



OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO. - C.U.P.:C84G15000000001

PROGETTO ESECUTIVO	ELABORATO	H	SCALA
	TITOLO ELABORATO	MESSA IN SICUREZZA DELLE PARETI ACCLIVI, VERTICALI E STRAPIOMBANTI D.Lgs 50/16 ART. 23 COMMA 8 - (DPR 207/10 art.33, lett. d – art. 36 lett. b) - CALCOLO DEI COEFFICIENTI SISMICI - RELAZIONE DI CALCOLO - REPORT DI CALCOLO - TABULATO VERIFICHE DI CALCOLO DEI REPORT	

IL PROGETTISTA – RESPONSABILE DELLA V[^] P.O. – AREA TECNICA
(Ing. Placido MANCARI)

IL R.U.P.
(Geom. Antonino Ricceri)

IL COLLABORATORE
(Geom. Placido Gentile)

SPAZIO PER VISTI  SICON S.R.L. <small>SERVIZI INTEGRATI PER L'INGEGNERIA CIVILE</small>		 <small>Società certificata ai sensi della norma UNI ISO 9001 : 2015</small>
VERIFICA DELLA PROGETTAZIONE ESECUTIVA ESITO <input checked="" type="checkbox"/> Positivo <input type="checkbox"/> Negativo		
ALLEGATO n. _____ - ELABORATO "H" al Rapporto di Verifica conclusivo del _____		
IL PROGETTISTA Ing. Placido Mancari	IL SOGGETTO VERIFICATORE SICON s.r.l. Prof. Ing. Gianni Rizzari	
VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Geom. Antonino Ricceri		

IL SINDACO – Antonio Bonanno

DATA	MARZO 2018	
REV.	DATA	MOTIVO DELLA REVISIONE
1	01/03/2018	RIFERIMENTO DOCUMENTO UNITARIO: Approvato con decreto del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare Prot. N. 316/STA del 06/06/2017. ELABORATO REVISIONATO CON LE PRESCRIZIONI DI CUI AL DECRETO Prot. N. 316/STA
2	02/08/2018	RAPPORTO DI VERIFICA INTERMEDIO N. 1
3	01/10/2018	RAPPORTO DI VERIFICA INTERMEDIO N. 2

INTRODUZIONE

Il presente calcolo strutturale si riferisce alla realizzazione di interventi per stabilizzazione meccanica mediante tipologia diverse derivanti dallo studio geologico “Indagini strutturali” – Interventi per la messa in sicurezza.

La scelta della struttura della sovracopertura ome detto nello studio Geologico ai fini di effettuare la MIS

In ragione dei risultati la struutra si è operata effettuando una distinzione della tipologia degli interventi di consolidamento da effettuare in ragione della tipologia dei versanti presenti che sono stati distinti in tre casi:

caso di parete con pendio superiore al 100% , verticali e strapiombanti – matrice lave autobrecciate
Si è utilizzato un sistema di stabilizzazione meccanica mediante imbrigliamento della parete con una rete in aderenza a maglie e funi di acciaio incrociate con fissaggio mediante una piastra e rivestimento sigillante con strato di spriz-beton, (miscela di cemento ed inerti), ciò per rendere le pareti incapsulate in una matrice stabile. Al disopra si è utilizzato un rivestimento a verde delle pareti sigillate e consolidate.

caso di parete rocciose costituite da bancate laviche massive altamente fratturate
si è utilizzato un sistema di stabilizzazione meccanica mediante imbrigliamento della parete **con pannelli di fune** costruiti da rete di funi a formare delle maglie e rivestimento sigillante con strato di spriz-beton, (miscela di cemento ed inerti), ciò per rendere le pareti incapsulate in una matrice stabile;
Al disopra si è utilizzato un rivestimento a verde delle pareti sigillate e consolidate.

caso di parete rocciose strapiombanti o porzioni di pareti che rappresentano uno stadio di dissesto avanzato e rischio alto.

Si è utilizzato per le pareti strapiombanti o porzioni di parete che rappresentano uno stadio di dissesto avanzato e rischio alto, verrà prevista **una sottomurazione con l'impiego di massi ciclopici**, realizzando così una scogliera al piede della parete che impedisce ogni ulteriore movimento del versante.

Per i superiori interventi di consolidamento ai fini del dimensionamento degli elementi (tiranti-funi-rete-ancoraggi) sono stati utilizzati i calcoli presenti nel sito frew-liberi di note aziende produttrici che sono stati di gran lunga testati dal mercato e vengono ritenuti affidabili.

INDICE

Cap. 1 – Calcolo dei coefficienti sismici

Cap. 2 – MacRo1_Teoria e fondamenti dell'approccio di calcolo rafforzamenti Corticali

Cap. 2.1 – Settore NORD_SN-291_Report di calcolo

Cap. 2.2 – Dorsale CENTRALE_DCE-7_Report di calcolo

Cap. 2.3 – Dorsale CENTRALE_DCE-6_Report di calcolo

Cap. 2.4 – Dorsale CENTRALE_DCO-34_Report di calcolo

Cap. 2.5 – Settore EST_SE-9_Report di calcolo

Cap. 2.6 – Settore EST_SE-10_Report di calcolo

Cap. 2.7 – Settore EST_SE-11, SE-12_Report di calcolo

Cap. 2.8 – Settore OVEST_SOI-1_Report di calcolo

Cap. 2.9 – Settore OVEST_SOI-29_Report di calcolo

Cap. 2.10 – Settore OVEST_SOI-37_Report di calcolo

Cap. 2.11 – Settore OVEST_SOE-16_Report di calcolo

Cap. 2.12 – Settore OVEST_SOS-22_Report di calcolo

Cap. 3 – MacRo2_Teoria e fondamenti dell'approccio di calcolo rivestimenti semplici

Cap. 3.1 – Settore NORD_SN-32_Report di calcolo

Cap. 4 – Tabulato verifiche di calcolo dei report

Capitolo 1

CALCOLO DEI COEFFICIENTI SISMICI

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
14.8679

LATITUDINE
37.6462

☒ Ricerca per comune

REGIONE

Sicilia

PROVINCIA

Catania

COMUNE

Biancavilla

Elaborazioni grafiche

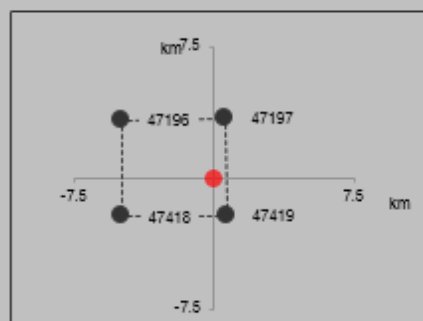
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- ☐ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

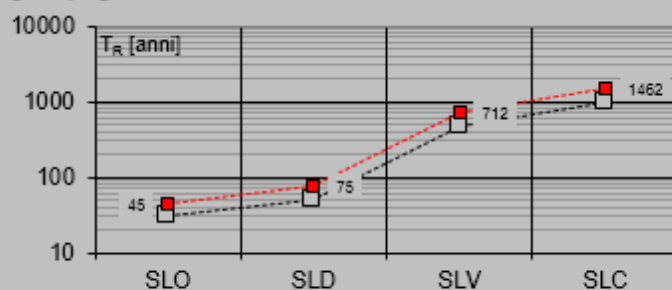
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **A** ▼ info

Categoria topografica **T4** ▼ info

$S_s =$ **1.000**

$C_o =$ **1.000** info

$h/H =$ **0.000**

$S_T =$ **1.000** info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta =$ **1.000** info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **3**

Regol. in altezza **no** ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1.5**

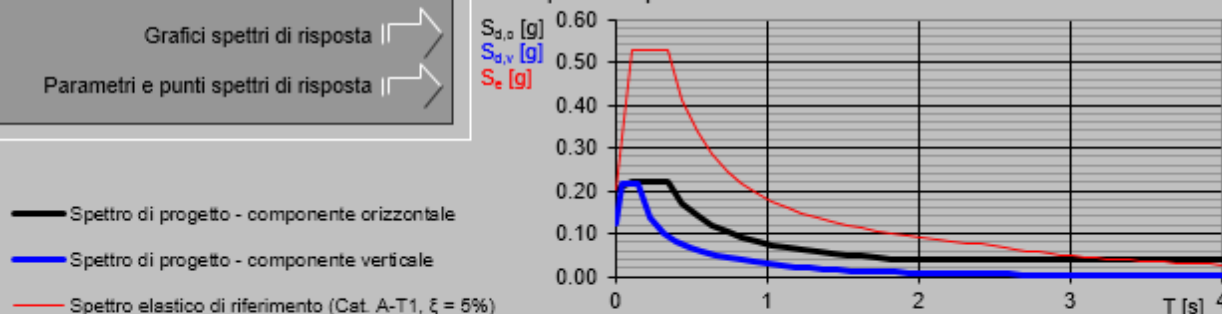
$\eta =$ **0.667** info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **A** ▼ info

$S_S = 1.000$

$C_C = 1.000$ ▼ info

Categoria topografica **T4** ▼ info

$h/H = 0.000$

$S_T = 1.000$ ▼ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1.000$ ▼ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **3**

Regol. in altezza **no** ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1.5**

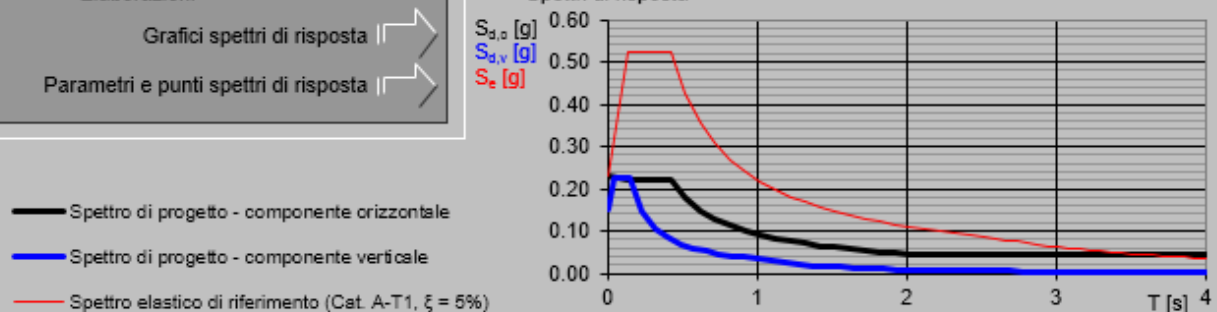
$\eta = 0.667$ ▼ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0.204 g
F_o	2.577
T_C	0.346 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	2.400

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.417
T_B	0.115 s
T_C	0.346 s
T_D	2.417 s

Per definire l'azione sismica di progetto è necessario valutare la **“Risposta Sismica Locale”** e cioè quelle modifiche che un segnale sismico subisce rispetto a quello di base di un sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale.

$$a_{\max} = a_g \times S_t \times S_s$$

In condizioni sismiche la norma prescrive le stesse verifiche da realizzarsi in condizioni statiche con l'introduzione dei coefficienti sismici k_h e k_v che devono essere calcolati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m (a_{\max} / g)$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria del sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_{g\leq} 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_{g\leq} 0.2$	0.29	0.24
$a_{g\leq} 0.1$	0.20	0.18

Tab. 7.11.II - Norme Tecniche 2008

$$K_h = 0.064 \text{ g}$$

$$K_v = 0.032 \text{ g}$$

Sarà dunque impiegato un coefficiente sismico di spinta orizzontale k_h pari a 0,07g.

