento **1.05**

COMBINAZIONE n° 3

| | | | |
|--|----------|-------|--------------|
| Valore della spinta statica | 56176,08 | [daN] | |
| Componente orizzontale della spinta statica | 53780,76 | [daN] | |
| Componente verticale della spinta statica | 16229,04 | [daN] | |
| Punto d'applicazione della spinta | X = 0,35 | [m] | Y = -3,36[m] |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 16,79 | [°] | |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche | 54,04 | [°] | |
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte | 11082,54 | [daN] | |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | X = 0,17 | [m] | Y = -2,85[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -40523,28 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 7145,35 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,67 | [m] | Y = -2,81[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -33543,93 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 5914,70 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = | [m] | Y = -2,81[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -43018,87 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 7585,39 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,67 | [m] | Y = -3,51[m] |

Risultanti

| | | |
|---|-----------|--------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 13257,47 | [daN] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 44590,93 | [daN] |
| Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle | 152532,45 | [daNm] |
| Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle | 158109,35 | [daNm] |
| Sforzo normale sul piano di posa della fondazione | 44590,93 | [daN] |
| Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione | 13257,47 | [daN] |
| Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione | 0,02 | [m] |
| Lunghezza fondazione reagente | 1,37 | [m] |
| Risultante in fondazione | 46520,02 | [daN] |
| Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) | 16,56 | [°] |
| Momento rispetto al baricentro della fondazione | 896,71 | [daNm] |

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

1.04

COMBINAZIONE n° 17

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

| | | | |
|--|----------|-------|--------------|
| Valore della spinta statica | 41863,33 | [daN] | |
| Componente orizzontale della spinta statica | 39169,41 | [daN] | |
| Componente verticale della spinta statica | 14774,85 | [daN] | |
| Punto d'applicazione della spinta | X = 0,35 | [m] | Y = -3,37[m] |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 20,67 | [°] | |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche | 57,20 | [°] | |
| Incremento sismico della spinta | 19444,49 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta | X = 0,35 | [m] | Y = -3,10[m] |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche | 50,33 | [°] | |
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte | 10775,10 | [daN] | |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | X = 0,17 | [m] | Y = -2,85[m] |
| Inerzia del muro | 1586,73 | [daN] | |
| Inerzia verticale del muro | 793,37 | [daN] | |
| Inerzia del terrapieno fondazione di monte | 1518,40 | [daN] | |
| Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte | 759,20 | [daN] | |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -46640,87 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 8224,04 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,67 | [m] | Y = -2,81[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -38174,41 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 6731,18 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = | [m] | Y = -2,81[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -44013,37 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 7760,74 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,67 | [m] | Y = -3,51[m] |

Risultanti

| | | |
|--|----------|-------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 13826,89 | [daN] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 53449,11 | [daN] |

7.2.12 Stabilità globale muro + terreno

Questo muro garantisce anche la stabilità globale del nuovo muro realizzato superiormente ed appoggiato in testa al muro consolidato.

Combinazione n° 16

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 [kg] |
| α | angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario) |
| ϕ | angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia |
| c | coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm ²] |
| b | larghezza della striscia espressa in [m] |
| u | pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm ²] |

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= 0,00 Y[m]= 4,24

Raggio del cerchio R[m]= 10,49

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -3,38

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 9,61

Larghezza della striscia dx[m]= 0,52

Coefficiente di sicurezza C= 1.12

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

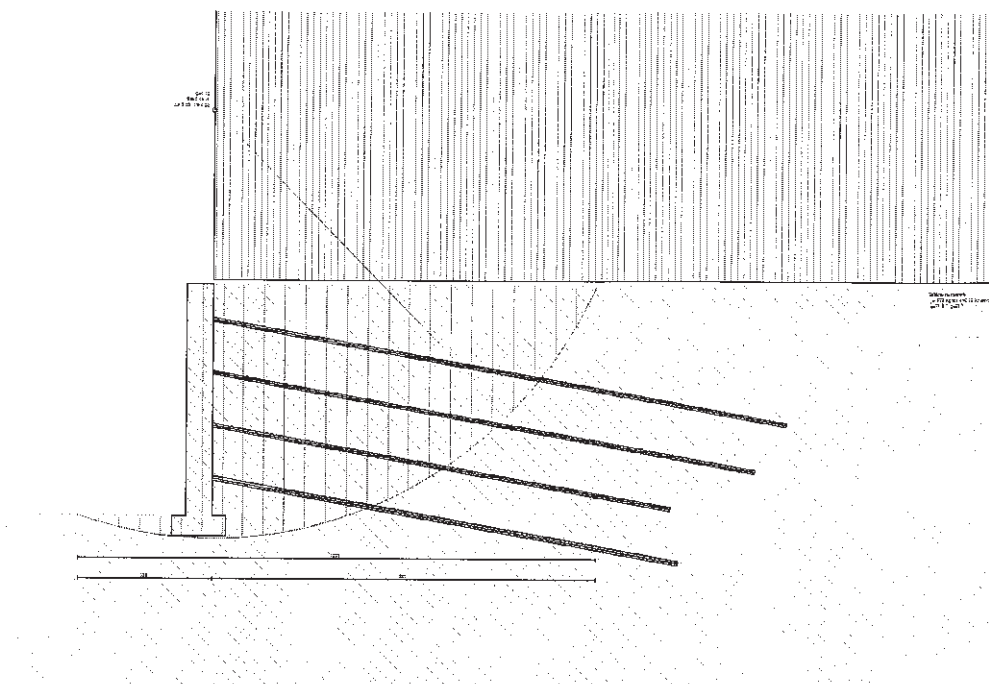
| Striscia | W | $\alpha(^{\circ})$ | $W\sin\alpha$ | $b/\cos\alpha$ | ϕ | c | u |
|----------|----------|--------------------|---------------|----------------|--------|------|------|
| 1 | 18572,50 | 62.61 | 16489,79 | 1,13 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 2 | 12986,97 | 57.38 | 10938,35 | 0,96 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 3 | 12434,99 | 52.42 | 9854,77 | 0,85 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 4 | 13062,33 | 47.97 | 9703,25 | 0,78 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 5 | 13601,76 | 43.89 | 9429,10 | 0,72 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 6 | 14071,24 | 40.06 | 9056,78 | 0,68 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 7 | 14482,56 | 36.45 | 8603,59 | 0,65 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 8 | 14843,93 | 32.99 | 8082,58 | 0,62 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 9 | 15161,32 | 29.67 | 7504,12 | 0,60 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 10 | 15439,20 | 26.45 | 6876,68 | 0,58 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 11 | 15681,01 | 23.32 | 6207,50 | 0,57 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 12 | 15889,40 | 20.26 | 5502,84 | 0,55 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 13 | 16066,47 | 17.26 | 4768,27 | 0,54 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 14 | 16213,85 | 14.31 | 4008,84 | 0,54 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 15 | 16332,82 | 11.40 | 3229,22 | 0,53 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 16 | 16424,36 | 8.52 | 2433,77 | 0,53 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 17 | 16489,20 | 5.66 | 1626,63 | 0,52 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 18 | 16554,78 | 2.82 | 813,11 | 0,52 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 19 | 12321,42 | -0.02 | -5,12 | 0,52 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 20 | 6466,91 | -2.86 | -323,01 | 0,52 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 21 | 563,09 | -5.71 | -56,02 | 0,52 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 22 | 430,44 | -8.57 | -64,14 | 0,53 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 23 | 338,44 | -11.45 | -67,20 | 0,53 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 24 | 219,00 | -14.36 | -54,33 | 0,54 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |
| 25 | 71,13 | -17.31 | -21,17 | 0,54 | 25.67 | 0,08 | 0,00 |

