



## ASSE VIARIO MARCHE – UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA MAXI LOTTO 2

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:  
SS. 318 DI “VALFABBRICA”. TRATTO PIANELLO – VALFABBRICA  
SS. 76 “VAL D’ESINO”. TRATTI FOSSATO VICO – CANCELLI E ALBACINA – SERRA SAN QUIRICO  
“PEDEMONTANA DELLE MARCHE”, TRATTO FABRIANO – MUCCIA – SFERZIA

### PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

<p>CONTRAENTE</p> 	<p>GENERALE</p>	<p>IL RESPONSABILE DEL CONTRAENTE GENERALE</p>
<p>PROGETTAZIONE</p> <p>Partecipazioni Italia S.p.A.</p> <p>IL PROGETTISTA Dott. Ing. Salvatore Lieto Ordine degli Ingegneri Prov. di Mantova n.1147</p>	<p>ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE</p>  <p>IL PROGETTISTA Ing. Valter Capata</p>	
<p>VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Ing. Iginio Farotti</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE</p> <p>Ing. Vincenzo Pardo</p>	<p>IL DIRETTORE DEI LAVORI</p> <p>Ing. Peppino Marascio</p>

<p><b>2.13 PEDEMONTANA DELLE MARCHE</b>  <b>3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud</b>  <b>4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesso S.S. 77 a Muccia</b>  <b>OPERE D’ARTE MINORI:GENERALE</b>  Muri a gabbioni in dx. da 2+280.00 a 2+295.00  Relazione tecnica e di calcolo</p>	<p>SCALA:</p> <hr/> <p>DATA:</p> <p>Luglio 2022</p>
--	---

Codice Unico di Progetto (CUP) F12C03000050021 (Assegnato CIPE 20.04.2015)

	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev
Codice Elaborato:	L 0 7 0 3	2 1 3	E	1 6	M U 0 0 1 0	R E L	0 1	C

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto	Controllato	Approvato
A	Settembre 2020	Emissione PE	PROGIN	M.Tartaglia	A. Grimaldi
B	Gennaio 2022	Emissione PED	SGS	C.Agostini	S.Lieto
C	Luglio 2022	Emissione a seguito istruttoria ANAS del 18.07.2022	SGS	C.Agostini	S.Lieto

## INDICE

<b>1. GENERALITÀ .....</b>	<b>3</b>
<b>2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
2.1 DOCUMENTI DI PROGETTO.....	4
2.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	4
2.3 SOFTWARE.....	4
<b>3. DESCRIZIONE DELL' OPERA .....</b>	<b>5</b>
<b>4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>9</b>
4.1 GABBIONI .....	9
<b>5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>10</b>
5.1 LIVELLO DELLA FALDA.....	10
5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	10
<b>6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....</b>	<b>11</b>
<b>7. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI .....</b>	<b>12</b>
7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE .....	12
7.1.1 STABILITA' GLOBALE .....	12
7.1.2 STABILITA' LOCALE .....	12
<b>8. STATI LIMITE E COMBINAZIONI DI CALCOLO .....</b>	<b>13</b>
8.1 STATO LIMITE ULTIMO .....	13
8.2 STATO LIMITE ESERCIZIO.....	14
<b>9. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>16</b>
9.1 CARICHI PERMANENTI.....	16
9.2 AZIONE SISMICA.....	16
<b>10. ANALISI E VERIFICHE .....</b>	<b>18</b>
10.1 SEZIONI DI CALCOLO .....	18
10.2 4RISULTATI DELLE ANALISI: SEZIONE 1.....	19
10.2.1 Stabilità locale.....	19
10.2.2 Stabilità interna.....	19
10.2.3 Stabilità globale.....	21
<b>11. CONCLUSIONI.....</b>	<b>24</b>
<b>APPENDICE A.....</b>	<b>25</b>

**2.12PEDEMONTANA DELLE MARCHE****3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud****4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia**

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.diPag. 3 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-----------------------

## 1. GENERALITÀ

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo del Progetto Esecutivo di Dettaglio (PED) delle opere geotecniche di contenimento previste nell'ambito dei lavori di completamento degli stralci funzionali 3 - 4 del tratto della Pedemontana delle Marche.

La redazione del Progetto Esecutivo di Dettaglio ha lo scopo di ottimizzare, laddove possibile, le opere geotecniche oggetto del Progetto Esecutivo. A tal fine, sono state prese a riferimento per la ottimizzazione le valutazioni e le caratterizzazioni idrogeologico, geotecniche e sismiche dei siti in esame presenti nel Progetto Esecutivo.

I calcoli e le verifiche di sicurezza sono stati invece adattati alle nuove soluzioni progettuali proposte in conformità alle norme NTC 2008.

**2.12PEDEMONTANA DELLE MARCHE****3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud****4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia**

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU010	REL	01	C	4 di 25

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto esecutivo di dettaglio si è fatto riferimento ai seguenti documenti.

### 2.1 DOCUMENTI DI PROGETTO

- L0703212E02GE0000REL01C - Relazione geologica, geomorfologica e geoidrologica generale
- L073212E02GE0001REL01F - Relazione geotecnica generale sulle opere all'aperto
- L0703212E04000000REL01C - Relazione sismica
- L0703212E02GE0000PLA04C – Profilo geologico
- LO703212E02GE0001PRF04E – Profilo geotecnico
- L0703212E17OS0900REL01C – Relazione tecnica e di calcolo
- L0703212E17OI0000REL01F – Stabilità versanti e trincee drenanti
- L0703212E17OI0001OPT03B – Trincee drenanti
- L0703213E17OS1000TVI01A – Pianta, profilo, sezione ed armatura

### 2.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC08).
- Circolare del 02/02/2009. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.
- UNI EN1990 EUROCODICE 0 – Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN1991 EUROCODICE 1 – Azioni sulle strutture
- UNI EN1992-1-1 EUROCODICE 2, parte 1-1 Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1997-1. EUROCODICE 7, parte 1. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1998-5. EUROCODICE 8, parte 5. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### 2.3 SOFTWARE

GeoStru 2021 - [www.geostru.eu](http://www.geostru.eu)

**2.12PEDEMONTANA DELLE MARCHE****3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud****4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia**

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.diPag. 5 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-----------------------

### 3. DESCRIZIONE DELL' OPERA

Le analisi e verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento all' opera di sostegno MU10 situata in DX dell'asse stradale, dal km 2+280.00 al km 2+295.00, per uno sviluppo totale di circa 15m.

Nell'ambito del Progetto Esecutivo di Dettaglio (PED), l'ottimizzazione dell'opera in oggetto prevede la sostituzione dei muri e muri su pali in c.a. previsti da Progetto Esecutivo con muri tipo a gabbione.

In Figure 1 – Pianta dell'intervento, Figure 2 – Profilo longitudinale e Figure 3 – Sezione tipo gabbioni sono rappresentate pianta, profilo e sezioni tipo dell'opera rispettivamente.

