

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 – SFERCIA

PERIZIA DI VARIANTE

<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>IL GEOLOGO Geol. Amedeo Babbini Ordine dei Geologi Regione Toscana n.1032</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>2.1.3 PEDEMONTANA DELLE MARCHE 3° stralcio funzionale: Castelraimondo nord – Castelraimondo sud 4° stralcio funzionale: Castelraimondo sud – Innesto S.S. 77 a Muccia</p> <p>OPERE D’ARTE MINORI Muro di sottoscarpa dal km 1+753 al km 1+760 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)

Codice Elaborato:	Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
	L 0 7 0 3	2 1 3	E	1 6	M U 0 0 0 5	R E L	0 1	D

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
A	Settembre 2020	Emissione PE	Progin	M. Tartaglia	S.Lieto	A.Grimaldi
B	Giugno 2021	Emissione PED	SGS	C.Agostini	V. Capata	S.Lieto
C	Gennaio 2022	Emissione a seguito istruttoria ANAS del 22.12.2021	SGS	C.Agostini	V. Capata	S.Lieto
D	Luglio 2022	Emissione a seguito istruttoria ANAS del 18.07.2022	SGS	C.Agostini	V.Capata	S.Lieto

INDICE

1. GENERALITÀ	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1 DOCUMENTI DI PROGETTO.....	5
2.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
2.3 SOFTWARE.....	5
3. DESCRIZIONE DELL' OPERA	6
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
4.1 TERRA RINFORZATA.....	11
5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	12
5.1 LIVELLO DELLA FALDA.....	12
5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	12
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	14
7. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	15
7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE	15
7.1.1 STABILITA' GLOBALE	15
7.1.2 STABILITA' LOCALE	15
7.2 VERIFICHE STRUTTURALI GEOGRIGLIE.....	15
7.2.1 VERIFICHE STATO LIMITE ESERCIZIO TERRE RINFORZATE	16
8. STATI LIMITE E COMBINAZIONI DI CALCOLO	17
8.1 STATO LIMITE ULTIMO	17
8.2 STATO LIMITE ESERCIZIO.....	18
9. ANALISI DEI CARICHI	20
9.1 CARICHI PERMANENTI.....	20
9.2 CARICHI ACCIDENTALI	20
9.3 AZIONE SISMICA.....	20
10. ANALISI E VERIFICHE	22
10.1 SEZIONI DI CALCOLO	22
10.2 RISULTATI DELLE ANALISI: SEZIONE CALCOLO 1.....	23
10.2.1 Stabilità locale.....	23
10.2.2 Verifiche strutturali geogriglie	24
10.2.3 Stabilità globale.....	24
10.3 RISULTATI DELLE ANALISI: SEZIONE CALCOLO 2	26
10.3.1 Stabilità locale.....	26
10.3.2 Verifiche strutturali geogriglie	27
10.3.3 Stabilità globale.....	27
10.4 RISULTATI DELLE ANALISI: SEZIONE CALCOLO 3	29
10.4.1 Stabilità locale.....	29
10.4.2 Verifiche strutturali geogriglie	30
10.4.3 Stabilità globale.....	30



2.1.3PEDEMONTANA 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.diPag. 3 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-----------------------

11. CONCLUSIONI..... 32

APPENDICE A..... 33



2.1.3PEDEMONTANA 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.diPag. 4 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-----------------------

1. GENERALITÀ

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo del Progetto Esecutivo di Dettaglio (PED) delle opere geotecniche di sostegno previste nell'ambito dei lavori di completamento dello stralcio funzionale 3° e 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 idrogeologiche, 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.

2.1.3PEDEMONTANA 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.diPag. 5 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-----------------------

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

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

2.1 DOCUMENTI DI PROGETTO

- LO703213E02GE0000REL01C - Relazione geologica, geomorfologica e geoidrologica generale
- LO703213E02GE0001REL01D - Relazione geotecnica generale sulle opere all'aperto
- LO703212E04000000REL01C - Relazione sismica
- LO703213E02GE0000PRF05C – Profilo geologico
- LO703213E02GE0001PRF05D – Profilo geotecnico
- LO703213E16MU0005REL01B – Relazione tecnica e di calcolo opere di sostegno in terra rinforzata
- LO703213E16MU0005REL01A – Relazione tecnica e di calcolo
- LO703213E16MU0005CRP01B – Pianta, profilo e sezioni trasversali, carpenterie ed armature

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

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.di Pag. 6 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

3. DESCRIZIONE DELL' OPERA

Le analisi e verifiche nel seguito esposte fanno riferimento all' opera di sostegno *MU005* situata in SX e DX dell'asse stradale e funzionale al contenimento in valle (sottoscarpa) del rilevato stradale da realizzare, dal km 1+740 al km 1+757, per uno sviluppo totale di circa 18m (tratto curvilineo).

Nell'ambito del Progetto Esecutivo di Dettaglio (PED), l'ottimizzazione dell'opera in oggetto prevede la realizzazione di opere di sostegno in terra rinforzata e rilevato a terra.

I tratti di applicazione dei due tipi di intervento dipendono dall'altezza di progetto riferita al piede del rilevato stradale e dal p.c. attuale.

In particolare, per il lato in SX si prevede:

- 1) Da pk 1+740 a pk 1+747 sono predisposte opere in terra rinforzata a sostegno di un'altezza di contenimento al piede rilevato variabile di circa 3.6m massimo;
- 2) Da pk 1+747 a pk 1+757 è previsto rilevato a terra

Per il lato in DX si prevede:

- 1) Da pk 1+740 a circa pk 1+733 sono predisposte opere in terra rinforzata a sostegno di un'altezza di contenimento al piede rilevato variabile di circa 2.4m massimo;
- 2) Da pk 1+733 a pk 1+757 è previsto rilevato a terra.

In Figura 2, Figura 3 e Figura 4 sono rappresentate pianta, profilo e sezioni tipo dell'opera rispettivamente.

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0005	REL	01	D	7 di 33

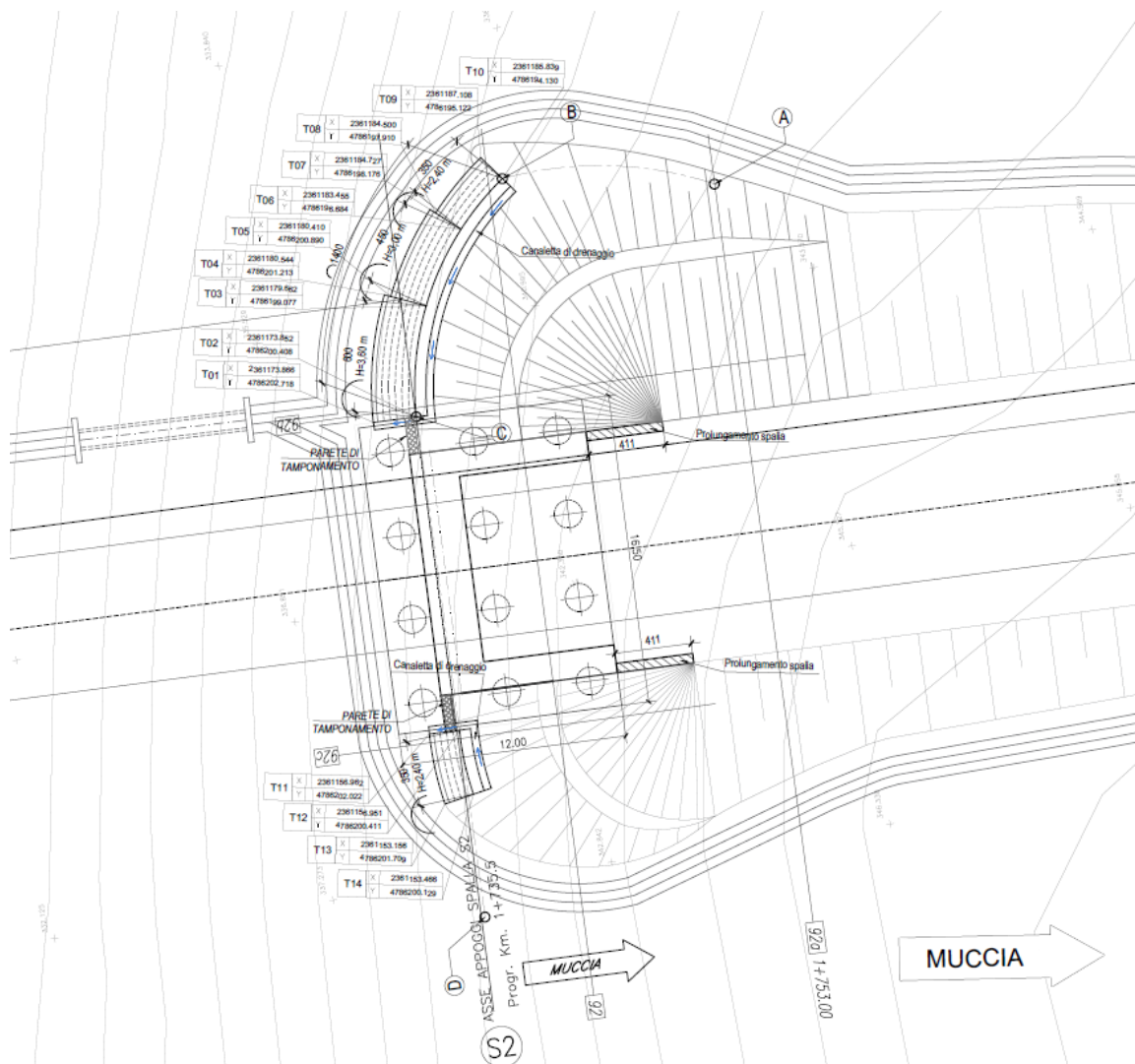


Figura 1 – Pianta della'opera di contenimento

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0005	REL	01	D	8 di 33

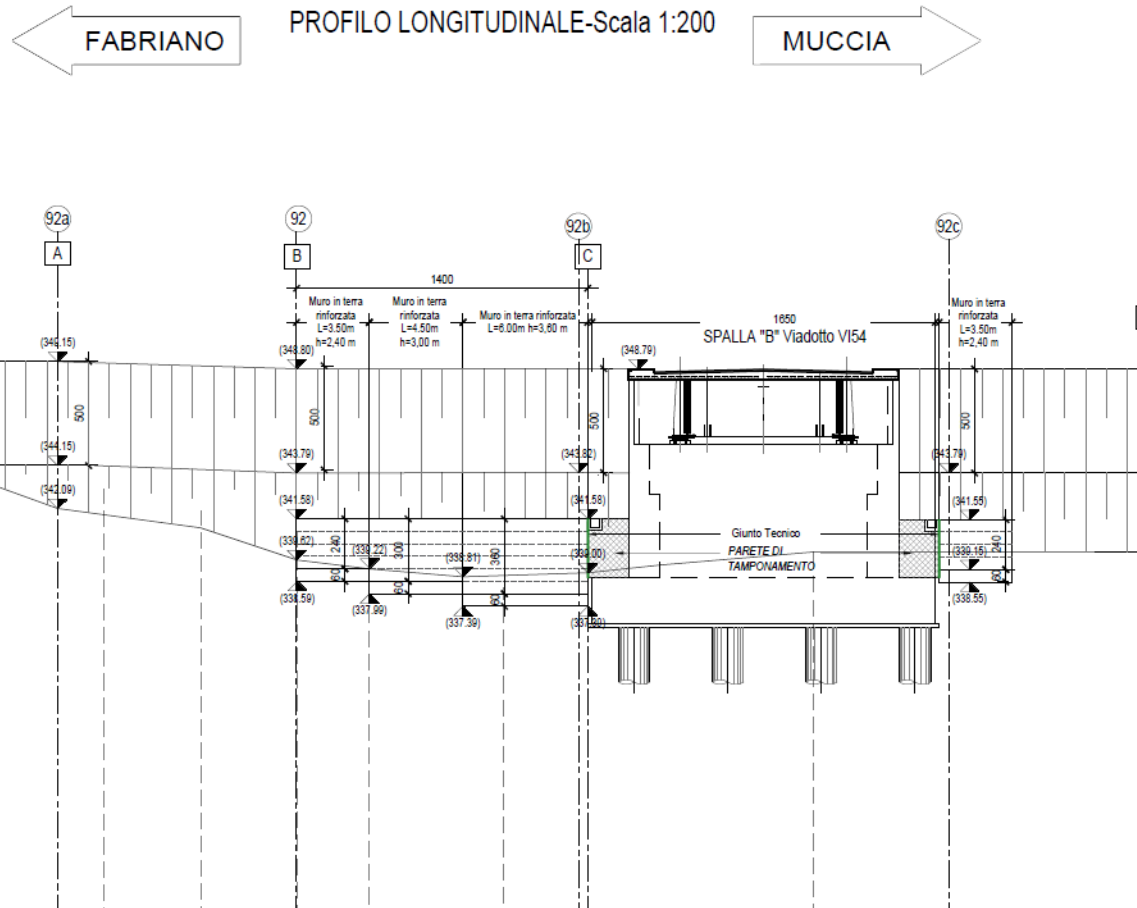


Figura 2 – Profilo longitudinale della'opera di contenimento

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0005	REL	01	D	9 di 33

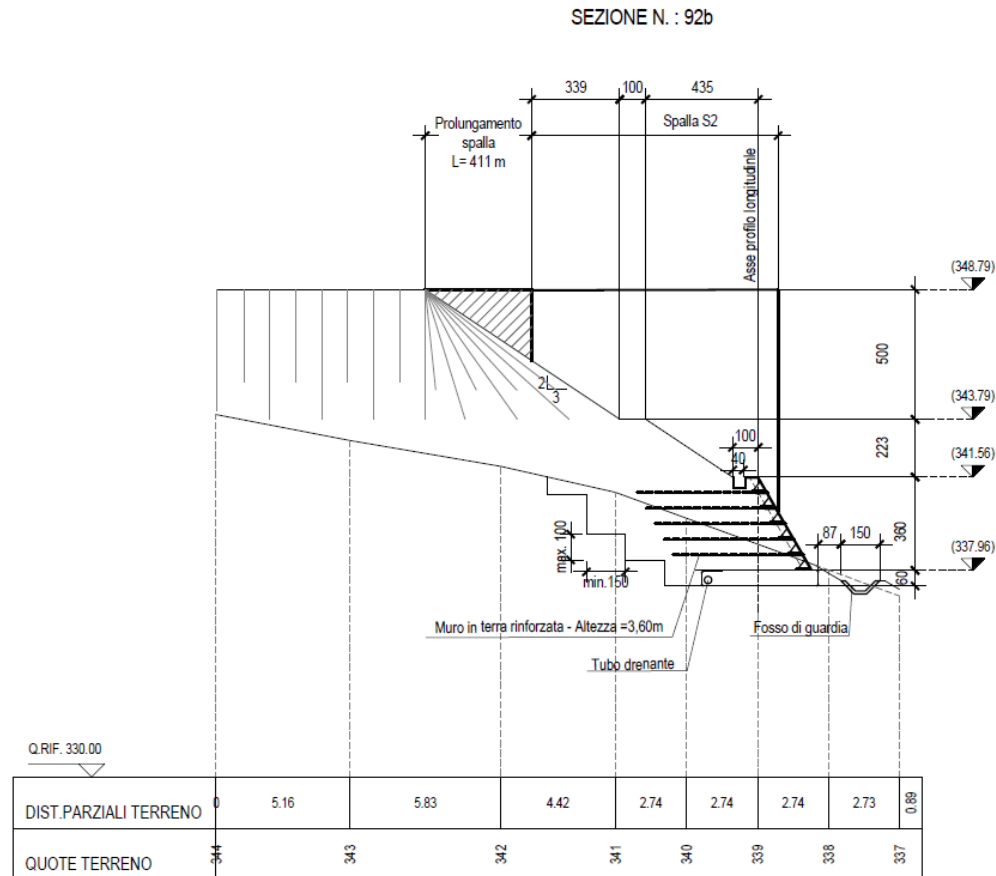


Figura 3 - Sezione tipo terra rinforzata

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0005	REL	01	D	10 di 33

SEZIONE N. : 92a
Q. PROGETTO : 349.136
DIST.PROG. : 1+753.00

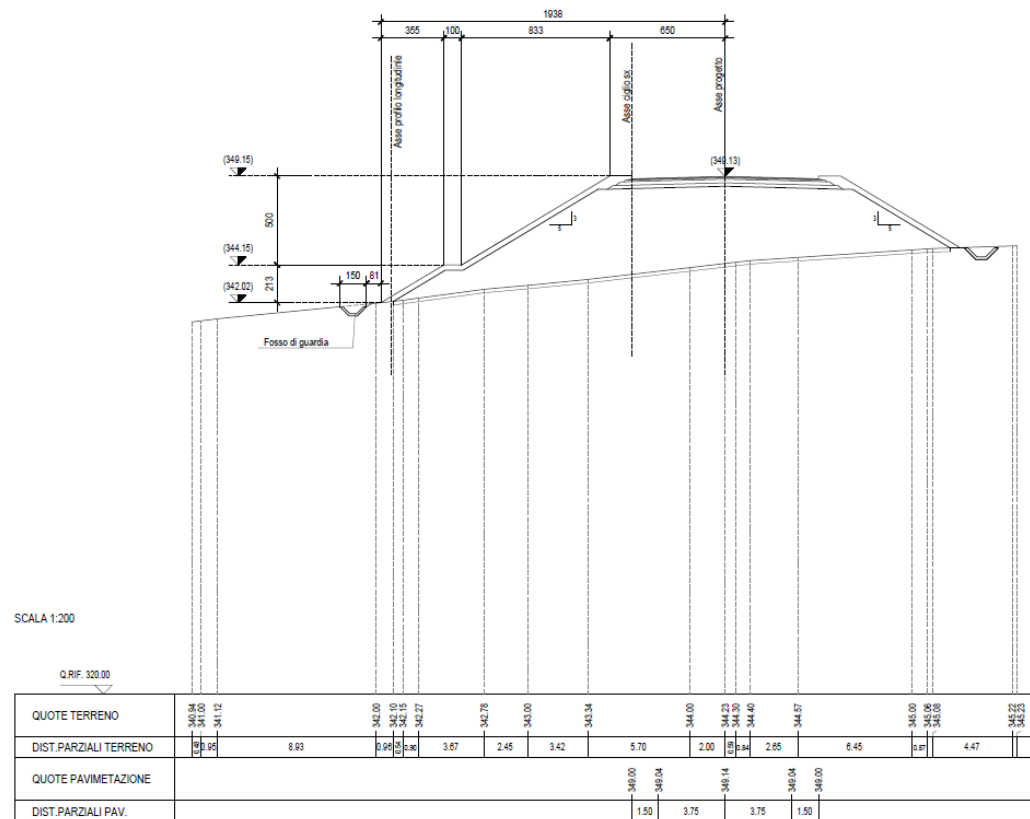


Figura 4 – sezione tipo rilevato a terra

	2.1.3PEDEMONTANA 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo								
	Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.di Pag. 11 di 33

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 TERRA RINFORZATA

Per la realizzazione di muri in terra rinforzata è stato previsto di adottare la tipologia Terramesh Verde Light prodotta da Maccaferri.

I Terramesh® Verde Light sono elementi utilizzati per costruire strutture in terra rinforzata con paramento rinverdibile realizzati in rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale, tipo 8x10, tessuta con filo d'acciaio, con rivestimento PoliMac.

Gli elementi sono prodotti in conformità al CPR - Regolamento sui prodotti da Costruzione 305/2011 e alla ENB 10223-3, e presentano le caratteristiche di resistenza riportate di seguito:

- Resistenza a trazione nominale della rete 35kN/m

Per quanto riguarda il materiale costituente la terra rinforzata, si prevede l'utilizzo di un terreno caratterizzato da un peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ KN/mc}$ ed un angolo d'attrito $\varphi=35^\circ$.

5. MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Nel presente paragrafo viene illustrato il modello geotecnico di riferimento per l'opera in esame basato sui risultati delle campagne geognostiche effettuate e sull'interpretazione geologica dell'area. Per i risultati ottenuti dalle prove in sito e in laboratorio e maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale. In particolare, l'area in esame risulta caratterizzata dalla presenza di un deposito di terreno eluvio colluviali limoso argillosi di spessore di circa 11m sovrastanti il basamento roccioso di base costituito dalla Formazione di Camerino. Il materiale sciolto su cui insiste l'opera, classificato con l'unità geotecnica *Ecla* è costituito prevalentemente da terreni a componente limoso-argillosa e che si presentano in stato da scarsamente a moderatamente consistente.