$\Sigma W_i = 294719,12$ [kg]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 124538,19$ [kg]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 141668,09$ [kg]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 5.27$



Cerchio critico in condizioni sismiche

7.2.13 Analisi dei chiodi

Combinazione n° 17

| | |
|------------|--|
| Nr. | numero della fila |
| α | inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi |
| N | sforzo in ogni tirante della fila espresso in [daN] |
| σ_f | tensione nell'acciaio del tirante espressa in [daN/cm ²] |

| Nr. | α | N | σ_f |
|-----|----------|--------------|------------|
| 1 | 10.00 | 24291 | 2855,8 |
| 2 | 10.00 | 23145 | 2721,0 |
| 3 | 10.00 | 21229 | 2495,8 |
| 4 | 10.00 | 28430 | 3342,4 |

7.2.14 Verifica dei chiodi

I chiodi maggiormente sollecitati sono quelli della fila inferiore, di lunghezza 9,0 m e sono soggetti ad uno sforzo massimo di trazione pari a **28430 daN**; utilizzando come armatura una barra autoperforante SIRIVE R38 in acciaio S 460 zincato e qualificato essi risultano sicuramente verificati. Per la verifica allo sfilamento dei chiodi si è utilizzata la formula di Bustamante e Doix (1985) dalla quale risulta, adottando un coefficiente R3 pari a 1,2 essendo i chiodi permanenti ed un coefficiente ξ_{a3} pari a 1,75, ed un bulbo in sabbie e calcareniti profonde ($N_{spt} = 50$) di 8,0 m, che **a ciascun chiodo possiamo attribuire una portata minima di 30000 daN > 28430 daN** (vedi allegato).

7.3 MODALITA' DI ESECUZIONE

Il consolidamento dei muri avverrà mediante l'infissione di chiodi autoperforanti che attraversano il paramento del muro; prima di iniziare l'esecuzione dei chiodi si dovranno eseguire dei carotaggi sul paramento aventi diametro superiore al diametro della punta della barra autoperforante. Una volta eseguiti i chiodi e raggiunta la maturazione, questi saranno ancorati al muro mediante delle piastre tonde diametro 250 mm in acciaio zincato. ***Per ridurre le spinte dell'acqua si dovranno realizzare dei drenaggi di diametro 100 mm in quantità di uno ogni 3 m³ lungo tutto il muro.***

Nel caso in cui il muro da consolidare non presenti adeguata consistenza o fessurazioni diffuse il paramento dovrà essere rivestito con uno strato di spritz-beton di spessore 15 cm ed armato con una rete elettrosaldata Ø8 mm maglia 20 cm x 20 cm avente la funzione di cucire le fessure e ripartire i carichi delle piastre.

8. RICOSTRUZIONE MURO CROLLATO

I dati relativi alla struttura, al terreno ed ai sovraccarichi sono stati inseriti nel programma di calcolo MAX 10.0 dell'AZTEC INFORMATICA. Per l'intervento è stata presa in considerazione la sezione più gravosa. La ricostruzione del muro crollato avviene mediante la realizzazione di chiodi costituiti da barre autoperforanti e da un nuovo paramento in spritz-beton armato con doppia rete elettrosaldata e ferri integrativi. Nel tratto in cui resta a vista il muro viene rivestito con blocchi "Vertica", utilizzati anche per realizzare la parte di muro fuori terra.

8.1 SEZIONE X-X

Il muro di sostegno da ricostruire ha un paramento di spessore 0,30 m ed altezza di 9,47 m (esclusa la parte fuori terra che viene realizzata con blocchi "Vertica") in corrispondenza della sezione X-X mentre i cordoli di calcestruzzo di fondazione e di chiusura di testa hanno dimensioni h0,4 m x 0,7 m. La costruzione del nuovo muro avviene secondo la tecnica del ***Progressive Road System***, che verrà descritta nel ***paragrafo 8.2***. Il paramento è costituito da spritz-beton armato con doppia rete elettrosaldata Ø10 mm maglia 15 cm x 15 cm e da ferri integrativi; il paramento sarà ancorato mediante piastre quadrate in acciaio di dimensioni 200x200x10 mm, agli ancoraggi armati con barre autoperforanti SIRIVE R38 in acciaio S460 zincato e qualificato, dotate di punta a perdere Ø76 mm e diametro medio reso del bulbo di 100 mm. Gli ancoraggi hanno lunghezza 10,5÷12,0 m ed inclinazione di 10° sull'orizzontale, e sono distribuiti a quinconce su 7 file con interasse orizzontale di 1,25÷1,5÷2,0 m ed interasse verticale di 1,25÷1,5 m. Gli ancoraggi vengono realizzati sul versante attuale, garantendo la funzione di opera provvisoria della scarpata per poter eseguire le lavorazioni in sicurezza. In corrispondenza del tratto in cui si ha la cripta, gli ancoraggi avranno lunghezza 9,0 m ed inclinazione di 15° sull'orizzontale per evitare interferenze con la cripta.

Successivamente gli ancoraggi saranno prolungati della lunghezza necessaria per essere resi solidali alle reti di armatura dello spritz-beton; la prolunga, armata con barra SIRIVE R38 in acciaio S460 zincato e qualificato è protetta da una guaina in polietilene. Una volta che lo spritz-beton ed i chiodi di ancoraggio sono maturi, lo spazio a tergo del muro verrà riempito con materiale calcareo spezzato di cava adeguatamente compattato. Sul paramento dovranno essere realizzati drenaggi Ø100 mm in quantità di 1 ogni 3 mq di paramento e dovrà essere posizionato un drenaggio di raccolta delle acque a tergo del muro in corrispondenza della base dello stesso. Nel calcolo è stato considerato agente, oltre al sisma, un *sovraccarico accidentale caratteristico* a tergo del muro di *1500 daN/m²* ed un *carico permanente pari a 15000 daN/m² per tenere conto dell'edificio*.

8.1.1 Geometria muro e fondazione

| | |
|---|----------|
| Altezza del paramento | 9,85 [m] |
| Spessore in sommità | 0,30 [m] |
| Spessore all'attacco con la fondazione | 0,30 [m] |
| Inclinazione paramento esterno | 0,00 [°] |
| Inclinazione paramento interno | 0,00 [°] |
| <u>Fondazione</u> | |
| Lunghezza mensola fondazione di valle | 0,00 [m] |
| Lunghezza mensola fondazione di monte | 0,40 [m] |
| Lunghezza totale fondazione | 0,70 [m] |
| Inclinazione piano di posa della fondazione | 0,00 [°] |
| Spessore fondazione | 0,40 [m] |

8.1.2 Descrizione chiodi di ancoraggio

Numero di file di tiranti 7
 Tiranti passivi armati con tubolare

Simbologia adottata

| | |
|------|--|
| N | numero d'ordine della fila |
| Y | ordinata della fila misurata dalla testa del muro espressa in [m] |
| alfa | inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°] |
| Dt | diametro esterno del tubolare espresso in [mm] |
| St | spessore del tubolare espresso in [mm] |

| N | Y | alfa | Dt | St |
|---|------|-------|-------|------|
| 1 | 0,85 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |
| 2 | 2,35 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |
| 3 | 3,85 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |
| 4 | 5,35 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |
| 5 | 6,60 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |
| 6 | 7,85 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |
| 7 | 9,10 | 10,00 | 38,00 | 9,50 |