**2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU010	REL	01	C	6 di 25

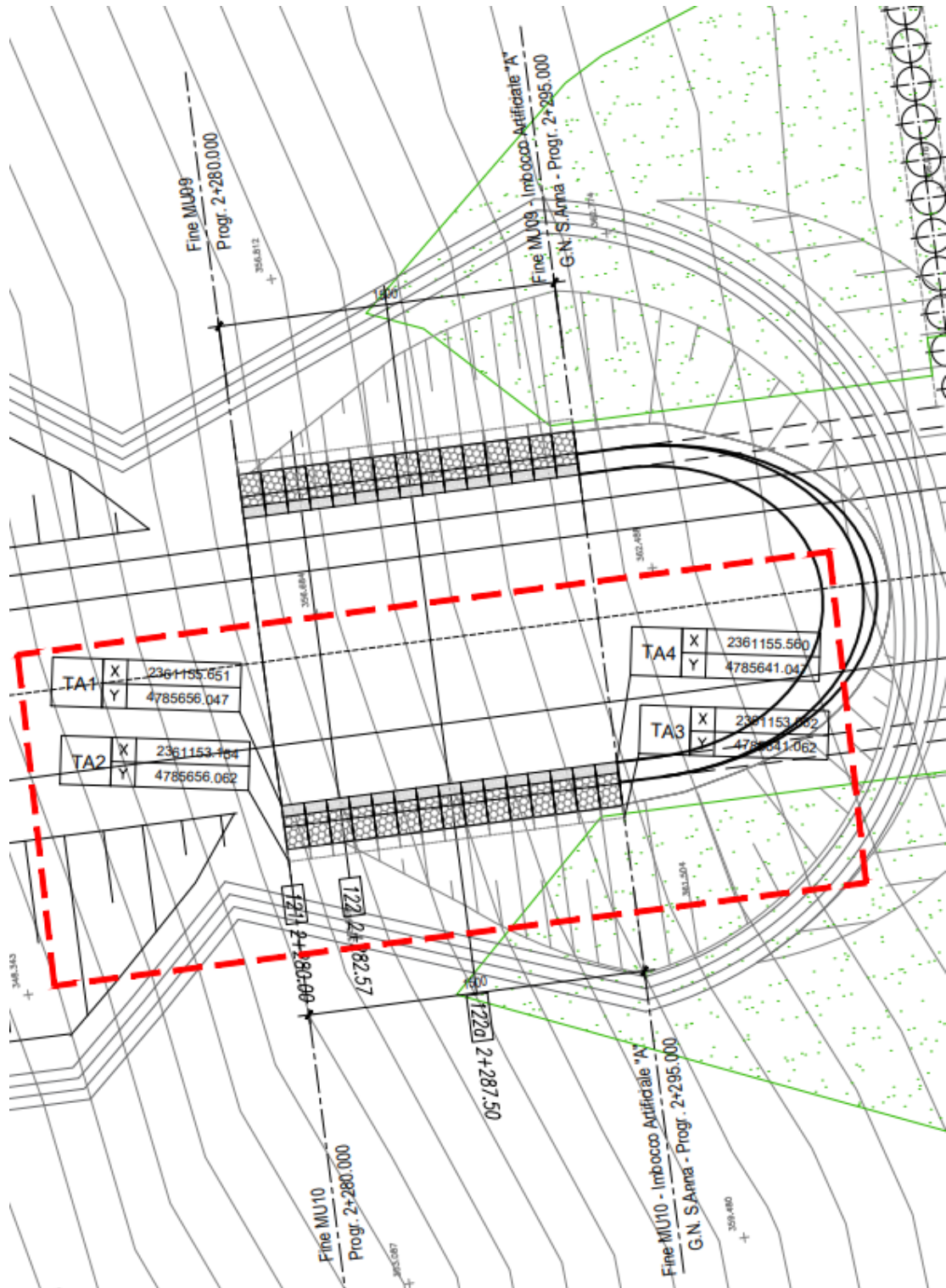


Figure 1 – Pianta dell'intervento

## 2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU010	REL	01	C	7 di 25

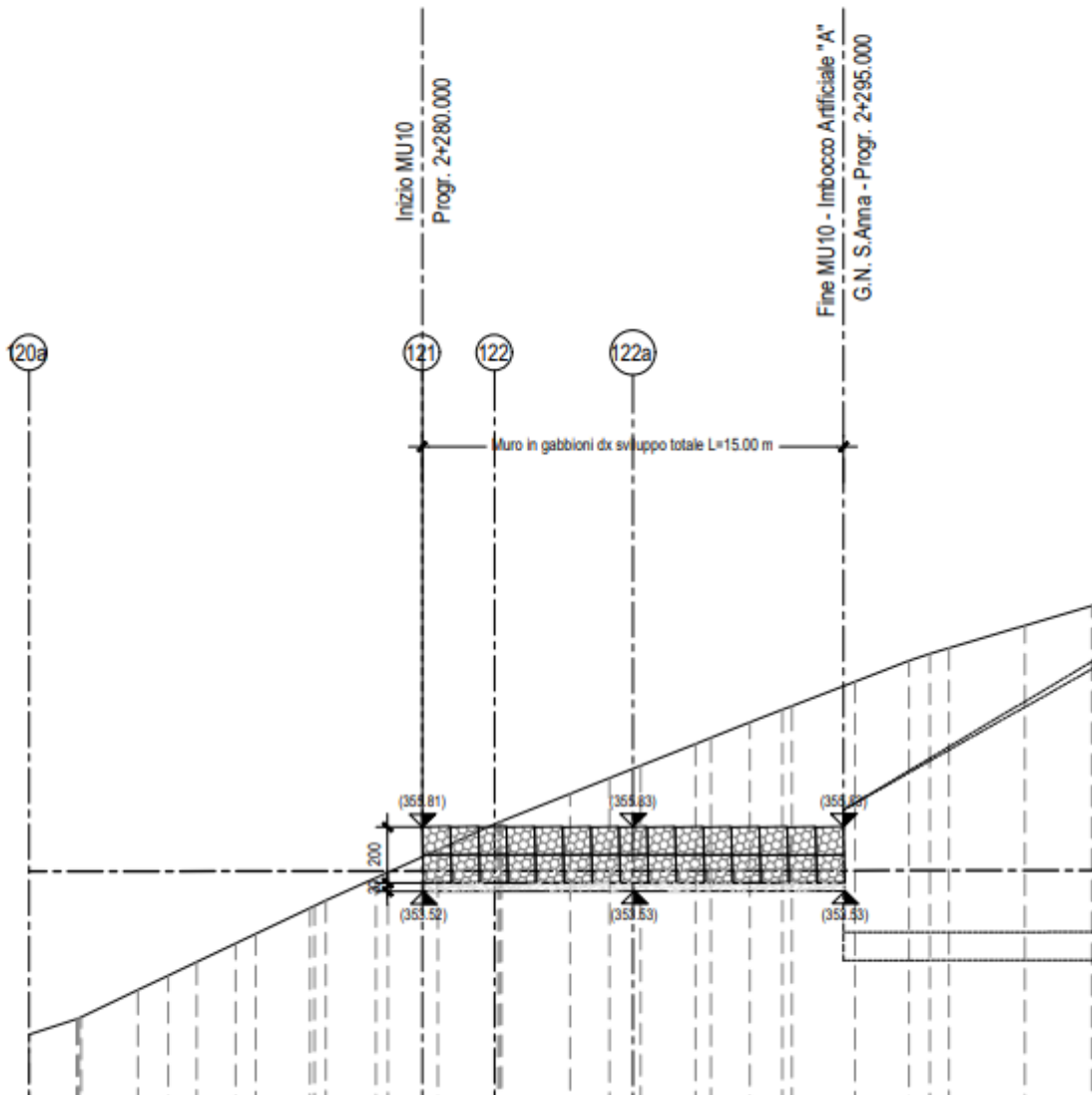


Figure 2 – Profilo longitudinale





**2.12PEDEMONTANA DELLE MARCHE****3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud****4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia**

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.diPag. 9 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-----------------------

## 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 GABBIONI

Peso di volume minimo:

$$Y_{\text{gabbioni}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

Coesione fittizia:

$$c_{\text{gabbioni}} = 10 \text{ kPa (contributio equivalente rete metallica)}$$

Angolo di attrito fittizio:

$$\varphi_{\text{gabbioni}} = 40^\circ$$

Il riempimento dei gabbioni viene effettuato con materiale di cava frantumato di pezzatura variabile 120mm-250mm. Tali caratteristiche verificano l'angolo di attrito di progetto usato nelle analisi.

## 5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Nel presente paragrafo si riporta la caratterizzazione geotecnica specifica per l'opera in esame. Per dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale. Si sottolinea, comunque, che mediamente il profilo stratigrafico presenta una fascia, di spessore variabile tra 14.0 e 16.0m, costituita da depositi eluvio colluviali limoso argillosi che sovrasta il substrato alterato argilloso limoso.

Analizzando il profilo geologico geotecnico, con riferimento ai tratti di ubicazione dell'opera di sostegno oggetto di dimensionamento, è possibile dunque assumere cautelativamente, la seguente configurazione stratigrafica:

**Tabella 1 - Stratigrafia di riferimento MU10**

Unità geotecnica	Profondità dal piano campagna [m da p.c.]	Descrizione
Ecla	0 ÷ 16.0	Depositi Eluvio-colluviali limoso argillosi
Salt	16.0-21.0	Substrato alterato argilloso limoso
Ap	>21.0	Substrato arenaceo-pellico

### 5.1 LIVELLO DELLA FALDA

La falda è riscontrata a profondità variabili. Nelle analisi si assume cautelativamente un livello di falda prossima ad una profondità di 8 metri dal piano campagna.

### 5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I parametri geotecnici considerati per l'opera in esame sono riportati nella seguente tabella e fanno riferimento alla caratterizzazione presentata in relazione L073212E02GE0001REL01F.

**Tabella 2 - Parametri geotecnici terreno in sito**

Unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$\nu$ [-]
Ecla	19	25	10	0.2
Salt	20	26	10	0.2
Ap	23	36	70	0.2

**2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**
**3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud**
**4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia**

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 11 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

## 6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per la caratterizzazione sismica del sito si rimanda alle considerazioni presenti nella relazione sismica (L0703212E04000000REL01C) e nella relazione di calcolo (L0703212E17OS0900REL01C).