Analizzando il profilo geologico geotecnico di progetto ed inquadrando il contesto stratigrafico dell'opera oggetto della presente relazione, è possibile dunque assumere come rappresentativa la seguente successione stratigrafica:

Tabella 1 - Stratigrafia di riferimento MU05

Unità geotecnica	Profondità dal piano campagna [m da p.c.]	Descrizione
Ecla	0 ÷ 11.0	Depositi alluvionali antichi
Salt	11.0-14.0	Substrato alterato argilloso limoso/marnoso
Ap	>14.0	Substrato pelitico- arenaceo

5.1 LIVELLO DELLA FALDA

Nell'area in esame la falda è intestata a profondità variabili. Nelle analisi si assume cautelativamente un livello di falda prossima al livello minimo riscontrato e circa ad una profondità di 3 metri dal piano campagna.

5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Ai fini del dimensionamento delle opere di sostegno sono stati considerati i parametri geotecnici riportati nella caratterizzazione presentata in relazione L0703213E02GE0001REL01D. In termini operativi sono stati adottati i valori caratteristici medi espressi all'interno dei range di progetto.

Tabella 2 - Parametri geotecnici terreno in sito

Unità	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	ν [-]
Ecla	19	25	10	0.2
Salt	20	26	10	0.2
Ap	23	36	70	0.2

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.di Pag. 13 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

Per il rinterro a tergo dei muri costituente il materiale di formazione del corpo del rilevato viene considerato un materiale granulare, per il quale vengono assunti i seguenti parametri caratteristici:

Tabella 3 –Parametri geotecnici rinterro

Unità	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
Rinterro	20	35	0

γ = peso dell'unità di volume

ϕ' = angolo di resistenza al taglio

c' = coesione drenata

E = modulo elastico

ν = Modulo poisson

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.di Pag. 14 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per la caratterizzazione sismica del sito si rimanda alle considerazioni presenti nella relazione sismica (L0703213E04000000REL01D).

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

Tabella 4 – 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 5 - 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 6 – Caratterizzazione sito

Categoria di sottosuolo	Categoria topografica	S_s , fattore stratigrafico	S_t , fattore topografico
C	T1	1.364	1.0

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.diPag.
L073	213	E	16	MU0005	REL	01	D	15 di 33

7. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

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

7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1.1 STABILITA' GLOBALE

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terrapieno è condotta, nel caso dei muri in terra rinforzata 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 con definizione della superficie critica attraverso il criterio della griglia e centri per la ricerca dei cerchi di scorrimento potenziale, o considerando gli intervalli di ingresso e di uscita di possibili superfici di scorrimento.

Per ulteriori approfondimenti teorici sul metodo di calcolo si rimanda al capitolo 10 della relazione geotecnica generale (LO703213E02GE0001REL01D) e all'Appendice A.

7.1.2 STABILITA' LOCALE

Nel caso delle terre rinforzate, 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 di tale opera viene verificata nel suo insieme considerandola come un corpo rigido, e 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.

7.2 VERIFICHE STRUTTURALI GEOGRIGLIE

Le verifiche interne o strutturali delle geogriglie vengono condotte mediante l'ausilio del modulo SLOPE/M.R.E. che fa parte del programma di calcolo SLOPE STABILITY ANALYSIS di Geostru.

Le verifiche riguardano la capacità delle geogriglie a:

- Sfilamento
- Scorrimento
- Resistenza a trazione

Sia per lo sfilamento che per lo scorrimento vengono dimensionate le lunghezze efficaci tali da sviluppare delle forze di attrito tali da contrastare la forza di trazione indotta nei rinforzi, ciò viene effettuata garantendo un assegnato fattore di sicurezza.

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0005	REL	01	D	16 di 33

La verifica della resistenza a trazione consiste nel dimensionare la sezione nel rinforzo in modo tale da avere delle tensioni indotte inferiori a quella ammissibile. Per ulteriori approfondimenti teorici sul metodo di calcolo si rimanda all'Appendice A.

7.2.1 VERIFICHE STATO LIMITE ESERCIZIO TERRE RINFORZATE

Nei riguardi degli SLE, in accordo a quanto specificato al paragrafo 6.5.3.2 del DM 14 -01-08 "Verifiche di esercizio" per muri di sostegno, la verifica dell'opera di sostegno nelle condizioni di esercizio, deve essere incentrata nel valutare la compatibilità degli spostamenti dell'opera stessa nei riguardi della funzionalità e stabilità di eventuali manufatti adiacenti.

Non si segnala la presenza di manufatti di particolare rilievo nelle immediate vicinanze delle opere in progetto, pertanto si ritiene non significativo procedere con verifiche degli spostamenti dell'opera stessa.

Le deformazioni massime attese sono da ritenersi comunque ampiamente compatibili nei riguardi degli aspetti funzionali dell'infrastruttura in progetto.

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

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:

$$(A1+M1+R3)$$

Nel caso di muri di dotati di ancoraggi al terreno, le verifiche devono essere effettuate con riferimento al solo Approccio 1.

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

Tabella 8 ed adoperando i coefficienti parziali del gruppo M per il calcolo delle spinte.

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

Tabella 7 – Coefficienti parziali per le azioni SLU

Carichi tipo	Effetto	Coefficiente parziale	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_Q	0.0	0.0	0.0

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.di Pag. 18 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
--	-------------	--	-----	-----	-----

Tabella 8 – 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	γ	1.0	1.0

Tabella 9 – Coefficienti parziali resistenza R2 verifiche di opere in materiali sciolti e fronti di scavo

Verifica	R2
Stabilità globale	$\gamma_R = 1.1$

Tabella 10 – Coefficienti parziali resistenza γ_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 sono stati considerati i seguenti coefficienti parziali per le azioni:

2.1.3PEDEMONTANA 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.diPag. 19 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

Tabella 11 – Coefficienti parziali per le azioni SLS Rara (caratteristica)

Carichi tipo	Effetto	γ	ψ_0
Permanenti G1	Sfavorevole	1.0	-
Permanenti G2	Sfavorevole	1.0	-
Variabili Q	Sfavorevole	1.0	-

Tabella 12 – Coefficienti parziali per le azioni SLS Frequente

Carichi tipo	Effetto	γ	ψ_1
Permanenti G1	Sfavorevole	1.0	-
Permanenti G2	Sfavorevole	1.0	-
Variabili Q	Sfavorevole	1.0	0.75

Tabella 13 – Coefficienti parziali per le azioni SLS q.permanente

Carichi tipo	Effetto	γ	ψ_2
Permanenti G1	Sfavorevole	1.0	-
Permanenti G2	Sfavorevole	1.0	-
Variabili Q	Sfavorevole	1.0	0

9. ANALISI DEI CARICHI

9.1 CARICHI PERMANENTI

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

9.2 CARICHI ACCIDENTALI

Lo schema di carico da traffico veicolare considerato nelle analisi è un carico uniformemente distribuito di entità pari a 30 kPa.

9.3 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 β_s e β_m considerati per i fronti di scavo (utilizzati nelle analisi globali), per i muri di sostegno, in accordo a quanto indicato nella NTC2008.

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.di Pag. 21 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

Tabella 14 – Coefficienti dell'accelerazione massima attesa al sito – Fronti di scavo e rilevati

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_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 15 – Coefficienti dell'accelerazione massima attesa al sito – Muri di sostegno

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_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 16 – Parametri progetto azione sismica equivalente – Fronti di scavo e rilevati

S _s	S _T	a _g	a _{max}	β	k _h	k _v
1.364	1.0	0.22g	0.30g	0.28	0.084	±0.042

Tabella 17 – Parametri progetto azione sismica equivalente – Muri di sostegno

S _s	S _T	a _g	a _{max}	β	k _h	k _v
1.364	1.0	0.22g	0.30g	0.31	0.093	±0.047

10. ANALISI E VERIFICHE

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

10.1 SEZIONI DI CALCOLO

Ai fini del dimensionamento dell'opera di sostegno sono state considerate due sezioni in grado di rappresentare le condizioni più sfavorevoli per le opere di sostegno.

Tabella 18 - Sezioni di calcolo

Sezione	Sezione di calcolo	Lato stradale	pk
Sez 1	Terra rinforzata	SX	1+753
Sez 2	Terra rinforzata	SX	1+740
Sez 3	Terra rinforzata	DX	1+740

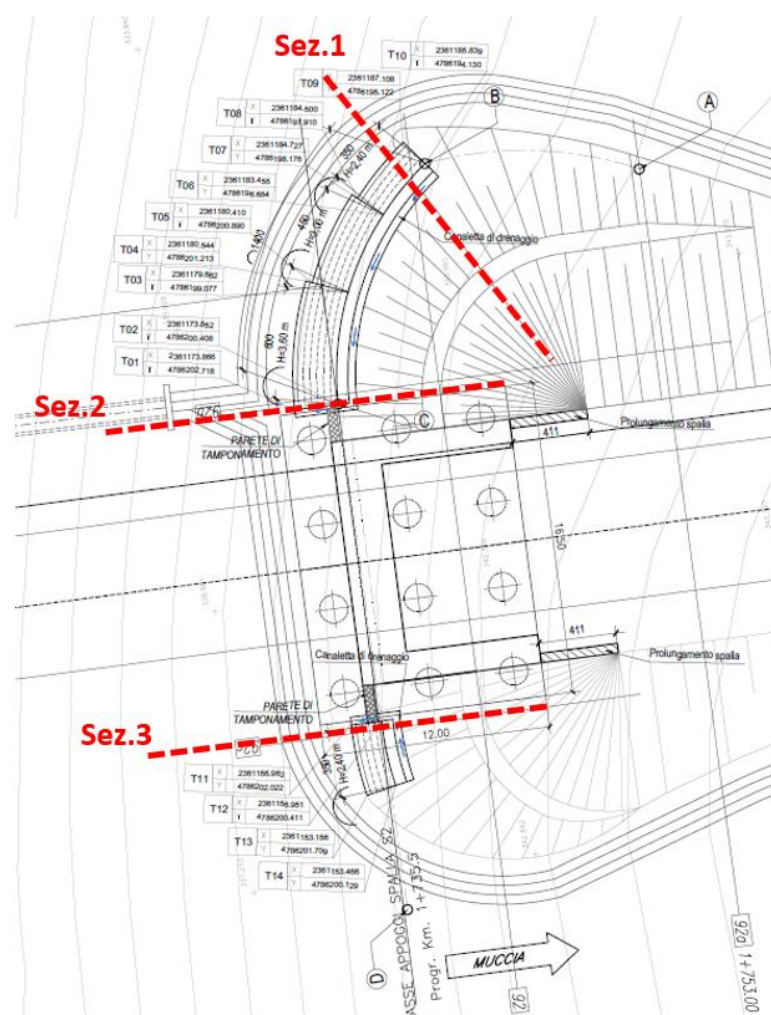


Figura 5 – Ubicazione sezioni di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0005	REL	01	D	23 di 33

Di seguito sono sintetizzati i risultati delle analisi eseguite.

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

10.2 RISULTATI DELLE ANALISI: SEZIONE CALCOLO 1

10.2.1 Stabilità locale

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".

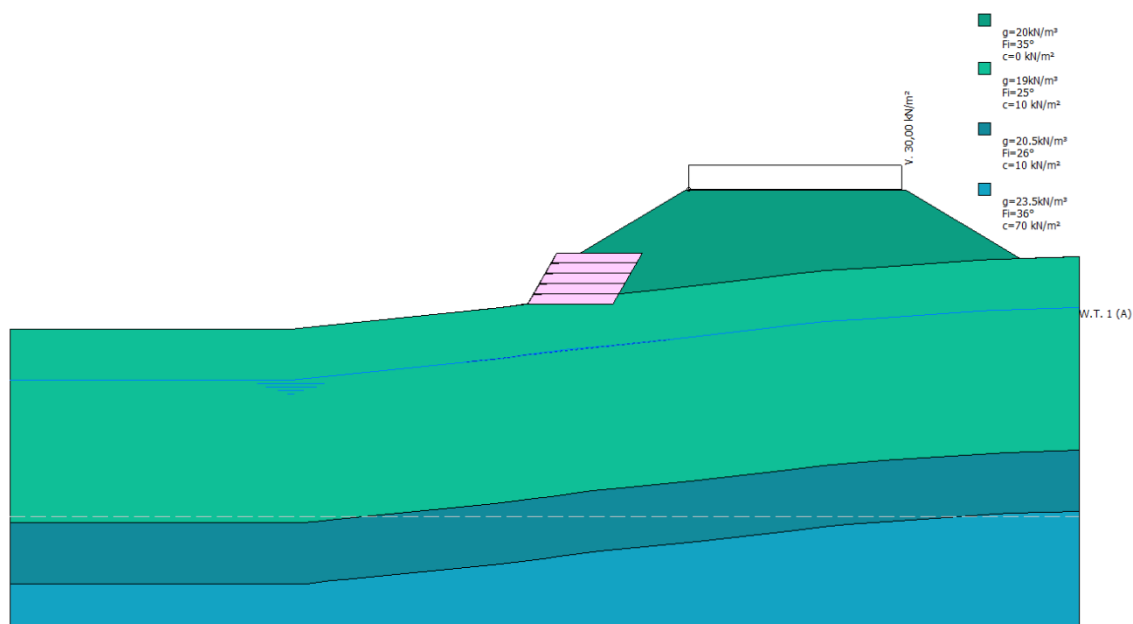


Figura 6 - Modello di calcolo

<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 25,89</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 3,43</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 7,38</p> <p>Combinazione 1 (A1+M1) Involuppo</p>	<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 18,37</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 2,61</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 5,74</p> <p>Combinazione 2 (A2+M2) Involuppo</p>
<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 15,55</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 2,24</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 6,19</p> <p>Combinazione 3 (EQU+M2) Involuppo</p>	<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 10,73</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 1,98</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 7,29</p> <p>Combinazione 4 (sisma) Involuppo</p>

Figura 7 - Verifiche di stabilità

10.2.2 Verifiche strutturali geogriglie

Nella seguente tabella si sintetizzano i risultati ottenuti dalle verifiche strutturali delle geogriglie considerate per la realizzazione delle opere in terra rinforzata, le quali presentano una lunghezza complessiva minima pari a 5m.

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

Tabella 19 - Risultati verifiche geogriglie

Nr	FS Sfilamento	FS Rottura	Spinta sul rinforzo (kN)	Res. a sfilamento (kN/m)	Res. ultima materiale (kN)
1	10.13	1.03	28.03	57.83	28.99
2	11.03	1.29	22.49	49.64	28.99
3	12.39	1.71	16.91	41.87	28.99
4	15.48	2.58	11.26	34.85	28.99
5	26.15	5.23	5.55	29.02	28.99

10.2.3 Stabilità globale

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

Dalle analisi eseguite è stato ottenuto un coefficiente di sicurezza FS, relativo alla superficie di scorrimento più critica, superiore al valore del coefficiente parziale di resistenza che riduce la resistenza disponibile del terreno, γ_R , pari a 1.1, pertanto secondo quanto prescritto dalla normativa considerata, le verifiche di sicurezza risultano essere soddisfatte.

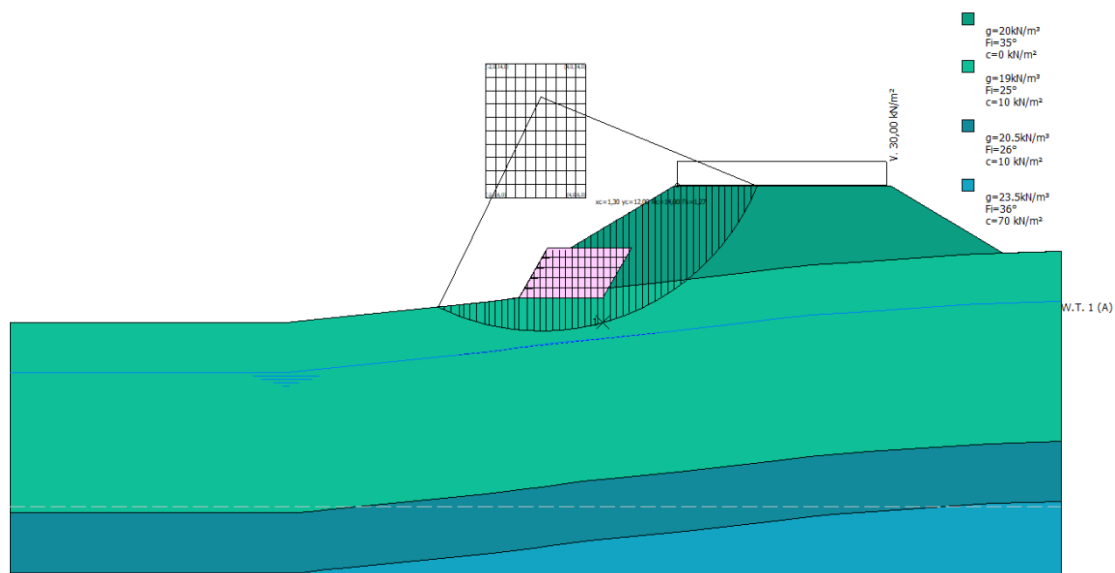


Figura 8 – Verifica di stabilità globale (SLU)

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0005	REL	01	D	25 di 33

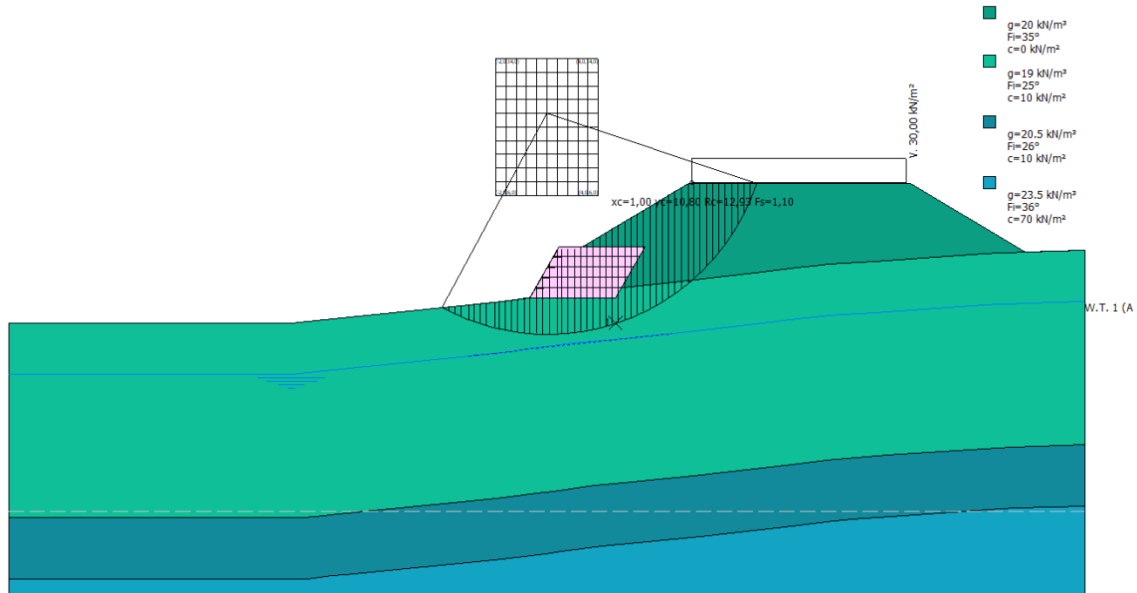


Figura 9– Verifica di stabilità globale (SLV)

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.di Pag. 26 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	-------------------------

10.3 RISULTATI DELLE ANALISI: SEZIONE CALCOLO 2

10.3.1 Stabilità locale

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".