8.1.3 Materiali utilizzati per la struttura

Acciaio utilizzato per i tiranti

| | |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| Tipo | S460 |
| Tensione ammissibile σ_{fa} | 3300 [daN/cm ²] |
| Tensione di snervamento σ_{fa} | 4600 [daN/cm ²] |

8.1.4 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 | 20,00 | 0,00 | 0,00 |

8.1.5 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] |

8.1.6 Descrizione terreni

Simbologia adottata

| | |
|-------------|--|
| Nr. | Indice del terreno |
| Descrizione | Descrizione terreno |
| γ | Peso di volume del terreno espresso in [daN/mc] |
| γ_s | Peso di volume saturo del terreno espresso in [daN/mc] |
| ϕ | Angolo d'attrito interno espresso in [°] |
| δ | Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°] |
| c | Coesione espressa in [daN/cm ²] |
| c_a | Adesione terra-muro espressa in [daN/cm ²] |

| Descrizione | γ | γ_s | ϕ | δ | c | c_a |
|-----------------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Riporti | 1650 | 1650 | 21.00 | 14.00 | 0,000 | 0,000 |
| Sabbie-calcareni 1930 | 1930 | 1930 | 31.00 | 20.67 | 0,000 | 0,000 |

Parametri medi

| Descrizione | γ | γ_s | ϕ | δ | c | c_a |
|-----------------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Riporti | 1650 | 1650 | 21.00 | 14.00 | 0,000 | 0,000 |
| Sabbie-calcareni 1930 | 1930 | 1930 | 31.00 | 20.67 | 0,000 | 0,000 |

Parametri minimi

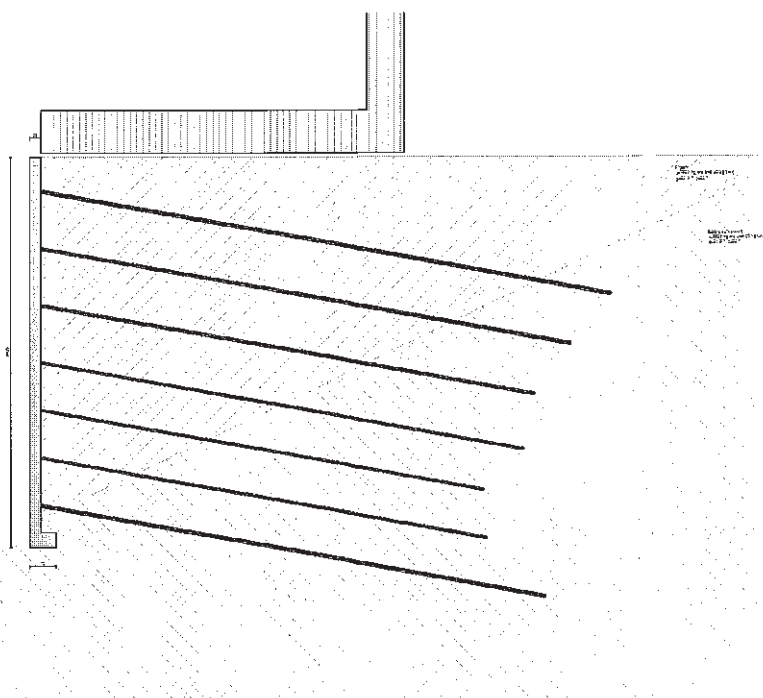
| Descrizione | γ | γ_s | ϕ | δ | c | c_a |
|-----------------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Riporti | 1650 | 1650 | 21.00 | 14.00 | 0,000 | 0,000 |
| Sabbie-calcareni 1930 | 1930 | 1930 | 31.00 | 20.67 | 0,000 | 0,000 |

8.1.7 Stratigrafia

Simbologia adottata

| | |
|---------|---|
| N | Indice dello strato |
| H | Spessore dello strato espresso in [m] |
| a | Inclinazione espressa in $^{\circ}$ |
| K_w | Costante di Winkler orizzontale espressa in $\text{daN/cm}^2/\text{cm}$ |
| K_s | Coefficiente di spinta |
| Terreno | Terreno dello strato |

| Nr. | H | a | Kw | Ks | Terreno |
|-----|------|-------|------|------|------------------|
| 1 | 9,50 | 25,00 | 0,00 | 0,00 | Riporti |
| 2 | 5,00 | 0,00 | 2,88 | 0,00 | Sabbie-calcareni |



Schema di calcolo

8.1.8 Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

| | |
|-------|--|
| X | Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m] |
| F_x | Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [daN] |
| F_y | Componente verticale del carico concentrato espressa in [daN] |
| M | Momento espresso in [daNm] |
| X_i | Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m] |
| X_f | Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m] |
| Q_i | Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [daN/m] |
| Q_f | Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [daN/m] |
| D/C | Tipo carico : D=distribuito C=concentrato |

Condizione n° 1 (Condizione 1)

| | | | | | |
|---|---------|------------|------------|---------------|---------------|
| D | Profilo | $X_i=0,00$ | $X_f=8,75$ | $Q_i=2000,00$ | $Q_f=2000,00$ |
|---|---------|------------|------------|---------------|---------------|

Condizione n° 2 (Condizione 2)

| | | | | | |
|---|---------|------------|-------------|----------------|----------------|
| D | Profilo | $X_i=8,75$ | $X_f=9,75$ | $Q_i=20000,00$ | $Q_f=20000,00$ |
| D | Profilo | $X_i=9,75$ | $X_f=15,00$ | $Q_i=1000,00$ | $Q_f=1000,00$ |

8.1.9 Descrizione combinazioni di carico*Simbologia adottata*

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

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.30 | 1.00 | 1.30 |

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.10 | 1.00 | 1.10 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.30 | 1.00 | 1.30 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.50 | 1.00 | 1.50 |

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.30 | 1.00 | 1.30 |

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.10 | 1.00 | 1.10 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.50 | 1.00 | 1.50 |

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.30 | 1.00 | 1.30 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 14 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

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

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 16 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 20 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 21 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 22 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| Peso proprio muro | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Peso proprio terrapieno | FAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Spinta terreno | SFAV | 1,00 | 1.00 | 1,00 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 23 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

| | S/F | γ | Ψ | $\gamma * \Psi$ |
|-------------------------|------|----------|--------|-----------------|
| 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 |
| Condizione 2 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Condizione 1 | SFAV | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

8.1.10 Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

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

8.1.11 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

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

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

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

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

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta

metodo di Culmann

Calcolo della stabilità globale

metodo di Bishop

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g

0.96 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.20

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

1.20

Coefficiente riduzione (β_m)

0.50

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 7.05$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$k_v = 0.50 * k_h = 3.52$

Forma diagramma incremento sismico

Rettangolare

Partecipazione spinta passiva (percento)

0,0

Peso muro

10513,75 [kg]

Baricentro del muro

X=-0,13 Y=-5,37

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta

X = 0,40 Y = -10,25

Punto superiore superficie di spinta

X = 0,40 Y = 0,00

Altezza della superficie di spinta

10,25 [m]

Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)

0,00 [°]

Le combinazioni più gravose sono risultate essere la 2 per la verifica a scorrimento, la 3 per la verifica a ribaltamento e la 17 per le sollecitazioni sugli ancoraggi ed il dimensionamento delle armature del muro. I dati relativi a tali combinazioni sono riportati di seguito:

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica

49761,03 [daN]

Componente orizzontale della spinta statica

47387,02 [daN]

Componente verticale della spinta statica

15186,51 [daN]

Punto d'applicazione della spinta

X = 0,40 [m] Y = -6,55[m]

Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie

17,77 [°]

Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche

46,73 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte

7115,05 [daN]

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte

X = 0,20 [m] Y = -4,94[m]

Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

Sforzo tiranti in direzione X

-35329,81 [daN]

Sforzo tiranti in direzione Y

6229,60 [daN]

Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti

X = -0,30 [m] Y = -5,36[m]

Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -33497,42 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 5906,50 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = | [m] | Y = -5,36[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -38690,59 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 6822,20 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,30 | [m] | Y = -7,28[m] |

Risultanti

| | | |
|--|----------|-------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 12057,21 | [daN] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 36618,66 | [daN] |

COEFFICIENTI DI SICUREZZA**Coefficiente di sicurezza a scorrimento****1.05**COMBINAZIONE n° 3

| | | | |
|--|----------|-------|--------------|
| Valore della spinta statica | 54899,90 | [daN] | |
| Componente orizzontale della spinta statica | 52281,32 | [daN] | |
| Componente verticale della spinta statica | 16752,96 | [daN] | |
| Punto d'applicazione della spinta | X = 0,40 | [m] | Y = -6,56[m] |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 17,77 | [°] | |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche | 46,73 | [°] | |
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte | 6403,54 | [daN] | |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | X = 0,20 | [m] | Y = -4,94[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -38858,67 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 6851,83 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,30 | [m] | Y = -5,36[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -37060,29 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 6534,73 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = | [m] | Y = -5,36[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -43619,90 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 7691,37 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,30 | [m] | Y = -7,28[m] |

Risultanti

| | | |
|---|-----------|--------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 13422,66 | [daN] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 37287,08 | [daN] |
| Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle | 193026,72 | [daNm] |
| Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle | 197244,14 | [daNm] |
| Sforzo normale sul piano di posa della fondazione | 37287,08 | [daN] |
| Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione | 13422,66 | [daN] |
| Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione | 0,00 | [m] |
| Lunghezza fondazione reagente | 0,70 | [m] |
| Risultante in fondazione | 39629,46 | [daN] |
| Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) | 19,80 | [°] |
| Momento rispetto al baricentro della fondazione | 45,21 | [daNm] |

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

1.02

COMBINAZIONE n° 17

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

| | | | |
|--|----------|-------|--------------|
| Valore della spinta statica | 43389,45 | [daN] | |
| Componente orizzontale della spinta statica | 40265,71 | [daN] | |
| Componente verticale della spinta statica | 16165,29 | [daN] | |
| Punto d'applicazione della spinta | X = 0,40 | [m] | Y = -6,04[m] |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 21,87 | [°] | |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche | 56,83 | [°] | |
| Incremento sismico della spinta | 12342,10 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta | X = 0,40 | [m] | Y = -5,13[m] |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche | 46,64 | [°] | |
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte | 7915,05 | [daN] | |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | X = 0,20 | [m] | Y = -4,94[m] |
| Inerzia del muro | 569,83 | [daN] | |
| Inerzia verticale del muro | 284,92 | [daN] | |
| Inerzia del terrapieno fondazione di monte | 557,68 | [daN] | |
| Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte | 278,84 | [daN] | |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di esercizio

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -47023,11 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 8291,44 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,30 | [m] | Y = -5,36[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di ribaltamento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -44811,28 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 7901,44 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = | [m] | Y = -5,36[m] |

Risultanti sforzo tiranti : Fase di scorrimento

| | | | |
|---|-----------|-------|--------------|
| Sforzo tiranti in direzione X | -39294,30 | [daN] | |
| Sforzo tiranti in direzione Y | 6928,65 | [daN] | |
| Punto d'applicazione dello sforzo dei tiranti | X = -0,30 | [m] | Y = -7,28[m] |

Risultanti

| | | |
|--|----------|-------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale | 5823,67 | [daN] |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale | 45621,25 | [daN] |

8.1.12 Analisi dei chiodi

Combinazione n° 17

| | |
|------------|--|
| Nr. | numero della fila |
| α | inclinazione dei tiranti della fila espressa gradi |
| N | sforzo in ogni tirante della fila espresso in [daN] |
| σ_f | tensione nell'acciaio del tirante espressa in [daN/cm ²] |

| Nr. | α | N | σ_f |
|-----|----------|-------|------------|
| 1 | 10.00 | 13169 | 1548,3 |
| 2 | 10.00 | 12989 | 1527,1 |
| 3 | 10.00 | 12733 | 1497,0 |
| 4 | 10.00 | 12341 | 1450,9 |

| | | | |
|---|-------|--------------|--------|
| 5 | 10.00 | 11810 | 1388,4 |
| 6 | 10.00 | 11218 | 1318,9 |
| 7 | 10.00 | 18633 | 2190,6 |

8.1.13 Verifica dei chiodi

I chiodi maggiormente sollecitati sono quelli della fila inferiore, di lunghezza 12,0 m e sono soggetti ad uno sforzo massimo di trazione pari a **18633 daN**; utilizzando come armatura una barra autoperforante SIRIVE R38 in acciaio S 460 zincato e qualificato essi risultano sicuramente verificati. Per la verifica allo sfilamento dei chiodi si è utilizzata la formula di Bustamante e Doix (1985) dalla quale risulta, adottando un coefficiente R3 pari a 1,2 essendo i chiodi permanenti ed un coefficiente ξ_{a3} pari a 1,75, ed un bulbo in sabbie e calcareniti ($N_{spt} = 22$) di 12,0 m, che *a ciascun chiodo possiamo attribuire una portata minima di 20000 daN > 18633 daN* (vedi allegato).

8.1.14 Sollecitazione fondazione di monte

Combinazione n° 17

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

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in daNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in dsN

| Nr. | X | M | T |
|-----|------|---------|----------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,04 | 34,98 | 1749,72 |
| 3 | 0,08 | 140,02 | 3502,61 |
| 4 | 0,12 | 315,24 | 5258,65 |
| 5 | 0,16 | 560,77 | 7017,85 |
| 6 | 0,20 | 876,74 | 8780,21 |
| 7 | 0,24 | 1263,28 | 10545,73 |
| 8 | 0,28 | 1720,52 | 12314,41 |
| 9 | 0,32 | 2248,57 | 14086,24 |
| 10 | 0,36 | 2847,58 | 15861,24 |
| 11 | 0,40 | 3517,67 | 17639,40 |

8.1.15 Inviluppo sollecitazioni piastra paramento

Combinazione n° 17

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 15.00 Altezza(m) = 9.85

Origine all'attacco con la fondazione all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra espressa in [m]

Ordinata Y positiva verso l'alto espressa in [m]

I momenti positivi tendono le fibre contro terra

Momento espresso in [daNm]

Taglio e Sforzo Normale espressi in [daN]