Di seguito si riportano i parametri di progetto adottati per le verifiche della stabilità dell'opera in caso di azione sismica.

**Tabella 3 – Periodo di riferimento azione sismica**

Vita nominale $V_N$	Classe d'uso	Coefficiente d'uso	Periodo di riferimento $V_R$
50	III	1.5	75

**Tabella 4 - Accelerazione ( $a_g$ ), fattore ( $F_0$ ) e periodo ( $T^*c$ )**

$V_R$ [anni]	Stato Limite	$PV_R$ -	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c$ [s]
75	SLO	81%	45	0.078	2.440	0.285
	SLD	63%	75	0.097	2.433	0.295
	SLV	10%	712	0.220	2.544	0.333
	SLC	5%	1462	0.277	2.584	0.343

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

**Tabella 5 – Caratterizzazione sito**

Categoria di sottosuolo	Categoria topografica	$S_s$ , fattore stratigrafico	$S_t$ , fattore topografico
C	T1	1.36	1.0

## 7. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Di seguito si riassumono le verifiche condotte per la stabilità globale dell'opera in esame e le verifiche strutturali della paratia.

### 7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

#### 7.1.1 STABILITA' GLOBALE

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terrapieno è condotta mediante l'ausilio del programma di calcolo SLOPE STABILITY ANALYSIS di Geostru.

Per la verifica si fa riferimento al metodo dell'equilibrio limite di Bishop.

Per ulteriori approfondimenti teorici sul metodo di calcolo si rimanda al capitolo 10 della relazione geotecnica generale (L0703212E17OS0900REL01C).

#### 7.1.2 STABILITA' LOCALE

La verifica di stabilità dell'opera di sostegno è condotta mediante l'ausilio del modulo SLOPE/M.R.E. che fa parte del programma di calcolo SLOPE STABILITY ANALYSIS di Geostru.

La stabilità dell'opera viene verificata nel suo insieme considerandola come un corpo rigido, risulta assicurata, quando è verificata la sicurezza a:

- Ribaltamento: rappresentato dalla possibile rotazione dell'opera rispetto al punto di valle;
- Scorrimento: dipende dalla possibilità che le forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno siano superiori alle forze di attrito terreno-fondazione;
- Carico limite: si effettua confrontando la tensione normale massima sul piano di posa della fondazione con la tensione limite di rottura del terreno.

Per quanto riguarda la stabilità locale interna dei gabbioni, si effettuano verifiche di resistenza a scorrimento fra i blocchi dei gabbioni e a compressione della roccia nelle gabbie utilizzando le seguenti relazioni di origine empirica:

$$\sigma_{lim} = 5 \cdot \gamma_{gabbioni} - 3$$

$$\tau_{lim} = N \cdot \tan\varphi^* + C_{gabbioni}$$

dove

- $\gamma_{gabbioni}$  è il peso di volume del riempimento, il quale dipende dalla natura litologica dello stesso e dal grado di addensamento, [t/m<sup>3</sup>]
- $\varphi^*$  è l'angolo d'attrito interno fittizio dei gabbioni.
- $C_{gab}$  è la coesione fittizia, imputabile alla presenza della rete metallica.

## 8. STATI LIMITE E COMBINAZIONI DI CALCOLO

### 8.1 STATO LIMITE ULTIMO

Per le opere in materiali sciolti, come i rilevati, devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido per la verifica della stabilità globale e locale dell'opera di sostegno

Per quanto riguarda l'opera di stabilizzazione, costituita da una paratia di pali, si effettuano le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo strutturale (STR) per il raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Secondo quanto riportato in normativa DM 14-01-2008, la verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1:  $(A1+M1+R1)$
- Combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$

Approccio 2:

$$(A1+M1+R3)$$

La verifica interna dei gabbioni allo SLU viene condotta utilizzando l'Approccio 2.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni riportati in Error! Reference source not found. ed adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M") per il calcolo delle spinte.

I coefficienti per le azioni A, per i parametri geotecnici M e per le resistenze R sono riassunti nelle seguenti tabelle.

**Tabella 6 – Coefficienti parziali per le azioni SLU**

Carichi tipo	Effetto	Coefficiente parziale	A1	A2
Permenenti G1	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0

**2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 14 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

Permanenti non strutturali G2	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.3

**Tabella 7 – Coefficienti parziali per i parametri del terreno SLU**

Carichi tipo	Coefficiente parziale	M1	M2
Tangente angolo resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	1.0	1.4
Peso unità di volume	$\gamma$	1.0	1.0

**Tabella 8 – Coefficienti parziali resistenza R2 verifiche di opere in materiali sciolti e fronti di scavo**

Verifica	R2
Stabilità globale	$\gamma_R = 1.1$

**Tabella 9 – Coefficienti parziali resistenza  $\gamma_R$  per le STR e GEO di muri di sostegno**

Verifica	R1	R2	R3
Capacità portante fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza terreno valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

In presenza di azioni sismiche, lo stato limite ultimo considerato comprende lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

I coefficienti parziali sulle azioni e parametri geotecnici sono posti pari all'unità mentre i coefficienti parziali relativi alle resistenze risultano invariati rispetto a quelli considerati per le verifiche in condizioni statiche.

## 8.2 STATO LIMITE ESERCIZIO

Per le verifiche strutturali allo stato limite di esercizio seguenti coefficienti parziali per le azioni sono stati considerati:

**2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 15 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

**Tabella 10 – Coefficienti parziali per le azioni SLS Freq. e QP**

Carichi tipo	Effetto	$\gamma$	$\psi$
Permanenti G1	Sfavorevole	1.0	-
Permanenti G2	Sfavorevole	1.0	-
Variabili Q	Sfavorevole	1.0	-

**Tabella 11 – Coefficienti parziali per le azioni SLS Rara**

Carichi tipo	Effetto	$\gamma$	$\psi$
Permanenti G1	Sfavorevole	1.0	-
Permanenti G2	Sfavorevole	1.0	-
Traffico Q	Sfavorevole	1.0	0.75

## 9. ANALISI DEI CARICHI

### 9.1 CARICHI PERMANENTI

Per carichi permanenti si intendono le azioni associate ai pesi propri del palo, del terrapieno spingente e dell'acqua di falda, valutati in automatico dal Software di calcolo utilizzato.

### 9.2 AZIONE SISMICA

Per la valutazione degli effetti dell'azione sismica sulle masse e sui coefficienti di spinta del terreno, si è fatto riferimento al metodo pseudo-statico previsto al punto 7.11.3.5.2 - "Metodi di Analisi" - delle NTC2008 secondo il quale, nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

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

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Di seguito sono riportati i valori di  $\beta_s$  e  $\beta_m$  considerati per i fronti di scavo (utilizzati nelle analisi globali), per i muri di sostegno, e per le paratie, in accordo a quanto indicato nella NTC2008.



**2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 17 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

**Tabella 12 – Coefficienti dell'accelerazione massima attesa al sito – Fronti di scavo e rilevati**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.3	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.2	0.2

**Tabella 13 – Coefficienti dell'accelerazione massima attesa al sito – Muri di sostegno**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

I parametri di progetto dell'azione sismica considerati nell'analisi dell'opera oggetto della presente relazione sono riassunti nella tabella seguente.

**Tabella 14 – Parametri progetto azione sismica equivalente – Fronti di scavo e rilevati**

Ss	S <sub>T</sub>	a <sub>g</sub>	a <sub>max</sub>	k <sub>h</sub>	k <sub>v</sub>
1.36	1.0	0.22g	0.3g	0.084	±0.042

**Tabella 15 – Parametri progetto azione sismica equivalente – Muri di sostegno**

Ss	S <sub>T</sub>	a <sub>g</sub>	a <sub>max</sub>	k <sub>h</sub>	k <sub>v</sub>
1.36	1.0	0.22g	0.3g	0.1	±0.05

**2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE**

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 18 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

## 10. ANALISI E VERIFICHE

Si riportano di seguito risultati delle analisi e verifiche per le sezioni di calcolo considerate.

### 10.1 SEZIONI DI CALCOLO

È stata considerata una sezione riferita al muro in gabbioni. Il riepilogo delle sezioni analizzate e le progressive di riferimento è riportato nella seguente tabella.

**Tabella 16 - Sezioni di calcolo**

ID muro	Sezione di calcolo	Lato stradale	pk
MU10	Gabbioni	DX	2+287.50

Di seguito sono sintetizzati i risultati delle analisi eseguite per le sezioni di calcolo analizzate.

Per il dettaglio delle analisi geotecniche e strutturali, fare riferimento agli ALLEGATI A e B rispettivamente.