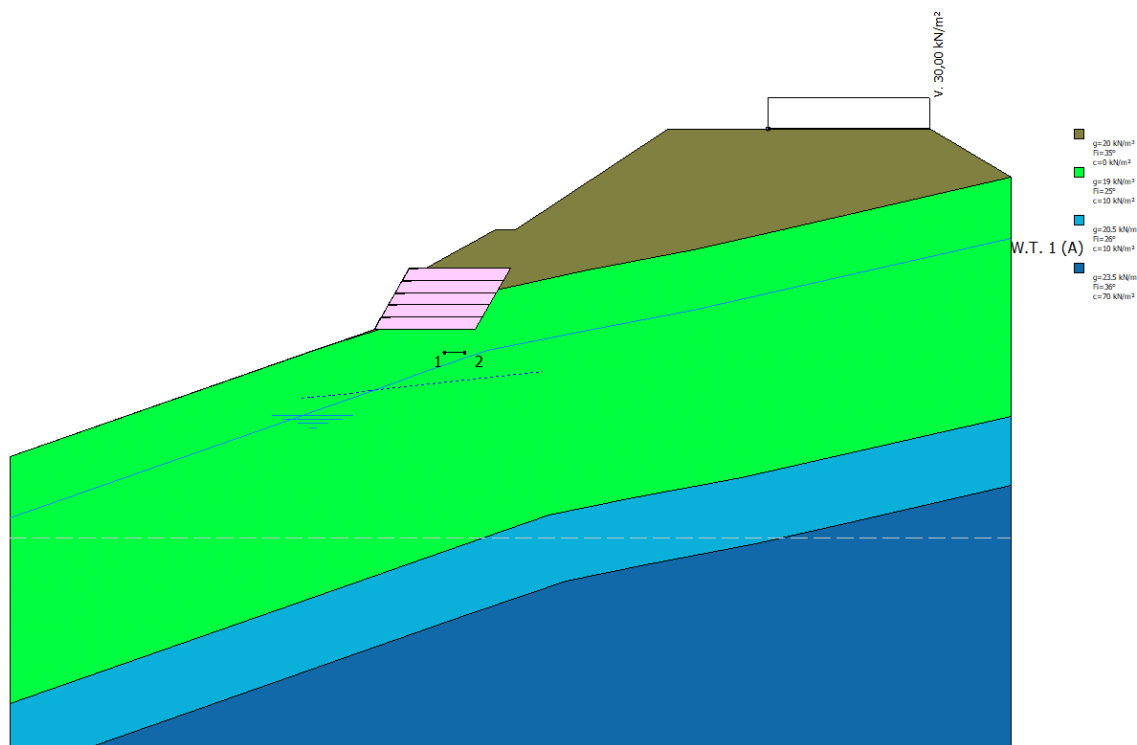


Figura 10 Modello di calcolo

<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 26,86</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 3,37</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 8</p> <p>Combinazione 1 (A1+M1) Inviluppo</p>	<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 20,49</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 2,81</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 6,15</p> <p>Combinazione 2 (A2+M2) Inviluppo</p>
<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 17,29</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 2,39</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 6,72</p> <p>Combinazione 3 (EQU+M2) Inviluppo</p>	<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 11,31</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 2,04</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 7,8</p> <p>Combinazione 4 (sisma) Inviluppo</p>

Figura 11 Verifiche di stabilità

10.3.2 Verifiche strutturali geogriglie

Nella seguente tabella si sintetizzano i risultati ottenuti dalle verifiche strutturali delle geogriglie considerate per la realizzazione delle opere in terra rinforzata, le quali presentano una lunghezza complessiva minima pari a 5m.

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

Tabella 20 - Risultati verifiche geogriglie

Nr	FS Sfilamento	FS Rottura	Spinta sul rinforzo (kN)	Res. a sfilamento (kN/m)	Res. ultima materiale (kg)
1	14.88	1.11	26.06	77.56	28.99
2	16.86	1.38	21.03	70.90	28.99
3	20.59	1.83	15.87	65.37	28.99
4	29.19	2.75	10.55	61.61	28.99
5	60.04	5.72	5.07	60.85	28.99

10.3.3 Stabilità globale

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

Dalle analisi eseguite è stato ottenuto un coefficiente di sicurezza FS, relativo alla superficie di scorrimento più critica, superiore al valore del coefficiente parziale di resistenza che riduce la resistenza disponibile del terreno, γ_R , pari a 1.1, pertanto secondo quanto prescritto dalla normativa considerata, le verifiche di sicurezza risultano essere soddisfatte.

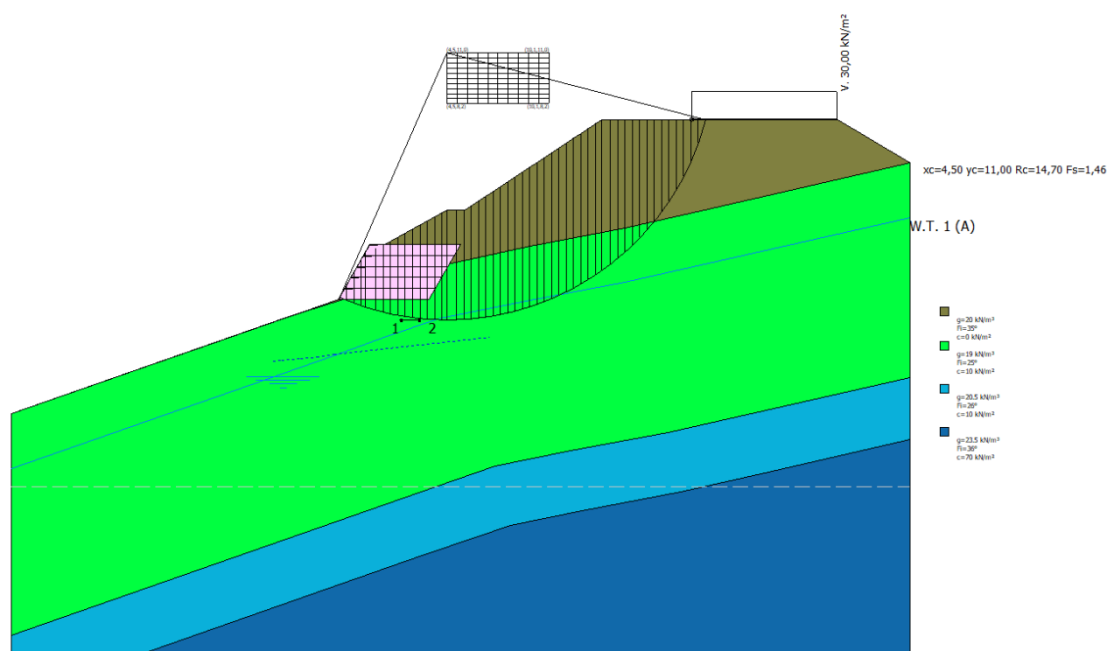


Figura 12 - Verifica di stabilità globale (SLU)

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0005	REL	01	D	28 di 33

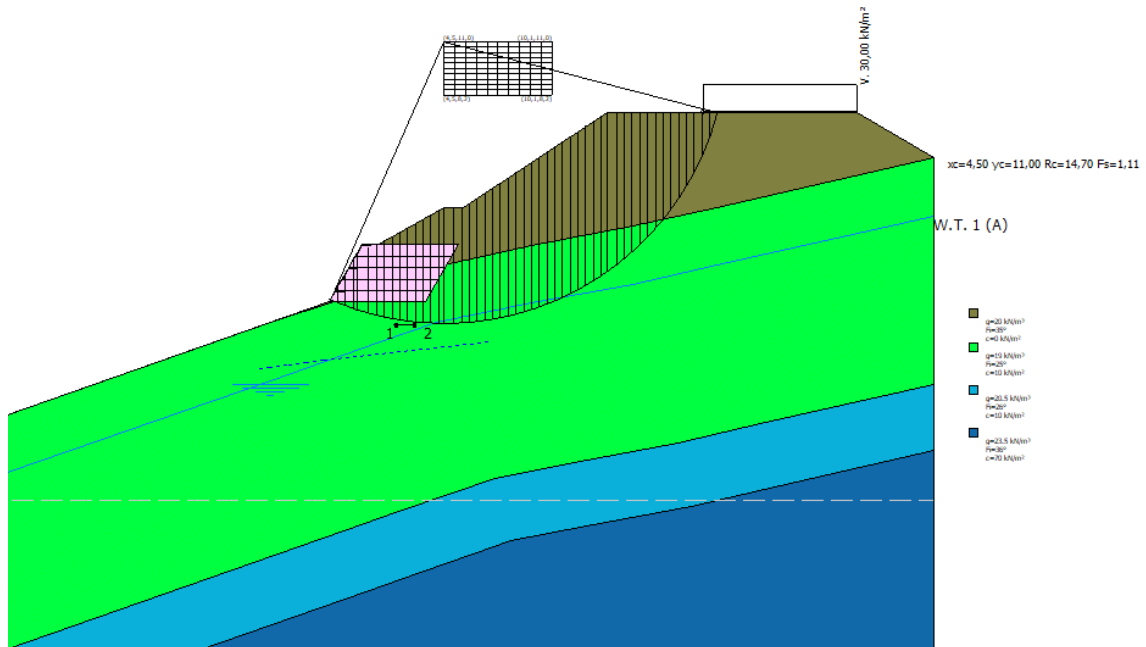


Figura 13 - Verifica di stabilità globale (SLV)

10.4 RISULTATI DELLE ANALISI: SEZIONE CALCOLO 3

10.4.1 Stabilità locale

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".

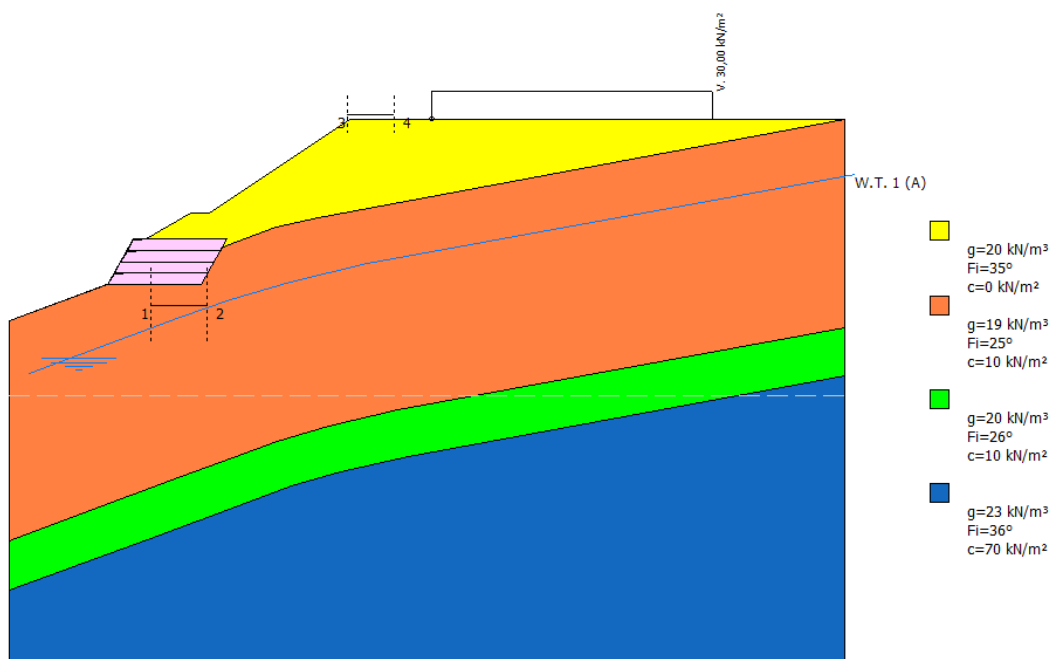


Figura 14 Modello di calcolo

<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 11,17</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 1,48</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 9,19</p> <p>Combinazione 1 (A1+M1) Involuppo</p>	<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 9,47</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 1,36</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 6,98</p> <p>Combinazione 2 (A2+M2) Involuppo</p>
<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 8,22</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 1,18</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 7,48</p> <p>Combinazione 3 (EQU+M2) Involuppo</p>	<p>• Coefficienti globali margine di sicurezza</p> <p>Coef. sicurezza ribaltamento: 7,36</p> <p>Coef. sicurezza scorrimento: 1,22</p> <p>Coef. sicurezza carico limite: 8,82</p> <p>Combinazione 4 (sisma) Involuppo</p>

Figura 15 Verifiche di stabilità

10.4.2 Verifiche strutturali geogriglie

Nella seguente tabella si sintetizzano i risultati ottenuti dalle verifiche strutturali delle geogriglie considerate per la realizzazione delle opere in terra rinforzata, le quali presentano una lunghezza complessiva minima pari a 5m.

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

Tabella 22- Risultati verifiche geogriglie

Nr	FS Sfilamento	FS Rottura	Spinta sul rinforzo (kN)	Res. a sfilamento (kN/m)	Res. ultima materiale (kg)
1	11.19	1.27	22.55	50.48	28.99
2	12.64	1.69	16.96	42.90	28.99
3	15.97	2.54	11.30	36.10	28.99
4	27.59	5.16	5.56	30.38	28.99

10.4.3 Stabilità globale

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

Dalle analisi eseguite è stato ottenuto un coefficiente di sicurezza FS, relativo alla superficie di scorrimento più critica, superiore al valore del coefficiente parziale di resistenza che riduce la resistenza disponibile del terreno, γ_R , pari a 1.1, pertanto secondo quanto prescritto dalla normativa considerata, le verifiche di sicurezza risultano essere soddisfatte.

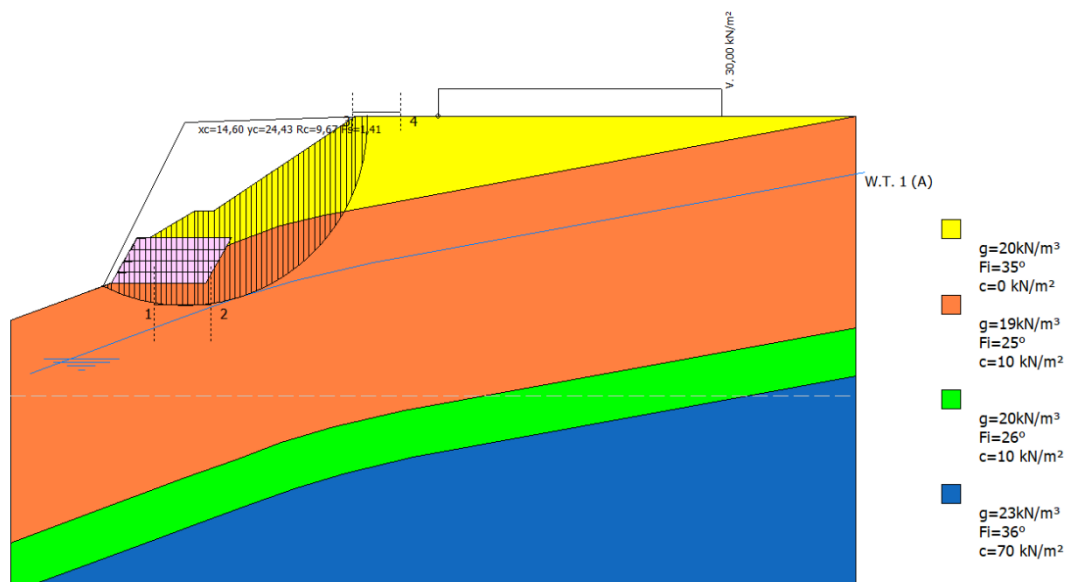


Figura 16 Verifica di stabilità globale (SLU)

2.1.3 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc	N.prog.	Rev.	Pag.di Pag.
L073	213	E	16	MU0005	REL	01	D	31 di 33

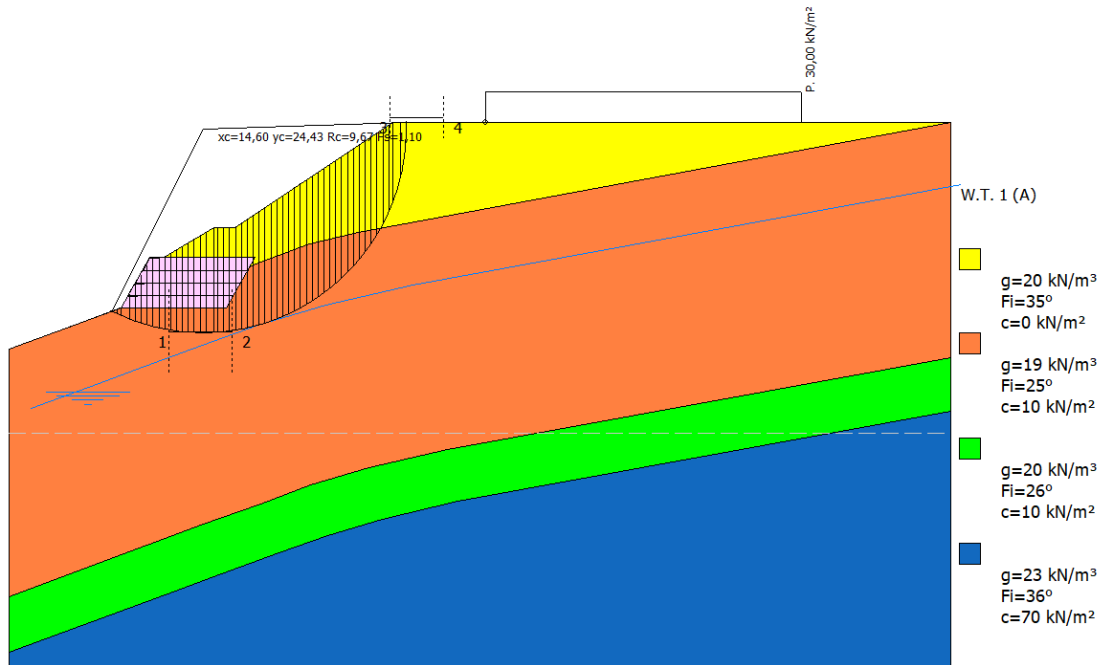


Figura 17 Verifica di stabilità globale (SLV)

2.1.3PEDEMONTANA 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.diPag. 32 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

11. CONCLUSIONI

La presente relazione tecnica e di calcolo riassume i criteri di dimensionamento, le analisi e le verifiche condotte sulle opere di sostegno richieste per il contenimento in valle del rilevato stradale dal km 1+740 al km 1+757 dei Lotti 3 e 4 dell'opera Pedemontana delle Marche.

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



2.1.3PEDEMONTANA 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 sottoscarpa dal km 1+740 al km 1+757 - Relazione tecnica e di calcolo

Opera L073	Tratto 213	Settore E	CEE 16	WBS MU0005	Id.doc REL	N.prog. 01	Rev. D	Pag.diPag. 33 di 33
---------------	---------------	--------------	-----------	---------------	---------------	---------------	-----------	------------------------

APPENDICE A

REPORT DI CALCOLO VERIFICHE GEOTECNICHE

MU05 – Verifiche terre rinforzate (Sez. 01)

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:

γ_t	Peso unità di volume del terreno;
β	Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
ϕ	Angolo di resistenza al taglio del terreno;
δ	Angolo di attrito terra-muro;
ε	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 ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ 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:

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

β_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 β_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.

Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_C come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

Dove:

Q Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_C \cdot H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

Carico uniforme sul terrapieno

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

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

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
 γ 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 θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

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 γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), 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 δ 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.

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

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:

$A' = B' L'$ 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.

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

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 θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

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

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.

Terra Rinforzata

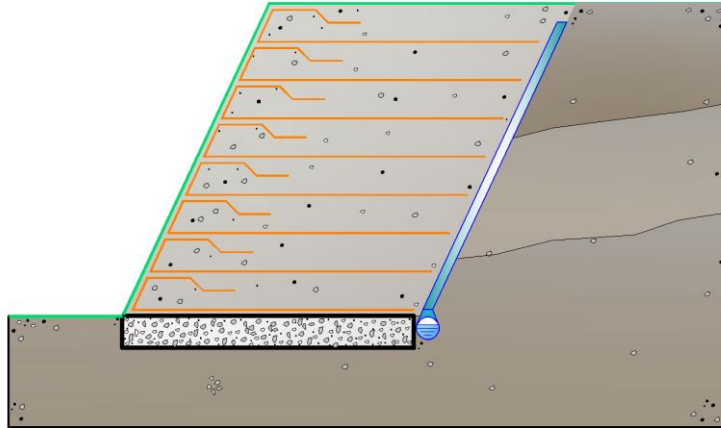
Verifiche Interne

Sono finalizzate ad analizzare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente la porzione di terreno rinforzato.

Hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, a fronte dell'introduzione di possibili cinematismi di rottura che tendono a pregiudicare la funzionalità e la sicurezza del manufatto.

Le verifiche effettuate comprendono:

- Verifica di resistenza dei rinforzi (Rottura);
- Verifica allo sfilamento (Pullout).



Verifica a rottura

Si valuta l'entità della resistenza mobilitata dal rinforzo per garantire il raggiungimento di una condizione stabile dell'opera.

La sollecitazione instabilizzante è rappresentata dalla spinta a cui è sottoposto il manufatto da parte dei sistemi di carichi applicati (terreno a tergo, eventuale sovraccarico esterno ed azione del sisma).

La resistenza disponibile nel rinforzo si calcola a partire dalla sua resistenza nominale, applicando opportuni fattori di sicurezza:

$$T_{\text{allow}} = \frac{T_{\text{nom}}}{\prod_{i=1}^n FS_i}$$

E' necessario che per ogni livello z_i , profondità a cui è collocato il rinforzo rispetto alla sommità dell'opera, venga soddisfatta la relazione:

$$\frac{T_{\text{allow}}}{T_{z_i}} \geq FS_{\text{rottura}}$$

Avendo indicato con T_{z_i} la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Verifica a sfilamento

La verifica a rottura, definisce l'entità della resistenza a trazione che il rinforzo deve essere in grado di mobilitare per stabilizzare l'opera.