Capitolo 2

MACRO1_TEORIA E FONDAMENTI DELL'APPROCCIO DI CALCOLO RAFFORZAMENTI CORTICALI



MacRo 1

TEORIA E FONDAMENTI

Rev.	Data	Autore	Modifiche
0	Settembre 2013	G.G.	Prima pubblicazione

INDICE

1	INTRODUZIONE	6
2	DEFINIZIONI DI BASE	7
3	CONCETTI GENERALI	8
3.1	Coesistenza di ancoraggi e rete	8
3.2	Soluzione concettuale	9
3.3	Approccio progettuale	9
4	DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI	11
4.1	Forze del sistema geomeccanico	11
4.2	Contributo stabilizzante degli ancoraggi	16
4.3	Valutazione della lunghezza degli ancoraggi	17
5	DIMENSIONAMENTO DELLA RETE	19
5.1	Stato limite ultimo	19
5.2	Volume massimo di roccia VS spinta su rete di rivestimento	22
5.3	Deformazione della rete a punzonamento ed effetto scala	22
5.4	Dimensionamento della rete: stato limite di esercizio	24
6	BIBLIOGRAFIA GENERALE	25
7	NOTE FINALI	27

LISTA DELLE FIGURE

<i>Figura 1 – Tipica configurazione della rete di rivestimento.....</i>	<i>6</i>
<i>Figura 2 – Pendio con la superficie instabile erosa.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 3 – Elementi della rete di rivestimento ancorata. Ancoraggi (sinistra) stabilizzanti la porzione superficiale. Rete (destra) trattenente il materiale tra gli ancoraggi.</i>	<i>8</i>
<i>Figura 4 – Soluzione concettuale per il calcolo degli ancoraggi e della rete.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 5 – Spessore "s" dell'ammasso roccioso instabile valutato con sondaggio geomeccanico (sinistra) o tramite stima approssimata delle nicchie di distacco e della dimensioni degli ammassi (destra)</i>	<i>13</i>
<i>Figura 6 – Ammassi rocciosi di diversa litologia; sinistra: ammasso roccioso non omogeneo (per esempio flysch); destra: ammasso roccioso omogeneo (per esempio marna).....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 7 – Sinistra: L'erosione velocemente denuda gli ancoraggi. Destra: Nonostante l'ammasso roccioso sia fortemente ancorato, l'erosione è lenta. Se la velocità di erosione è lenta, le lunghezze di ancoraggio "Le1" e "Le2" nell'ammasso stabile sono sufficienti da contenere la porzione superficiale instabile per un lungo periodo</i>	<i>13</i>
<i>Figura 8 – Sinistra: morfologia del pendio piatta: la rete giace in contatto con la superficie del pendio. Destra: morfologia del pendio irregolare: la rete tocca la superficie del pendio in pochi punti.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 9 – Sinistra: morfologia del pendio piatta: la rete giace in contatto con la superficie del pendio. Destra: morfologia del pendio irregolare: la rete tocca la superficie del pendio in pochi punti.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 10 – Barra di ancoraggio nell'ammasso roccioso. Li =Lunghezza attraversante l'ammasso instabile; Lp = Lunghezza nell'ammasso roccioso plasticizzato; Ls = Lunghezza nell'ammasso roccioso stabile</i>	<i>18</i>
<i>Figura 11 – Rete deformata con forze</i>	<i>19</i>
<i>Figura 12 – Schema delle forze agenti sulla rete</i>	<i>20</i>
<i>Figura 13 – Forma dei volumi di roccia che possono muoversi tra gli ancoraggi: triangolare (sinistra) e trapezoidale (destra)</i>	<i>21</i>
<i>Figura 14 – Geometria del volume tra gli ancoraggi.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 15 – Volumi B e C tra gli ancoraggi.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 16 – Schema della geometria della rete con carico di punzonamento</i>	<i>23</i>
<i>Figura 17 – Vista in pianta del punch test in accordo con UNI 11437:2012. Legenda: 1 = rete testata; 2 = dispositivo di punzonamento (1.0 m di diametro); 3 = vincolo perimetrale tra rete e telai</i>	<i>23</i>
<i>Figura 18 – Esempio di curva forza-spostamento utilizzata per la progettazione della rete allo Stato Limite di Esercizio</i>	<i>24</i>

LISTA DELLE TABELLE

<i>Tabella 1 – Riassunto dei coefficienti di sicurezza da applicare alle forze destabilizzanti e resistenti</i>	<i>15</i>
<i>Tabella 2 – Coefficienti di sicurezza globali applicati alle forze stabilizzanti e destabilizzanti finali</i>	<i>15</i>

LISTA DEI PRINCIPALI SIMBOLI

Fattori di sicurezza	Fattore di sicurezza	Simbolo utilizzato nelle formule mostrate in seguito
Fattore parziale applicato all'ancoraggio	Tensione di snervamento dell'acciaio	γ_{ST}
	Adesione malta-roccia	γ_{GT}
Fattore parziale applicato alla rete	Resistenza a trazione longitudinale della rete	γ_M
	Spostamento massimo ammesso dalla rete	γ_{M-BULG}
Fattore parziale applicato all'ammasso roccioso instabile	Spessore dell'ammasso instabile	γ_T
	Peso specifico delle rocce	γ_W
Fattore applicato ai carichi	Comportamento delle rocce (es. erosione della roccia)	γ_B
	Morfologia del pendio	γ_{MO}
	Carichi esterni	γ_{OL}

Categoria di dati	Dati e tipiche unità di misura	Simbolo utilizzato nelle formule mostrate in seguito
Dati geotecnici e geomeccanici	Inclinazione del pendio [gradi]	β
	Spessore dell'ammasso instabile [m]	s
	Peso specifico dell'ammasso roccioso [kN/m ³]	γ
	Inclinazione del giunto di scorrimento più critico [gradi]	α
	Rugosità del giunto di scorrimento più critico [-]	JRC_0
	Resistenza a compressione del giunto di scorrimento più critico [MPa]	JCS_0
Ancoraggi	Distanza orizzontale tra ancoraggi [m]	i_x
	Distanza verticale tra ancoraggi [m]	i_y
	Diametro nominale esterno [mm]	ϕ_e
	Diametro nominale interno [mm] (se la barra è cava)	ϕ_i
	Potenziale spessore di corrosione sul diametro della barra [mm]	t_c
	Tensione di snervamento dell'acciaio [N/mm ²]	σ_{ST}
	Inclinazione rispetto alla perpendicolare del pendio [gradi]	θ_0
	Adesione roccia-malta (tensione di aderenza) [MPa]	τ_{LIM}
Reti	Tipologia di rete	i.e. nome commerciale
	Forza di trazione longitudinale ultima [kN/m]	T_m
	Curva forza-spostamento [kN / mm]	P / δ_{PUNCH}
Azione sismica	Coefficiente di accelerazione sismica orizzontale [-]	c

Parametri del giunto	Prove In-situ per definire i parametri	Valori tipici
JRC (rugosità)	Barton Comb	Giunto liscio: 0 a 2; Giunto molto rugoso: da 18 a 20
JCS (resistenza di compressione del giunto)	Schmidt Hammer	Da 3 a 200 MPa in funzione della resistenza della roccia (JCS è circa 1/3 di UCS*)
Inclinazione (α)	Bussola geologica	Può variare da 0° a 90°

1 INTRODUZIONE

MacRo 1 è il software finalizzato a calcolare i sistemi di reti di rivestimento ancorati per la protezione dalla caduta dei massi.

Le reti di rivestimento ancorate (chiamate anche reti di protezione, o rinforzi corticali, o stabilizzazioni superficiali) sono composte da ancoraggi e reti di acciaio (reti paramassi). L'obiettivo di questo sistema è migliorare la stabilità superficiale degli ammassi rocciosi corticali e contenere i detriti e la rocce (Figura 1).

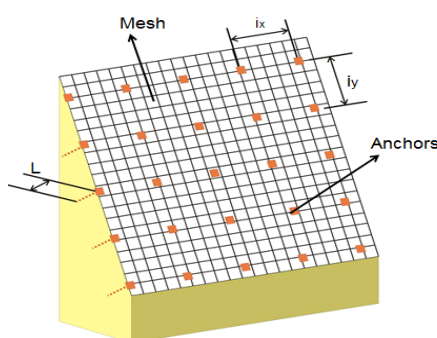


Figura 1 – Tipica configurazione della rete di rivestimento

Le reti di rivestimento ancorate potrebbero essere incluse nelle misure di protezione attiva, poiché sono applicate direttamente sulla zona instabile per evitare la caduta di massi. In questi termini differiscono totalmente dalle barriere paramassi che sono poste lontano dalla zona di distacco e possono solo ridurre l'effetto della caduta di massi. Ma dal punto di vista geomeccanico esse dovrebbero essere classificate come interventi passivi, poiché generano forze quando la caduta dei massi ha luogo¹.

La progettazione delle reti di rivestimento ancorate non è affatto facile a causa delle numerose variabili, tra cui la topografia, proprietà degli ammassi rocciosi, geometria e proprietà dei giunti, la tipologia di rete e relative condizioni al contorno. Spesso la soluzione del problema può richiedere complesse modellazioni numeriche che non sono pratiche per ogni progetto, soprattutto se la progettazione è rivolta a interventi di modeste dimensioni. A causa di ciò, allo stato attuale, modelli all'equilibrio limite sono preferibili. Prendendo questo in considerazione e incorporando l'esperienza sul campo, l'approccio all'equilibrio limite per la progettazione delle reti di rivestimento. La procedura è approssimata, ma è sufficiente quando si considera il basso livello di accuratezza dei dati di ingresso, l'affidabilità dei risultati e la velocità dei calcoli.

2 DEFINIZIONI DI BASE

I materiali presi in considerazione nel software sono i seguenti:

Rete: reti d'acciaio. Il software contiene una libreria con il comportamento della rete sotto punzonamento e carichi di trazione. La conoscenza di questi comportamenti deriva da una serie di test di laboratorio effettuati in conformità alla norma UNI 11437: 2012². Il software non consente l'inserimento di altri tipi di rete.

Ancoraggi: Le barre in acciaio utilizzate per i sistemi di reti di rivestimento ancorate sono preferibilmente filettate. Gli ancoraggi sono installati in fori precedentemente realizzati con specifiche macchine perforatrici. Gli ancoraggi devono essere centrati nei fori e poi ricoperti di malta per tutta la loro lunghezza. Normalmente la malta ha una resistenza alla compressione da 20 a 50 MPa per garantire un efficiente stress di aderenza tra la barra di acciaio e la roccia³. La malta ha anche la funzione di proteggere l'acciaio dalla corrosione. Il diametro di queste barre è generalmente da 20 a 50 mm. Spesso, il diametro di foratura è di circa 2.0-2.5 volte il diametro della barra. La lunghezza degli ancoraggi (L) nella maggior parte dei casi è compresa tra 2.5 a 4.0 m, e la spaziatura (i_x e i_y ⁴ - vedi Figura 1) è compresa tra 2.0 e 4.0 m. Sui versanti rocciosi, gli ancoraggi lavorano prevalentemente in condizioni di taglio, perché spesso sono installati perpendicolarmente alla superficie di scorrimento. Quindi, la progettazione degli ancoraggi richiede la definizione del tipo di acciaio e del diametro. Il software ammette l'utilizzo di qualsiasi tipo di ancoraggio in acciaio.