Sollecitazioni in direzione Y

| Nr. | Y | M _{ymin} | M _{ymax} | T _{ymin} | T _{ymax} | N |
|-----|------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------|
| 1 | 0,00 | -24228,27 | 0,00 | 0,00 | 12263,97 | 7387,50 |
| 2 | 0,25 | -21128,94 | 0,00 | 0,00 | 13976,92 | 7200,00 |
| 3 | 0,50 | -18158,00 | 0,00 | 0,00 | 18966,72 | 7012,50 |
| 4 | 0,75 | -14592,85 | 0,00 | -8803,28 | 19994,74 | 6825,00 |

| | | | | | | |
|----|------|-----------|---------|----------|----------|---------|
| 5 | 1,06 | -14664,40 | 0,00 | -8061,57 | 4694,87 | 6590,62 |
| 6 | 1,38 | -13845,24 | 0,00 | -2512,50 | 2867,61 | 6356,25 |
| 7 | 1,69 | -13318,28 | 0,00 | -168,71 | 7963,28 | 6121,88 |
| 8 | 2,00 | -12058,60 | 0,00 | -7803,07 | 8931,11 | 5887,50 |
| 9 | 2,31 | -12115,08 | 0,00 | -6950,39 | 2587,14 | 5653,13 |
| 10 | 2,63 | -12138,16 | 0,00 | -2401,24 | 3052,91 | 5418,75 |
| 11 | 2,94 | -12427,25 | 0,00 | -845,34 | 7051,75 | 5184,38 |
| 12 | 3,25 | -12510,52 | 0,00 | -5268,36 | 8113,31 | 4950,00 |
| 13 | 3,56 | -12415,13 | 0,00 | -4500,53 | 2728,08 | 4715,63 |
| 14 | 3,88 | -12191,53 | 0,00 | -455,96 | 3103,43 | 4481,25 |
| 15 | 4,19 | -11876,55 | 0,00 | 0,00 | 7983,89 | 4246,88 |
| 16 | 4,50 | -11483,86 | 0,00 | -5961,84 | 8723,40 | 4012,50 |
| 17 | 4,80 | -11034,12 | 0,00 | -5384,28 | 2156,69 | 3787,50 |
| 18 | 5,10 | -10501,03 | 0,00 | -511,06 | 2392,50 | 3562,50 |
| 19 | 5,40 | -9881,18 | 0,00 | 0,00 | 4402,40 | 3337,50 |
| 20 | 5,70 | -9183,94 | 0,00 | 0,00 | 9349,98 | 3112,50 |
| 21 | 6,00 | -8428,90 | 0,00 | -5171,34 | 10008,13 | 2887,50 |
| 22 | 6,30 | -7643,00 | 0,00 | -4729,00 | 3210,56 | 2662,50 |
| 23 | 6,60 | -6819,02 | 0,00 | -167,81 | 3288,70 | 2437,50 |
| 24 | 6,90 | -5954,45 | 0,00 | 0,00 | 4683,88 | 2212,50 |
| 25 | 7,20 | -5055,71 | 0,00 | 0,00 | 9469,18 | 1987,50 |
| 26 | 7,50 | -4139,14 | 29,55 | -5718,92 | 10043,87 | 1762,50 |
| 27 | 7,80 | -3198,80 | 0,00 | -5331,43 | 3729,17 | 1537,50 |
| 28 | 8,10 | -2172,61 | 0,00 | -967,64 | 4033,23 | 1312,50 |
| 29 | 8,40 | -1432,97 | 0,00 | 0,00 | 5470,71 | 1087,50 |
| 30 | 8,70 | -801,79 | 971,34 | 0,00 | 9293,19 | 862,50 |
| 31 | 9,00 | 0,00 | 3213,71 | -7291,82 | 9730,60 | 637,50 |
| 32 | 9,28 | -149,95 | 1771,52 | -6949,76 | 1045,24 | 425,00 |
| 33 | 9,57 | -219,13 | 724,68 | -3021,22 | 283,55 | 212,50 |
| 34 | 9,85 | -69,16 | 20,88 | -1485,92 | 0,00 | 0,00 |

Sollecitazioni in direzione X

| Nr. | X | M _{xmin} | M _{xmax} | T _{xmin} | T _{xmax} |
|-----|------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | -498,68 | 12,45 | -5426,31 | 7253,45 |
| 2 | 0,50 | -314,06 | 3357,27 | -6660,80 | 14476,06 |
| 3 | 0,75 | -712,49 | 2649,54 | -7477,95 | 13686,29 |
| 4 | 1,13 | -1358,18 | 1203,70 | -7412,70 | 5078,41 |
| 5 | 1,50 | -361,28 | 3543,09 | -8227,23 | 11447,10 |
| 6 | 1,88 | -1487,48 | 1538,06 | -4917,12 | 10656,12 |
| 7 | 2,25 | -1042,68 | 2807,43 | -10130,23 | 7653,17 |
| 8 | 2,50 | 0,00 | 3410,50 | -10736,00 | 8989,25 |
| 9 | 3,00 | -1920,98 | 2783,26 | -6110,08 | 8255,77 |
| 10 | 3,50 | 0,00 | 4134,22 | -6900,92 | 13017,04 |
| 11 | 3,75 | -1090,32 | 2652,70 | -7048,93 | 12350,38 |
| 12 | 4,13 | -1565,91 | 1352,12 | -8376,12 | 5448,50 |
| 13 | 4,50 | -159,54 | 3700,06 | -8995,69 | 10334,32 |
| 14 | 4,88 | -1581,09 | 1490,91 | -4870,36 | 9650,14 |
| 15 | 5,25 | -1120,16 | 2514,24 | -11038,59 | 7504,98 |
| 16 | 5,50 | 0,00 | 4142,58 | -11651,62 | 8236,31 |
| 17 | 6,00 | -1982,21 | 2436,53 | -6871,97 | 7450,17 |
| 18 | 6,50 | -212,80 | 4117,59 | -7681,22 | 12267,08 |
| 19 | 6,75 | -1134,45 | 2440,83 | -7250,58 | 11636,37 |
| 20 | 7,13 | -1603,26 | 1798,72 | -9030,69 | 5185,06 |
| 21 | 7,50 | -268,49 | 3949,89 | -9674,78 | 9674,78 |
| 22 | 7,88 | -1603,26 | 1798,72 | -5185,06 | 9030,69 |
| 23 | 8,25 | -1134,45 | 2440,83 | -11636,37 | 7250,58 |
| 24 | 8,50 | -212,80 | 4117,59 | -12267,08 | 7681,22 |
| 25 | 9,00 | -1982,21 | 2436,53 | -7450,17 | 6871,97 |
| 26 | 9,50 | 0,00 | 4142,58 | -8236,31 | 11651,62 |
| 27 | 9,75 | -1120,16 | 2514,24 | -7504,98 | 11038,59 |

| | | | | | |
|----|-------|----------|---------|-----------|----------|
| 28 | 10,13 | -1581,09 | 1490,91 | -9650,14 | 4870,36 |
| 29 | 10,50 | -159,54 | 3700,06 | -10334,32 | 8995,69 |
| 30 | 10,88 | -1565,91 | 1352,12 | -5448,50 | 8376,12 |
| 31 | 11,25 | -1090,32 | 2652,70 | -12350,38 | 7048,93 |
| 32 | 11,50 | 0,00 | 4134,22 | -13017,04 | 6900,92 |
| 33 | 12,00 | -1920,98 | 2783,26 | -8255,77 | 6110,08 |
| 34 | 12,50 | 0,00 | 3410,50 | -8989,25 | 10736,00 |
| 35 | 12,75 | -1042,68 | 2807,43 | -7653,17 | 10130,23 |
| 36 | 13,13 | -1487,48 | 1538,06 | -10656,12 | 4917,12 |
| 37 | 13,50 | -361,28 | 3543,09 | -11447,10 | 8227,23 |
| 38 | 13,88 | -1358,18 | 1203,70 | -5078,41 | 7412,70 |
| 39 | 14,25 | -712,49 | 2649,54 | -13686,29 | 7477,95 |
| 40 | 14,50 | -314,06 | 3357,27 | -14476,06 | 6660,80 |
| 41 | 15,00 | -498,68 | 12,45 | -7253,45 | 5426,31 |