Il trasferimento della resistenza a trazione dal rinforzo al terreno può avvenire grazie all'interazione che si sviluppa all'interno del rinforzo in corrispondenza del tratto ancorato nella parte stabile del pendio.

In funzione della lunghezza di ancoraggio del telo, infatti, per effetto della spinta generata dalle sollecitazioni a tergo del tratto di terreno rinforzato, si sviluppa internamente al rinforzo, una resistenza che tende, per reazione, ad opporsi al movimento verso l'esterno del sistema composito.

Tale resistenza viene chiamata resistenza allo sfilamento (Pullout).

La resistenza allo sfilamento può essere determinata dalla seguente relazione:

$$T_{\text{pullout}} = 2 \cdot (L_e \cdot f_b \cdot \tan \varphi) \cdot \sigma'_v$$

dove:

T_{pullout} Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

f_b Coefficiente di Pullout;

σ'_v Tensioni normali applicate sulla parte del rinforzo ancorato nella zona resistente, alla quota z_i ; in tale valore è incluso il contributo del sovraccarico, se presente.

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta se:

$$\frac{T_{\text{pullout}}}{T_{z_i}} \geq FS_{\text{rottura}}$$

Dove T_{z_i} è la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Forze di trazione nei rinforzi

Si determinano le forze di trazione nei vari rinforzi, date dall'area del diagramma delle pressioni relative a ogni striscia. Per il diagramma triangolare relativo al terrapieno, la forza nella striscia è data dall'area dell'elemento trapezio $ab'd'e$ viene trasformata nella pressione media q_i alla profondità della striscia Z_i mediante la relazione:

$$q_i = \gamma \cdot z_i \cdot K_a$$

La pressione q_i agisce su una area definita dalla spaziatura delle armature $h \times s$ e corrisponde a una forza di trazione nel rinforzo pari a:

$$T_i = q_i \cdot A = \gamma \cdot z_i \cdot K_a \cdot (h \cdot s)$$

Per l'equilibrio la somma delle forze di trazione deve essere pari alla componente orizzontale delle forze agenti.

$$\sum T_i = P_{ah}$$

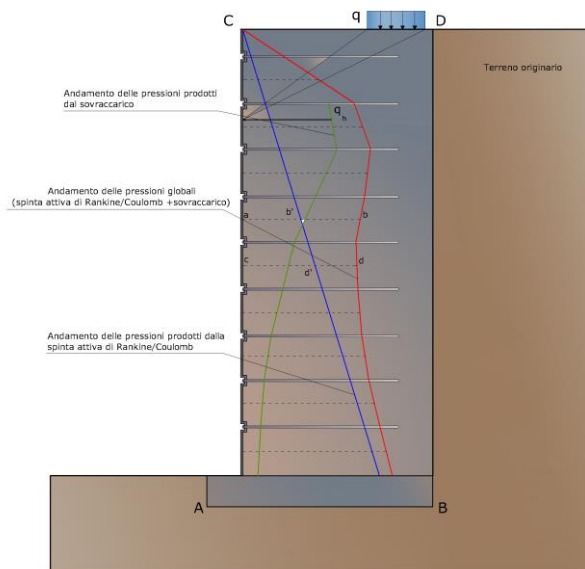


Fig. 2

Calcolo delle lunghezze efficaci L_e

Si calcolano le lunghezze delle strisce L_e che compaiono in Figura 3, necessarie affinché si sviluppi una forza d'attrito $F_r = T_i$. Sulla base di tali lunghezze e delle dimensioni del cuneo di Rankine, si può determinare la lunghezza globale L_o delle strisce da utilizzare. In generale, per tutta l'altezza del muro si usano strisce della stessa lunghezza. La lunghezza di ancoraggio dipende dal coefficiente d'attrito $f = \tan \delta$ tra suolo e rinforzo, essendo δ un'opportuna frazione dell'angolo d'attrito interno del terreno ϕ . Se la striscia è sufficientemente scabra $\delta = \phi$, mentre per metalli lisci δ è compreso orientativamente tra 20° e 25° .

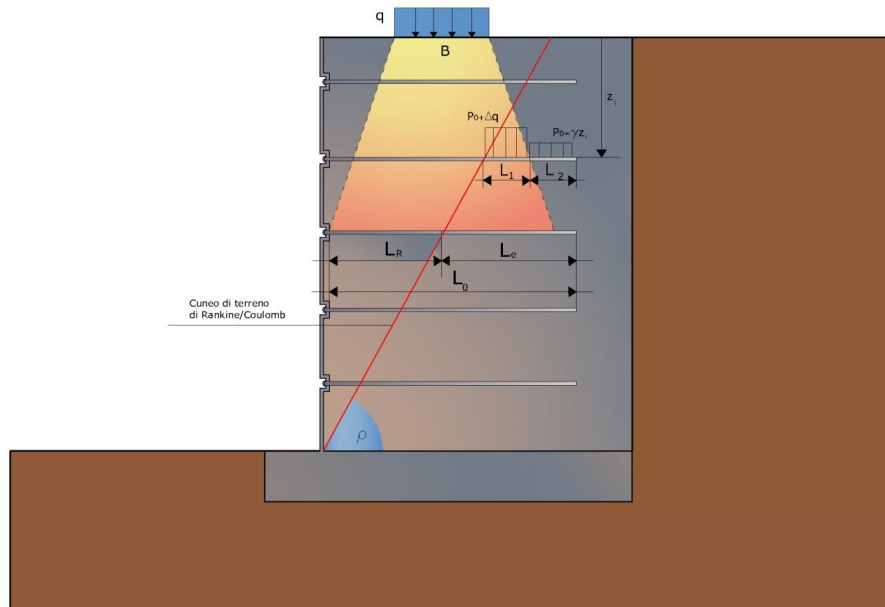


Fig. 3

Per strisce di dimensioni $b \times L_e$ o per fogli di geotessile di larghezza unitaria e lunghezza L_e , entrambe le facce sviluppano attrito; per barre circolari, l'attrito resistente è sviluppato lungo il perimetro. In ogni caso, l'attrito è dato dal prodotto di f per la pressione normale al rinforzo calcolata come $p_0 = \gamma z_i$ dove z_i è la distanza *media* dalla superficie del terreno al rinforzo. Si ha quindi:

Per strisce:

$$F_i = 2 \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (b \cdot L_e) \geq T_i$$

Per barre:

$$F_i = \pi \cdot D \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (L_e) \geq T_i$$

Per fogli:

$$F_i = 2 \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (1 \cdot L_e) \geq T_i$$

Se nelle precedenti formule il segno \geq è sostituito col segno di uguale, il coefficiente di sicurezza FS è pari a 1. Se si assume $FS > 1$, il valore di L_e risulta necessariamente maggiore di quello dato da queste formule.

Si determina quindi la sezione delle armature $b \times t$. Per barre o strisce in metallo avente sforzo ammissibile pari a $f_a = f_y/FS$ si ha:

$$b \cdot t \cdot f_a > T_i \quad \text{oppure} \quad \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f_a > T_i$$

Nel caso di geotessili si ha il problema che la resistenza del tessuto varia a seconda del produttore; tra quelli possibili si sceglie un tessuto che:

Larghezza striscia $b \times$ resistenza per unità di larghezza $\geq T_i$

Descrizione

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,097
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,045

Geometria

Nr.	X (m)	Y (m)
1	0,0	0,0
2	1,73	3,0

3	6,73	3,0
4	5,0	0,0

Terreno rinforzo

Peso unità di volume	20,0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20,0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	35,0 °
Coesione	0,0 kN/m ²
Angolo attrito terreno rinforzo	23,3 °

Terreno riempimento

Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	35,0 °
Coesione	0,0 kN/m ²
Angolo di attrito terra muro	23,0 °

Terreno fondazione

Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	25,0 °
Coesione	10,0 kN/m ²

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	14,6	1,39
2	0,35	0,6	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	15,83	1,73
3	0,69	1,2	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	18,17	2,3
4	1,04	1,8	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	23,57	3,46
5	1,39	2,4	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	42,61	7,09

Elenco rinforzi

Tipo	Descrizione	Struttura (mm)	Resistenza
1	Geogrlie	Geosintetici	28,99 kN/m

Descrizione

Nr.	Confermare	X	Y	Lx	Ly	Q
-----	------------	---	---	----	----	---

	con il pulsante destro del mouse	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)
1	RILEVATO	2,9	2,9908	3,82	1	32

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	1,4
4	Resistenza terreno	1
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	1,10

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	1,00

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
5	Ribaltamento	0

Combinazione 1 (A1+M1)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	14,6	1,39
2	0,35	0,6	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	15,83	1,73
3	0,69	1,2	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	18,17	2,3
4	1,04	1,8	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	23,57	3,46
5	1,39	2,4	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	42,61	7,09

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (6,7/0,0)$ m

Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (6,7/3,0)$ 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
3,0	0,0	19,0	30,0	35,0	23,0	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
67,0	0,43	0,87	0,45

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	43,83	18,6	6,73	1,0
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	6,73	1,0
Spinta statica sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Peso muro	0,0	300,0	3,37	1,5

Momento stabilizzante	1134,71 kNm
Momento ribaltante	43,83 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	43,83 kN
Sommatoria forze verticali	344,45 kN
Coefficiente di attrito	0,47
Adesione	10,0 kN/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	344,45 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	43,83 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	3,43

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	1134,71 kNm
Momento ribaltante	43,83 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv}	25,89
Muro verificato a ribaltamento C_{sv}>1	

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	43,83 kN
Somma forze in direzione y (F _y)	344,45 kN
Somma momenti	-1090,88 kNm
Larghezza fondazione	5,0 m
Eccentricità su B	0,67 m
Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	25,0 °
Coesione	10,0 kN/m ²
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	19,0 kN/m ³
N _q	12,72
N _c	25,13
N _g	9,7
s _q	1,0
s _c	1,0
s _g	1,0
Z _g (Effetto inerziale in fondazione)	1,0
i _q	1,0
i _c	1,0
i _g	1,0
Carico limite verticale (Q _{lim})	2543,48 kN
Fattore sicurezza (C_{sq}=Q_{lim}/F_y)	7,38
Carico limite verificato C_{sq}>1	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	3,17 m
Larghezza della fondazione	5,0 m

x = 0,0	Tensione... 13,75 kN/m ²
x = 5,0	Tensione... 124,03 kN/m ²

Combinazione 2 (A2+M2)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (L _{rip}) (m)	Lunghezza facciata (L _f) (m)	Lunghezza non efficace (L _r) (m)	Lunghezza efficace (L _e) (m)	Lunghezza totale (L _t) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0	5	5	--	8,34	1,05
2	0,35	0,6	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	8,92	1,3
3	0,69	1,2	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	10	1,73
4	1,04	1,8	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0,02	4,98	5	--	12,48	2,6

			ie								
5	1,39	2,4	(19) Geogr ie	0,5	0,57	0,02	4,98	5	--	21,07	5,29

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (6,7/0,0)$ m

Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (6,7/3,0)$ 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
3,0	0,0	19,0	30,0	29,26	23,0	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
67,0	0,83	0,97	0,14

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	65,08	27,62	6,73	1,0
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	6,73	1,0
Spinta statica sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Peso muro	0,0	300,0	3,37	1,5

Momento stabilizzante 1195,41 kNm

Momento ribaltante 65,08 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	65,08 kN
Sommatoria forze verticali	347,51 kN
Coefficiente di attrito	0,37
Adesione	8,0 kN/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	347,51 kN

Forze parall. al piano di scorrimento 65,08 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd 2,61
Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 1195,41 kNm
 Momento ribaltante 65,08 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 18,37
Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x 65,08 kN
 Somma forze in direzione y (Fy) 347,51 kN
 Somma momenti -1130,33 kNm
 Larghezza fondazione 5,0 m
 Eccentricità su B 0,75 m
 Peso unità di volume 19,0 kN/m³
 Angolo di resistenza al taglio 20,46 °
 Coesione 8,0 kN/m²
 Terreno sulla fondazione 0,0 m
 Peso terreno sul piano di posa 19,0 kN/m³
 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) 1993,19 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) 5,74
Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione 3,25 m
 Larghezza della fondazione 5,0 m

x = 0,0 Tensione... 6,72 kN/m²
 x = 5,0 Tensione... 132,28 kN/m²

Combinazione 3 (EQU+M2)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogralie	0,5	0,57	0	5	5	--	7,72	0,95
2	0,35	0,6	(19) Geogralie	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	8,29	1,18
3	0,69	1,2	(19)	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	9,38	1,58

			Geogrl ie									
4	1,04	1,8	(19) Geogrl ie	0,5	0,57	0,02	4,98	5	--	11,86	2,37	
5	1,39	2,4	(19) Geogrl ie	0,5	0,57	0,02	4,98	5	--	20,44	4,8	

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (6,7/0,0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (6,7/3,0) 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
3,0	0,0	19,0	30,0	29,26	23,0	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
67,0	0,83	0,97	0,14

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	71,59	30,39	6,73	1,0
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	6,73	1,0
Spinta statica sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Peso muro	0,0	270,0	3,37	1,5

Momento stabilizzante 1113,05 kNm

Momento ribaltante 71,59 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 71,59 kN

Sommatoria forze verticali	322,26 kN
Coefficiente di attrito	0,37
Adesione	8,0 kN/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	322,26 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	71,59 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	2,24

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	1113,05 kNm
Momento ribaltante	71,59 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	15,55

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	71,59 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	322,26 kN
Somma momenti	-1041,47 kNm
Larghezza fondazione	5,0 m
Eccentricità su B	0,73 m
Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	20,46 °
Coesione	8,0 kN/m ²
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	19,0 kN/m ³
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)	1993,19 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	6,19

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	3,23 m
Larghezza della fondazione	5,0 m

x = 0,0	Tensione... 7,85 kN/m ²
x = 5,0	Tensione... 121,05 kN/m ²

Combinazione 4 (sisma)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0	5	5	--	10,31	1,03

2	0,35	0,6	(19) Geogr gl ie	0,5	0,57	0	5	5	--	11,03	1,29
3	0,69	1,2	(19) Geogr gl ie	0,5	0,57	0	5	5	--	12,39	1,71
4	1,04	1,8	(19) Geogr gl ie	0,5	0,57	0	5	5	--	15,48	2,58
5	1,39	2,4	(19) Geogr gl ie	0,5	0,57	0	5	5	--	26,15	5,23

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (6,7/0,0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (6,7/3,0) 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
3,0	0,0	19,0	30,0	35,0	23,0	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
67,0	0,43	0,87	0,45

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	33,71	14,31	6,73	1,0
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incremento sismico	35,07	14,89	6,73	1,0
Spinta statica sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Peso muro	29,1	300,0	3,37	1,5

Momento stabilizzante

1206,01 kNm

Momento ribaltante 112,44 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 97,89 kN
Sommatoria forze verticali 349,08 kN
Coefficiente di attrito 0,47
Adesione 10,0 kN/m²
Forze normali al piano di scorrimento 349,08 kN
Forze parall. al piano di scorrimento 97,89 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd 1,98

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 1206,01 kNm
Momento ribaltante 112,44 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 10,73

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x 97,89 kN
Somma forze in direzione y (Fy) 349,08 kN
Somma momenti -1093,57 kNm
Larghezza fondazione 5,0 m
Eccentricità su B 0,63 m
Peso unità di volume 19,0 kN/m³
Angolo di resistenza al taglio 25,0 °
Coesione 10,0 kN/m²
Terreno sulla fondazione 0,0 m
Peso terreno sul piano di posa 19,0 kN/m³
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) 2543,48 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) 7,29

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione 3,13 m
Larghezza della fondazione 5,0 m

x = 0,0 Tensione... 16,81 kN/m²
x = 5,0 Tensione... 122,82 kN/m²

MU05 – Verifiche di stabilità globale (Sez. 01)

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:

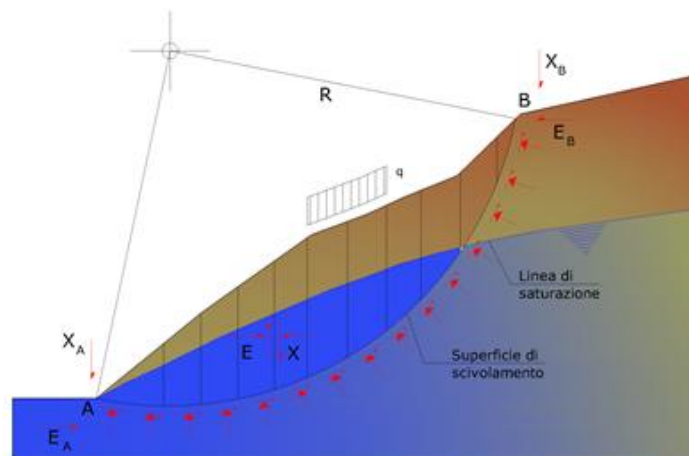
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido 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 (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_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.

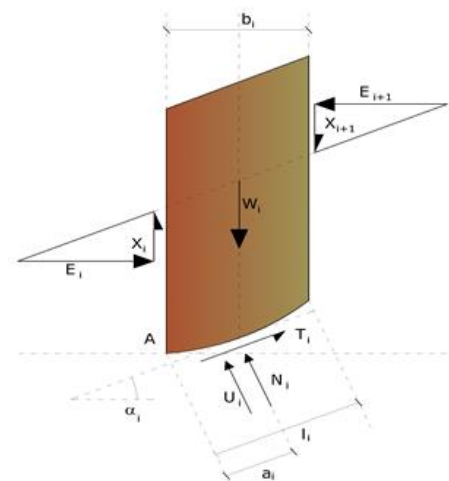
Metodo di Bishop (1955)

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:

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

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

I valori di F e di ΔX 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	4,0
Numero dei conci	50,0
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	14,0 m
Ascissa vertice destro superiore x_s	4,0 m
Ordinata vertice destro superiore y_s	6,0 m
Passo di ricerca	2,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	-30,5	-1,5
2	-13,94	-1,5
3	-12,51	-1,32
4	-3,58	-0,44
5	-2,08	-0,29
6	0,0	0,0
7	1,62	2,83
8	2,82	2,83
9	9,28	6,71
10	22,28	6,71
11	29,0	2,68

12	32,49	2,79
----	-------	------

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	-30,5	-4,5
2	-13,94	-4,5
3	-13,46	-4,44
4	-12,51	-4,32
5	-3,58	-3,44
6	-3,12	-3,39
7	-2,08	-3,29
8	-1,18	-3,16
9	-0,22	-3,03
10	2,49	-2,66
11	4,94	-2,44
12	8,36	-2,1
13	14,07	-1,44
14	16,06	-1,2
15	16,65	-1,14
16	17,49	-1,04
17	20,14	-0,86
18	26,59	-0,44
19	27,45	-0,38
20	27,74	-0,36
21	32,21	-0,22
22	32,49	-0,21

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-30,5	-1,5
2	-13,94	-1,5
3	-13,46	-1,44
4	-12,51	-1,32
5	-3,58	-0,44
6	-3,12	-0,39
7	-2,08	-0,29
8	-1,18	-0,16
9	-0,22	-0,03
10	2,49	0,34
11	4,94	0,56
12	8,36	0,9
13	14,07	1,56
14	16,06	1,8
15	16,65	1,86
16	17,49	1,96
17	20,14	2,14
18	26,59	2,56
19	27,45	2,62
20	27,74	2,64
21	32,21	2,78
22	32,49	2,79

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	-30,5	-12,89

2	-13,23	-12,89
3	-12,05	-12,75
4	-11,24	-12,65
5	-2,46	-11,78
6	-2,0	-11,73
7	-0,74	-11,61
8	0,39	-11,45
9	1,34	-11,32
10	3,78	-10,98
11	6,01	-10,78
12	9,58	-10,43
13	15,38	-9,76
14	17,37	-9,53
15	17,96	-9,46
16	18,52	-9,39
17	20,89	-9,24
18	27,34	-8,81
19	28,21	-8,75
20	28,3	-8,75
21	32,49	-8,61

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	-30,5	-16,47
2	-13,01	-16,47
3	-11,6	-16,29
4	-10,85	-16,2
5	-2,11	-15,34
6	-1,65	-15,29
7	-0,32	-15,16
8	0,88	-15,0
9	1,83	-14,86
10	4,18	-14,54
11	6,34	-14,34
12	9,96	-13,99
13	15,79	-13,31
14	17,79	-13,08
15	18,38	-13,01
16	18,85	-12,96
17	21,13	-12,81
18	27,58	-12,38
19	28,44	-12,32
20	28,47	-12,32
21	32,49	-12,19

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,3
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,3

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 (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia
1	0		35	20	20	Rilevato
2	10		25	19	19	Ecla
3	10		26	20.5	20.5	Salt
4	70		36	23.5	23.5	Ap

Terra rinforzata

No	Tipologia	Tallow (kN)	Resistenza sfilamento (kN)
1	Geogrglie	28,99	60,81165
2	Geogrglie	28,99	53,03106
3	Geogrglie	28,99	45,83212
4	Geogrglie	28,99	39,55147
5	Geogrglie	28,99	34,84764

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	9,5	6,73	22	6,73	30

Risultati analisi pendio [NTC 2008 & Circ.]