Rete di rivestimento ancorata: in questo testo, le terminologie reti di rivestimento ancorate, reti di protezione, rinforzi corticali e stabilizzazioni superficiali sono intercambiabili. Nelle reti di rivestimento ancorate, l'ancoraggio e la rete devono collaborare, e l'ancoraggio in realtà dovrebbe stabilizzare la facciata del pendio. Molto spesso l'effettiva spaziatura degli ancoraggi è compresa tra 2 e 3 m: Il progettista deve ricordare che maggiore è la distanza, tanto minore è l'ingranamento tra i blocchi instabili. Grande spaziatura tra gli ancoraggi significa frequente caduta di massi e carichi pesanti sul fronte della rete. È sempre possibile scegliere spaziatura superiore a 3.0 m, ma l'intervento progressivamente perde di efficacia.

3 CONCETTI GENERALI

3.1 Coesistenza di ancoraggi e rete

Il metodo di calcolo considera che sul pendio vi sia un ammasso roccioso superficiale eroso o disturbato. La massa erosa è convenientemente approssimata ad un pseudo continuo⁵; questo corpo continuo genera frequenti instabilità a basse profondità e caduta di massi. Ha spessore " s " e inclinazione " β " parallela al pendio. Diversi giunti di scorrimento attraversano il corpo superficiale; il più sfavorevole ha inclinazione " α " (Figura 2).

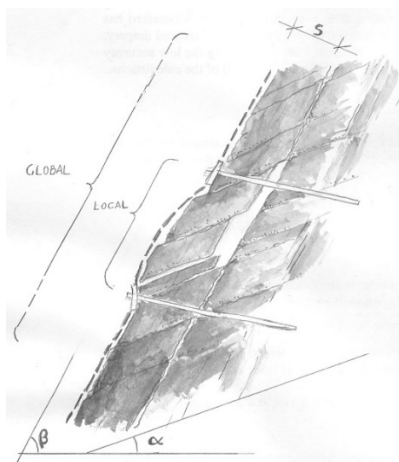


Figura 2 – Pendio con la superficie instabile erosa

Le forze di rete e ancoraggi vengono passivamente generate quando una di queste due condizioni succede:

- L'intero corpo eroso scivola sul piano inclinato β . Questo è il problema della stabilità globale delle superficie erose; esso è risolto dal raster di ancoraggi (Figura 3a sinistra).
- Uno o più blocchi cadono dal corpo eroso. La dinamica dell'instabilità potrebbe essere una qualsiasi (planare o a cuneo scorrevole, rotolante, in caduta, ecc...). Il software considera solo lo scorrimento planare sul piano α , che è il caso più sfavorevole. Poiché questa instabilità può avvenire solo tra gli ancoraggi, essa può essere definita come instabilità locale della superficie erosa; la rete fissata con gli ancoraggi risponde alla instabilità locale (Figura 3a destra).

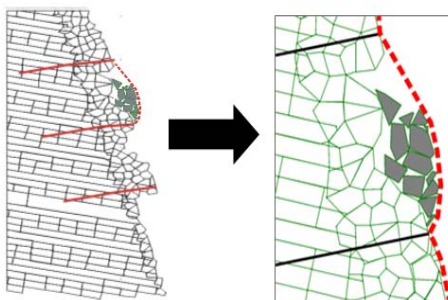


Figura 3 – Elementi della rete di rivestimento ancorata. Ancoraggi (sinistra) stabilizzanti la porzione superficiale. Rete (destra) trattene il materiale tra gli ancoraggi.

3.2 Soluzione concettuale

Sia rete che ancoraggi possono solo sviluppare reazioni appena l'ammasso di roccia si muove (sistema passivo). MacRo 1 analizza separatamente i meccanismi di ancoraggio e di rete paramassi. Ma poiché la distanza tra gli ancoraggi cambia notevolmente il carico sul fronte della rete, l'utente seguirà questo processo iterativo (Figura 4):

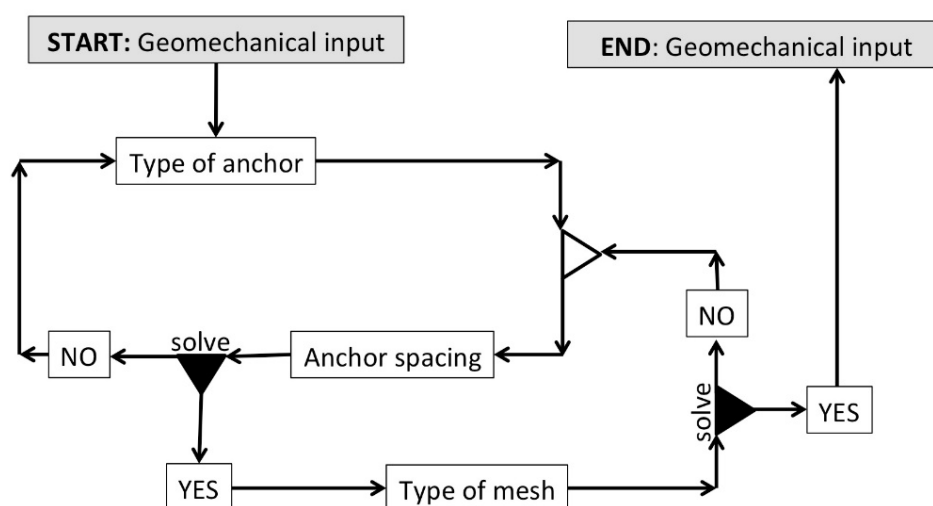


Figura 4 – Soluzione concettuale per il calcolo degli ancoraggi e della rete

3.3 Approccio progettuale

L'approccio progettuale adottato segue solo i concetti generali degli Eurocodici (UNI ENV 1997-1: 2005). In questi termini MacRo 1 permette di aumentare le forze destabilizzanti e ridurre le resistenze per mezzo di opportuni coefficienti di sicurezza, che devono essere calibrati con la metodologia probabilistica. Purtroppo gli Eurocodici non possono correttamente essere applicati nel campo geomeccanico⁶ e le reti di rivestimento ancorate sono abbastanza lontane dai problemi standard. È per questo che i coefficienti di MacRo 1 sono stati fondati su parametri specifici come la morfologia del pendio o il comportamento della rete. L'utilizzatore deve scoprire i giusti coefficienti considerando quello che è stato visto direttamente in sito. Questo approccio è più realistico e aiuta nella progettazione di reti di rivestimento ancorate.

Macro 1 calcola la griglia degli ancoraggi al fine di ottenere una condizione di equilibrio più favorevole della massa rocciosa erosa.

Secondo la comune prassi di progettazione, MacRo 1 propone il calcolo della rete di rivestimento agli stati limite ultimo e di esercizio. Lo stato limite ultimo permette capire se la rete può essere rotta a causa del carico, mentre lo stato limite di esercizio permette di prevedere la deformazione della rete di rivestimento perpendicolarmente al piano della rete. La conoscenza della deformazione è molto utile perché:

-
- Quando la deformazione raggiunge il limite di progettazione, significa che è necessaria la manutenzione (pulizia) della rete di rivestimento prima che ulteriori spostamenti determinano la rottura della rete. Il programma di intervento a carico del proprietario è rappresentato da un semplice controllo visivo.
 - Una rete troppo deformata implica un facile distacco degli ancoraggi e minore durata dell'intervento. Il progettista deve essere consapevole di questo e prevedere di conseguenza il tipo giusto di rete.
 - Dal momento che le reti sono in gran parte deformabili, la rete di rivestimento potrebbe interferire con le infrastrutture vicine o i veicoli.

4 DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI

4.1 Forze del sistema geomeccanico

Tenendo presente che si tratta di elementi passivi, per cui si considerano i parametri geotecnici in condizioni residue, il calcolo degli ancoraggi deve assumere che la porzione instabile dell'ammasso giaccia in condizione di equilibrio limite, dove il fattore di sicurezza è pari a 1.0. Pertanto, le forze stabilizzanti hanno lo stesso valore delle forze destabilizzanti ed è vera la seguente equazione:

$$\text{Forze stabilizzanti} = W \sin \beta = \text{forze destabilizzanti} \quad [1]$$

Dove:

W = peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare

β = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scivolamento

Utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis⁷ per i giunti, l'equazione [1] può essere riscritta per descrivere il miglioramento della stabilità (Hoek and Brown, 1981):

$$W (\sin \beta - c \cdot \sin \beta \tan \phi) + R \geq W (\sin \beta + c \cdot \cos \beta) \quad [2]$$

con

R = contributo stabilizzante degli ancoraggi

c = coefficienti sismici

ϕ = angolo di attrito residuo del giunto

L'equazione [2] è scritta in accordo con il concetto di intervento passivo⁸.

Assumendo $\tan \phi \approx 1$ (angolo di attrito = 45°)⁹, e introducendo dei fattori di sicurezza per ridurre le forze stabilizzanti (γ_{RW}) e incrementare le forze destabilizzanti (γ_{DW}), la condizione di stabilità diventa semplicemente:

$$W \cdot \sin \beta \cdot (1 - c) / \gamma_{RW} + R \geq W \cdot \gamma_{DW} \cdot (\sin \beta + c \cdot \cos \beta) \quad [3]$$

oppure

$$FS_{slp} \geq FD_{slp} \quad [4]$$

assumendo

$$F_{Dslp} = W (\sin \beta + c \cos \beta) \gamma_{DW} = \text{Somma delle forze destabilizzanti} \quad [5]$$

e

$$F_{Sslp} = W \sin \beta (1 - c) / \gamma_{RW} + R = \text{Somma delle forze stabilizzanti} \quad [6]$$

L'equazione [3] consente di determinare la forza dell'ancoraggio che consolida una massa rocciosa allo stato di equilibrio limite. È un'equazione conservativa ed è semplice da utilizzare in quanto l'unica variabile geotecnica è l'inclinazione del giunto di scorrimento.