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 19 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

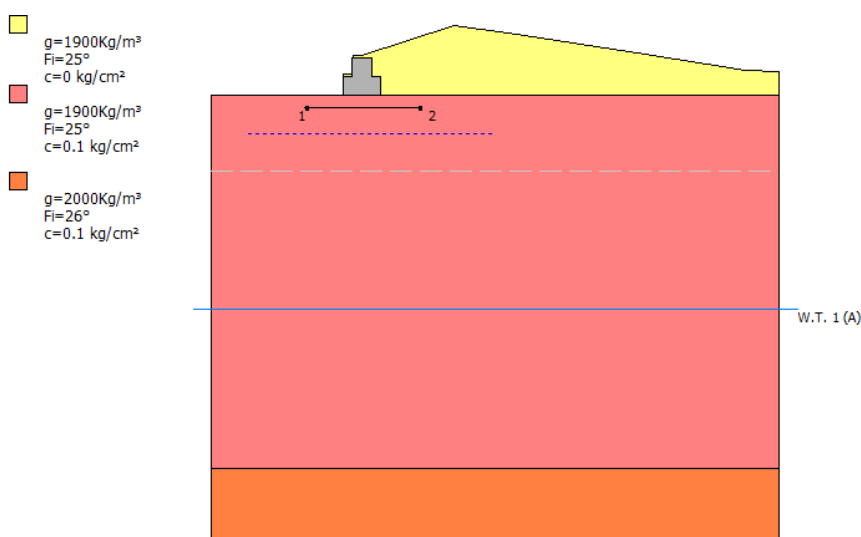
## 10.2 RISULTATI DELLE ANALISI: SEZIONE 1

### 10.2.1 Stabilità locale

I parametri di resistenza del terreno a tergo del gabbione sono stati ridotti rispetto a quanto riportato in Tabella 2 (in particolare la coesione è stata assunta nulla) per tener conto del rimaneggiamento del terreno di riporto proveniente dagli scavi.

Si riportano di seguito i risultati delle analisi di stabilità dell'opera di sostegno descritte al par. 7.1.2.

Per ulteriori dettagli si rimanda all'Appendice A "Report di calcolo e verifiche geotecniche".



**Figure 4 - Modello di calcolo**

• Coefficienti globali margine di sicurezza	
Coef. sicurezza ribaltamento	2,32
Coef. sicurezza scorrimento	1,2
Coef. sicurezza carico limite	9,82
Combinazione 4 (Sisma)	Involuppo

**Figure 5 - Verifiche di stabilità**

### 10.2.2 Stabilità interna

Le verifiche di resistenza a scorrimento fra i blocchi dei gabbioni e a compressione della roccia nelle gabbie sono state condotte con calcolo agli stati limite come riportato al capitolo 7.

## 2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

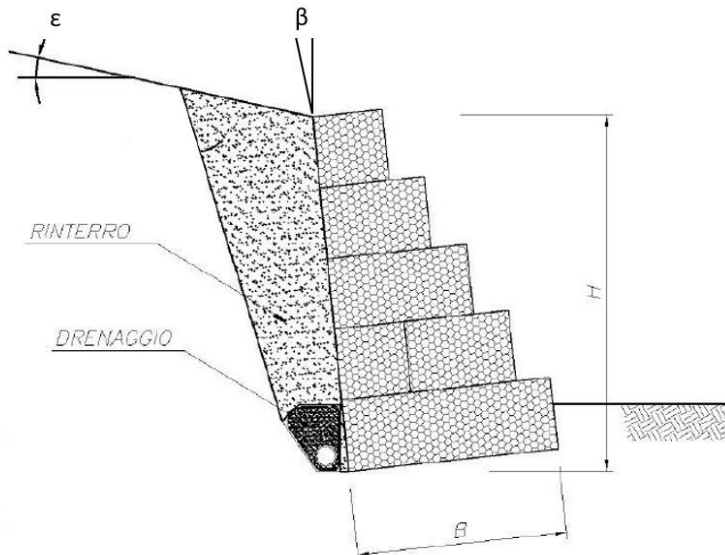
Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU010	REL	01	C	20 di 25

TERRENO RINTERRO				
Ecla rimaneggiato				
	Simbolo	Valore caratt.	Valore progetto (M1)	Unità misura
Peso volume	$\gamma_g$	19	19	kN/m <sup>3</sup>
angolo di attrito al taglio in posto	$\phi$	23	23	[°]
inclinazione muro in senso antiorario	$\beta$	0	0	[°]
pendenza terreno in posto	$\varepsilon$	15	15	[°]
"attrito" di contatto terra-muro	$\delta$	15	15	[°]
"coefficiente" sismico	$\theta$	5	5	[°]
PESI DI VOLUME				
	Simbolo	Valore caratt.	Valore progetto (A1)	Unità misura
Peso volume gabbione	$\gamma_{gabbione}$	18	23.4	kN/m <sup>3</sup>
Peso volume rinterro	$\gamma_r$	19	24.7	kN/m <sup>3</sup>
Peso volume rete gabbione	$\gamma_{rete}$	0.10	0.13	kN/m <sup>3</sup>
CONFIGURAZIONE GABBIONE				
	Simbolo	Valore caratt.	Unità misura	
Altezza blocco 1	H1	1.00	m	
Altezza blocco 2	H2	1.00	m	
Altezza blocco 3	H3	1.00	m	
Altezza base fondazione	H fondaz	0.60	m	
Larghezza blocco 1	B1	1.00	m	
Larghezza blocco 2	B2	2.00	m	
Larghezza blocco 3	B3	3.00	m	
Larghezza base fondazione	B fondaz	3.00	m	
H_spinta (m)		3.60	m	
RESISTENZA GABBIONE				
	Simbolo	Valore caratt.	Valore progetto (M1)	Unità misura
Angolo attrito fittizio	$\phi_g$	40	40	[°]
Coesione gabbione	cg	10	10	kPa
SPINTE				
Spinta "STATICA"		Spinta "DINAMICA"		
Ka	0.516	Ka_e	0.692	
Sa (kN/m)	82.649	Sae (kN/m)	110.703	
$\Delta Sae$ (kN/m)	28.05			
kh/(1-kv)	0.090			

0.401  
0.000  
0.262  
0.268  
0.090



## 2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU010	REL	01	C	21 di 25

### VERIFICHE LOCALI di un MURO A GABBIONI

Si effettuano le verifiche di resistenza a scorrimento fra i blocchi dei gabbioni e quelle di resistenza a compressione della roccia nelle gabbie.

gabbione 1 sul 2	
forze agenti sul blocco 2	
b1 (m)	1,00
h1 (m)	1,00
Sa <sub>t</sub> (kN/m)	6,15
Sa <sub>n</sub> (kN/m)	1,69
Sae <sub>t</sub> (kN/m)	8,24
Sae <sub>n</sub> (kN/m)	2,26
DSae <sub>t</sub> (kN/m)	2,09
DSae <sub>n</sub> (kN/m)	0,57
Wm <sub>t</sub> (kN/m)	0,00
Wm <sub>n</sub> (kN/m)	23,53

TENSIONI AGENTI al confine fra le due gabbie	
N (kN)	25,79
M (kN m)	2,31
(con polo sul baricentro della base del gabbione)	
sezione non parzial.	
B	1,00
e = M / N (m)	0,09
e = B/6	0,17
I (m <sup>4</sup> )	0,08
y max (m)	0,50
W (m <sup>3</sup> )	0,17

VERIFICHE COMPRESSIONE					
	od (kPa)	olim (kPa)	olim / od	R3	
σ <sub>max</sub> (kPa)	39,66	600,00	15,13	1,40	verificato
σ <sub>min</sub> (kPa)	11,91	600,00	50,36	1,40	verificato

VERIFICHE SCORRIMENTO					
	rd (kPa)	rlim (kPa)	rlim / rd	R3	
τ (kPa)	8,24	33,34	4,05	1,10	verificato

gabbioni 1 e 2 sul 3	
forze agenti sul blocco 3	
b1 (m)	1,00
h1 (m)	1,00
b2 (m)	2,00
h2 (m)	1,00
Sa <sub>t</sub> (kN/m)	24,60
Sa <sub>n</sub> (kN/m)	6,75
Sae <sub>t</sub> (kN/m)	32,95
Sae <sub>n</sub> (kN/m)	9,04
DSae <sub>t</sub> (kN/m)	8,35
DSae <sub>n</sub> (kN/m)	2,29
Wm1 <sub>t</sub> (kN/m)	0
Wm1 <sub>n</sub> (kN/m)	23,53
Wm2 <sub>t</sub> (kN/m)	0
Wm2 <sub>n</sub> (kN/m)	47,06

TENSIONI AGENTI al confine fra le due gabbie	
N (kN)	79,63
M (kN m)	6,73
(con polo sul baricentro della base del gabbione)	
sezione non parzial.	
B	2,00
e = M / N (m)	0,08
e = B/6	0,33
I (m <sup>4</sup> )	0,67
y max (m)	1,00
W (m <sup>3</sup> )	0,67

VERIFICHE COMPRESSIONE					
	od (kPa)	olim (kPa)	olim / od	R3	
σ <sub>max</sub> (kPa)	49,91	600,00	12,02	1,40	verificato
σ <sub>min</sub> (kPa)	29,71	600,00	20,19	1,40	verificato

VERIFICHE SCORRIMENTO					
	rd (kPa)	rlim (kPa)	rlim / rd	R3	
τ (kPa)	16,48	35,40	2,15	1,10	verificato

Figure 6 – Calcolo analitico resistenza interna

### 10.2.3 Stabilità globale

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di stabilità globale per il muro a gabbioni in condizioni statiche e sismiche.