Fs minimo individuato	1,27
Ascissa centro superficie	1,3 m
Ordinata centro superficie	12,0 m
Raggio superficie	14,0 m

$$x_c = 1,30 \quad y_c = 12,00 \quad R_c = 13,998 \quad F_s = 1,272$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,38	-25,3	0,42	0,81	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	2,5	3,4
2	0,38	-23,6	0,42	2,35	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	4,2	3,9
3	0,53	-21,6	0,57	5,56	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	8,3	6,0
4	0,24	-19,9	0,25	3,36	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	4,6	3,0
5	0,38	-18,5	0,4	6,38	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	8,4	5,0
6	0,38	-16,9	0,4	7,54	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	9,5	5,3
7	0,5	-15,0	0,51	11,4	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	13,8	7,3
8	0,27	-13,4	0,28	6,86	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	8,0	4,1
9	0,38	-12,0	0,39	10,65	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	12,2	6,0
10	0,38	-10,4	0,39	11,59	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	12,9	6,2
11	0,38	-8,9	0,39	12,45	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	13,6	6,4
12	0,38	-7,3	0,39	13,23	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	14,2	6,6
13	0,28	-5,9	0,28	10,15	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	10,7	4,9
14	0,48	-4,3	0,49	22,13	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	22,9	9,8
15	0,38	-2,6	0,38	23,44	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	23,9	9,4
16	0,38	-1,0	0,38	28,63	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	28,8	10,9
17	0,37	0,5	0,37	32,14	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	32,0	11,7

18	0,4	2,1	0,4	37,6	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	37,1	13,4
19	0,38	3,7	0,38	35,84	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	35,1	12,7
20	0,38	5,3	0,38	35,6	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	34,6	12,6
21	0,38	6,9	0,39	36,01	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	34,7	12,6
22	0,38	8,4	0,39	37,38	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	35,9	12,9
23	0,38	10,0	0,39	38,67	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	36,9	13,3
24	0,38	11,6	0,39	39,88	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	37,9	13,6
25	0,38	13,2	0,39	41,01	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	38,9	13,9
26	0,38	14,8	0,4	42,06	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	39,8	14,1
27	0,38	16,5	0,4	43,02	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	40,6	14,4
28	0,38	18,1	0,4	43,9	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	41,4	14,7
29	0,38	19,8	0,41	44,69	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	42,1	14,9
30	0,38	21,4	0,41	45,38	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	42,8	15,1
31	0,38	23,1	0,42	45,99	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	43,4	15,4
32	0,38	24,8	0,42	46,49	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	44,0	15,6
33	0,38	26,6	0,43	46,89	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	44,6	15,8
34	0,38	28,3	0,43	47,19	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	45,0	15,9
35	0,38	30,1	0,44	47,38	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	45,4	16,1
36	0,38	32,0	0,45	47,44	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	45,8	16,3
37	0,38	33,8	0,46	47,29	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	46,0	16,4
38	0,38	35,7	0,47	52,95	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	52,1	18,2
39	0,38	37,7	0,48	59,14	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	59,0	20,3
40	0,38	39,7	0,5	56,85	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	54,1	23,8
41	0,38	41,8	0,51	54,33	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	52,3	23,0
42	0,38	43,9	0,53	51,61	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	50,3	22,2
43	0,38	46,1	0,55	48,68	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	48,2	21,2
44	0,38	48,4	0,58	45,51	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	45,8	20,2
45	0,38	50,9	0,61	42,07	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	43,2	19,0
46	0,38	53,4	0,64	38,3	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	40,3	17,8
47	0,38	56,1	0,69	34,16	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	37,0	16,3
48	0,38	59,1	0,74	29,55	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	33,1	14,6
49	0,38	62,3	0,82	24,35	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	28,5	12,5
50	0,38	65,9	0,94	14,44	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	17,8	7,8

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

Calcolo eseguito secondo	NTC 2008 & Circ.
Numero di strati	4,0
Numero dei conci	50,0
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	14,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	4,0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	6,0 m
Passo di ricerca	2,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,084
Coefficiente azione sismica verticale	0,042

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	-30,5	-1,5
2	-13,94	-1,5
3	-12,51	-1,32
4	-3,58	-0,44
5	-2,08	-0,29
6	0,0	0,0
7	1,62	2,83
8	2,82	2,83
9	9,28	6,71
10	22,28	6,71
11	29,0	2,68
12	32,49	2,79

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	-30,5	-4,5
2	-13,94	-4,5
3	-13,46	-4,44
4	-12,51	-4,32
5	-3,58	-3,44
6	-3,12	-3,39
7	-2,08	-3,29
8	-1,18	-3,16
9	-0,22	-3,03
10	2,49	-2,66
11	4,94	-2,44
12	8,36	-2,1

13	14,07	-1,44
14	16,06	-1,2
15	16,65	-1,14
16	17,49	-1,04
17	20,14	-0,86
18	26,59	-0,44
19	27,45	-0,38
20	27,74	-0,36
21	32,21	-0,22
22	32,49	-0,21

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-30,5	-1,5
2	-13,94	-1,5
3	-13,46	-1,44
4	-12,51	-1,32
5	-3,58	-0,44
6	-3,12	-0,39
7	-2,08	-0,29
8	-1,18	-0,16
9	-0,22	-0,03
10	2,49	0,34
11	4,94	0,56
12	8,36	0,9
13	14,07	1,56
14	16,06	1,8
15	16,65	1,86
16	17,49	1,96
17	20,14	2,14
18	26,59	2,56
19	27,45	2,62
20	27,74	2,64
21	32,21	2,78
22	32,49	2,79

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	-30,5	-12,89
2	-13,23	-12,89
3	-12,05	-12,75
4	-11,24	-12,65
5	-2,46	-11,78
6	-2,0	-11,73
7	-0,74	-11,61
8	0,39	-11,45
9	1,34	-11,32
10	3,78	-10,98
11	6,01	-10,78
12	9,58	-10,43
13	15,38	-9,76
14	17,37	-9,53
15	17,96	-9,46
16	18,52	-9,39
17	20,89	-9,24
18	27,34	-8,81
19	28,21	-8,75
20	28,3	-8,75
21	32,49	-8,61

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	-30,5	-16,47
2	-13,01	-16,47
3	-11,6	-16,29
4	-10,85	-16,2
5	-2,11	-15,34
6	-1,65	-15,29
7	-0,32	-15,16
8	0,88	-15,0
9	1,83	-14,86
10	4,18	-14,54
11	6,34	-14,34
12	9,96	-13,99
13	15,79	-13,31
14	17,79	-13,08
15	18,38	-13,01
16	18,85	-12,96
17	21,13	-12,81
18	27,58	-12,38
19	28,44	-12,32
20	28,47	-12,32
21	32,49	-12,19

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 (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia
1	0		35	20	20	Rilevato
2	10		25	19	19	Ecla
3	10		26	20.5	20.5	Salt
4	70		36	23.5	23.5	Ap

Terra rinforzata

No	Tipologia	Tallow (kN)	Resistenza sfilamento (kN)
1	Geogrlie	33,02	125,3794
2	Geogrlie	33,02	109,3377
3	Geogrlie	33,02	94,49512
4	Geogrlie	33,02	81,54588
5	Geogrlie	33,02	71,84768

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	9,5	6,73	22	6,73	30

Risultati analisi pendio [NTC 2008 & Circ.]

Fs minimo individuato	1,1
Ascissa centro superficie	1,0 m
Ordinata centro superficie	10,8 m
Raggio superficie	12,93 m

xc = 1,00 yc = 10,80 Rc = 12,934 Fs=1,10

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,37	-27,4	0,41	0,81	0,07	0,03	8,0	20,5	0,0	3,0	4,0
2	0,37	-25,6	0,41	2,34	0,2	0,1	8,0	20,5	0,0	4,8	4,6
3	0,37	-23,8	0,4	3,78	0,32	0,16	8,0	20,5	0,0	6,4	5,1
4	0,45	-21,8	0,48	6,35	0,53	0,27	8,0	20,5	0,0	9,5	6,7
5	0,29	-20,1	0,31	5,13	0,43	0,22	8,0	20,5	0,0	7,2	4,7
6	0,37	-18,5	0,39	7,52	0,63	0,32	8,0	20,5	0,0	10,0	6,2
7	0,37	-16,8	0,38	8,59	0,72	0,36	8,0	20,5	0,0	10,9	6,5
8	0,48	-14,9	0,49	12,55	1,05	0,53	8,0	20,5	0,0	15,3	8,8
9	0,26	-13,2	0,27	7,55	0,63	0,32	8,0	20,5	0,0	8,9	5,0
10	0,37	-11,8	0,38	11,44	0,96	0,48	8,0	20,5	0,0	13,2	7,2
11	0,37	-10,1	0,37	12,3	1,03	0,52	8,0	20,5	0,0	13,8	7,4
12	0,37	-8,4	0,37	13,07	1,1	0,55	8,0	20,5	0,0	14,3	7,6
13	0,37	-6,8	0,37	13,77	1,16	0,58	8,0	20,5	0,0	14,8	7,7
14	0,35	-5,2	0,35	13,52	1,14	0,57	8,0	20,5	0,0	14,2	7,4
15	0,39	-3,6	0,39	18,28	1,54	0,77	8,0	20,5	0,0	18,9	9,2
16	0,37	-1,9	0,37	22,24	1,87	0,93	8,0	20,5	0,0	22,6	10,3
17	0,37	-0,3	0,37	27,01	2,27	1,13	8,0	20,5	0,0	27,1	11,9
18	0,49	1,6	0,49	43,21	3,63	1,81	8,0	20,5	0,0	42,7	18,0
19	0,25	3,3	0,25	23,77	2,0	1,0	8,0	20,5	0,0	23,3	9,7
20	0,37	4,6	0,37	35,33	2,97	1,48	8,0	20,5	0,0	34,3	14,3
21	0,37	6,3	0,37	35,07	2,95	1,47	8,0	20,5	0,0	33,7	14,1
22	0,37	7,9	0,37	34,74	2,92	1,46	8,0	20,5	0,0	33,1	13,9
23	0,37	9,6	0,37	35,81	3,01	1,5	8,0	20,5	0,0	33,9	14,2
24	0,37	11,2	0,38	36,95	3,1	1,55	8,0	20,5	0,0	34,8	14,5
25	0,37	12,9	0,38	38,01	3,19	1,6	8,0	20,5	0,0	35,6	14,8
26	0,37	14,6	0,38	38,99	3,28	1,64	8,0	20,5	0,0	36,4	15,1
27	0,37	16,3	0,38	39,9	3,35	1,68	8,0	20,5	0,0	37,1	15,4
28	0,37	18,0	0,39	40,72	3,42	1,71	8,0	20,5	0,0	37,7	15,6
29	0,37	19,7	0,39	41,45	3,48	1,74	8,0	20,5	0,0	38,4	15,8
30	0,37	21,4	0,4	42,1	3,54	1,77	8,0	20,5	0,0	38,9	16,1
31	0,37	23,2	0,4	42,65	3,58	1,79	8,0	20,5	0,0	39,4	16,3
32	0,37	25,0	0,41	43,12	3,62	1,81	8,0	20,5	0,0	39,9	16,5
33	0,37	26,8	0,41	43,48	3,65	1,83	8,0	20,5	0,0	40,3	16,7
34	0,37	28,6	0,42	43,74	3,67	1,84	8,0	20,5	0,0	40,6	16,8
35	0,37	30,5	0,43	43,89	3,69	1,84	8,0	20,5	0,0	40,9	17,0
36	0,37	32,4	0,44	43,93	3,69	1,84	8,0	20,5	0,0	41,2	17,1
37	0,37	34,4	0,45	43,84	3,68	1,84	8,0	20,5	0,0	41,3	17,3
38	0,37	36,4	0,46	43,63	3,66	1,83	8,0	20,5	0,0	41,4	17,4
39	0,43	38,6	0,55	50,57	4,25	2,12	8,0	20,5	0,0	48,4	20,4
40	0,31	40,7	0,4	34,9	2,93	1,47	8,0	20,5	0,0	33,7	14,4
41	0,37	42,7	0,5	39,83	3,35	1,67	0,0	29,3	0,0	36,9	18,8

42	0,37	45,0	0,52	37,23	3,13	1,56	0,0	29,3	0,0	34,9	17,8
43	0,37	47,3	0,54	34,41	2,89	1,45	0,0	29,3	0,0	32,7	16,7
44	0,37	49,8	0,57	31,34	2,63	1,32	0,0	29,3	0,0	30,3	15,4
45	0,37	52,4	0,6	27,99	2,35	1,18	0,0	29,3	0,0	27,6	14,1
46	0,37	55,2	0,64	24,29	2,04	1,02	0,0	29,3	0,0	24,6	12,5
47	0,37	58,1	0,7	20,18	1,7	0,85	0,0	29,3	0,0	21,0	10,7
48	0,37	61,4	0,77	15,54	1,31	0,65	0,0	29,3	0,0	16,8	8,5
49	0,37	65,0	0,87	10,19	0,86	0,43	0,0	29,3	0,0	11,5	5,9
50	0,37	69,3	1,04	3,79	0,32	0,16	0,0	29,3	0,0	4,6	2,3

MU05 – Verifiche terre rinforzate (Sez. 02)

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:

γ_t	Peso unità di volume del terreno;
β	Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
ϕ	Angolo di resistenza al taglio del terreno;
δ	Angolo di attrito terra-muro;
ε	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 ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ 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:

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

β_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 β_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.

Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_C come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

Dove:

Q Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_C \cdot H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

Carico uniforme sul terrapieno

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

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

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

γ 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 θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

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 γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), 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 δ 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.

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

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 θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

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

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.

Terra Rinforzata

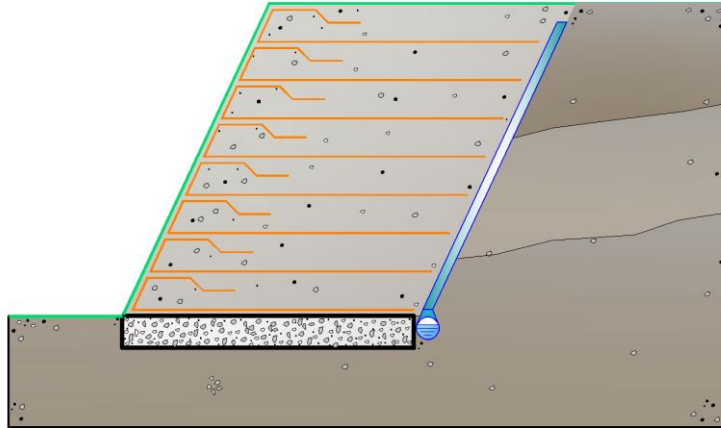
Verifiche Interne

Sono finalizzate ad analizzare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente la porzione di terreno rinforzato.

Hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, a fronte dell'introduzione di possibili cinematismi di rottura che tendono a pregiudicare la funzionalità e la sicurezza del manufatto.

Le verifiche effettuate comprendono:

- Verifica di resistenza dei rinforzi (Rottura);
- Verifica allo sfilamento (Pullout).



Verifica a rottura

Si valuta l'entità della resistenza mobilitata dal rinforzo per garantire il raggiungimento di una condizione stabile dell'opera.

La sollecitazione instabilizzante è rappresentata dalla spinta a cui è sottoposto il manufatto da parte dei sistemi di carichi applicati (terreno a tergo, eventuale sovraccarico esterno ed azione del sisma).

La resistenza disponibile nel rinforzo si calcola a partire dalla sua resistenza nominale, applicando opportuni fattori di sicurezza:

$$T_{\text{allow}} = \frac{T_{\text{nom}}}{\prod_{i=1}^n FS_i}$$

E' necessario che per ogni livello z_i , profondità a cui è collocato il rinforzo rispetto alla sommità dell'opera, venga soddisfatta la relazione:

$$\frac{T_{\text{allow}}}{T_{z_i}} \geq FS_{\text{rottura}}$$

Avendo indicato con T_{z_i} la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Verifica a sfilamento

La verifica a rottura, definisce l'entità della resistenza a trazione che il rinforzo deve essere in grado di mobilitare per stabilizzare l'opera.

Il trasferimento della resistenza a trazione dal rinforzo al terreno può avvenire grazie all'interazione che si sviluppa all'interno del rinforzo in corrispondenza del tratto ancorato nella parte stabile del pendio.

In funzione della lunghezza di ancoraggio del telo, infatti, per effetto della spinta generata dalle sollecitazioni a tergo del tratto di terreno rinforzato, si sviluppa internamente al rinforzo, una resistenza che tende, per reazione, ad opporsi al movimento verso l'esterno del sistema composito.

Tale resistenza viene chiamata resistenza allo sfilamento (Pullout).

La resistenza allo sfilamento può essere determinata dalla seguente relazione:

$$T_{\text{pullout}} = 2 \cdot (L_e \cdot f_b \cdot \tan \varphi) \cdot \sigma'_v$$

dove:

T_{pullout} Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

f_b Coefficiente di Pullout;

σ'_v Tensioni normali applicate sulla parte del rinforzo ancorato nella zona resistente, alla quota z_i ; in tale valore è incluso il contributo del sovraccarico, se presente.

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta se:

$$\frac{T_{\text{pullout}}}{T_{z_i}} \geq FS_{\text{rottura}}$$

Dove T_{z_i} è la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Forze di trazione nei rinforzi

Si determinano le forze di trazione nei vari rinforzi, date dall'area del diagramma delle pressioni relative a ogni striscia. Per il diagramma triangolare relativo al terrapieno, la forza nella striscia è data dall'area dell'elemento trapezio $ab'd'e$ viene trasformata nella pressione media q_i alla profondità della striscia Z_i mediante la relazione:

$$q_i = \gamma \cdot z_i \cdot K_a$$

La pressione q_i agisce su una area definita dalla spaziatura delle armature $h \times s$ e corrisponde a una forza di trazione nel rinforzo pari a:

$$T_i = q_i \cdot A = \gamma \cdot z_i \cdot K_a \cdot (h \cdot s)$$

Per l'equilibrio la somma delle forze di trazione deve essere pari alla componente orizzontale delle forze agenti.

$$\sum T_i = P_{ah}$$

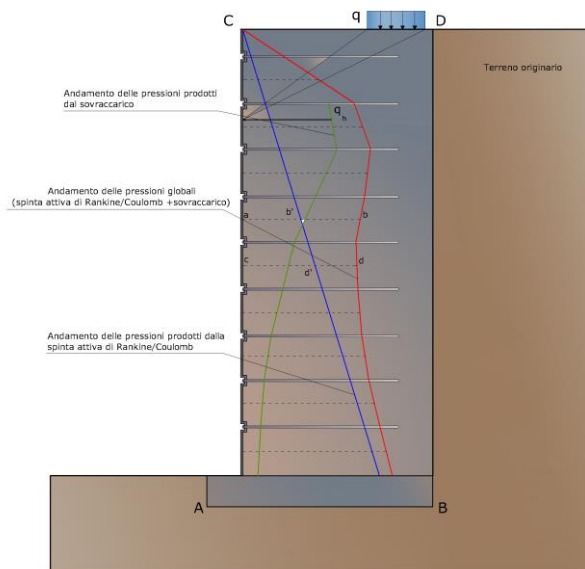


Fig. 2

Calcolo delle lunghezze efficaci L_e

Si calcolano le lunghezze delle strisce L_e che compaiono in Figura 3, necessarie affinché si sviluppi una forza d'attrito $F_r = T_i$. Sulla base di tali lunghezze e delle dimensioni del cuneo di Rankine, si può determinare la lunghezza globale L_o delle strisce da utilizzare. In generale, per tutta l'altezza del muro si usano strisce della stessa lunghezza. La lunghezza di ancoraggio dipende dal coefficiente d'attrito $f = \tan \delta$ tra suolo e rinforzo, essendo δ un'opportuna frazione dell'angolo d'attrito interno del terreno ϕ . Se la striscia è sufficientemente scabra $\delta = \phi$, mentre per metalli lisci δ è compreso orientativamente tra 20° e 25° .