I coefficienti di sicurezza (γ_{RW} , γ_{DW}) dipendono da diversi fattori. Le caratteristiche della massa rocciosa influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH} \quad [7]$$

Dove¹⁰:

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare lo spessore superficiale instabile s . Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo geomeccanico, e 1.30, quando si basa su stima grossolana (Figura 5). Si deve considerare che lo spessore dello strato instabile non è omogeneo, localmente il suo spessore potrebbe essere più o meno spesso.
- γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa. Di solito si assume uguale a 1.00, ma se ci sono gravi incertezze (ad esempio quando la densità non è omogenea, come nei flysch) può essere assunto pari 1.05. Per esempio si può notare che per le rocce non omogenee (ad esempio nei flysch, ammassi rocciosi dove ci sono sottili strati di argilla alternati a marne), la rete e gli ancoraggi possono avere localmente un pesante carico, mentre in altri luoghi il carico è più basso anche a parità di volume instabile (Figura 6).
- γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento della massa rocciosa. Un'elevata erodibilità della superficie della roccia può provocare un denudamento degli ancoraggi e innescare un indebolimento dell'intero sistema (Figura 7). Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o l'ammasso roccioso è soggetto ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05

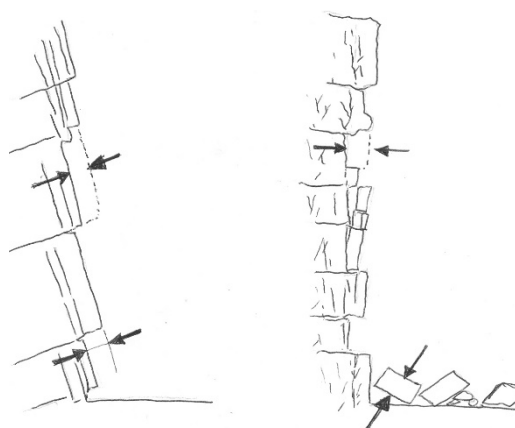


Figura 5 – Spessore "s" dell'ammasso roccioso instabile valutato con sondaggio geomeccanico (sinistra) o tramite stima approssimata delle nicchie di distacco e della dimensioni degli ammassi (destra)

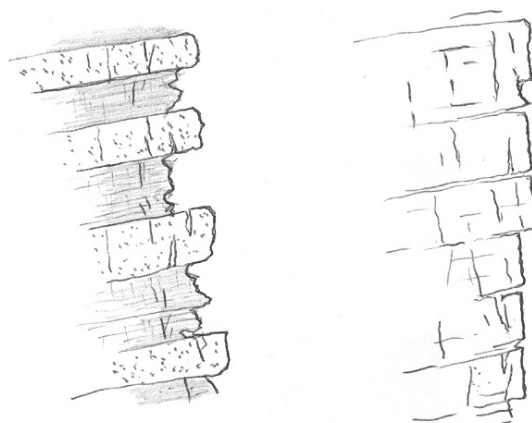


Figura 6 – Ammassi rocciosi di diversa litologia; sinistra: ammasso roccioso non omogeneo (per esempio flysch); destra: ammasso roccioso omogeneo (per esempio marna)

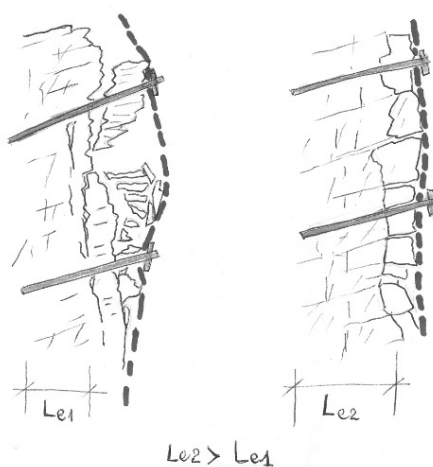


Figura 7 – Sinistra: L'erosione velocemente denuda gli ancoraggi. Destra: Nonostante l'ammasso roccioso sia fortemente ancorato, l'erosione è lenta. Se la velocità di erosione è lenta, le lunghezze di ancoraggio "Le1" e "Le2" nell'ammasso stabile sono sufficienti da contenere la porzione superficiale instabile per un lungo periodo

Le condizioni esterne, in particolare la morfologia del pendio, svolgono un ruolo importante nell'entità delle forze destabilizzanti, il cui coefficiente di sicurezza è definito come:

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \gamma_{OL} \quad [8]$$

dove:

- γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia del pendio. Se la scarpata è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della parete, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, in questo caso dovrebbe essere applicato un coefficiente di sicurezza di 1.30. Se la superficie del pendio è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la parete e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati, quindi in questo caso viene utilizzato un coefficiente di sicurezza pari a 1.10 (Figura 8 e Figura 9).
- γ_{OL} descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sul pendio. Di solito è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

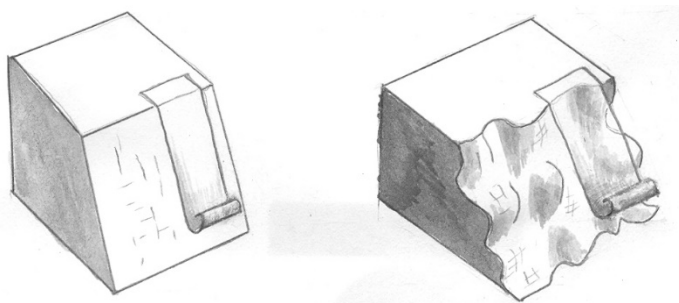


Figura 8 – Sinistra: morfologia del pendio piatta: la rete giace in contatto con la superficie del pendio. Destra: morfologia del pendio irregolare: la rete tocca la superficie del pendio in pochi punti

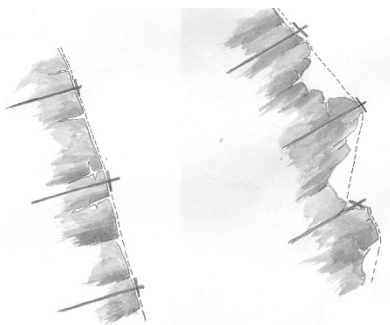


Figura 9 – Sinistra: morfologia del pendio piatta: la rete giace in contatto con la superficie del pendio. Destra: morfologia del pendio irregolare: la rete tocca la superficie del pendio in pochi punti

Tabella 1 – Riassunto dei coefficienti di sicurezza da applicare alle forze destabilizzanti e resistenti

Fattore parziale o dei carichi	Descrizione	Valore
γ_T	Se lo spessore superficiale della massa rocciosa instabile è definito da: - Sondaggio geomeccanico: - Stima visuale o approssimata:	1.20 1.30
γ_w	Se il peso specifico della roccia è: - omogeneo: - non omogeneo (es. flysch):	1.00 1.05
γ_B	Se la roccia: - non presenta un comportamento anomalo (es. roccia compatta): - è soggetta ad erosione e/o condizioni ambientali che possono indebolire l'ammasso roccioso	1.00 1.05
γ_{MO}	Se la morfologia della roccia è: - regolare (la rete giace in contatto con la superficie del pendio, quindi i movimenti dell'ammasso roccioso sono limitati): - irregolare (la rete non è in aderenza con la superficie del pendio, quindi i blocchi instabili possono muoversi facilmente):	1.10 1.30
γ_{OL}	Se ci sono oppure non ci sono carichi esterni agenti sul sistema: - i carichi applicati non sono significativi: - addizionali carichi esterni non trascurabili sono applicati (es. neve, ghiaccio, vegetazione, ecc.)	1.00 1.20

I coefficienti di sicurezza sopracitati (formula [7] e [8]) sono stati calibrati per ottenere i seguenti range di valori (Tabella 2):

Tabella 2 – Coefficienti di sicurezza globali applicati alle forze stabilizzanti e destabilizzanti finali

Coefficiente di sicurezza	Valore minimo	Valore massimo
Forze stabilizzanti	1.20	1.43
Forze destabilizzanti	1.10	1.56

Con questa procedura il coefficiente di sicurezza globale applicato al sistema geomeccanico approssimativamente varia tra 1.5 e 3.2 in accordo con la comune esperienza e i codici di calcolo.

4.2 Contributo stabilizzante degli ancoraggi

Le barre d'ancoraggio di rinforzo lavorano principalmente in prossimità del giunto di scorrimento, dove sono sottoposti sia a sollecitazioni di taglio che di trazione. La forza resistente R , che viene mobilitata in funzione della presenza della barra lungo il giunto di scorrimento¹¹, è derivata utilizzando la massima direttrice di lavoro¹²:

$$R = \left[\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot N_e \quad [9]$$

dove:

$$m = \cotg (\varepsilon + \delta) \quad [10]$$

ε = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare al giunto di scivolamento, uguale a

$$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_o, \quad [11]$$

dove θ_o è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale.

δ = dilatanza della superficie di scivolamento

$$N_e = \text{resistenza della barra (in condizioni di limite elastico)} = ESS \cdot \sigma_{adm} = ESS \cdot \sigma_{ST} / \gamma_{ST} \quad [12]$$

γ_{ST} = coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio.

$$ESS = \text{area efficace della barra di acciaio} = \pi / 4 ((f_e - 2 f_c)^2 - f_i^2) \quad [13]$$

f_e = diametro esterno della barra di acciaio

f_c = spessore di corrosione della corona esterna

f_i = diametro minore della bara di acciaio

In accordo con il criterio di rottura di Barton – Bandis, il valore δ è approssimato come¹³

$$\delta \approx \frac{JRC \cdot \log \left[\frac{JCS}{\sigma_{plan}} \right]}{3} \quad [14]$$

dove¹⁴:

$$\sigma_{plan} = \frac{i_x \cdot i_y \cdot S \cdot \gamma \cdot \cos \alpha}{i_x \cdot i_y}$$

α = inclinazione del giunto di scorrimento più sfavorevole

σ_{plan} = sforzo di trazione sul giunto di scorrimento

$$JRC = \text{coefficiente di rugosità del giunto}^{15} = JRC_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.02 \cdot JRC_0)} \quad [15]$$

$$JCS = \text{resistenza a compressione semplice del giunto}^{16} = JCS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)} \quad [16]$$

JCS_0 = resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione

JRC_0 = coefficiente di rugosità del giunto riferita alla scala del giunto campione

L_0 = lunghezza del giunto (assunta pari a 0.1 m per mancanza di dati)

L_g = lunghezza del giunto (assunta pari alla spaziatura verticale dei chiodi di 1.0 m per mancanza di dati).

Le equazioni dalla [14] alla [16] riguardano esclusivamente la determinazione della dilatanza che aumenta il contributo stabilizzante R dell'ancoraggio soprattutto quando viene messo perpendicolare ad un piano molto accidentato¹⁷. MacRo 1 deve adottare un approccio conservativo perché sugli ammassi rocciosi superficiali i giunti sono spesso aperti, o con ripieno di argilla, a volte con processi erosivi avanzati, la resistenza a compressione monoassiale è molto bassa; altre volte l'ammasso roccioso è disturbato da scavi¹⁸. In queste condizioni gli ancoraggi lavorano principalmente con la resistenza a taglio della barra di ancoraggio. In mancanza di dati di input, l'utente deve ricordare le seguenti indicazioni:

- La rugosità JCR e la resistenza alla compressione monoassiale JCS devono essere stimate per i giunti di scorrimento più sfavorevoli. MacRo 1 assume che il giunto (parallelo alla facciata del pendio) ha tale resistenza più sfavorevole, e gli ancoraggi sono calcolati di conseguenza.
- Se JRC è sconosciuto¹⁹, può essere posto uguale a 0.
- Se JCS è sconosciuto²⁰, può essere posto uguale a 5 MPa.
- Se l'inclinazione del giunto di scorrimento α è sconosciuta, può essere stimato tra 40° e 50° per ottenere un grande volume in scivolamento su un piano molto ripido.

4.3 Valutazione della lunghezza degli ancoraggi

Nella valutazione della lunghezza degli ancoraggi viene considerato quanto segue:

- a) Il chiodo svolge il ruolo più importante nel consolidamento superficiale del pendio. La sua lunghezza deve essere maggiore dello spessore instabile e dovrebbe permettere l' "immorsamento" della barra nella porzione stabile.
- b) La barra d'acciaio e la malta sono esposti agli agenti atmosferici (pioggia, ghiaccio, attacco cloridrico, variazioni di temperatura, ecc.).
- c) La barra d'acciaio è in grado di sviluppare la resistenza al taglio, perché roccia e malta sviluppano la stessa forza opposta. Ma siccome roccia e malta sono più deboli dell'acciaio, in genere la roccia

plasticizza vicino la superficie di scorrimento²¹. La quantità di volume che plasticizza dipende dal tipo di roccia.