8.1.16 Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 17

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

| | |
|-----------------|--|
| B | base della sezione espressa in [cm] |
| H | altezza della sezione espressa in [cm] |
| A _{fs} | area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq] |
| A _{fi} | area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq] |
| N _u | sforzo normale ultimo espresso in [daN] |
| M _u | momento ultimo espresso in [daNm] |
| CS | coefficiente sicurezza sezione |
| VRcd | Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [daN] |
| VRsd | Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [daN] |
| VRd | Resistenza al taglio, espresso in [daN] |

| Nr. | Y | B, H | A _{fs} | A _{fi} | N _u | M _u | CS | V _{Rd} | V _{Rcd} | V _{Rsd} |
|-----|------|---------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|-----------------|------------------|------------------|
| 1 | 0,00 | 100, 30 | 4,71 | 4,71 | 0 | 4899 | 70,84 | 12332 | -- | -- |
| 2 | 0,28 | 100, 30 | 4,71 | 4,71 | 1490 | 5557 | 7,01 | 12361 | -- | -- |
| 3 | 0,57 | 100, 30 | 4,71 | 4,71 | 1211 | 7491 | 2,85 | 12390 | -- | -- |
| 4 | 0,85 | 100, 30 | 4,71 | 4,71 | 996 | -5021 | 1,56 | 12418 | -- | -- |
| 5 | 1,15 | 100, 30 | 4,71 | 4,71 | 4879 | 5640 | 5,66 | 12449 | -- | -- |
| 6 | 1,45 | 100, 30 | 4,71 | 4,71 | 4098 | 5399 | 3,77 | 12479 | -- | -- |
| 7 | 1,75 | 100, 30 | 4,71 | 4,71 | 3195 | 5289 | 2,43 | 12509 | -- | -- |
| 8 | 2,05 | 100, 30 | 4,71 | 4,71 | 2502 | 5204 | 1,63 | 12540 | -- | -- |
| 9 | 2,35 | 100, 30 | 4,71 | 4,71 | 2200 | -6199 | 1,25 | 12570 | -- | -- |
| 10 | 2,65 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 6066 | 15429 | 3,05 | 15096 | -- | -- |
| 11 | 2,95 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5720 | 15394 | 2,59 | 15126 | -- | -- |
| 12 | 3,25 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5494 | 15371 | 2,25 | 15156 | -- | -- |
| 13 | 3,55 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5349 | 15356 | 2,01 | 15187 | -- | -- |
| 14 | 3,85 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5257 | 15347 | 1,82 | 15217 | -- | -- |
| 15 | 4,15 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5199 | 15341 | 1,67 | 15248 | -- | -- |
| 16 | 4,45 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5181 | 15339 | 1,55 | 15278 | -- | -- |
| 17 | 4,75 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5205 | 15341 | 1,46 | 15308 | -- | -- |
| 18 | 5,05 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5268 | 15348 | 1,39 | 15339 | -- | -- |
| 19 | 5,35 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5366 | 15358 | 1,34 | 15369 | -- | -- |
| 20 | 5,66 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5496 | 15371 | 1,29 | 15401 | -- | -- |
| 21 | 5,98 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5656 | 15387 | 1,26 | 15432 | -- | -- |
| 22 | 6,29 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 5852 | 15407 | 1,24 | 15464 | -- | -- |
| 23 | 6,60 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 6107 | 15433 | 1,23 | 15496 | -- | -- |
| 24 | 6,91 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 6453 | 15469 | 1,24 | 15527 | -- | -- |
| 25 | 7,23 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 6927 | 15517 | 1,28 | 15559 | -- | -- |
| 26 | 7,54 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 7256 | 15551 | 1,28 | 15591 | -- | -- |
| 27 | 7,85 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 7610 | 15587 | 1,29 | 15622 | -- | -- |
| 28 | 8,16 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 7143 | 15539 | 1,17 | 15654 | -- | -- |

| | | | | | | | | | | |
|----|------|---------|-------|-------|-------|-------|------|-------|----|----|
| 29 | 8,47 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 7134 | 15538 | 1,12 | 15686 | -- | -- |
| 30 | 8,79 | 100, 30 | 4,71 | 14,89 | 6976 | 15522 | 1,06 | 15717 | -- | -- |
| 31 | 9,10 | 100, 30 | 19,92 | 30,10 | 14333 | 30647 | 2,10 | 19668 | -- | -- |
| 32 | 9,35 | 100, 30 | 19,92 | 27,55 | 10808 | 27987 | 1,54 | 17284 | -- | -- |
| 33 | 9,60 | 100, 30 | 15,21 | 27,93 | 9547 | 28017 | 1,33 | 15903 | -- | -- |
| 34 | 9,85 | 100, 30 | 0,00 | 0,00 | 0 | 0 | 0,00 | 13330 | -- | -- |

8.1.17 Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 17

Simbologia adottata

| | |
|------------------|---|
| B | base della sezione espressa in [cm] |
| H | altezza della sezione espressa in [cm] |
| A _{fi} | area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq] |
| A _{fs} | area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq] |
| N _u | sforzo normale ultimo espresso in [daN] |
| M _u | momento ultimo espresso in [daNm] |
| CS | coefficiente sicurezza sezione |
| V _{Rcd} | Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [daN] |
| V _{Rsd} | Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [daN] |
| V _{Rd} | Resistenza al taglio, espresso in [daN] |

Fondazione di monte

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

| Nr. | Y | B, H | A _{fs} | A _{fi} | N _u | M _u | CS | V _{Rd} | V _{Rcd} | V _{Rsd} |
|-----|------|---------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|---------|-----------------|------------------|------------------|
| 1 | 0,00 | 100, 40 | 6,16 | 6,16 | 0 | 0 | 1000,00 | 15220 | -- | -- |
| 2 | 0,04 | 100, 40 | 6,16 | 6,16 | 0 | 8744 | 249,95 | 15220 | -- | -- |
| 3 | 0,08 | 100, 40 | 6,16 | 6,16 | 0 | 8744 | 62,45 | 15220 | -- | -- |
| 4 | 0,12 | 100, 40 | 6,16 | 6,16 | 0 | 8744 | 27,74 | 15220 | -- | -- |
| 5 | 0,16 | 100, 40 | 6,16 | 6,16 | 0 | 8744 | 15,59 | 15220 | -- | -- |
| 6 | 0,20 | 100, 40 | 6,16 | 6,16 | 0 | 8744 | 9,97 | 15220 | -- | -- |
| 7 | 0,24 | 100, 40 | 6,16 | 6,16 | 0 | 8744 | 6,92 | 15220 | -- | -- |
| 8 | 0,28 | 100, 40 | 6,16 | 0,00 | 0 | 122 | 0,07 | 15220 | -- | -- |
| 9 | 0,32 | 100, 40 | 6,16 | 0,00 | 0 | 122 | 0,05 | 15220 | -- | -- |
| 10 | 0,36 | 100, 40 | 6,16 | 0,00 | 0 | 122 | 0,04 | 15220 | -- | -- |
| 11 | 0,40 | 100, 40 | 6,16 | 0,00 | 0 | 122 | 0,03 | 15220 | -- | -- |