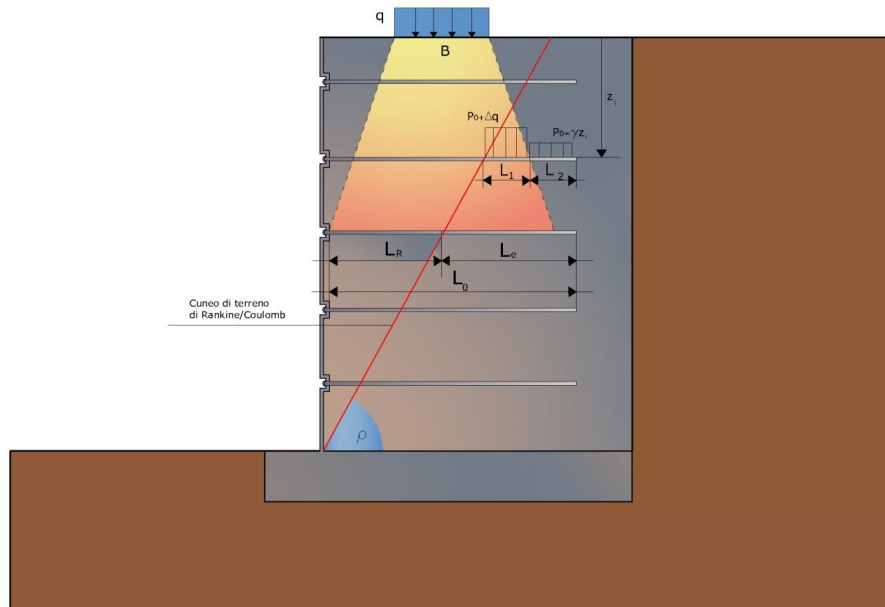


Fig. 3

Per strisce di dimensioni $b \times L_e$ o per fogli di geotessile di larghezza unitaria e lunghezza L_e , entrambe le facce sviluppano attrito; per barre circolari, l'attrito resistente è sviluppato lungo il perimetro. In ogni caso, l'attrito è dato dal prodotto di f per la pressione normale al rinforzo calcolata come $p_0 = \gamma z_i$ dove z_i è la distanza *media* dalla superficie del terreno al rinforzo. Si ha quindi:

Per strisce:

$$F_i = 2 \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (b \cdot L_e) \geq T_i$$

Per barre:

$$F_i = \pi \cdot D \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (L_e) \geq T_i$$

Per fogli:

$$F_i = 2 \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (1 \cdot L_e) \geq T_i$$

Se nelle precedenti formule il segno \geq è sostituito col segno di uguale, il coefficiente di sicurezza FS è pari a 1. Se si assume $FS > 1$, il valore di L_e risulta necessariamente maggiore di quello dato da queste formule.

Si determina quindi la sezione delle armature $b \times t$. Per barre o strisce in metallo avente sforzo ammissibile pari a $f_a = f_y/FS$ si ha:

$$b \cdot t \cdot f_a > T_i \quad \text{oppure} \quad \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f_a > T_i$$

Nel caso di geotessili si ha il problema che la resistenza del tessuto varia a seconda del produttore; tra quelli possibili si sceglie un tessuto che:

Larghezza striscia $b \times$ resistenza per unità di larghezza $\geq T_i$

Descrizione

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,097
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,045

Geometria

Nr.	X (m)	Y (m)
1	0,0	0,0
2	1,73	3,0

3	6,73	3,0
4	5,0	0,0

Terreno rinforzo

Peso unità di volume	20,0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20,0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	35,0 °
Coesione	0,0 kN/m ²
Angolo attrito terreno rinforzo	23,3 °

Terreno riempimento

Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	35,0 °
Coesione	0,0 kN/m ²
Angolo di attrito terra muro	23,0 °

Terreno fondazione

Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	25,0 °
Coesione	10,0 kN/m ²

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	20,54	1,39
2	0,35	0,6	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	23,67	1,72
3	0,69	1,2	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	29,63	2,27
4	1,04	1,8	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	43,57	3,42
5	1,39	2,4	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	95,71	7,3

Elenco rinforzi

Tipo	Descrizione	Struttura (mm)	Resistenza
1	Geogrlie	Geosintetici	28,99 kN/m

Descrizione

Nr.	Confermare	X	Y	Lx	Ly	Q
-----	------------	---	---	----	----	---

	con il pulsante destro del mouse	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)
1	RILEVATO	2,73	2,9908	4	1	77

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	1,4
4	Resistenza terreno	1
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	1,10

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	1,00

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
5	Ribaltamento	0

Combinazione 1 (A1+M1)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	20,54	1,39
2	0,35	0,6	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	23,67	1,72
3	0,69	1,2	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	29,63	2,27
4	1,04	1,8	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	43,57	3,42
5	1,39	2,4	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	95,71	7,3

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (6,7/0,0)$ m

Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (6,7/3,0)$ 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
3,0	0,0	19,0	29,0	35,0	23,0	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
67,0	0,41	0,77	0,36

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	42,05	17,85	6,73	1,0
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	6,73	1,0
Spinta statica sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Peso muro	0,0	300,0	3,37	1,5

Momento stabilizzante	1129,62 kNm
Momento ribaltante	42,05 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	42,05 kN
Sommatoria forze verticali	317,85 kN
Coefficiente di attrito	0,47
Adesione	10,0 kN/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	317,85 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	42,05 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	3,37

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	1129,62 kNm
Momento ribaltante	42,05 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv}	26,86
Muro verificato a ribaltamento C_{sv}>1	

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	42,05 kN
Somma forze in direzione y (F _y)	317,85 kN
Somma momenti	-1087,57 kNm
Larghezza fondazione	5,0 m
Eccentricità su B	0,92 m
Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	25,0 °
Coesione	10,0 kN/m ²
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	19,0 kN/m ³
N _q	12,72
N _c	25,13
N _g	9,7
s _q	1,0
s _c	1,0
s _g	1,0
Z _g (Effetto inerziale in fondazione)	1,0
i _q	1,0
i _c	1,0
i _g	1,0
Carico limite verticale (Q _{lim})	2543,48 kN
Fattore sicurezza (C_{sq}=Q_{lim}/F_y)	8,0
Carico limite verificato C_{sq}>1	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	3,42 m
Larghezza della fondazione	5,0 m

x = 0,27

Tensione... 0,0 kN/m²

x = 5,0

Tensione... 134,25 kN/m²

Combinazione 2 (A2+M2)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (L _{rip}) (m)	Lunghezza facciata (L _f) (m)	Lunghezza non efficace (L _r) (m)	Lunghezza efficace (L _e) (m)	Lunghezza totale (L _t) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0	5	5	--	12,08	1,13
2	0,35	0,6	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	13,67	1,4
3	0,69	1,2	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	16,68	1,85
4	1,04	1,8	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0,02	4,98	5	--	23,62	2,79

			ie								
5	1,39	2,4	(19) Geogr ie	0,5	0,57	0,02	4,98	5	--	48,55	5,81

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (6,7/0,0)$ m

Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (6,7/3,0)$ 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
3,0	0,0	19,0	29,0	29,26	23,0	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
67,0	0,73	0,97	0,24

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	57,24	24,3	6,73	1,0
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	6,73	1,0
Spinta statica sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Peso muro	0,0	300,0	3,37	1,5

Momento stabilizzante 1173,03 kNm

Momento ribaltante 57,24 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	57,24 kN
Sommatoria forze verticali	324,3 kN
Coefficiente di attrito	0,37
Adesione	8,0 kN/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	324,3 kN

Forze parall. al piano di scorrimento 57,24 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd 2,81
Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 1173,03 kNm
 Momento ribaltante 57,24 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 20,49
Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x 57,24 kN
 Somma forze in direzione y (Fy) 324,3 kN
 Somma momenti -1115,78 kNm
 Larghezza fondazione 5,0 m
 Eccentricità su B 0,94 m
 Peso unità di volume 19,0 kN/m³
 Angolo di resistenza al taglio 20,46 °
 Coesione 8,0 kN/m²
 Terreno sulla fondazione 0,0 m
 Peso terreno sul piano di posa 19,0 kN/m³
 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) 1993,19 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) 6,15
Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione 3,44 m
 Larghezza della fondazione 5,0 m

x = 0,32 Tensione... 0,0 kN/m²
 x = 5,0 Tensione... 138,64 kN/m²

Combinazione 3 (EQU+M2)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	11,35	1,03
2	0,35	0,6	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	12,95	1,27
3	0,69	1,2	(19)	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	15,97	1,68

			Geogrl ie									
4	1,04	1,8	(19) Geogrl ie	0,5	0,57	0,02	4,98	5	--	22,9	2,53	
5	1,39	2,4	(19) Geogrl ie	0,5	0,57	0,02	4,98	5	--	47,81	5,28	

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (6,7/0,0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (6,7/3,0) 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
3,0	0,0	19,0	29,0	29,26	23,0	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
67,0	0,73	0,97	0,24

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	62,97	26,73	6,73	1,0
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	6,73	1,0
Spinta statica sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Peso muro	0,0	270,0	3,37	1,5

Momento stabilizzante 1088,43 kNm

Momento ribaltante 62,97 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 62,97 kN

Sommatoria forze verticali	296,73 kN
Coefficiente di attrito	0,37
Adesione	8,0 kN/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	296,73 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	62,97 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	2,39

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	1088,43 kNm
Momento ribaltante	62,97 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	17,29

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	62,97 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	296,73 kN
Somma momenti	-1025,46 kNm
Larghezza fondazione	5,0 m
Eccentricità su B	0,96 m
Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	20,46 °
Coesione	8,0 kN/m ²
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	19,0 kN/m ³
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)	1993,19 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	6,72

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	3,46 m
Larghezza della fondazione	5,0 m

x = 0,37

Tensione... 0,0 kN/m²

x = 5,0

Tensione... 128,11 kN/m²

Combinazione 4 (sisma)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	14,88	1,11

2	0,35	0,6	(19) Geogr gl ie	0,5	0,57	0	5	5	--	16,86	1,38
3	0,69	1,2	(19) Geogr gl ie	0,5	0,57	0	5	5	--	20,59	1,83
4	1,04	1,8	(19) Geogr gl ie	0,5	0,57	0	5	5	--	29,19	2,75
5	1,39	2,4	(19) Geogr gl ie	0,5	0,57	0	5	5	--	60,04	5,72

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (6,7/0,0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (6,7/3,0) 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
3,0	0,0	19,0	29,0	35,0	23,0	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
67,0	0,41	0,77	0,36

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	32,34	13,73	6,73	1,0
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incremento sismico	28,62	12,15	6,73	1,0
Spinta statica sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,73	1,5
Peso muro	29,1	300,0	3,37	1,5

Momento stabilizzante

1183,67 kNm

Momento ribaltante 104,62 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali 90,07 kN
Sommatoria forze verticali 325,88 kN
Coefficiente di attrito 0,47
Adesione 10,0 kN/m²
Forze normali al piano di scorrimento 325,88 kN
Forze parall. al piano di scorrimento 90,07 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd 2,04

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 1183,67 kNm
Momento ribaltante 104,62 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv 11,31

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x 90,07 kN
Somma forze in direzione y (Fy) 325,88 kN
Somma momenti -1079,05 kNm
Larghezza fondazione 5,0 m
Eccentricità su B 0,81 m
Peso unità di volume 19,0 kN/m³
Angolo di resistenza al taglio 25,0 °
Coesione 10,0 kN/m²
Terreno sulla fondazione 0,0 m
Peso terreno sul piano di posa 19,0 kN/m³
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) 2543,48 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) 7,8

Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione 3,31 m
Larghezza della fondazione 5,0 m

x = 0,0 Tensione... 1,73 kN/m²
x = 5,0 Tensione... 128,62 kN/m²

MU05 – Verifiche di stabilità globale (Sez. 02)

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:

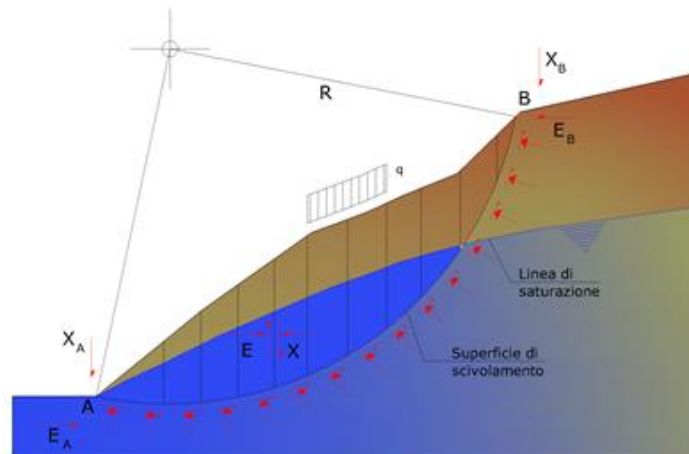
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido 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 (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_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.

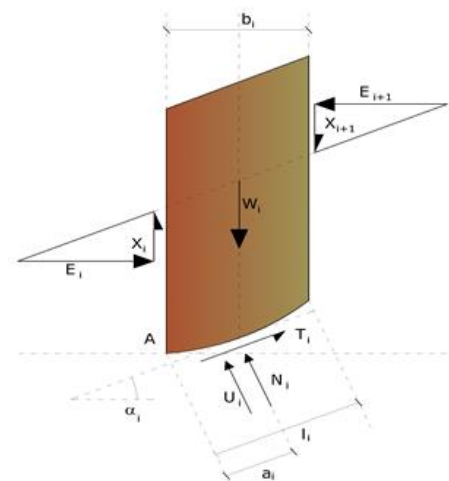
Metodo di Bishop (1955)

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:

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

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

I valori di F e di ΔX 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	4,0
Numero dei conci	50,0
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	4,5 m
Ordinata vertice sinistro inferiore y_i	8,21 m
Ascissa vertice destro superiore x_s	10,13 m
Ordinata vertice destro superiore y_s	11,0 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	-19,48	-8,88
2	-1,47	-2,55
3	0,0	0,0
4	1,0	0,4
5	4,5	2,33
6	5,5	2,33
7	13,01	7,34
8	26,01	7,34
9	30,0	4,94

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	-19,48	-11,88
2	-4,5	-6,62
3	-1,65	-5,62
4	1,2	-4,62
5	4,13	-3,62
6	9,09	-2,62
7	14,32	-1,62
8	18,72	-0,62
9	30,0	1,94

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-19,48	-8,88
2	-4,5	-3,62
3	-1,21	-2,55
4	1,2	-2,55
5	4,53	-0,62
6	9,09	0,38
7	14,32	1,38
8	18,72	2,38
9	30,0	4,94
10	30,0	4,94

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	-19,48	-21,06
2	-0,69	-14,47
3	2,16	-13,47
4	4,96	-12,49
5	7,13	-11,74
6	11,31	-10,9
7	16,67	-9,88
8	21,27	-8,83
9	30,0	-6,85

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	-19,48	-24,61
2	0,42	-17,63
3	3,27	-16,63
4	6,05	-15,65
5	8,01	-14,99
6	11,95	-14,19
7	17,36	-13,16
8	22,01	-12,1
9	30,0	-10,28

Coefficienti parziali azioni

=====

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,3

Favorevoli: Permanenti, variabili 1,0 1,3

=====

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 (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia
1	0		35	20	20	Rilevato
2	10		25	19	19	Ecla
3	10		26	20.5	20.5	Salt
4	70		36	23.5	23.5	Ap

Terra rinforzata

No	Tipologia	Tallow (kN)	Resistenza sfilamento (kN)
1	Geogrglie	28,99	85,4595
2	Geogrglie	28,99	79,87268
3	Geogrglie	28,99	75,75877
4	Geogrglie	28,99	73,9463
5	Geogrglie	28,99	76,02853

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	18	7,35	26	7,35	30

Risultati analisi pendio [NTC 2008 & Circ.]

Fs minimo individuato	1,46
Ascissa centro superficie	4,5 m
Ordinata centro superficie	11,0 m
Raggio superficie	14,7 m

$$x_c = 4,50 \quad y_c = 11,00 \quad R_c = 14,70 \quad F_s = 1,456$$

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,4	-22,9	0,44	3,51	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	4,6	1,8
2	0,4	-21,2	0,43	10,4	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	13,4	5,8
3	0,4	-19,5	0,43	17,17	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	21,0	7,7
4	0,21	-18,3	0,22	11,52	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	13,7	4,7
5	0,6	-16,6	0,62	37,99	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	44,0	14,7
6	0,4	-14,6	0,42	28,27	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	31,9	10,5
7	0,4	-13,0	0,41	30,66	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	34,0	11,0
8	0,4	-11,4	0,41	32,99	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	35,9	11,5
9	0,4	-9,8	0,41	35,26	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	37,8	11,9
10	0,4	-8,2	0,41	37,45	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	39,6	12,4
11	0,4	-6,6	0,41	39,55	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	41,3	12,8
12	0,4	-5,0	0,4	41,57	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	42,9	13,2

13	0,4	-3,4	0,4	43,49	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	44,4	13,6
14	0,4	-1,9	0,4	45,34	0,0	0,0	8,0	20,5	0,2	45,7	13,9
15	0,28	-0,5	0,28	32,12	0,0	0,0	8,0	20,5	0,4	31,9	9,7
16	0,53	1,0	0,53	62,25	0,0	0,0	8,0	20,5	1,1	60,8	18,5
17	0,4	2,9	0,4	47,21	0,0	0,0	8,0	20,5	1,2	45,4	13,9
18	0,4	4,4	0,4	47,7	0,0	0,0	8,0	20,5	1,3	45,4	13,9
19	0,4	6,0	0,41	49,54	0,0	0,0	8,0	20,5	1,5	46,8	14,2
20	0,4	7,6	0,41	51,31	0,0	0,0	8,0	20,5	1,7	48,1	14,6
21	0,4	9,2	0,41	52,98	0,0	0,0	8,0	20,5	1,8	49,5	14,9
22	0,4	10,8	0,41	54,57	0,0	0,0	8,0	20,5	1,8	50,8	15,3
23	0,4	12,4	0,41	56,07	0,0	0,0	8,0	20,5	1,8	52,2	15,6
24	0,4	14,0	0,42	57,48	0,0	0,0	8,0	20,5	1,7	53,5	16,0
25	0,4	15,6	0,42	58,79	0,0	0,0	8,0	20,5	1,6	54,8	16,3
26	0,4	17,3	0,42	60,01	0,0	0,0	8,0	20,5	1,5	56,1	16,7
27	0,4	18,9	0,43	61,14	0,0	0,0	8,0	20,5	1,3	57,4	17,1
28	0,4	20,6	0,43	62,16	0,0	0,0	8,0	20,5	1,0	58,8	17,4
29	0,4	22,3	0,44	63,09	0,0	0,0	8,0	20,5	0,7	60,1	17,8
30	0,4	24,0	0,44	63,9	0,0	0,0	8,0	20,5	0,3	61,5	18,2
31	0,4	25,7	0,45	64,61	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	62,8	18,5
32	0,4	27,5	0,45	65,2	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	63,7	18,8
33	0,4	29,3	0,46	65,67	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	64,6	19,1
34	0,4	31,1	0,47	66,01	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	65,4	19,3
35	0,4	32,9	0,48	66,22	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	66,2	19,6
36	0,32	34,6	0,39	52,42	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	52,9	15,7
37	0,49	36,6	0,61	78,47	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	80,0	23,8
38	0,4	38,7	0,52	62,24	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	64,3	19,3
39	0,4	40,8	0,53	59,64	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	62,4	18,9
40	0,4	42,9	0,55	56,84	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	60,4	18,5
41	0,4	45,1	0,57	53,82	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	58,1	18,0
42	0,4	47,4	0,6	50,57	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	55,6	17,5
43	0,4	49,7	0,62	47,04	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	52,8	16,9
44	0,4	52,2	0,66	43,11	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	47,0	18,1
45	0,4	54,9	0,7	38,71	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	43,5	16,7
46	0,4	57,7	0,75	33,85	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	39,4	15,2
47	0,4	60,8	0,83	28,39	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	34,5	13,3
48	0,4	64,2	0,93	22,16	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	28,4	10,9
49	0,4	68,1	1,08	27,85	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	38,2	14,7
50	0,4	72,9	1,37	17,54	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	26,5	10,2

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

Calcolo eseguito secondo	NTC 2008 & Circ.
Numero di strati	4,0
Numero dei conci	50,0
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	4,5 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	8,21 m
Ascissa vertice destro superiore xs	10,13 m
Ordinata vertice destro superiore ys	11,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,084
Coefficiente azione sismica verticale	0,042

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	-19,48	-8,88
2	-1,47	-2,55
3	0,0	0,0
4	1,0	0,4
5	4,5	2,33
6	5,5	2,33
7	13,01	7,34
8	26,01	7,34
9	30,0	4,94

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	-19,48	-11,88
2	-4,5	-6,62
3	-1,65	-5,62
4	1,2	-4,62
5	4,13	-3,62
6	9,09	-2,62
7	14,32	-1,62
8	18,72	-0,62
9	30,0	1,94

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	-19,48	-8,88
2	-4,5	-3,62
3	-1,21	-2,55

4	1,2	-2,55
5	4,53	-0,62
6	9,09	0,38
7	14,32	1,38
8	18,72	2,38
9	30,0	4,94
10	30,0	4,94

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	-19,48	-21,06
2	-0,69	-14,47
3	2,16	-13,47
4	4,96	-12,49
5	7,13	-11,74
6	11,31	-10,9
7	16,67	-9,88
8	21,27	-8,83
9	30,0	-6,85

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	-19,48	-24,61
2	0,42	-17,63
3	3,27	-16,63
4	6,05	-15,65
5	8,01	-14,99
6	11,95	-14,19
7	17,36	-13,16
8	22,01	-12,1
9	30,0	-10,28

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 (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	0		35	20	20	Rilevato	
2	10		25	19	19	Ecla	
3	10		26	20.5	20.5	Salt	
4	70		36	23.5	23.5	Ap	

Terra rinforzata

No	Tipologia	Tallow (kN)	Resistenza sfilamento (kN)
----	-----------	----------------	-------------------------------

1	Geogglie	28,99	140,0975
2	Geogglie	28,99	130,9388
3	Geogglie	28,99	124,1947
4	Geogglie	28,99	121,2234
5	Geogglie	28,99	124,6369

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m²)
1	18	7,35	26	7,35	30

Risultati analisi pendio [NTC 2008 & Circ.]