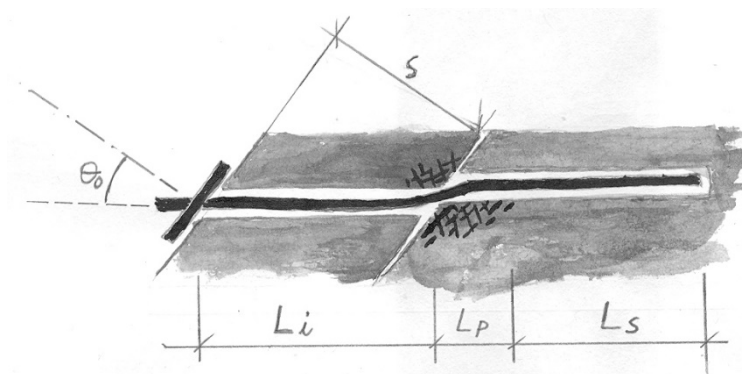


Figura 10 – Barra di ancoraggio nell’ammasso roccioso. L_i = Lunghezza attraversante l’ammasso instabile; L_p = Lunghezza nell’ammasso roccioso plasticizzato; L_s = Lunghezza nell’ammasso roccioso stabile

La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:

$$L_t = L_s + L_i + L_p \quad [17]$$

Assumendo:

$$L_s = \text{lunghezza nella porzione stabile dall’ammasso roccioso} = P / (\pi \phi_{\text{drill}} \tau_{\text{lim}} / \gamma_{\text{gt}}) \quad [18]$$

$$L_i = \text{lunghezza nella porzione alterata} = s / \cos \varepsilon \gamma_{\text{dw}} \quad [19]$$

L_p = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell’ammasso roccioso. I valori variano tra 0.05 m per rocce dure (per esempio granito oppure basalto) fino a 0.30 m per rocce deboli (ad esempio marne), ed eccezionalmente fino a 0.45 m per rocce molto deboli (per esempio tufo).

Con:

ϕ_{drill} = diametro della perforazione

τ_{lim} = tensione di aderenza tra malta e roccia²²

γ_{gt} = coefficiente di sicurezza per l’aderenza tra malta e roccia. Secondo gli Eurocodici EC7, non dovrebbe essere preso minore di 1.8²³.

P = carico di sfilamento; più grande di:

$$P_{\text{Mesh}} = ((W_{\text{Sbar}} - W_{\text{Dbar}}) \cos (\alpha + \theta_0)) i_x = \text{carico di sfilamento dovuto alla rete} \quad [20]$$

$$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{Sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos (\beta + \theta_0) = \text{carico di sfilamento dovuto all’instabilità del pendio} \quad [21]$$

La lunghezza dell’ancoraggio in questo modo viene definita in maniera preliminare. La lunghezza finale appropriata delle barre deve essere valutata durante le operazioni di perforazione e validata da prove di sfilamento.

5 DIMENSIONAMENTO DELLA RETE

5.1 Stato limite ultimo

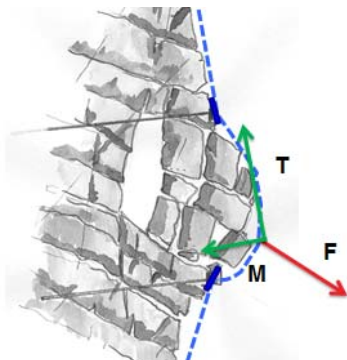


Figura 11 – Rete deformata con forze

Alcuni blocchi secondari potrebbero scivolare tra i chiodi su un piano con inclinazione α , dove α è minore della pendenza del pendio β , e spingere sulla rete di rivestimento. La dimensione massima del blocco che esercita un carico per metro lineare del rivestimento dipende dallo spessore s e dalla spaziatura verticale i_y tra due chiodi. (Figura 11e Figura 12):

F - la forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra gli ancoraggi su un piano con inclinazione α .

T - la forza agente sul piano del rivestimento, che si presenta quando i blocchi che scivolano spingono sul rivestimento. La forza può svilupparsi perché c'è un grande attrito tra la rete e i blocchi, e si forma una tasca. Il rivestimento, che è considerato ancorato solo sulla porzione superiore, reagisce a T mobilizzando la resistenza a trazione della rete.

M - la forza di punzonamento sviluppata dai blocchi perpendicolari al piano del rivestimento. La forza si sviluppa in quanto ci sono diversi vincoli laterali, come gli ancoraggi (forte vincolo) e la rete (vincolo più debole). L'entità di M dipende largamente dalla rigidità della rete: maggiore è la rigidità della rete, maggiore sarà l'efficacia del rivestimento.

Nel caso della rete, lo stato limite ultimo è soddisfatto quando

$$T_{adm} - T \geq 0 \quad [22]$$

dove

T_{adm} = resistenza a trazione ammissibile della rete

La resistenza ammissibile della rete sarà:

$$T_{adm} = T_m / \gamma_{MH} \quad [23]$$

dove

T_m = Resistenza a trazione della rete

γ_{MH} = coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione. Tenendo in considerazione lo stato disomogeneo di stress agente sulla rete, il minimo coefficiente di sicurezza sarà non inferiore a 2.50. Questo coefficiente di sicurezza è basata su osservazioni empiriche su prove di punzonamento effettuate a Pont Boset con Torino Tech University²⁴ e Lab IUAV dell'Università di Venezia²⁵, dove si è

notato che la rete compresa tra gli ancoraggi non dà un contributo pieno nel contenere la parte inferiore dell'ammasso e lo stress fondamentale viene assorbito dagli ancoraggi. Questi ultimi sopportano una forza Q compresa tra 30 e 55 kN per ancoraggio²⁶.

La vera distribuzione delle sollecitazioni è stata ottenuta con analisi numerica²⁷. La tensione agente sulla rete dipende dalla rigidità della membrana: maggiore è la rigidità, maggiore è la capacità della rete di essere come un vincolo tra gli ancoraggi. La rete rigida è più efficace, di conseguenza. Dal punto di vista teorico, minore è la rigidità, maggiore dovrebbe essere il coefficiente di sicurezza, poiché la sollecitazione è concentrata soprattutto sugli ancoraggi e non omogeneamente distribuito sulla rete.

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete (M – Figura 12), che può essere calcolata utilizzando gli stessi principi della formula [3]:

$$M = F \sin (\beta - \alpha) i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \sin (\beta - \alpha) i_x \quad [24]$$

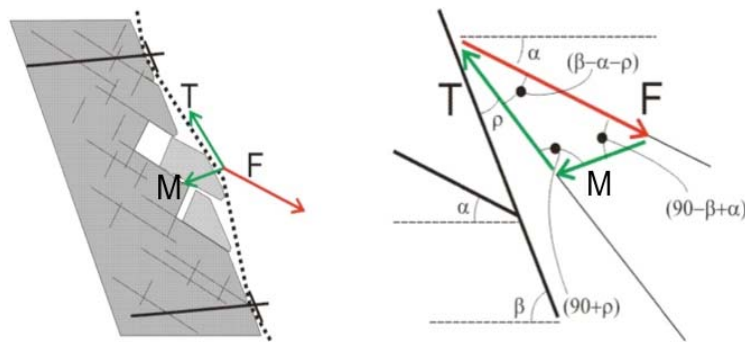


Figura 12 – Schema delle forze agenti sulla rete

Dove:

$$M_{bdrv} = Mb (\sin \alpha + c \cos \alpha) \gamma_{DW} = \text{forze agenti} \quad [25]$$

$$M_{bstb} = (Mb \sin \alpha (1 - c)) \gamma_{RW} = \text{forze resistenti} \quad [26]$$

$$Mb = V \gamma = \text{peso dell'ammassa di roccia instabile} \quad [27]$$

V = volume instabile massimo tra gli ancoraggi (Figura 13, Figura 14, Figura 15), che è calcolato secondo le indicazioni date nel paragrafo 5.2.

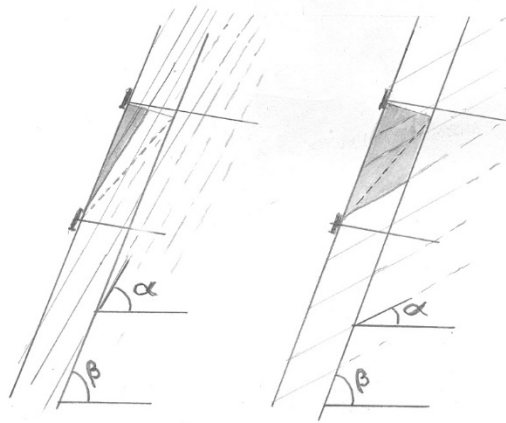


Figura 13 – Forma dei volumi di roccia che possono muoversi tra gli ancoraggi: triangolare (sinistra) e trapezoidale (destra)

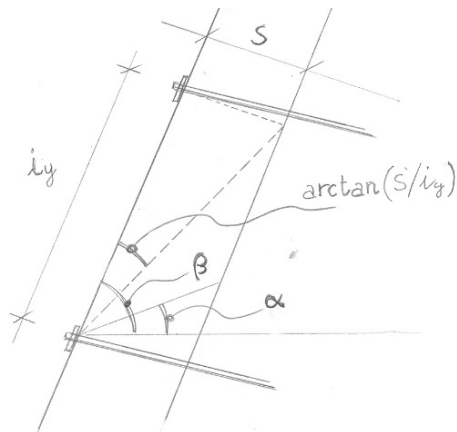


Figura 14 – Geometria del volume tra gli ancoraggi

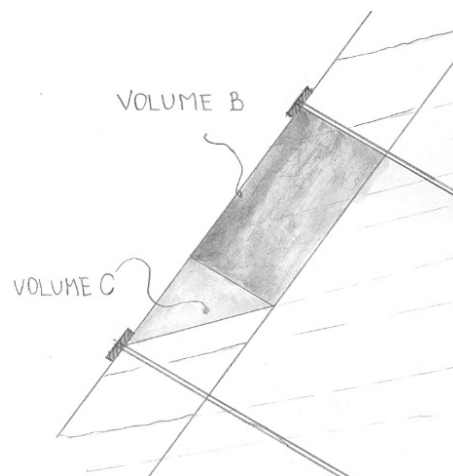


Figura 15 – Volumi B e C tra gli ancoraggi

5.2 Volume massimo di roccia VS spinta su rete di rivestimento

MacRo 1 suppone che il volume massimo spingente sulla rete ha i seguenti confini (Figura 14):

- sopra: delimitata dagli ancoraggi (per semplicità gli ancoraggi sono sempre considerati perpendicolari alla superficie del pendio).
- sotto: superficie di scorrimento inclinata α . La superficie di scorrimento interseca la superficie del pendio in corrispondenza della testa del tassello inferiore.
- dietro: superficie di scorrimento inclinata β .