8.1.18 Armature e tensioni piastre

Combinazione n° 17

| | |
|-----------------|--|
| X | ascissa sezione espressa in [m] |
| A _{fs} | area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq] |
| A _{fi} | area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq] |
| N _u | sforzo normale ultimo espresso in [daN] |
| M _u | momento ultimo espresso in [daNm] |
| CS | coefficiente sicurezza sezione |

Piastra paramento

| Nr. | X | A _{fs} | A _{fi} | N _u | M _u | CS |
|-----|-------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 1 | -7,50 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 10,87 |
| 2 | -7,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,61 |
| 3 | -6,75 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 2,05 |
| 4 | -6,38 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 3,99 |
| 5 | -6,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,53 |
| 6 | -5,63 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 3,53 |
| 7 | -5,25 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 1,93 |
| 8 | -5,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,59 |

| | | | | | | |
|----|-------|------|------|---|-------|-------|
| 9 | -4,50 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 1,95 |
| 10 | -4,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,31 |
| 11 | -3,75 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 2,04 |
| 12 | -3,38 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 3,46 |
| 13 | -3,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,47 |
| 14 | -2,63 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 3,43 |
| 15 | -2,25 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 2,16 |
| 16 | -2,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,31 |
| 17 | -1,50 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 2,23 |
| 18 | -1,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,32 |
| 19 | -0,75 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 2,22 |
| 20 | -0,38 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 3,01 |
| 21 | 0,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,37 |
| 22 | 0,38 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 3,01 |
| 23 | 0,75 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 2,22 |
| 24 | 1,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,32 |
| 25 | 1,50 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 2,23 |
| 26 | 2,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,31 |
| 27 | 2,25 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 2,16 |
| 28 | 2,63 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 3,43 |
| 29 | 3,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,47 |
| 30 | 3,38 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 3,46 |
| 31 | 3,75 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 2,04 |
| 32 | 4,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,31 |
| 33 | 4,50 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 1,95 |
| 34 | 5,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,59 |
| 35 | 5,25 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 1,93 |
| 36 | 5,63 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 3,53 |
| 37 | 6,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,53 |
| 38 | 6,38 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 3,99 |
| 39 | 6,75 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 2,05 |
| 40 | 7,00 | 5,24 | 5,24 | 0 | -5422 | 1,61 |
| 41 | 7,50 | 5,24 | 5,24 | 0 | 5422 | 10,87 |

8.2 MODALITA' ESECUTIVE

La ricostruzione del muro crollato avviene impiegando una tecnica particolare chiamata **Progressive Road System**, un metodo innovativo usualmente utilizzato per il ripristino di strade rese inagibili dall'azione di movimenti franosi o dal crollo dei muri di sostegno di valle mediante l'utilizzo di barre di ancoraggio e di spritz-beton. L'utilizzo del **P.R.S.** comporta notevoli vantaggi in termini di tempi di esecuzione e di sicurezza. La possibilità di lavorare dall'alto con perforatrice installata su braccio telescopico e usando navicelle telescopiche, particolarità caratteristica di questo metodo, mediante l'utilizzo di una macchina specializzata posizionata nel piazzale esistente rende superflua la creazione di una pista apposita per l'accesso al cantiere dal basso e risulta quindi ideale per la ricostruzione del muro visti gli spazi stretti che si hanno nell'area del cantiere.

Il **P.R.S.** consiste nel ripristino della parte di piazzale asportato dal crollo procedendo per tratti. Una volta realizzato il cordolo di fondazione al di sopra del muro inferiore, precedentemente consolidato per metterlo in sicurezza, il paramento del nuovo muro viene successivamente realizzato con spritz-beton armato con doppia rete elettrosaldata e ancorata alle teste degli ancoraggi ed integrata con armatura aggiuntiva in grado di resistere alle sollecitazioni agenti. Lo spritz-beton viene spruzzato contro un cassero a perdere posizionato

a monte. A maturazione avvenuta dello spritz-beton lo spazio a tergo del muro viene riempito con materiale calcareo spezzato di cava di adeguata resistenza e ben compattato. Una volta completato il primo tratto di muro e ripristinato "al grezzo" il piazzale, la macchina viene riposizionata in questo nuovo tratto da dove è in grado di realizzare gli ancoraggi per la parte successiva e ripetere le operazioni sopra descritte.

La realizzazione di ogni nuovo tratto avviene, in generale, secondo le fasi sinteticamente elencate di seguito:

- 1) Tracciamento dell'intervento tenendo conto sia dell'inclinazione del versante che dell'inclinazione del paramento da realizzare;
- 2) Posizionamento della macchina di perforazione nella parte di piazzale non interessata dal movimento franoso;
- 3) Realizzazione del cordolo di fondazione sopra il muro inferiore precedentemente consolidato;
- 4) Esecuzione dall'alto degli ancoraggi sub-orizzontali, mediante barre autoperforanti con la disposizione e la lunghezza risultante dalle verifiche;
- 5) Prolungamento degli ancoraggi, mediante l'inserimento di un manicotto di giunzione, con barra in acciaio rivestita da una guaina in polietilene di protezione;
- 6) Posa in opera di doppia rete elettrosaldata Ø10 mm maglia 150 x 150 mm ancorata alla testa della barra e dei ferri integrativi, posa in opera di cassero a perdere nel lato a monte del muro e dei tubi di drenaggio Ø100 mm tappati in quantità di 1 ogni 3 m² di parete;
- 7) Getto di spritz-beton tra le due reti con spessore di 30 cm;
- 8) A maturazione avvenuta, sia dei chiodi che dello spritz-beton, riempimento a tergo del tratto di muro con materiale idoneo ed adeguatamente compattato;
- 9) Controllo degli ancoraggi e riempimento con iniezione dello spazio anulare tra la barra di prolunga e la guaina in polietilene;
- 10) Raggiunta la quota finale del piazzale, spostamento del cantiere nel tratto successivo.

Alcuni punti da evidenziare sono:

- il sistema di rinforzo è di tipo passivo; il terreno adiacente al rinforzo, al momento della posa in opera dello stesso, è praticamente non sollecitato;
- per aumentare le dimensioni del bulbo di ancoraggio, giunti alla fine della perforazione verrà parzialmente estratta la barra continuando ad iniettare per riempire completamente il foro appena eseguito; subito dopo si procederà nuovamente con l'inserimento della barra facendo così "sbulbare" l'iniezione in eccesso.
- l'incremento della resistenza del sistema composito è principalmente dovuto all'attrito che si manifesta tra terreno ed iniezione;
- l'esecuzione dell'opera viene fatta dal basso verso l'alto.

La realizzazione degli ancoraggi avviene in prima fase sul versante esistente, in modo da contribuire alla sua stabilità durante le lavorazioni; gli ancoraggi vengono successivamente prolungati per la costruzione del muro. Una volta completata la ricostruzione del muro e ripristinato il piazzale, dove previsto si procederà con il rivestimento del paramento mediante blocchi “Vertica” e con la costruzione del muro in blocchi “Vertica” in sommità, che avrà la funzione di parapetto per il piazzale.

ALLEGATI

PROGRAMMA MAX 10.0 – AZTEC INFORMATICA

Valori caratteristici e valori di calcolo

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

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi. Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Metodo di Culman

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

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

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

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana). La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente. Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a:

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

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

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h . In presenza di falda a monte, θ 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:

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

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 θ .