Nel modello adottato per l'esecuzione di tali verifiche, per lo stato di terreno più superficiale, in maniera cautelativa sono stati considerati dei parametri di resistenza ridotti tra quelli relativi al terreno vergine.

Dalle analisi eseguite è stato ottenuto un coefficiente di sicurezza FS, relativo alla superficie di scorrimento più critica, superiore all'unità. Considerando il valore assunto per il coefficiente parziale

## 2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU010	REL	01	C	22 di 25

di resistenza che riduce la resistenza disponibile del terreno,  $\gamma_R$ , pari a 1.1, secondo quanto prescritto dalla normativa considerata, le verifiche di sicurezza risultano essere soddisfatte sia in condizioni statiche che sismiche.

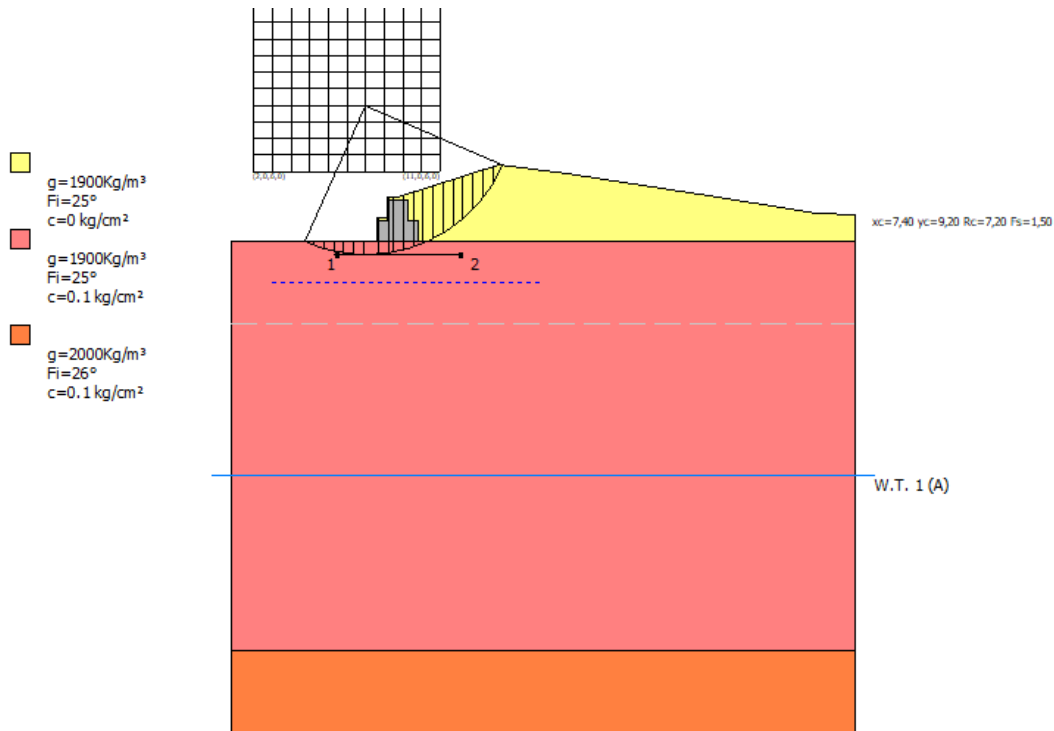


Figure 7 – Verifica di stabilità globale (SLU)

## 2.12 PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 23 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

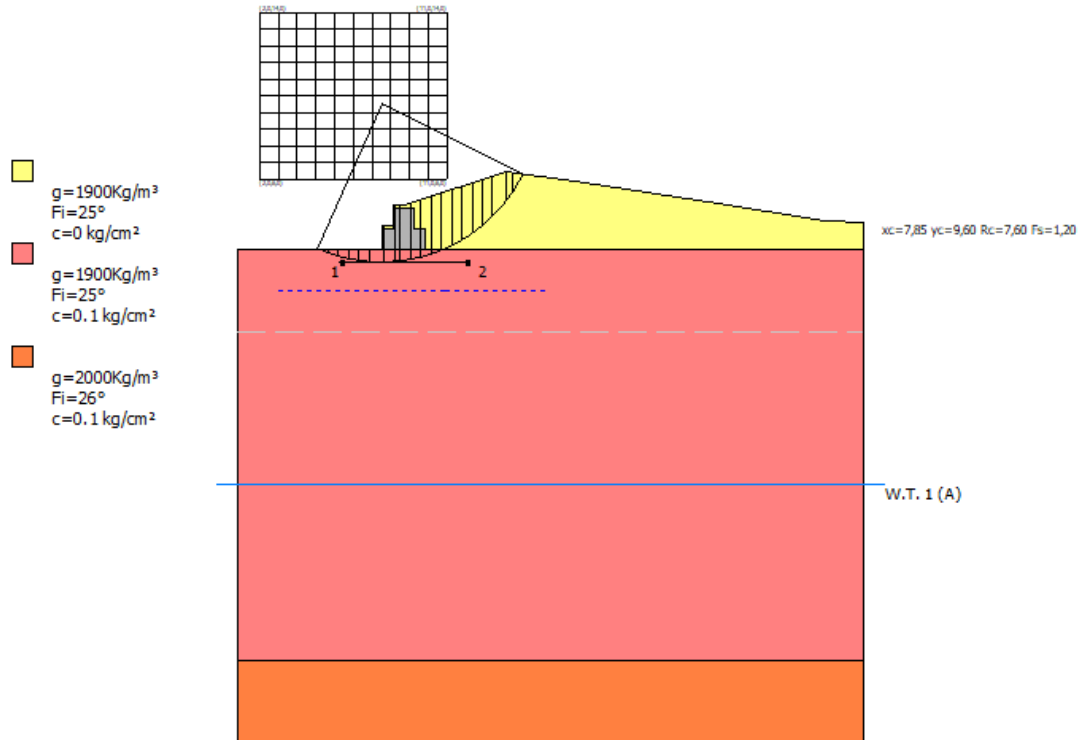


Figure 8 – Verifica di stabilità globale (SLV)

## **2.12PEDEMONTANA DELLE MARCHE**

**3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud**

**4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia**

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 24 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

### **11. CONCLUSIONI**

La presente relazione tecnica e di calcolo riassume i criteri di dimensionamento, le analisi e le verifiche condotte sulle opere di stabilità profonda dei terreni di fondazione del muro a gabbioni da progressiva 2+280 a progressiva 2+295 del Lotto 3-4 dell'opera Pedemontana delle Marche.

Le verifiche geotecniche e strutturali in condizioni provvisorie risultano soddisfatte per gli stati limite considerati secondo le normative di riferimento.





## 2.12PEDEMONTANA DELLE MARCHE

3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud

4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia

Opere d'arte minori: Opere di sostegno e dreni

Muro di controripa in DX dal km 2+280 al km 2+295 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU010	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. C	Pag.di Pag. 25 di 25
---------------	---------------	--------------	-----------	--------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

### APPENDICE A

REPORT DI CALCOLO VERIFICHE GEOTECNICHE

# MU10 – Verifiche muro a gabbioni

## RELAZIONE DI CALCOLO

### Calcolo della spinta attiva con Coulomb

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

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

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

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

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

Avendo indicato con:

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

Valori limite di  $K_A$ ,  $\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$  secondo Muller-Breslau:

$\gamma_t$	Peso unità di volume del terreno;
$\beta$	Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
$\phi$	Angolo di resistenza al taglio del terreno;
$\delta$	Angolo di attrito terra-muro;
$\varepsilon$	Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;
$H$	Altezza della parete.

### Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se  $\varepsilon = \delta = 0$  e  $\beta = 90^\circ$  (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta  $S_t$  si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale.

In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di  $K_a$  di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

### Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia

di calcolo nella quale l'angolo  $\varepsilon$ , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo  $\beta$ , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità  $\theta$  tale che:

$$\operatorname{tg} \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con  $k_h$  coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  verticale.