Fs minimo individuato	1,11
Ascissa centro superficie	4,5 m
Ordinata centro superficie	11,0 m
Raggio superficie	14,7 m

xc = 4,50 yc = 11,00 Rc = 14,70 Fs=1,111

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,4	-22,9	0,44	3,51	0,3	0,15	0,0	29,3	0,0	4,8	2,4
2	0,4	-21,2	0,43	10,4	0,87	0,44	8,0	20,5	0,0	14,2	7,9
3	0,4	-19,5	0,43	17,17	1,44	0,72	8,0	20,5	0,0	21,9	10,4
4	0,21	-18,3	0,22	11,52	0,97	0,48	8,0	20,5	0,0	14,2	6,4
5	0,6	-16,6	0,62	37,99	3,19	1,6	8,0	20,5	0,0	45,6	19,8
6	0,4	-14,6	0,42	28,27	2,38	1,19	8,0	20,5	0,0	32,9	14,0
7	0,4	-13,0	0,41	30,66	2,58	1,29	8,0	20,5	0,0	34,8	14,7
8	0,4	-11,4	0,41	32,99	2,77	1,39	8,0	20,5	0,0	36,7	15,3
9	0,4	-9,8	0,41	35,26	2,96	1,48	8,0	20,5	0,0	38,5	15,9
10	0,4	-8,2	0,41	37,45	3,15	1,57	8,0	20,5	0,0	40,2	16,4
11	0,4	-6,6	0,41	39,55	3,32	1,66	8,0	20,5	0,0	41,8	17,0
12	0,4	-5,0	0,4	41,57	3,49	1,75	8,0	20,5	0,0	43,3	17,4
13	0,4	-3,4	0,4	43,49	3,65	1,83	8,0	20,5	0,0	44,6	17,9
14	0,4	-1,9	0,4	45,34	3,81	1,9	8,0	20,5	0,2	45,8	18,3
15	0,28	-0,5	0,28	32,12	2,7	1,35	8,0	20,5	0,4	31,9	12,7
16	0,53	1,0	0,53	62,25	5,23	2,61	8,0	20,5	1,1	60,7	24,2
17	0,4	2,9	0,4	47,21	3,97	1,98	8,0	20,5	1,2	45,2	18,1
18	0,4	4,4	0,4	47,7	4,01	2,0	8,0	20,5	1,3	45,1	18,1
19	0,4	6,0	0,41	49,54	4,16	2,08	8,0	20,5	1,5	46,3	18,5
20	0,4	7,6	0,41	51,31	4,31	2,15	8,0	20,5	1,7	47,6	18,9
21	0,4	9,2	0,41	52,98	4,45	2,23	8,0	20,5	1,8	48,8	19,3
22	0,4	10,8	0,41	54,57	4,58	2,29	8,0	20,5	1,8	50,0	19,7
23	0,4	12,4	0,41	56,07	4,71	2,35	8,0	20,5	1,8	51,2	20,2
24	0,4	14,0	0,42	57,48	4,83	2,41	8,0	20,5	1,7	52,3	20,6
25	0,4	15,6	0,42	58,79	4,94	2,47	8,0	20,5	1,6	53,5	21,0
26	0,4	17,3	0,42	60,01	5,04	2,52	8,0	20,5	1,5	54,6	21,4
27	0,4	18,9	0,43	61,14	5,14	2,57	8,0	20,5	1,3	55,8	21,8
28	0,4	20,6	0,43	62,16	5,22	2,61	8,0	20,5	1,0	57,0	22,2
29	0,4	22,3	0,44	63,09	5,3	2,65	8,0	20,5	0,7	58,1	22,7
30	0,4	24,0	0,44	63,9	5,37	2,68	8,0	20,5	0,3	59,3	23,1
31	0,4	25,7	0,45	64,61	5,43	2,71	8,0	20,5	0,0	60,4	23,5
32	0,4	27,5	0,45	65,2	5,48	2,74	8,0	20,5	0,0	61,1	23,8
33	0,4	29,3	0,46	65,67	5,52	2,76	8,0	20,5	0,0	61,8	24,1
34	0,4	31,1	0,47	66,01	5,55	2,77	8,0	20,5	0,0	62,4	24,3

35	0,4	32,9	0,48	66,22	5,56	2,78	8,0	20,5	0,0	63,0	24,6
36	0,32	34,6	0,39	52,42	4,4	2,2	8,0	20,5	0,0	50,1	19,6
37	0,49	36,6	0,61	78,47	6,59	3,3	8,0	20,5	0,0	75,6	29,8
38	0,4	38,7	0,52	62,24	5,23	2,61	8,0	20,5	0,0	60,5	24,0
39	0,4	40,8	0,53	59,64	5,01	2,5	8,0	20,5	0,0	58,5	23,5
40	0,4	42,9	0,55	56,84	4,77	2,39	8,0	20,5	0,0	56,3	22,9
41	0,4	45,1	0,57	53,82	4,52	2,26	8,0	20,5	0,0	53,9	22,2
42	0,4	47,4	0,6	50,57	4,25	2,12	8,0	20,5	0,0	51,3	21,5
43	0,4	49,7	0,62	47,04	3,95	1,98	8,0	20,5	0,0	48,3	20,7
44	0,4	52,2	0,66	43,11	3,62	1,81	0,0	29,3	0,0	42,6	21,5
45	0,4	54,9	0,7	38,71	3,25	1,63	0,0	29,3	0,0	39,2	19,8
46	0,4	57,7	0,75	33,85	2,84	1,42	0,0	29,3	0,0	35,2	17,8
47	0,4	60,8	0,83	28,39	2,38	1,19	0,0	29,3	0,0	30,6	15,4
48	0,4	64,2	0,93	22,16	1,86	0,93	0,0	29,3	0,0	24,9	12,6
49	0,4	68,1	1,08	24,85	2,09	1,04	0,0	29,3	0,0	29,6	14,9
50	0,4	72,9	1,37	14,81	1,24	0,62	0,0	29,3	0,0	19,1	9,6

MU05 – Verifiche terre rinforzate (Sez. 03)

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:

γ_t	Peso unità di volume del terreno;
β	Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
ϕ	Angolo di resistenza al taglio del terreno;
δ	Angolo di attrito terra-muro;
ε	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 ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ 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:

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

β_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 β_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.

Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_C come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

Dove:

Q Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_C \cdot H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

Carico uniforme sul terrapieno

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

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

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
 γ 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 θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

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 γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), 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 δ 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.

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

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:

$A' = B' L'$ 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.

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

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 θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

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

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.

Terra Rinforzata

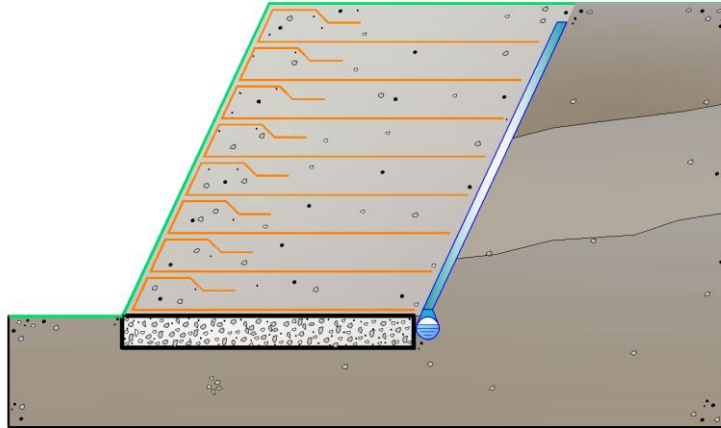
Verifiche Interne

Sono finalizzate ad analizzare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente la porzione di terreno rinforzato.

Hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, a fronte dell'introduzione di possibili cinematismi di rottura che tendono a pregiudicare la funzionalità e la sicurezza del manufatto.

Le verifiche effettuate comprendono:

- Verifica di resistenza dei rinforzi (Rottura);
- Verifica allo sfilamento (Pullout).



Verifica a rottura

Si valuta l'entità della resistenza mobilitata dal rinforzo per garantire il raggiungimento di una condizione stabile dell'opera.

La sollecitazione instabilizzante è rappresentata dalla spinta a cui è sottoposto il manufatto da parte dei sistemi di carichi applicati (terreno a tergo, eventuale sovraccarico esterno ed azione del sisma).

La resistenza disponibile nel rinforzo si calcola a partire dalla sua resistenza nominale, applicando opportuni fattori di sicurezza:

$$T_{\text{allow}} = \frac{T_{\text{nom}}}{\prod_{i=1}^n FS_i}$$

E' necessario che per ogni livello z_i , profondità a cui è collocato il rinforzo rispetto alla sommità dell'opera, venga soddisfatta la relazione:

$$\frac{T_{\text{allow}}}{T_{z_i}} \geq FS_{\text{rottura}}$$

Avendo indicato con T_{z_i} la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Verifica a sfilamento

La verifica a rottura, definisce l'entità della resistenza a trazione che il rinforzo deve essere in grado di mobilitare per stabilizzare l'opera.

Il trasferimento della resistenza a trazione dal rinforzo al terreno può avvenire grazie all'interazione che si sviluppa all'interno del rinforzo in corrispondenza del tratto ancorato nella parte stabile del pendio.

In funzione della lunghezza di ancoraggio del telo, infatti, per effetto della spinta generata dalle sollecitazioni a tergo del tratto di terreno rinforzato, si sviluppa internamente al rinforzo, una resistenza che tende, per reazione, ad opporsi al movimento verso l'esterno del sistema composito.

Tale resistenza viene chiamata resistenza allo sfilamento (Pullout).

La resistenza allo sfilamento può essere determinata dalla seguente relazione:

$$T_{\text{pullout}} = 2 \cdot (L_e \cdot f_b \cdot \tan \varphi) \cdot \sigma'_v$$

dove:

T_{pullout} Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

f_b Coefficiente di Pullout;

σ'_v Tensioni normali applicate sulla parte del rinforzo ancorato nella zona resistente, alla quota z_i ; in tale valore è incluso il contributo del sovraccarico, se presente.

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta se:

$$\frac{T_{\text{pullout}}}{T_{z_i}} \geq FS_{\text{rottura}}$$

Dove T_{z_i} è la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Forze di trazione nei rinforzi

Si determinano le forze di trazione nei vari rinforzi, date dall'area del diagramma delle pressioni relative a ogni striscia. Per il diagramma triangolare relativo al terrapieno, la forza nella striscia è data dall'area dell'elemento trapezio $ab'd'e$ viene trasformata nella pressione media q_i alla profondità della striscia Z_i mediante la relazione:

$$q_i = \gamma \cdot z_i \cdot K_a$$

La pressione q_i agisce su una area definita dalla spaziatura delle armature $h \times s$ e corrisponde a una forza di trazione nel rinforzo pari a:

$$T_i = q_i \cdot A = \gamma \cdot z_i \cdot K_a \cdot (h \cdot s)$$

Per l'equilibrio la somma delle forze di trazione deve essere pari alla componente orizzontale delle forze agenti.

$$\sum T_i = P_{ah}$$

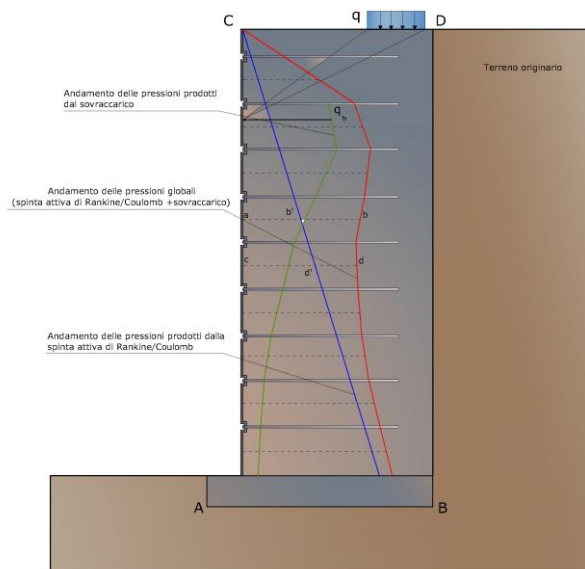


Fig. 2

Calcolo delle lunghezze efficaci L_e

Si calcolano le lunghezze delle strisce L_e che compaiono in Figura 3, necessarie affinché si sviluppi una forza d'attrito $F_r = T_i$. Sulla base di tali lunghezze e delle dimensioni del cuneo di Rankine, si può determinare la lunghezza globale L_o delle strisce da utilizzare. In generale, per tutta l'altezza del muro si usano strisce della stessa lunghezza. La lunghezza di ancoraggio dipende dal coefficiente d'attrito $f = \tan \delta$ tra suolo e rinforzo, essendo δ un'opportuna frazione dell'angolo d'attrito interno del terreno ϕ . Se la striscia è sufficientemente scabra $\delta = \phi$, mentre per metalli lisci δ è compreso orientativamente tra 20° e 25° .

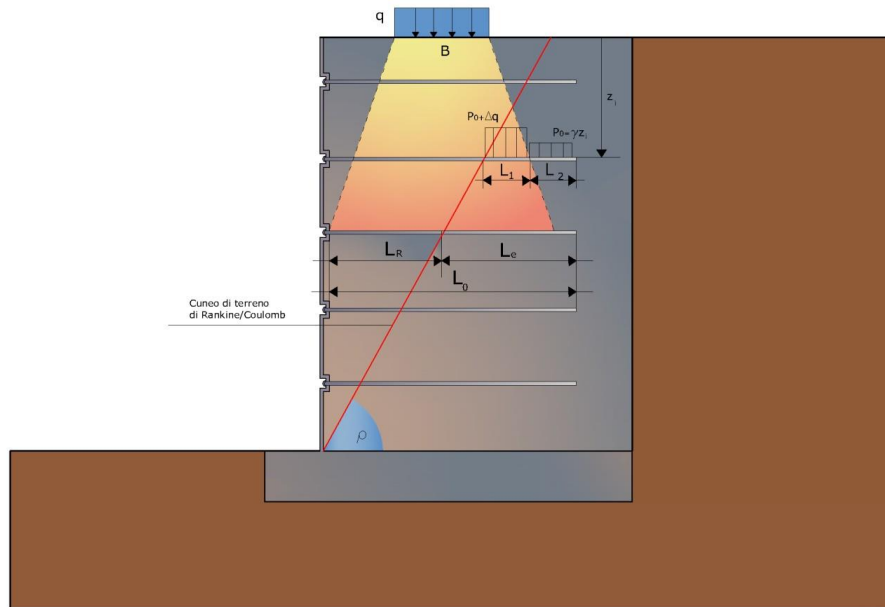


Fig. 3

Per strisce di dimensioni $b \times L_e$ o per fogli di geotessile di larghezza unitaria e lunghezza L_e , entrambe le facce sviluppano attrito; per barre circolari, l'attrito resistente è sviluppato lungo il perimetro. In ogni caso, l'attrito è dato dal prodotto di f per la pressione normale al rinforzo calcolata come $p_0 = \gamma z_i$ dove z_i è la distanza *media* dalla superficie del terreno al rinforzo. Si ha quindi:

Per strisce:

$$F_i = 2 \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (b \cdot L_e) \geq T_i$$

Per barre:

$$F_i = \pi \cdot D \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (L_e) \geq T_i$$

Per fogli:

$$F_i = 2 \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (1 \cdot L_e) \geq T_i$$

Se nelle precedenti formule il segno \geq è sostituito col segno di uguale, il coefficiente di sicurezza FS è pari a 1. Se si assume $FS > 1$, il valore di L_e risulta necessariamente maggiore di quello dato da queste formule.

Si determina quindi la sezione delle armature $b \times t$. Per barre o strisce in metallo avente sforzo ammissibile pari a $f_a = f_y/FS$ si ha:

$$b \cdot t \cdot f_a > T_i \quad \text{oppure} \quad \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f_a > T_i$$

Nel caso di geotessili si ha il problema che la resistenza del tessuto varia a seconda del produttore; tra quelli possibili si sceglie un tessuto che:

Larghezza striscia $b \times$ resistenza per unità di larghezza $\geq T_i$

Descrizione

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,097
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,045

Geometria

Nr.	X (m)	Y (m)
1	0,0	0,0
2	1,39	2,4

3	6,39	2,4
4	5,0	0,0

Terreno rinforzo

Peso unità di volume	20,0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20,0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	35,0 °
Coesione	0,0 kN/m ²
Angolo attrito terreno rinforzo	23,3 °

Terreno riempimento

Peso unità di volume	20,0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20,0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	35,0 °
Coesione	0,0 kN/m ²
Angolo di attrito terra muro	23,0 °

Terreno fondazione

Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza a taglio	25,0 °
Coesione	10,0 kN/m ²

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	13,99	1,48
2	0,35	0,6	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	16,18	1,97
3	0,69	1,2	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	21,22	2,96
4	1,04	1,8	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	39,08	6,06

Elenco rinforzi

Tipo	Descrizione	Struttura (mm)	Resistenza
1	Geogrlie	Geosintetici	28,71 kN/m

Descrizione

Nr.	Confermare con il pulsante destro del mouse	X (m)	Y (m)	Lx (m)	Ly (m)	Q (kN/m ²)
-----	---	-------	-------	--------	--------	------------------------

1	RILEVATO	2,73	2,4	3,7	1	35
---	----------	------	-----	-----	---	----

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	1,4
4	Resistenza terreno	1
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	1,10

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	1,00

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
5	Ribaltamento	0

Combinazione 1 (A1+M1)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	13,99	1,48
2	0,35	0,6	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	16,18	1,97
3	0,69	1,2	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	21,22	2,96
4	1,04	1,8	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	39,08	6,06

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (6,4/0,0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (6,4/2,4) 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2,4	0,0	20,0	33,0	35,0	23,0	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
67,0	0,51	0,87	0,36

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	35,14	14,92	6,39	0,8
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,39	1,2
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	6,39	0,8
Spinta statica sovraccarico	51,24	21,75	6,39	1,2
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,39	1,2
Peso muro	0,0	240,0	3,19	1,2

Momento stabilizzante	1000,41 kNm
Momento ribaltante	89,6 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	86,38 kN
Sommatoria forze verticali	276,67 kN
Coefficiente di attrito	0,47
Adesione	10,0 kN/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	276,67 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	86,38 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,48

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	1000,41 kNm
Momento ribaltante	89,6 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	11,17

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	86,38 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	276,67 kN
Somma momenti	-910,81 kNm
Larghezza fondazione	5,0 m
Eccentricità su B	0,79 m
Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	25,0 °
Coesione	10,0 kN/m ²
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	19,0 kN/m ³
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)	2543,48 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	9,19
Carico limite verificato Csq>1	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	3,29 m
Larghezza della fondazione	5,0 m

x = 0,0	Tensione... 2,74 kN/m ²
x = 5,0	Tensione... 107,93 kN/m ²

Combinazione 2 (A2+M2)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0	5	5	--	9,05	1,29
2	0,35	0,6	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	10,22	1,71
3	0,69	1,2	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	12,89	2,57
4	1,04	1,8	(19) Geogrglie	0,5	0,57	0,02	4,98	5	--	22,25	5,22

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (6,4/0,0) m

Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (6,4/2, 4)$ 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2,4	0,0	20,0	33,0	29,26	23,0	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
67,0	0,83	0,97	0,14

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	43,84	18,61	6,39	0,8
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,39	1,2
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	6,39	0,8
Spinta statica sovraccarico	63,94	27,14	6,39	1,2
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,39	1,2
Peso muro	0,0	240,0	3,19	1,2