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

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

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

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r . Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$. Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

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

Verifica a scorrimento

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

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

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione. La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_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

$$F_r = N \delta_f + c_a B_r$$

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

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g . Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$. Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50. Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_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 e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia. Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$). Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

VERIFICA A SFILAMENTO DEI CHIODI
METODO DI BUSTAMANTE E DOIX (1985)

Ubicazione cantiere: **Piazza Sottosanti - Piazza Armerina (EN)**

Note: **bulbo 12,0 m**

Dati generali

| | | |
|---------------------------------------|-----------------|-----------------|
| lunghezza totale chiodo | L = | 15,00 m |
| lunghezza bulbo di ancoraggio | b = | 12,00 m |
| quota testa chiodo | | 0,00 m |
| inclinazione sull'orizzontale | $\beta =$ | 10 ° |
| quota inizio bulbo | | 0,52 m |
| quota fine bulbo | | 2,60 m |
| diametro perforazione | $\phi_{perf} =$ | 0,08 m |
| tipo di iniezione | | IGU |
| COMBINAZIONE | | A1+M1+R3 |
| coefficiente parziale (R3) | $\gamma_{ra} =$ | 1,2 |
| coefficiente correlazione n° indagini | $\xi_{a3} =$ | 1,75 |

Parametri geotecnici

| strati | profondità | | tipologia | q_c | N_{spt} | coeff. magg |
|--------|------------|------|-----------|--------------------|-----------|-------------|
| | inizio | fine | | | | |
| | m | m | | kg/cm ² | | α |
| 1 | 0,52 | 2,60 | SG | | 22 | 1,35 |
| 2 | | | | | | |
| 3 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |

Capacità portante laterale limite

| strati | tipo | Lunghezza bulbo | ϕ_{eff} | A_{lat} | P_{lim} | f_s | $Q_{LATERALE}$ |
|--------|------|-----------------|--------------|-----------------|--------------------|--------------------|----------------|
| | | cm | cm | cm ² | kg/cm ² | kg/cm ² | kg |
| 1 | SG | 1197,28 | 10,26 | 38592 | 11,00 | 1,10 | 42451 |
| 2 | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | |

Capacità portante laterale totale $Q_{lat} =$ **42451**

Capacità portante laterale SLU per chiodo

$Q_{adm} = Q_{lat} / (\gamma_{ra} \times \xi_{a3}) =$ **20215 kg**

Capacità portante assunta

$Q =$ **20000 kg**

VERIFICA A SFILAMENTO DEI CHIODI
METODO DI BUSTAMANTE E DOIX (1985)

Ubicazione cantiere: **Piazza Sottosanti - Piazza Armerina (EN)**

Note: **bulbo 8 m**

Dati generali

| | | |
|---------------------------------------|------------------------|------------------------|
| lunghezza totale chiodo | L = | 9,00 m |
| lunghezza bulbo di ancoraggio | b = | 8,00 m |
| quota testa chiodo | | 0,00 m |
| inclinazione sull'orizzontale | $\beta =$ | 10 ° |
| quota inizio bulbo | | 0,17 m |
| quota fine bulbo | | 1,56 m |
| diametro perforazione | $\phi_{\text{perf}} =$ | 0,08 m |
| tipo di iniezione | | IGU³ |
| COMBINAZIONE | | A1+M1+R3 |
| coefficiente parziale (R3) | $\gamma_{ra} =$ | 1,2 |
| coefficiente correlazione n° indagini | $\xi_{a3} =$ | 1,75 |

Parametri geotecnici

| strati | profondità | | tipologia | q_c kg/cm ² | N_{spt} | coeff. magg α |
|--------|-------------|-----------|-----------|-----------------------------|------------------|-------------------------|
| | inizio m | fine m | | | | |
| 1 | 0,17 | 1,56 | SG | | 50 | 1,35 |
| 2 | | | | | | |
| 3 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |

Capacità portante laterale limite

| strati | tipo | Lunghezza bulbo cm | ϕ_{eff} cm | A_{lat} cm ² | P_{lim} kg/cm ² | f_s kg/cm ² | Q_{LATERALE} kg |
|--------|------|-----------------------|---------------------------|-------------------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|
| 1 | SG | 798,37 | 10,26 | 25734 | 25,00 | 2,50 | 64334 |
| 2 | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | |

Capacità portante laterale totale $Q_{\text{lat}} =$ **64334**

Capacità portante laterale SLU per chiodo

$Q_{\text{adm}} = Q_{\text{lat}} / (\gamma_{ra} \times \xi_{a3}) =$ **30635 kg**

Capacità portante assunta

Q = 30000 kg

Principali formule utilizzate:

| | |
|--|---|
| $\phi_{eff} = \phi_{perf} \times \alpha$ | diámetro efectivo (medio reso) |
| $p_{lim} = N_{spt} / 2$ | pressione limite per terreni tipo SG, MC e R |
| $p_{lim} = N_{spt} / 1,5$ | pressione limite per terreni tipo AL |
| $f_s = p_{lim} / 10$ | tensione tangenziale limite per terreni tipo SG |
| $f_s = 1,0 + 0,05 \times p_{lim}$ | tensione tangenziale limite per terreni tipo MC |
| $f_s = 0,33 + 0,067 \times p_{lim}$ | tensione tangenziale limite per terreni tipo AL |
| $f_s = 0,5 + 0,1 \times p_{lim}$ | tensione tangenziale limite per terreni tipo R |
| $Q_{lat} = A_{lat} \times f_s$ | capacità portante laterale limite |

Tabella per la determinazione del coefficiente maggiorativo α

| TERRENO | VALORI DI α | |
|--------------------------------|--------------------|-----------|
| | IRS | IGU |
| Ghiaia | 1,8 | 1,3 - 1,4 |
| Ghiaia sabbiosa | 1,6 - 1,8 | 1,2 - 1,4 |
| Sabbia ghiaiosa | 1,4 - 1,5 | 1,2 - 1,3 |
| Sabbia grossa | 1,4 - 1,5 | 1,1 - 1,2 |
| Sabbia media | 1,4 - 1,5 | 1,1 - 1,2 |
| Sabbia fine | 1,4 - 1,5 | 1,1 - 1,2 |
| Sabbia limosa | 1,4 - 1,5 | 1,1 - 1,2 |
| Limo | 1,4 - 1,6 | 1,1 - 1,2 |
| Argilla | 1,8 - 2,0 | 1,2 |
| Marne | 1,8 | 1,1 - 1,2 |
| Calcarei mammosi | 1,8 | 1,1 - 1,2 |
| Calcarei alterati o fratturati | 1,8 | 1,1 - 1,2 |
| Roccia alterata e/o fratturata | 1,8 | 1,1 |

Tabella per le tipologie di terreno

| TERRENO | TIPOLOGIA |
|---|-----------|
| Da ghiaia a sabbia limosa | SG |
| Limo ed argilla | AL |
| Gessi, marne, marne calcaree, calcare tenero fratturato | MC |
| Roccia alterata e/o fratturata | R |

Tabella per i fattori di correlazione in funzione del numero di indagini

| N° profili indagine | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|---------------------|------|------|------|------|----------|
| ξ_{a3} | 1,80 | 1,75 | 1,70 | 1,65 | 1,60 |
| ξ_{a4} | 1,80 | 1,70 | 1,65 | 1,60 | 1,55 |