### Calcolo coefficienti sismici (NTC 2008)

Secondo le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) i coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$  sono calcolati come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{\max} / g) \quad \cdot k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

$\beta_m$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario. Per i muri liberi di traslare o ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

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

$g$  accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

$S$  coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica  $S_s$  e di amplificazione topografica  $S_T$ .

$a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

### Carico uniforme sul terrapieno

Un carico  $Q$ , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a \cdot Q \cdot \frac{\operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a  $S_q$ :

$$S_q = K_a \cdot Q \cdot H \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad  $H/2$ , avendo indicato con  $K_a$  il coefficiente di spinta attiva secondo *Muller-Breslau*.

### Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

Dove:

H	altezza muro
$k_v$	coefficiente sismico verticale
$\gamma$	peso per unità di volume del terreno
K	coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)
$E_{ws}$	spinta idrostatica dell'acqua
$E_{wd}$	spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica  $E_{wd} = 0$ , ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo  $\theta$  della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\tan\theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con  $H'$  altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

### Spinta idrostatica

La falda con superficie distante  $H_w$  dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità  $z$ , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo  $\gamma_t$  con  $\gamma'_t$  ( $\gamma'_t = \gamma_{saturo} - \gamma_w$ ), peso efficace del materiale immerso in acqua.

### Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta)}{\text{sen}^2\beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi) \cdot \text{sen}(\phi + \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

(Muller-Breslau) con valori limiti di  $\delta$  pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \varepsilon$$

L'espressione di  $K_p$  secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

### Carico limite

Una delle prime famiglie di formule per il calcolo della capacità portate fu proposta da Terzaghi nel 1943.

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

dove

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \cdot \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

dove  $s_c=1$  e  $s_\gamma=1$ . per fondazioni nastriformi.

### Brinch Hansen – Vesic – (1970)

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

$A' = B' \cdot L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  coesione non drenata

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa

$s_c$  fattore di forma

$$s_c = 0,2 \cdot (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - H/A' \cdot c_u}\right)$$

$c_a$  aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$$

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$$

#### Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot (B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

#### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right]} \quad \text{con } H/B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)\right]} \quad \text{con } H/L'$$

Se H forma un angolo  $\theta$  con la direzione di  $L'$ , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_0 = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

### Convenzione segni

**Forze verticali** positive se dirette dall'alto verso il basso;  
**Forze orizzontali** positive se dirette da monte verso valle;  
**Coppie** positive se antiorarie;  
**Angoli** positivi se antiorari.

### Descrizione

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,09  
 Coefficiente azione sismica orizzontale 0,05

### Geometria

Nr.	X (m)	Y (m)
1	0,0	0,0
2	0,0	1,0
3	0,5	1,0
4	0,5	2,0
5	1,5	2,0
6	1,5	1,0
7	2,0	1,0
8	2,0	0,0

### Terreno rinforzo

Peso unità di volume 1800,0 Kg/m<sup>3</sup>  
 Peso unità di volume saturo 1800,0 Kg/m<sup>3</sup>  
 Angolo di resistenza a taglio 40,0 °  
 Coesione 0,1 kg/cm<sup>2</sup>  
 Angolo attrito terreno rinforzo 27,0 °

### Terreno riempimento

Peso unità di volume 1900,0 Kg/m<sup>3</sup>  
 Peso unità di volume saturo 1900,0 Kg/m<sup>3</sup>  
 Angolo di resistenza a taglio 25,0 °  
 Coesione 0,0 kg/cm<sup>2</sup>  
 Angolo di attrito terra muro 16,0 °

### Terreno fondazione

Peso unità di volume 1900,0 Kg/m<sup>3</sup>  
 Peso unità di volume saturo 1900,0 Kg/m<sup>3</sup>  
 Angolo di resistenza a taglio 25,0 °  
 Coesione 0,1 kg/cm<sup>2</sup>

### Descrizione

Nr.	Confermare con il pulsante destro del	X (m)	Y (m)	Lx (m)	Ly (m)	Q (kg/cm <sup>2</sup> )
-----	---	----------	----------	-----------	-----------	----------------------------

	mouse					
1	Rilevato	1,5	2	5,5	1	0,155

#### Combinazione 1 (A1+M1)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,30
3	Spinta falda	1,30
4	Spinta sismica in x	0,00
5	Spinta sismica in y	0,00
6	Rilevato	1,30

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione	1
3	Coesione non drenata	1
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1,4
3	Scorrimento	1,1
4	Resistenza terreno	1,4
5	Ribaltamento	0

#### Combinazione 2 (A2+M2)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Spinta falda	1,00
4	Spinta sismica in x	0,00
5	Spinta sismica in y	0,00
6	Rilevato	1,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1,25
2	Coesione	1,25
3	Coesione non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1
3	Scorrimento	1
4	Resistenza terreno	1
5	Ribaltamento	0

#### Combinazione 3 (EQU+M2)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	0,90
2	Spinta terreno	1,10
3	Spinta falda	1,10
4	Spinta sismica in x	0,00
5	Spinta sismica in y	0,00
6	Rilevato	0,00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1,25



2	Coesione	1,25
3	Coesione non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1
3	Scorrimento	1
4	Resistenza terreno	1
5	Ribaltamento	0

#### Combinazione 4 (Sisma)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1,00
2	Spinta terreno	1,00
3	Spinta falda	1,00
4	Spinta sismica in x	1,00
5	Spinta sismica in y	1,00
6	Rilevato	1,30

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione	1
3	Coesione non drenata	1
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1,4
3	Scorrimento	1,1
4	Resistenza terreno	1,4
5	Ribaltamento	0

#### Combinazione 1 (A1+M1)

### VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per  $(x_{r1}, y_{r1}) = (2,0/0,0)$  m

Piano di rottura passante per  $(x_{r2}, y_{r2}) = (2,0/2,0)$  m

Centro di rotazione  $(x_{ro}, y_{ro}) = (0,0/0,0)$  m

#### Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> );
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> );
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2,0	0,0	1900,0	0,0	25,0	16,0	0,0	0,0

#### Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
---	----------------------------------

Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

$\mu$	Ka	Kd	Dk
74,0	0,36	0,43	0,07

### Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx	Forza in direzione x (Kg);
Fy	Forza in direzione y (Kg);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	1717,5	492,48	2,0	0,67
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	2,0	1,0
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	2,0	0,67
Spinta statica sovraccarico	1401,11	401,76	2,0	1,0
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	2,0	1,0
Peso muro	0,0	5400,0	1,0	0,83

Momento stabilizzante	7188,49 Kg
Momento ribaltante	2546,11 Kg

### Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	3118,61 Kg
Sommatoria forze verticali	6294,25 Kg
Coefficiente di attrito	0,47
Adesione	0,1 kg/cm <sup>2</sup>
Forze normali al piano di scorrimento	6294,25 Kg
Forze parall. al piano di scorrimento	3118,61 Kg
<b>Coeff. sicurezza traslazione Csd</b>	<b>1,44</b>

**Traslazione verificata Csd>1**

### Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	7188,49 Kg
Momento ribaltante	2546,11 Kg
<b>Coeff. sicurezza ribaltamento Csv</b>	<b>2,82</b>

**Muro verificato a ribaltamento Csv>1**

### Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	3118,61 Kg
Somma forze in direzione y (Fy)	6294,25 Kg
Somma momenti	-4642,38 Kg
Larghezza fondazione	2,0 m
Eccentricità su B	0,26 m
Peso unità di volume	1900,0 Kg/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	25,0 °
Coesione	0,1 kg/cm <sup>2</sup>
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	1900,0 Kg/m <sup>3</sup>
Nq	12,72
Nc	25,13
Ng	9,7
sq	1,0
sc	1,0
sg	1,0
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1,0

iq	1,0
ic	1,0
ig	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	62239,54 Kg
<b>Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)</b>	<b>9,89</b>
<b>Carico limite verificato Csq&gt;1</b>	

### Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	0,74 m
Larghezza della fondazione	2,0 m

x = 0,0	Tensione...	0,56 kg/cm <sup>2</sup>
x = 2,0	Tensione...	0,07 kg/cm <sup>2</sup>

Combinazione 2 (A2+M2)

### VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (2,0/0,0) m  
Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (2,0/2,0) m  
Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0) m

### Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> );
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> );
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2,0	0,0	1900,0	0,0	20,46	16,0	0,0	0,0

### Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
74,0	0,43	0,51	0,08

### Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx	Forza in direzione x (Kg);
Fy	Forza in direzione y (Kg);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	1554,62	445,78	2,0	0,67
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	2,0	1,0
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	2,0	0,67
Spinta statica sovraccarico	1268,24	363,66	2,0	1,0
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	2,0	1,0