Ci sono diverse procedure per il calcolo del volume massimo di roccia che può muoversi tra gli ancoraggi. Qui di seguito viene descritta quella seguita dall'algoritmo analitico di MacRo 1.

$$\text{Se } \alpha \geq \beta - (\arctan(s/i_y)) \text{ e } \alpha < \beta \quad [28]$$

Allora il volume semplicemente diventa (forma triangolare in Figura 13 a sinistra)

$$\text{Volume A} \quad V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha) \quad [29]$$

$$\text{Altrimenti se } \alpha < \beta - \arctan(s/i_y) \quad [30]$$

Possono essere distinti i seguenti volumi (Figura 15)

$$\text{Volume B} \quad V = i_y s - s^2 / \tan(\beta - \alpha) \quad [31]$$

$$\text{e volume C} \quad V = 0.5 s^2 / \tan(\beta - \alpha) \quad [32]$$

MacRo 1 determina il massimo volume teorico come la somma di:

$$V = \text{Volume A} + \text{Volume B} + \text{Volume C} \quad [33]$$

5.3 Deformazione della rete a punzonamento ed effetto di scala

MacRo 1 suppone che in ogni caso il carico di punzonamento sulla rete può essere superiore al peso del volume di roccia tra gli ancoraggi. Poi MacRo 1 controlla se:

$$M/i_x / \sin(\beta - \alpha - \rho_p) < M_b \sin \beta \quad [34]$$

allora

$$T = M / i_x / \sin(\beta - \alpha - \rho_p)$$

altrimenti

$$T = Mb \sin \beta \quad [35]$$

Con

Z_{bulg} = deformazione correlata al carico di punzonamento M . É direttamente misurata da dati sperimentali.

$$\rho_p = \text{angolo della deformazione della rete} \approx \arctg(2 Z_{bulg} / i) \quad [36]$$

$$i = \text{spaziatura media tra gli ancoraggi} = (i_x * i_y)^{0.5} \quad [37]$$

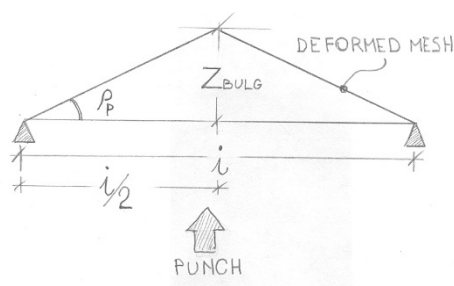


Figura 16 – Schema della geometria della rete con carico di punzonamento

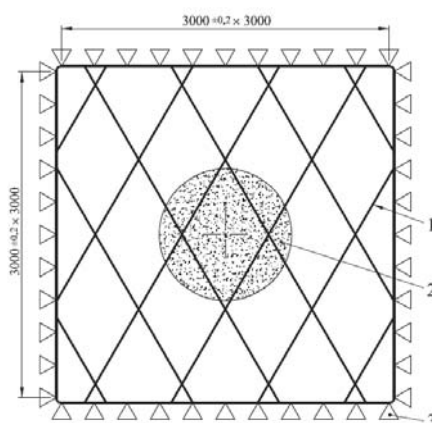


Figura 17 – Vista in pianta del punch test in accordo con UNI 11437:2012. Legenda: 1 = rete testata; 2 = dispositivo di punzonamento (1.0 m di diametro); 3 = vincolo perimetrale tra rete e telai

Quando il carico induce il massimo spostamento Z_{bulg} , il processo di rottura della rete inizia. Lo spostamento massimo a punzonamento Z_{bulg} è legato alla dimensione del campione: in base ai risultati delle prove effettuate²⁸, è possibile dire circa che più grande è la dimensione del campione, maggiore è lo spostamento (effetto di scala). La legge generale dell'effetto di scala è assunto in forma semplificata

$$x = x_0 \mu_x \quad [38]$$

$$y = y_0 \mu_y \quad [39]$$

dove

(x, y) = generica coordinata del grafico scalato

(x_0, y_0) = generica coordinata del grafico di riferimento

(μ_x, μ_y) = costanti correlanti il grafico scalato a quello di riferimento

Poiché le curve sono state determinate secondo norma UNI 11437 (un campione di dimensioni 3.0 x 3.0 m), la dimensione di riferimento per la descrizione di effetto di scala è di 3.0 m (Figura 17).

MacRo 1 modifica automaticamente la tipica curva forza spostamento considerando l' "effetto scala".

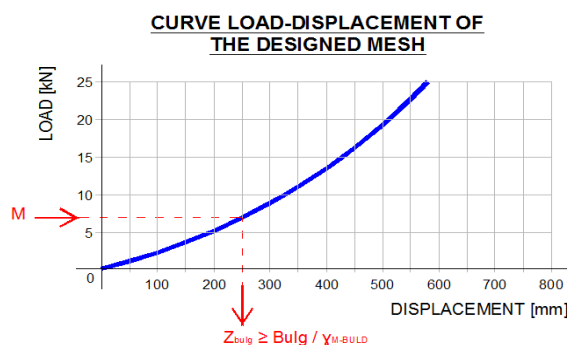


Figura 18 – Esempio di curva forza-spostamento utilizzata per la progettazione della rete allo Stato Limite di Esercizio

5.4 Dimensionamento della rete: stato limite di esercizio

Lo stato limite di servizio fornisce informazioni riguardanti quanto segue:

- attività di manutenzione del rivestimento necessaria;
- rischi di denudamento degli ancoraggi;
- interferenza tra l'infrastruttura e il rivestimento del pendio come conseguenza di deformazioni eccessive.

Lo stato limite di servizio è soddisfatto se

$$B_{ulg} - Z_{bulg} \geq 0$$

dove

B_{ulg} = $D_{mbulg} / \gamma_{mbulg}$ = deformazione ammissibile

D_{mbulg} = deformazione di progetto massima

γ_{mbulg} = coefficiente di sicurezza; varia tra²⁹ 1.50 (rivestimento correttamente installato su un pendio con una superficie regolare) e 3.00 (rivestimento installato non correttamente su un pendio con una morfologia irregolare). Il coefficiente di sicurezza riduce la deformazione massima desiderata e ottiene il relativo carico ammissibile automaticamente.

Z_{bulg} = deformazione del rivestimento derivato dai risultati dei test condotti sulla base del carico di punzonamento M (Figura 18).

6 BIBLIOGRAFIA GENERALE

AICAP, (1993): Anchor in soil and rock: recommendations (in Italian).

Bertolo P. , Giacchetti G., 2008 - An approach to the design of nets and nails for surficial rock slope revetment – in Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection, June 23-25 2008, Morshach, Switzerland.

Bertolo P., Ferraiolo F., Giacchetti G., Oggeri C., Peila D., e Rossi B., (2007): Metodologia per prove in vera grandezza su sistemi di protezione corticale dei versanti – GEAM Geingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIV, N. 2, Maggio-Agosto 2007.

Bessegghini F., Deana M., Di Prisco C., Guasti G., 2008 – Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti di terreno, Rivista GEAM Geingegneria ambientale e Mineraria, Anno XLV, N. III dicembre 2008 (125) pp. 25-30 (in Italian)

Bonati A., e Galimberti V., (2004): Valutazione sperimentale di sistemi di difesa attiva dalla caduta massi – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” - Trento 2004, Peila D. Editor.

Brunet G., Giacchetti G., (2012) - Design Software for Secured Drapery- Proceedings of the 63rd Highway Geology Symposium, May 7-10, 2012, Redding, California.

Castro D., (2008) – Proyetos de investigaciòn en la Universidad de Cantabria - Il Curso sobre protecciòn contra caida de rocas – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecànica de rocas.

Cravero M., Iabichino G., Oreste P.P., e Teodori S.P. 2004: Metodi di analisi e dimensionamento di sostegni e rinforzi per pendii naturali o di scavo in roccia – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” – Trento 2004, Peila D. Editor.

Ferrero A.M., Giani G.P., Migliazza M., (1997): Interazione tra elementi di rinforzo di discontinuità in roccia - atti “Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi” – IV Conv. Naz. Ricercatori universitari – Hevelius pp. 259 – 275.

Flumm D., Ruegger R. (2001): Slope stabilization with high performance steel wire meshes with nails and anchors – International Symposium Earth reinforcement, Fukuoka, Japan.

Goodman, R.E. and Shi, G. (1985), Block Theory and Its Application to Rock Engineering, Prentice-Hall, London.

Jacob V., (2009): Engineering, unpublished thesis, Technical University Torino.

LCPC, (2001) : Parades contre les instabilités rocheuses - Guide technique - Paris.

Phear A., Dew C., Ozsoy B., Wharmby N.J., Judge J., e Barley A.D., (2005): Soil nailing – Best practice guidance - CIRIA C637, London, 2005.

Ribacchi R., Graziani A. e Lembo Fazio A. (1995). Analisi del comportamento dei sistemi di rinforzo passivi in roccia, XIX Convegno Nazionale di Geotecnica: Il Miglioramento e il Rinforzo dei Terreni e delle Rocce, Pavia, pp. 239-268

Ruegger R., e Flumm D., (2000): High performance steel wire mesh for surface protection in combination with nails and anchors – Contribution to the 2nd colloquium “Constrution in soil and rock” – Accademy of Esslingen (Germany).

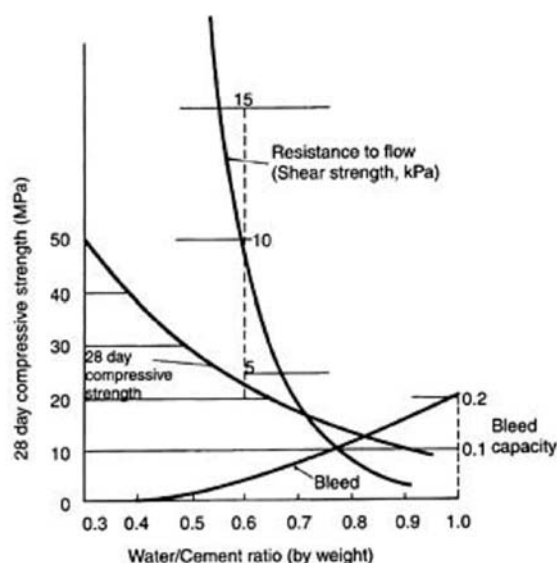
-
- Saderis A., (2004): Reti in aderenza su versanti rocciosi per il controllo della caduta massi: aspetti tecnologici e progettuali – Tesi di Laurea in Ingegneria per l’Ambiente e il Territorio, unpublished thesis, Technical University Torino.
- Torres Vila J.A., Torres Vila M.A., e Castro Fresno D., (2000): Validation de los modelos fisicos de analisis y diseno para el empleo de membranas flexible Tecco G-65 como elemento de soporte superficial en la estabilizacion de taludes.
- Valfrè A., (2007): Dimensionamento di reti metalliche in aderenza per scarpate rocciose mediante modellazioni numeriche – GEAM Georingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIII, N. 4, Dicembre 2006.

7 NOTE FINALI

¹ Vedi pagina 570 di: Turner A.K, Schuster R.L. Editors (2012) *Rockfall Characterization and control* – Transportation Research Board, Washington D.C.

² UNI 11437 (2012). *Rockfall protection measures : Tests on meshes for slope coverage* - UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione. È la prima norma mondiale che descrive le procedure per la determinazione delle due resistenze di base di una rete (a punzonamento e a trazione). Essa considera ed estende le norme preesistenti. (ASTM 975-97 2003 and EN 15381:2008).