Momento stabilizzante	1058,41 kNm
Momento ribaltante	111,8 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	107,78 kN
Sommatoria forze verticali	285,75 kN
Coefficiente di attrito	0,37
Adesione	8,0 kN/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	285,75 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	107,78 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,36

Traslazione verificata Csd > 1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	1058,41 kNm
Momento ribaltante	111,8 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	9,47

Muro verificato a ribaltamento Csv > 1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	107,78 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	285,75 kN
Somma momenti	-946,61 kNm
Larghezza fondazione	5,0 m
Eccentricità su B	0,81 m
Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	20,46 °
Coesione	8,0 kN/m ²
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	19,0 kN/m ³
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)	1993,19 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	6,98
Carico limite verificato Csq>1	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	3,31 m
Larghezza della fondazione	5,0 m

x = 0,0

Tensione... 1,41 kN/m²

x = 5,0

Tensione... 112,89 kN/m²

Combinazione 3 (EQU+M2)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0	5	5	--	8,43	1,17
2	0,35	0,6	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	9,59	1,56
3	0,69	1,2	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0,01	4,99	5	--	12,27	2,34
4	1,04	1,8	(19) Geogrlie	0,5	0,57	0,02	4,98	5	--	21,62	4,75

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (6,4/0,0)$ m
Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (6,4/2,4)$ 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2,4	0,0	20,0	33,0	29,26	23,0	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
67,0	0,83	0,97	0,14

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	48,23	20,47	6,39	0,8
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,39	1,2
Spinta incremento sismico	0,0	0,0	6,39	0,8
Spinta statica sovraccarico	70,33	29,85	6,39	1,2
Spinta incr. sismico sovraccarico	0,0	0,0	6,39	1,2
Peso muro	0,0	216,0	3,19	1,2

Momento stabilizzante	1011,0 kNm
Momento ribaltante	122,98 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	118,56 kN
Sommatoria forze verticali	266,33 kN
Coefficiente di attrito	0,37
Adesione	8,0 kN/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	266,32 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	118,56 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,18

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	1011,0 kNm
Momento ribaltante	122,98 kNm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	8,22

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

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	118,56 kN
Somma forze in direzione y (Fy)	266,33 kN
Somma momenti	-888,02 kNm
Larghezza fondazione	5,0 m
Eccentricità su B	0,83 m
Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	20,46 °
Coesione	8,0 kN/m ²
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	19,0 kN/m ³
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)	1993,19 kN
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy)	7,48
Carico limite verificato Csq > 1	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	3,33 m
Larghezza della fondazione	5,0 m

x = 0,0

Tensione... 0,0 kN/m²

x = 5,0

Tensione... 106,6 kN/m²

Combinazione 4 (sisma)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza a sfilamento	Fattore sicurezza a rottura
1	0,0	0,0	(19) Geogralie	0,5	0,57	0	5	5	--	11,19	1,27
2	0,35	0,6	(19) Geogralie	0,5	0,57	0	5	5	--	12,64	1,69
3	0,69	1,2	(19) Geogralie	0,5	0,57	0	5	5	--	15,97	2,54
4	1,04	1,8	(19) Geogralie	0,5	0,57	0	5	5	--	27,59	5,16

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per $(x_{r1}, y_{r1}) = (6,4/0,0)$ m

Piano di rottura passante per $(x_{r2}, y_{r2}) = (6,4/2,4)$ 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 (kN/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kN/m ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
2,4	0,0	20,0	33,0	35,0	23,0	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
67,0	0,51	0,87	0,36

Spinte risultanti e punto di applicazione

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

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	27,03	11,47	6,39	0,8
Spinta attiva Coesione	0,0	0,0	6,39	1,2
Spinta incremento sismico	19,31	8,2	6,39	0,8
Spinta statica sovraccarico	39,42	16,73	6,39	1,2
Spinta incr. sismico sovraccarico	28,16	11,95	6,39	1,2
Peso muro	23,28	240,0	3,19	1,2

Momento stabilizzante 1075,06 kNm

Momento ribaltante 146,11 kNm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	137,2 kN
Sommatoria forze verticali	288,36 kN
Coefficiente di attrito	0,47
Adesione	10,0 kN/m ²
Forze normali al piano di scorrimento	288,36 kN
Forze parall. al piano di scorrimento	137,2 kN
Coeff. sicurezza traslazione Csd	1,22

Traslazione verificata Csd>1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante 1075,06 kNm

Momento ribaltante 146,11 kNm

Coeff. sicurezza ribaltamento C_{sv}
Muro verificato a ribaltamento C_{sv}>1

7,36

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	137,2 kN
Somma forze in direzione y (F _y)	288,36 kN
Somma momenti	-928,96 kNm
Larghezza fondazione	5,0 m
Eccentricità su B	0,72 m
Peso unità di volume	19,0 kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio	25,0 °
Coesione	10,0 kN/m ²
Terreno sulla fondazione	0,0 m
Peso terreno sul piano di posa	19,0 kN/m ³
N _q	12,72
N _c	25,13
N _g	9,7
s _q	1,0
s _c	1,0
s _g	1,0
Z _g (Effetto inerziale in fondazione)	1,0
i _q	1,0
i _c	1,0
i _g	1,0
Carico limite verticale (Q _{lim})	2543,48 kN
Fattore sicurezza (C_{sq}=Q_{lim}/F_y)	8,82
Carico limite verificato C_{sq}>1	

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione	3,22 m
Larghezza della fondazione	5,0 m

x = 0,0	Tensione...	7,74 kN/m ²
x = 5,0	Tensione...	107,61 kN/m ²

MU05 – Verifiche di stabilità globale (Sez. 03)

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:

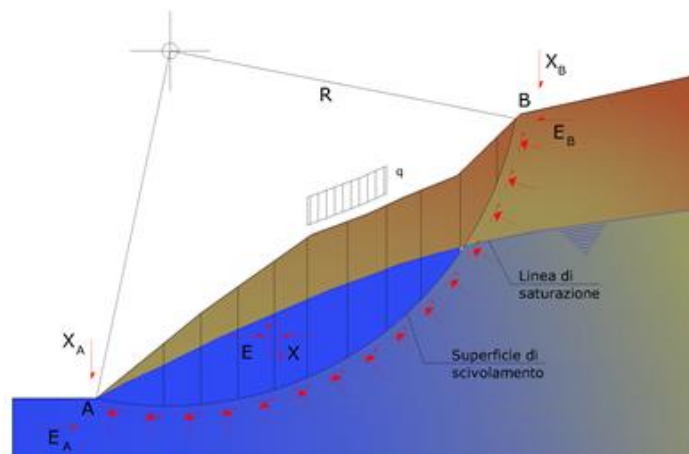
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido 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 (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_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:

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

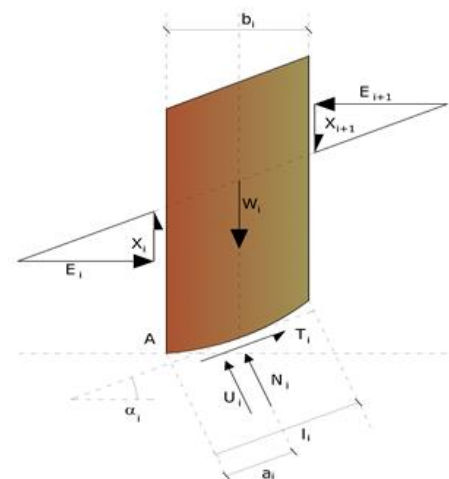
$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \phi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \phi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX 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	4,0
Numero dei conci	50,0
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	15,5 m
Ordinata vertice sinistro inferiore y_i	24,0 m
Ascissa vertice destro superiore x_s	22,0 m
Ordinata vertice destro superiore y_s	28,0 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	5,42	13,99
2	10,7	15,94
3	12,2	18,35
4	12,75	18,35
5	15,13	19,78
6	16,13	19,78
7	23,63	24,78
8	50,07	24,78

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	6,47	11,18
2	9,16	12,18
3	11,86	13,17
4	14,58	14,17
5	17,22	15,14
6	20,44	16,09
7	24,58	17,05
8	50,62	21,83

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	5,42	13,99
2	8,12	14,99
3	10,82	15,99
4	13,55	15,99
5	17,0	17,99
6	19,68	18,99
7	21,96	19,53
8	50,07	24,78

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	5,42	2,26
2	11,94	4,67
3	14,62	5,67
4	17,34	6,66
5	19,73	7,54
6	22,48	8,35
7	26,21	9,22
8	50,07	13,6

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	5,42	-0,41
2	12,8	2,33
3	15,49	3,32
4	18,2	4,31
5	20,51	5,16
6	23,12	5,93
7	26,72	6,77
8	50,07	11,05

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,3
Favorevoli: Permanenti, variabili	1,0	1,3

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Stratigrafia

Strato	Coesione (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	0		35	20	20	Rilevato	
2	10		25	19	19	Ecla	
3	10		26	20	20	Salt	
4	70		36	23	23	Ap	

Terra rinforzata

No	Tipologia	Tallow (kN)	Resistenza sfilamento (kN)
1	Geogrglie	28,71	54,12514
2	Geogrglie	28,71	47,14516
3	Geogrglie	28,71	41,1877
4	Geogrglie	28,71	37,00397

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	28	24,78	43	24,78	30

Risultati analisi pendio [NTC 2008 & Circ.]

Fs minimo individuato	1,41
Ascissa centro superficie	14,6 m
Ordinata centro superficie	24,43 m
Raggio superficie	9,67 m

$$xc = 14,602 \quad yc = 24,428 \quad Rc = 9,665 \quad Fs=1,407$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,28	-25,7	0,31	0,64	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	1,8	2,2
2	0,15	-24,3	0,16	0,85	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	1,5	1,3
3	0,41	-22,5	0,44	6,17	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	8,7	4,8
4	0,28	-20,3	0,3	8,03	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	10,2	4,4
5	0,28	-18,5	0,29	11,07	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	13,4	5,2
6	0,28	-16,8	0,29	14,06	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	16,5	6,0
7	0,25	-15,1	0,26	14,88	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	17,0	6,0
8	0,31	-13,4	0,32	20,45	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	22,9	7,9
9	0,28	-11,6	0,29	18,67	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	20,5	7,1
10	0,28	-10,0	0,28	19,58	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	21,1	7,2
11	0,28	-8,3	0,28	20,75	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	22,1	7,5
12	0,28	-6,6	0,28	21,89	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	22,9	7,7
13	0,28	-4,9	0,28	22,94	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	23,7	7,9
14	0,28	-3,3	0,28	23,94	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	24,4	8,1
15	0,28	-1,6	0,28	24,89	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	25,1	8,3
16	0,28	0,1	0,28	25,81	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	25,8	8,4
17	0,38	2,0	0,38	36,48	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	36,1	11,7
18	0,18	3,7	0,18	17,5	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	17,2	5,6
19	0,28	5,0	0,28	27,22	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	26,6	8,6

20	0,28	6,7	0,28	27,02	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	26,2	8,5
21	0,28	8,4	0,28	26,78	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	25,8	8,5
22	0,28	10,1	0,28	27,07	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	26,0	8,5
23	0,28	11,7	0,29	27,78	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	26,6	8,7
24	0,28	13,4	0,29	28,45	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	27,1	8,8
25	0,28	15,2	0,29	29,07	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	27,7	9,0
26	0,28	16,9	0,29	29,66	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	28,2	9,1
27	0,28	18,6	0,3	30,2	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	28,7	9,3
28	0,28	20,4	0,3	30,69	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	29,2	9,4
29	0,28	22,2	0,3	31,12	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	29,7	9,6
30	0,28	24,0	0,31	31,5	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	30,1	9,7
31	0,28	25,8	0,31	31,83	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	30,6	9,9
32	0,28	27,6	0,32	32,09	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	31,0	10,0
33	0,28	29,5	0,32	32,3	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	31,4	10,1
34	0,28	31,5	0,33	32,44	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	31,7	10,3
35	0,28	33,4	0,34	32,52	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	32,1	10,4
36	0,28	35,4	0,34	32,52	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	32,4	10,5
37	0,28	37,5	0,35	32,45	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	32,7	10,7
38	0,28	39,6	0,36	32,29	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	33,0	10,8
39	0,28	41,8	0,38	32,03	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	33,2	10,9
40	0,28	44,1	0,39	31,68	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	33,4	11,1
41	0,28	46,4	0,41	31,2	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	33,5	11,2
42	0,28	48,9	0,43	30,59	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	33,6	11,3
43	0,28	51,5	0,45	29,84	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	33,5	11,4
44	0,28	54,2	0,48	28,91	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	33,4	11,6
45	0,28	57,2	0,52	27,76	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	33,1	11,7
46	0,28	60,4	0,57	26,34	0,0	0,0	8,0	20,5	0,0	32,5	11,8
47	0,28	64,0	0,64	24,44	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	30,7	12,2
48	0,21	67,5	0,55	16,88	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	22,5	9,0
49	0,35	72,6	1,16	22,94	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	33,8	13,4
50	0,28	84,1	2,7	11,34	0,0	0,0	0,0	29,3	0,0	22,7	9,0

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

Calcolo eseguito secondo	NTC 2008 & Circ.
Numero di strati	4,0
Numero dei conci	50,0
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	15,5 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	24,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	22,0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	28,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,084
Coefficiente azione sismica verticale	0,042

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	5,42	13,99
2	10,7	15,94
3	12,2	18,35
4	12,75	18,35
5	15,13	19,78
6	16,13	19,78
7	23,63	24,78
8	50,07	24,78

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	6,47	11,18
2	9,16	12,18
3	11,86	13,17
4	14,58	14,17
5	17,22	15,14
6	20,44	16,09
7	24,58	17,05
8	50,62	21,83

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	5,42	13,99
2	8,12	14,99
3	10,82	15,99
4	13,55	15,99
5	17,0	17,99

6	19,68	18,99
7	21,96	19,53
8	50,07	24,78

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	5,42	2,26
2	11,94	4,67
3	14,62	5,67
4	17,34	6,66
5	19,73	7,54
6	22,48	8,35
7	26,21	9,22
8	50,07	13,6

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	5,42	-0,41
2	12,8	2,33
3	15,49	3,32
4	18,2	4,31
5	20,51	5,16
6	23,12	5,93
7	26,72	6,77
8	50,07	11,05

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 (kN/m ²)	Coesione non drenata (kN/m ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	0		35	20	20	Rilevato	
2	10		25	19	19	Ecla	
3	10		26	20	20	Salt	
4	70		36	23	23	Ap	

Terra rinforzata

No	Tipologia	Tallow (kN)	Resistenza sfilamento (kN)
1	Geogrlie	28,71	94,95639
2	Geogrlie	28,71	82,71082
3	Geogrlie	28,71	72,25912
4	Geogrlie	28,71	64,91924

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	28	24,78	43	24,78	30

Risultati analisi pendio [NTC 2008 & Circ.]

Fs minimo individuato	1,1
Ascissa centro superficie	14,6 m
Ordinata centro superficie	24,43 m
Raggio superficie	9,67 m

xc = 14,602 yc = 24,428 Rc = 9,665 Fs=1,10

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kN)	Kh•Wi (kN)	Kv•Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,28	-25,7	0,31	0,64	0,05	0,03	8,0	20,5	0,0	2,1	3,0
2	0,15	-24,3	0,16	0,85	0,07	0,04	8,0	20,5	0,0	1,7	1,8
3	0,41	-22,5	0,44	6,17	0,52	0,26	8,0	20,5	0,0	9,3	6,4
4	0,28	-20,3	0,3	8,03	0,67	0,34	8,0	20,5	0,0	10,7	5,8
5	0,28	-18,5	0,29	11,07	0,93	0,47	8,0	20,5	0,0	14,0	6,9
6	0,28	-16,8	0,29	14,06	1,18	0,59	8,0	20,5	0,0	17,1	7,9
7	0,25	-15,1	0,26	14,88	1,25	0,62	8,0	20,5	0,0	17,5	7,8
8	0,31	-13,4	0,32	20,45	1,72	0,86	8,0	20,5	0,0	23,5	10,3
9	0,28	-11,6	0,29	18,67	1,57	0,78	8,0	20,5	0,0	21,0	9,2
10	0,28	-10,0	0,28	19,58	1,64	0,82	8,0	20,5	0,0	21,5	9,4
11	0,28	-8,3	0,28	20,75	1,74	0,87	8,0	20,5	0,0	22,4	9,7
12	0,28	-6,6	0,28	21,89	1,84	0,92	8,0	20,5	0,0	23,2	9,9
13	0,28	-4,9	0,28	22,94	1,93	0,96	8,0	20,5	0,0	23,9	10,2
14	0,28	-3,3	0,28	23,94	2,01	1,01	8,0	20,5	0,0	24,6	10,4
15	0,28	-1,6	0,28	24,89	2,09	1,05	8,0	20,5	0,0	25,2	10,6
16	0,28	0,1	0,28	25,81	2,17	1,08	8,0	20,5	0,0	25,8	10,8
17	0,38	2,0	0,38	36,48	3,06	1,53	8,0	20,5	0,0	36,0	15,0
18	0,18	3,7	0,18	17,5	1,47	0,74	8,0	20,5	0,0	17,1	7,1
19	0,28	5,0	0,28	27,22	2,29	1,14	8,0	20,5	0,0	26,4	11,0
20	0,28	6,7	0,28	27,02	2,27	1,13	8,0	20,5	0,0	25,9	10,9
21	0,28	8,4	0,28	26,78	2,25	1,12	8,0	20,5	0,0	25,5	10,7
22	0,28	10,1	0,28	27,07	2,27	1,14	8,0	20,5	0,0	25,6	10,8
23	0,28	11,7	0,29	27,78	2,33	1,17	8,0	20,5	0,0	26,1	11,0
24	0,28	13,4	0,29	28,45	2,39	1,19	8,0	20,5	0,0	26,6	11,1
25	0,28	15,2	0,29	29,07	2,44	1,22	8,0	20,5	0,0	27,0	11,3
26	0,28	16,9	0,29	29,66	2,49	1,25	8,0	20,5	0,0	27,5	11,5
27	0,28	18,6	0,3	30,2	2,54	1,27	8,0	20,5	0,0	27,9	11,7
28	0,28	20,4	0,3	30,69	2,58	1,29	8,0	20,5	0,0	28,3	11,8
29	0,28	22,2	0,3	31,12	2,61	1,31	8,0	20,5	0,0	28,7	12,0
30	0,28	24,0	0,31	31,5	2,65	1,32	8,0	20,5	0,0	29,1	12,1
31	0,28	25,8	0,31	31,83	2,67	1,34	8,0	20,5	0,0	29,4	12,3
32	0,28	27,6	0,32	32,09	2,7	1,35	8,0	20,5	0,0	29,7	12,4
33	0,28	29,5	0,32	32,3	2,71	1,36	8,0	20,5	0,0	30,0	12,6
34	0,28	31,5	0,33	32,44	2,72	1,36	8,0	20,5	0,0	30,3	12,7
35	0,28	33,4	0,34	32,52	2,73	1,37	8,0	20,5	0,0	30,5	12,8
36	0,28	35,4	0,34	32,52	2,73	1,37	8,0	20,5	0,0	30,7	12,9
37	0,28	37,5	0,35	32,45	2,73	1,36	8,0	20,5	0,0	30,9	13,1
38	0,28	39,6	0,36	32,29	2,71	1,36	8,0	20,5	0,0	31,0	13,2
39	0,28	41,8	0,38	32,03	2,69	1,35	8,0	20,5	0,0	31,1	13,3
40	0,28	44,1	0,39	31,68	2,66	1,33	8,0	20,5	0,0	31,1	13,4
41	0,28	46,4	0,41	31,2	2,62	1,31	8,0	20,5	0,0	31,1	13,5

42	0,28	48,9	0,43	30,59	2,57	1,28	8,0	20,5	0,0	30,9	13,6
43	0,28	51,5	0,45	29,84	2,51	1,25	8,0	20,5	0,0	30,7	13,7
44	0,28	54,2	0,48	28,91	2,43	1,21	8,0	20,5	0,0	30,3	13,8
45	0,28	57,2	0,52	27,76	2,33	1,17	8,0	20,5	0,0	29,7	13,9
46	0,28	60,4	0,57	26,34	2,21	1,11	8,0	20,5	0,0	28,8	13,9
47	0,28	64,0	0,64	24,44	2,05	1,03	0,0	29,3	0,0	27,2	13,9
48	0,21	67,5	0,55	16,88	1,42	0,71	0,0	29,3	0,0	19,8	10,1
49	0,35	72,6	1,16	22,94	1,93	0,96	0,0	29,3	0,0	29,2	14,9
50	0,28	84,1	2,7	11,34	0,95	0,48	0,0	29,3	0,0	18,5	9,5