Peso muro	0,0	5400,0	1,0	0,83
Momento stabilizzante		7018,89	Kgm	
Momento ribaltante		2304,66	Kgm	

#### Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	2822,87	Kg
Sommatoria forze verticali	6209,44	Kg
Coefficiente di attrito	0,37	
Adesione	0,08	kg/cm <sup>2</sup>
Forze normali al piano di scorrimento	6209,44	Kg
Forze parall. al piano di scorrimento	2822,87	Kg
<b>Coeff. sicurezza traslazione Csd</b>	<b>1,39</b>	
<b>Traslazione verificata Csd&gt;1</b>		

#### Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	7018,89	Kgm
Momento ribaltante	2304,66	Kgm
<b>Coeff. sicurezza ribaltamento Csv</b>	<b>3,05</b>	
<b>Muro verificato a ribaltamento Csv&gt;1</b>		

#### Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	2822,87	Kg
Somma forze in direzione y (Fy)	6209,44	Kg
Somma momenti	-4714,23	Kgm
Larghezza fondazione	2,0	m
Eccentricità su B	0,24	m
Peso unità di volume	1900,0	Kg/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	20,46	°
Coesione	0,08	kg/cm <sup>2</sup>
Terreno sulla fondazione	0,0	m
Peso terreno sul piano di posa	1900,0	Kg/m <sup>3</sup>
Nq	7,81	
Nc	18,24	
Ng	5,32	
sq	1,0	
sc	1,0	
sg	1,0	
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1,0	
iq	1,0	
ic	1,0	
ig	1,0	
Carico limite verticale (Qlim)	49403,48	Kg
<b>Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)</b>	<b>7,96</b>	
<b>Carico limite verificato Csq&gt;1</b>		

#### Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	0,76	m
Larghezza della fondazione	2,0	m
x = 0,0	Tensione...	0,53 kg/cm <sup>2</sup>
x = 2,0	Tensione...	0,09 kg/cm <sup>2</sup>

Combinazione 3 (EQU+M2)

**VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]**

Piano di rottura passante per  $(x_{r1}, y_{r1}) = (2,0/0,0)$  m  
Piano di rottura passante per  $(x_{r2}, y_{r2}) = (2,0/2,0)$  m  
Centro di rotazione  $(x_{ro}, y_{ro}) = (0,0/0,0)$  m

### Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> );
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> );
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2,0	0,0	1900,0	0,0	20,46	16,0	0,0	0,0

### Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
74,0	0,43	0,51	0,08

### Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx	Forza in direzione x (Kg);
Fy	Forza in direzione y (Kg);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	1710,08	490,36	2,0	0,67
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	2,0	1,0
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	2,0	0,67
Spinta statica sovraccarico	0,0	0,0	2,0	1,0
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	2,0	1,0
Peso muro	0,0	4860,0	1,0	0,83

Momento stabilizzante	5840,72 Kg
Momento ribaltante	1140,06 Kg

### Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	1710,08 Kg
Sommatoria forze verticali	5350,36 Kg
Coefficiente di attrito	0,37
Adesione	0,08 kg/cm <sup>2</sup>
Forze normali al piano di scorrimento	5350,36 Kg
Forze parall. al piano di scorrimento	1710,09 Kg
<b>Coeff. sicurezza traslazione Csd</b>	<b>2,1</b>

**Traslazione verificata Csd > 1**

### Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	5840,72 Kg
Momento ribaltante	1140,06 Kg
<b>Coeff. sicurezza ribaltamento Csv</b>	<b>5,12</b>

## Muro verificato a ribaltamento $C_{sv} > 1$

### Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	1710,08 Kg
Somma forze in direzione y (Fy)	5350,36 Kg
Somma momenti	-4700,66 Kgm
Larghezza fondazione	2,0 m
Eccentricità su B	0,12 m
Peso unità di volume	1900,0 Kg/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	20,46 °
Coesione	0,08 kg/cm <sup>2</sup>
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	1900,0 Kg/m <sup>3</sup>
Nq	7,81
Nc	18,24
Ng	5,32
sq	1,0
sc	1,0
sg	1,0
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1,0
iq	1,0
ic	1,0
ig	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	49403,48 Kg
<b>Fattore sicurezza (<math>C_{sq} = Q_{lim}/F_y</math>)</b>	<b>9,23</b>
<b>Carico limite verificato <math>C_{sq} &gt; 1</math></b>	

### Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	0,88 m
Larghezza della fondazione	2,0 m

x = 0,0	Tensione...	0,36 kg/cm <sup>2</sup>
x = 2,0	Tensione...	0,17 kg/cm <sup>2</sup>

Combinazione 4 (Sisma)

### VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (2,0/0,0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (2,0/2,0) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0,0/0,0) m

### Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> );
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> );
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2,0	0,0	1900,0	0,0	25,0	16,0	0,0	0,0

### Coefficienti di spinta ed inclinazioni

$\mu$	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

$\mu$	Ka	Kd	Dk
74,0	0,36	0,43	0,07

### Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx	Forza in direzione x (Kg);
Fy	Forza in direzione y (Kg);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	1321,15	378,83	2,0	0,67
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	2,0	1,0
Spinta incremento sismico	262,91	75,39	2,0	0,67
Spinta statica sovraccarico	1401,11	401,76	2,0	1,0
Spinta incr. sismico sovraccarico	278,82	79,95	2,0	1,0
Peso muro	486,0	5400,0	1,0	0,83

Momento stabilizzante	7271,87 Kgm
Momento ribaltante	3140,98 Kgm

### Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	3749,99 Kg
Sommatoria forze verticali	6335,94 Kg
Coefficiente di attrito	0,47
Adesione	0,1 kg/cm <sup>2</sup>
Forze normali al piano di scorrimento	6335,94 Kg
Forze parall. al piano di scorrimento	3750,0 Kg
<b>Coeff. sicurezza traslazione Csd</b>	<b>1,2</b>

**Traslazione verificata Csd>1**

### Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	7271,87 Kgm
Momento ribaltante	3140,98 Kgm
<b>Coeff. sicurezza ribaltamento Csv</b>	<b>2,32</b>

**Muro verificato a ribaltamento Csv>1**

### Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	3749,99 Kg
Somma forze in direzione y (Fy)	6335,94 Kg
Somma momenti	-4130,9 Kgm
Larghezza fondazione	2,0 m
Eccentricità su B	0,35 m
Peso unità di volume	1900,0 Kg/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio	25,0 °
Coesione	0,1 kg/cm <sup>2</sup>
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	1900,0 Kg/m <sup>3</sup>
Nq	12,72
Nc	25,13
Ng	9,7
sq	1,0
sc	1,0

sg	1,0
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1,0
iq	1,0
ic	1,0
ig	1,0
Carico limite verticale (Qlim)	62239,54 Kg
<b>Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)</b>	<b>9,82</b>
<b>Carico limite verificato Csq&gt;1</b>	

#### **Tensioni sul terreno**

---

Ascissa centro sollecitazione	0,65 m
Larghezza della fondazione	2,0 m

x = 0,0	Tensione... 0,65 kg/cm <sup>2</sup>
x = 1,96	Tensione... 0,0 kg/cm <sup>2</sup>



---

## MU10 – verifiche di stabilità globale

### Relazione di calcolo

#### Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

#### Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

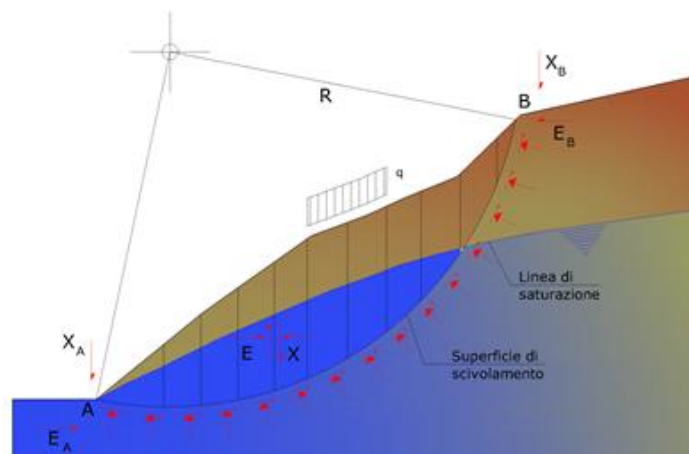
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione ( $c$ ) e angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

#### Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

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



### Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

- $n$  valori delle forze normali  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio;
- $n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$ ;
- $(n-1)$  forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_i$ ;
- $(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_i$ ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

Complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ .

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti  $n$ ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$ ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$ ;
- equazioni relative al criterio di rottura  $n$ .

Totale numero di equazioni  $4n$ .