³ Il seguente grafico mostra l'effetto del contenuto di acqua sulla resistenza alla compressione, a taglio delle miscele di acqua e cemento (Littlejohn and Bruce, 1975, from page 322 of Wyllie D.C. (1999) – *Foundations on Rock* – Second edition – E & FN SPON, London and New York).



⁴ In MacRo 1 la notazione della spaziatura dell'ancoraggio è riferita all'interasse orizzontale i_x e all'interasse verticale i_y (misurata sulla faccia del pendio). La Figura 1 mostra la configurazione del posizionamento degli ancoraggi distanziati i_x e i_y . In realtà la configurazione potrebbe essere anche a diamante, come rappresentato nella figura seguente. MacRo 1 accetta solo input per la configurazione rettangolare (a sinistra nella figura). Se l'utente vuole cambiare da rettangolare a diamante, deve immettere una configurazione rettangolare fittizia che rispetta la densità degli ancoraggi (numero di ancoraggi per unità di area).

Area di 1 ancoraggio nella configurazione rettangolare

$$\text{Area} = i_y i_x$$

Se $i_y = i_x$, l'area della configurazione può essere riscritta

$$\text{Area} = i_x^2$$

Area di 1 ancoraggio nella configurazione a diamante

$$\text{Area} = d_y d_x / 2$$

Deve essere precisato che

$$i_x^2 = d_y d_x / 2$$

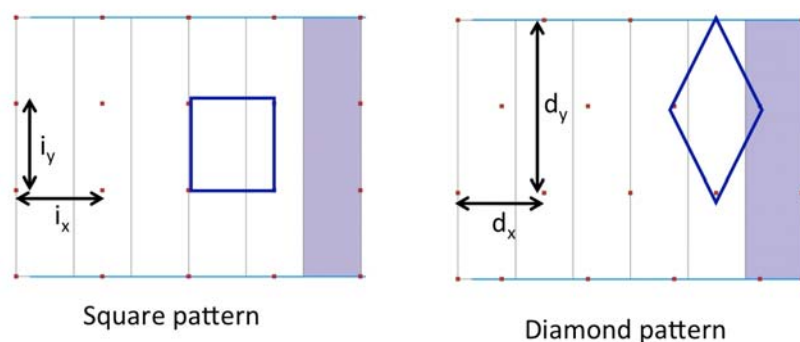
E allora

$$i_x = (d_y d_x / 2)^{0.5}$$

L'ultima relazione permette di adottare una configurazione a diamante in MacRo1.

Esempio: la configurazione a diamante ha $d_y = 5.5$ m e $d_x = 2.9$ m. La configurazione quadrata corrispondente da inserire in MacRo 1 è:

$$i_x = i_y = (d_y d_x / 2)^{0.5} = (5.5 \cdot 2.9 / 2)^{0.5} = 2.8 \text{ m}$$



La posizione migliore degli ancoraggi si verifica quando cooperano l'un l'altro e trattengono gli ammassi rocciosi. Allora la migliore configurazione teorica dovrebbe essere quella a diamante, con gli assi degli ancoraggi distanziati in modo tale da formare in triangolo equilatero. Ma più semplicemente, è importante che la distribuzione areale degli ancoraggi sia più omogenea possibile. In questi termini è fortemente raccomandato evitare configurazioni irregolari (esempi: diamante 3.0 m x 8.0 m o rettangolare 2.5 m x 4.8 m).

Per ragioni pratiche molte imprese preferiscono la configurazione rettangolare.

⁵ Ferraiolo F., Giacchetti G. (2004) *Rivestimenti corticali: alcune considerazioni sull'applicazione delle reti di protezione in parete rocciosa*, in proceedings "Bonifica di versanti rocciosi per la protezione del territorio" – Trento 2004 – Peila D. editor. In Italian.

⁶ Attualmente è stato istituito un gruppo di lavoro per la proposta di un nuovo Eurocodice per gli ammassi rocciosi.

⁷ Il criterio di Barton-Bandis non considera la coesione dei giunti, ma un angolo di attrito di picco, che dipende dall'angolo di attrito di base (relativo al tipo di roccia) e da un angolo di incremento (relativo a JRC e JCS).

Riferimenti principali:

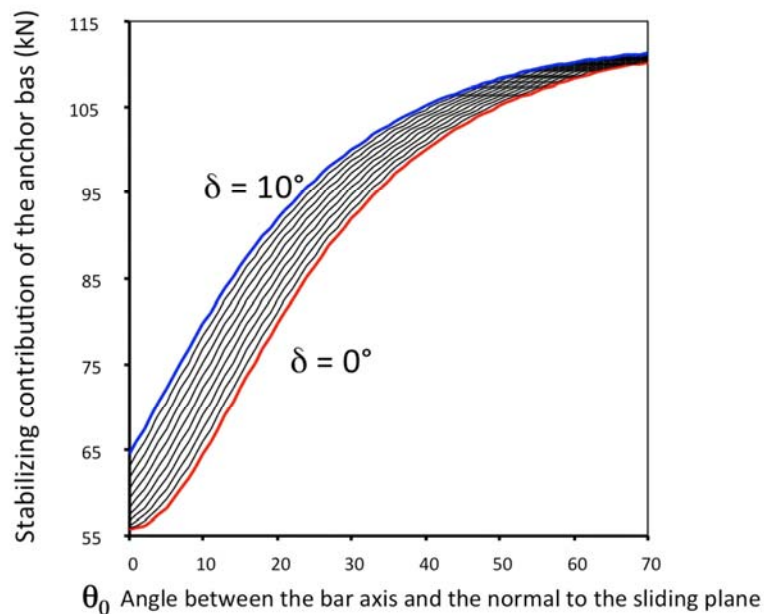
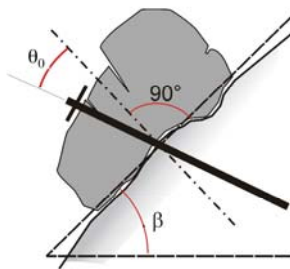
- Barton, N.R. and Choubey, V. (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice*. *Rock Mech.* 10(1-2), 1-54.
- Barton, N.R. and Bandis, S.C. (1982). *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock*. *23rd U.S. symp. on rock mechanics*, Berkeley, 739-760

⁸ Vedi pagine 352 – 354 di: Hoek, E. and Bray, J.W. 1981. *Rock Slope Engineering*. 3rd edition. London: Institution of Mining and Metallurgy 402 pages

⁹ Secondo il criterio di rottura di Barton-Bandis, l'angolo di attrito di solito varia tra 28° e 70°. Più frequentemente il valore di 45° può essere considerato conservativo.

¹⁰ Grimod A., Giacchetti G. and Peirone B., 2013. *A new design approach for pin drapery systems*. Proceedings of GeoMontreal 2013. 29th September – 3rd October 2013, Montreal (QC). Paper n. 491.

¹¹ Il contributo stabilizzante di una barra di acciaio attraversante un giunto di scorrimento può essere rappresentato dal seguente grafico:



Il grafico, sviluppato per uno specifico tipo di barra di acciaio, mostra che l'effetto della dilatanza sul contributo stabilizzante R è più alto quando la barra è perpendicolare al piano di scorrimento.

Vedi anche pagine 337- 339 di: Giani G. P. (1992), *Rock slope stability analysis* – Balkema, Rotterdam

¹² pagine 95 – 96 di: Pellet F., e Egger P., (1995): *Analytical model for the behaviour of bolted rock joints and practical applications*. In proceedings of international symposium Anchors theory and practice. Widmann R. Editor, Balkema, Rotterdam.

¹³ Giani G. P. vedi nota 11

¹⁴ Vedi le seguenti referenze:

- Singh B., Goel R.K. (1999) *Rock mass Classification A practical approach in civil engineering* - Elsevier
- Pagina 69 di: Bell F.G. (2007). *Engineering Geology* – Elsevier BH

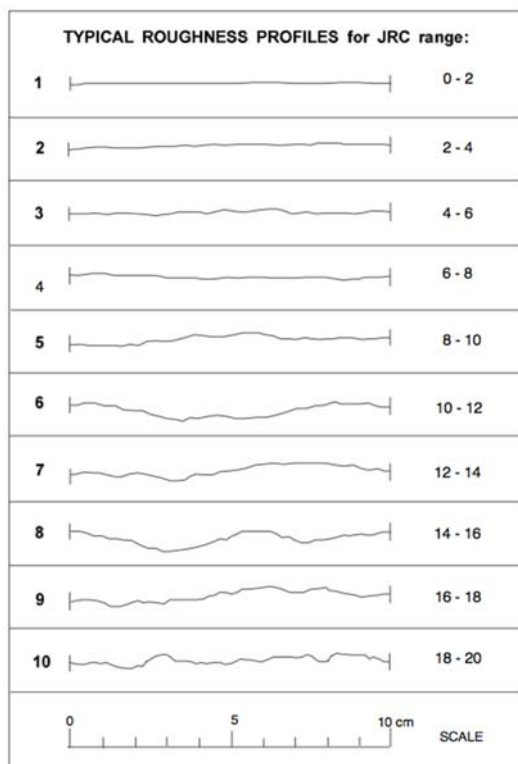
¹⁵ Vedi pagine 37 e 38 di: Barton N. (1992): *Scale effects or sampling bias?* Proc. Int. Workshop Scale Effects in Rock Masses, Balkema Publ., Rotterdam

¹⁶ Barton N. – vedi nota 15

¹⁷ See pages 169 – 171 of Goodman, R. (1989) - *Rock Mechanics* – Second edition. John Wiley.

¹⁸ Informazioni sul grado di disturbo possono essere trovate nel capitolo riguardante le proprietà dell'ammassi rocciosi di: Hoek E. (2000). *Course Notes for Rock Engineering* (CIV 529S) in www.rocscience.com

¹⁹ Il valore di JRC può essere misurato dal pettine di Barton comparando la rugosità del profilo con quella tipica data dalla tabella (da Barton, N.R. e Choubey, V., 1977 – vedi nota 7).



²⁰ I valori di JCS possono essere misurati tramite Schmidt hammer test, o in mancanza di informazioni, dedotte dalla resistenza a compressione monoassiale ($UCS = \sigma_c$) della roccia. La seguente tabella dà indicazioni su i valori più comuni (da Appendice 3 di: Palmstrom A., (1995) – *RMi - a system for characterization of rock masses for rock engineering purposes*. Ph. Thesis, University of Oslo, Norway. In www.rockmass.net)

TABLE A3-8 NORMAL RANGE OF COMPRESSIVE STRENGTH FOR SOME COMMON ROCK TYPES (data from Hansen, 1988 and Hoek and Brown, 1980) AND VALUES FOR THE m FACTOR IN HOEK-BROWN FAILURE CRITERION (from Hoek et al., 1992).