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quanto si fa l'assunzione che  $N_i$  sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

### Metodo di Bishop (1955)

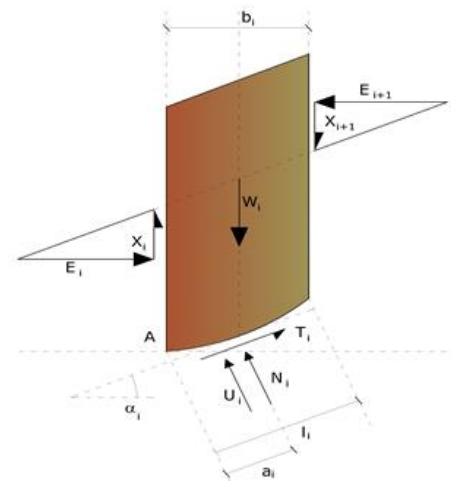
Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

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

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

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



### Valutazione dell'azione sismica

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

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

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- $F_H$  e  $F_V$  rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- $W$  peso concio;
- $K_x$  coefficiente sismico orizzontale;
- $K_y$  coefficiente sismico verticale.

### Ricerca della superficie di scorrimento critica

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

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

### Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955) – CONDIZIONI STATICHE

Calcolo eseguito secondo	NTC 2008 & Circ.
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

### Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore $x_i$	2,0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore $y_i$	6,0 m
Ascissa vertice destro superiore $x_s$	11,0 m
Ordinata vertice destro superiore $y_s$	14,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

### Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0,92	2,64
2	6,24	2,64
3	6,24	2,64
4	7,92	2,64
5	7,92	3,75

6	8,42	3,75
7	8,42	4,75
8	8,92	4,75
9	8,92	4,75
10	8,92	4,75
11	13,81	6,34
12	17,07	5,91
13	23,46	4,91
14	29,16	3,98
15	30,99	3,93

#### Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0,0	-8,64
2	32,0	-8,64

#### Vertici strato .....1

N	X (m)	y (m)
1	0,92	2,64
2	19,69	2,64
3	30,99	2,64

#### Vertici strato .....2

N	X (m)	y (m)
1	0,92	-17,07
2	14,84	-17,07
3	30,99	-17,07
4	30,99	-17,07

#### Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0

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

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

#### Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0		25	1900	1900	ECLA RIDOTTO	
2	0.1		25	1900	1900	ECLA	
3	0.1		26	2000	2000	SALT	

#### Risultati analisi pendio [NTC 2008 & Circ.]

Fs minimo individuato	1,5
Ascissa centro superficie	7,4 m
Ordinata centro superficie	9,2 m
Raggio superficie	7,2 m

**xc = 7,40 yc = 9,20 Rc = 7,20 Fs=1,498**

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,48	-22,3	0,52	93,93	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	239,6	336,0
2	0,48	-18,3	0,5	254,77	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	389,2	366,1
3	0,48	-14,3	0,49	381,78	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	492,5	386,4
4	0,48	-10,4	0,49	476,97	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	558,1	398,9
5	0,48	-6,5	0,48	541,74	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	591,7	404,6
6	0,48	-2,7	0,48	576,99	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	596,9	404,5
7	0,68	1,9	0,68	821,88	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	803,9	562,1
8	0,5	6,6	0,5	1620,17	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	1555,2	656,2
9	0,26	9,6	0,26	1302,05	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	1244,3	450,0
10	0,48	12,6	0,49	2344,74	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	2220,3	814,9
11	0,48	16,6	0,5	2387,26	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	2245,0	825,8
12	0,48	20,6	0,51	2382,17	0,0	0,0	0,08	20,5	0,0	2233,2	829,2
13	0,48	24,7	0,53	2341,78	0,0	0,0	0,0	20,5	0,0	2312,7	576,0
14	0,48	29,0	0,55	2262,74	0,0	0,0	0,0	20,5	0,0	2273,0	566,2
15	0,48	33,4	0,57	2140,39	0,0	0,0	0,0	20,5	0,0	2202,7	548,6
16	0,48	38,1	0,61	1968,07	0,0	0,0	0,0	20,5	0,0	2093,0	521,3
17	0,48	43,2	0,66	1735,99	0,0	0,0	0,0	20,5	0,0	1929,6	480,6
18	0,48	48,7	0,72	1428,72	0,0	0,0	0,0	20,5	0,0	1686,0	419,9
19	0,48	54,9	0,83	1019,59	0,0	0,0	0,0	20,5	0,0	1308,6	325,9
20	0,48	62,3	1,03	454,42	0,0	0,0	0,0	20,5	0,0	662,7	165,1

---

**Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955) – CONDIZIONI SISMICHE**

---

Calcolo eseguito secondo	NTC 2008 & Circ.
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

---

**Maglia dei Centri**

---

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	2,0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	6,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	11,0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	14,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

---

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,08
Coefficiente azione sismica verticale	0,04

---

**Vertici profilo**

Nr	X (m)	y (m)
1	0,92	2,64
2	6,24	2,64
3	6,24	2,64
4	7,92	2,64
5	7,92	3,75
6	8,42	3,75
7	8,42	4,75
8	8,92	4,75
9	8,92	4,75
10	8,92	4,75
11	13,81	6,34
12	17,07	5,91
13	23,46	4,91
14	29,16	3,98
15	30,99	3,93

**Falda**

Nr.	X (m)	y (m)
1	0,0	-8,64
2	32,0	-8,64

**Vertici strato .....1**

N	X (m)	y (m)
1	0,92	2,64
2	19,69	2,64
3	30,99	2,64

**Vertici strato .....2**

N	X (m)	y (m)
1	0,92	-17,07
2	14,84	-17,07
3	30,99	-17,07
4	30,99	-17,07

### Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,0

### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

### Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm <sup>2</sup> )	Coesione non drenata (kg/cm <sup>2</sup> )	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso saturo (Kg/m <sup>3</sup> )	Litologia	
1	0		25	1900	1900	ECLA RIDOTTO	
2	0.1		25	1900	1900	ECLA	
3	0.1		26	2000	2000	SALT	

### Risultati analisi pendio [NTC 2008 & Circ.]

Fs minimo individuato	1,2
Ascissa centro superficie	7,85 m
Ordinata centro superficie	9,6 m
Raggio superficie	7,6 m

$$x_c = 7,85 \quad y_c = 9,60 \quad R_c = 7,60 \quad F_s = 1,199$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,49	-21,7	0,53	96,89	7,75	3,88	0,08	20,5	0,0	280,3	441,7
2	0,49	-17,8	0,52	262,92	21,03	10,52	0,08	20,5	0,0	429,8	479,5
3	0,49	-13,9	0,51	394,1	31,53	15,76	0,08	20,5	0,0	530,9	504,4
4	0,49	-10,1	0,5	492,4	39,39	19,7	0,08	20,5	0,0	592,5	518,8
5	0,49	-6,3	0,5	559,17	44,73	22,37	0,08	20,5	0,0	620,8	524,5
6	0,72	-1,8	0,72	869,47	69,56	34,78	0,08	20,5	0,0	893,2	755,8
7	0,5	2,8	0,5	1656,38	132,51	66,26	0,08	20,5	0,0	1617,1	837,2
8	0,26	5,7	0,27	1364,21	109,14	54,57	0,08	20,5	0,0	1312,4	585,7
9	0,49	8,6	0,5	2520,25	201,62	100,81	0,08	20,5	0,0	2386,3	1075,5
10	0,49	12,4	0,51	2584,52	206,76	103,38	0,08	20,5	0,0	2407,6	1086,2
11	0,49	16,2	0,51	2616,51	209,32	104,66	0,08	20,5	0,0	2407,3	1091,9
12	0,49	20,1	0,53	2614,5	209,16	104,58	0,08	20,5	0,0	2384,1	1092,5
13	0,49	24,2	0,54	2576,14	206,09	103,05	0,0	20,5	0,0	2477,7	770,9
14	0,49	28,3	0,56	2498,13	199,85	99,93	0,0	20,5	0,0	2430,3	756,2

---

15	0,49	32,6	0,59	2375,96	190,08	95,04	0,0	20,5	0,0	2352,7	732,0
16	0,49	37,2	0,62	2203,31	176,26	88,13	0,0	20,5	0,0	2237,5	696,2
17	0,49	42,0	0,66	1970,94	157,67	78,84	0,0	20,5	0,0	2072,2	644,8
18	0,63	48,1	0,95	2074,51	165,96	82,98	0,0	20,5	0,0	2306,9	717,8
19	0,35	54,0	0,6	799,01	63,92	31,96	0,0	20,5	0,0	951,3	296,0
20	0,49	59,9	0,98	459,78	36,78	18,39	0,0	20,5	0,0	596,9	185,7