Rock name	Uniaxial compressive strength σ_c			Rating of the factor $m_i^{1)}$	Rock name	Uniaxial compressive strength σ_c			Rating of the factor $m_i^{1)}$
	low	average	high			low	average	high	
Sedimentary rocks					Metamorphic rocks				
Anhydrite		120*		13.2	Amphibolite	75	125	250	31.2
Coal	16"	21"	26"		Amphibolitic gneiss	95	160	230	31 ?
Claystone	2'	5' 10'		3.4	Augen gneiss	95	160	230	30 ?
Conglomerate	70	85	100	(20)	Black shale	35	70	105	
Coral chalk	3	10	18	7.2	Garnet mica schist	75	105	130	
Dolomite	60'	100'300'		10.1	Granite gneiss	80	120	155	30 ?
Limestone	50*	100'	180*	8.4	Granulite	80'	150	280	
Mudstone	45	95	145		Gneiss	80	130	185	29.2
Shale	36"	95"	172"		Gneiss granite	65	105	140	30 ?
Sandstone	75	120	160	18.8	Greenschist	65	75	85	
Siltstone	10'	80'	180'	9.6	Greenstone	120'	170*	280*	20 ?
Tuff	3'	25'	150'		Greywacke	100	120	145	
Igneous rocks					Marble	60'	130'	230'	9.3
Andesite	75'	140'	300'	18.9	Mica gneiss	55	80	100	30 ?
Anorthosite	40	125	210		Mica quartzite	45	85	125	25 ?
Basalt	100	165	355"	(17)	Mica schist	20	80*	170*	15 ?
Diabase (dolerite)	227"	280"	319"	15.2	Mylonite	65	90	120	
Diorite	100	140	190	27 ?	Phyllite	21	50	80	13 ?
Gabbro	190	240	285	25.8	Quartz sandstone	70	120	175	
Granite	95	160	230	32.7	Quartzite	75	145	245	23.7
Granodiorite	75	105	135	20 ?	Quartzitic phyllite	45	100	155	
Monzonite	85	145	230	30 ?	Serpentinite	65	135	200	
Nepheline syenite	125	165	200		Slate	120'	190'	300'	11.4
Norite	290"	298"	326"	21.7	Talc schist	45	65	90	10 ?
Pegmatite	39	50	62						
Rhyolite		85?		(20)					
Syenite	75	150	230	30 ?					
Ultra basic rock	80'	160	360						
Soil materials²⁾:									
Very soft clay $\alpha_c = 0.025$ MPa			Soft clay $\alpha_c = 0.025 - 0.05$ MPa			Firm clay $\alpha_c = 0.05 - 0.1$ MPa			
Stiff clay $\alpha_c = 0.1 - 0.25$ MPa			Very stiff clay $\alpha_c = 0.25 - 0.5$ MPa			Hard clay $\alpha_c = > 0.5$ MPa			
Silt, sand: assume $\alpha_c = 0.0001 - 0.001$ MPa									
* Values found by the Technical University of Norway, (NTH) Inst. for rock mechanics.									
* Values given in Lama and Vutukuri, 1978.									
* Values given by Bieniawski, 1984.									

²¹ Vedi i riferimenti:

- Pagine 139-141 di: Wyllie D.C., e Mah C.W., (2004): *Rock slope engineering civil and mining* - 4th edition – Spon Press London and New York.
- ITASCA (2004). *UDEC universal distinct element Code – User manual: Special features* – Minneapolis, USA.

²² La seguente tabella mostra la relazione approssimata tra tipologia di roccia e tensione di aderenza limite all'interfaccia roccia – malta iniettata degli ancoraggi (da pagina 331 di: Wyllie D.C. (1999) – *Foundations on Rock* – Second edition – E & FN SPON, London and New York.)

Rock type	Working bond stress τ_a at rock-grout interface	
	MPa	p.s.i.
Granite, basalt	0.55–1.0	80–150
Dolomitic limestone	0.45–0.70	70–100
Soft limestone	0.35–0.50	50–70
Slates, strong shales	0.30–0.45	40–70
Weak shales	0.05–0.30	10–40
Sandstone	0.30–0.60	40–80
Concrete	0.45–0.90	70–130
Weak rock	0.35–0.70	50–100
Medium rock	0.70–1.05	100–150
Strong rock	1.05–1.40	150–200

Vedi anche:

- Littlejohn, G.S. and Bruce, D.A. (1975a) *Rock anchors — state of the art. Part 1: Design*. Ground Eng., 8(4), 41–8.
- Littlejohn, G.S. and Bruce, D.A. (1975b) *Rock anchors - state of the art. Part 2: Construction*. Ground Eng., 8(4), 36–45.
- Littlejohn, G.S. and Bruce, D.A. (1976) *Rock anchors — state of the art. Part 3: Stressing and testing*. Ground Eng., 9(5), 331–41.

²³ UNI ENV 1997-1:2005

²⁴ Bertolo P., Oggeri C., Peila D., 2009 – *Full scale testing of draped nets for rock fall protection* - Canadian Geotechnical Journal, No. 46 pp. 306-317.

²⁵ La tipica curva forze spostamento della rete è stata implementata nella libreria di MacRo 1

²⁶ I valori sono stati ottenuti tramite specifici tests alla Cottbus University – i.e. Test 2011-MPZ05SG/B-06 – 13/ May 2011

²⁷ Vedi le seguenti reference:

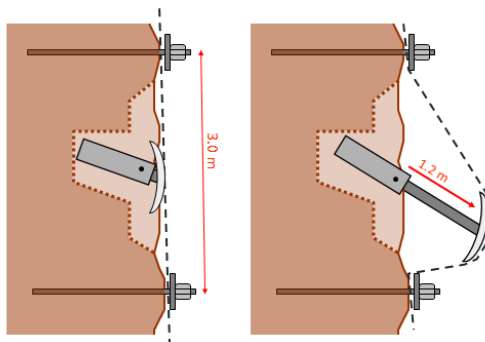
- Muhunthan B., Shu S., Sasiharan N., Hattamleh O.A., Badger T.C., Lowell S.M., Duffy J.D., (2005): *Analysis and design of wire mesh/cable net slope protection* - Final Research Report WA-RD 612.1 - Washington State Transportation Commission Department of Transportation/U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Sasiharan N., Muhunthan B., Badger T.C., Shu S., Carradine D.M.(2006) – *Numerical analysis of the performance of wire mesh and cable net rockfall protection systems*. Engineering Geology 88, 121-132. Elsevier

²⁸ Vedi le seguenti referenze:

- Majoral R., Giacchetti G., Bertolo P., 2008 – *Las mallas en la estabilización de taludes – II Curso sobre protección contra caída de rocas* – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecánica de rocas.
- Grimod A., Giacchetti G., 2013, *New design software for rockfall simple drapery systems*. Proceedings 23nd World Mining Congress & Expo, Montreal. Paper No. 255.

²⁹ I coefficienti di sicurezza per lo spostamento normale al piano della rete dovrebbero essere sempre abbastanza grandi per compensare tutte le incertezze che influenzano la rete. La precisione di installazione genera una delle più grandi incertezze. Le ricerche più pertinenti relative all'analisi delle prestazioni della rete sottoposta ad un test di punzonamento è stata fatta al Politecnico di Torino (vedi nota 24 e le figure

seguenti della sezione trasversale del dispositivo di punzonamento agente sulla rete testata). L'obiettivo della ricerca è stato quello di studiare il comportamento reale di diversi tipi di rete installate pendii rocciosi. Le reti sono state ancorate alla roccia tramite quattro ancoraggi distribuiti secondo una configurazione quadrata. La distanza gli ancoraggi era 3m x 3m. Il blocco in caduta è stato simulato da un pistone collegato ad un dispositivo di punzonamento (diametro = 1.5 m); il pistone è stato installato al fine di sviluppare una pressione inclinata di 45 gradi contro la maglia. L'allungamento massimo del pistone è stato di circa 1.2 m. Il modo migliore per ridurre la deformazione è l'inserimento dei cavi nella rete come suggerito da Muhunthan (vedi nota 26).



Capitolo 2.1

SETTORE NORD_SN-291_REPORT DI CALCOLO

MACRO 1 Sistema rinforzato

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

COMUNE DI BIANCAVILLA /Città Metropolitana di Catania

pag. 1 di 2

● Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

● Input

Descrizione: Settore NORD - SN-291

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	89
Spessore instabile [m]	1.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	28.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	55
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	125.00
Rugosità JCR	4.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	177.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.41

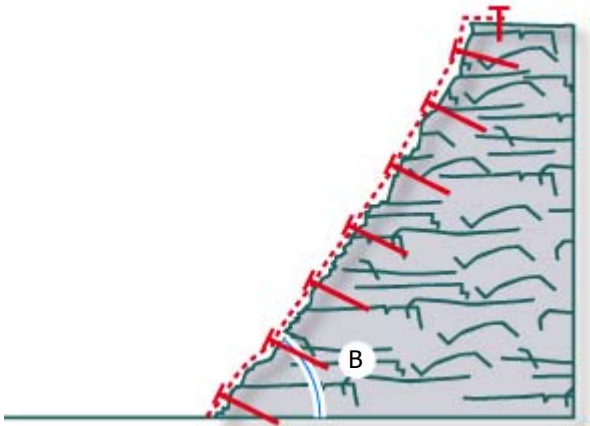
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	0

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.60



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24
Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12
Fattore di sicurezza globale	1.39
Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)		Controllo della maglia		Controllo di progettazione di manutenzione	
1.09	Soddisfatta	2.22	Soddisfatta	1.13	Soddisfatta

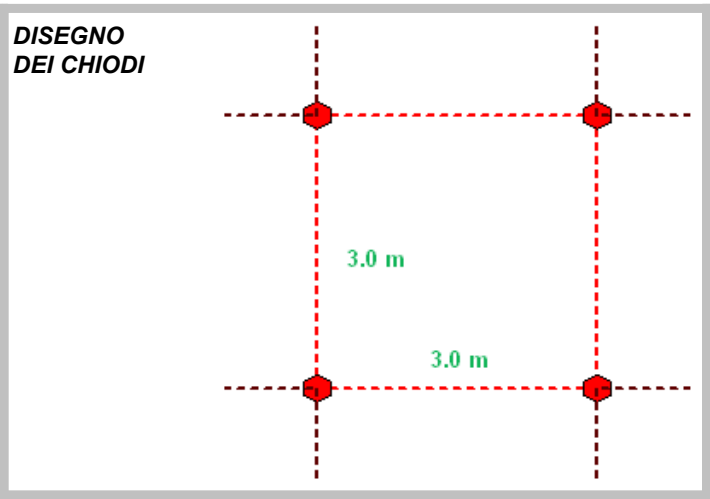
Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	308.99
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	282.54
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.09
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	1.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm²]	530.93
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	120.02
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	37.88
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	1.63
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	37.88
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.90
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	2.35

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.34
Deformazione attesa [m]	0.30
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.13

Geometry



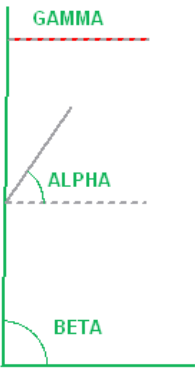
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	31.83
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	2.22
Volume potenzialmente instabile - caso A [m³/m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m³/m]	1.52
Volume potenzialmente instabile - caso C [m³/m]	0.74
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m³/m]	2.26
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	63.24
Sommatoria delle forze destabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	60.87
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	38.85
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	36.93
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	11.25

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.02
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	3.77
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	252.00

Modello di instabilità



Capitolo 2.2

DORSALE CENTRALE_DCE-7_REPORT DI CALCOLO

MACRO 1 Sistema rinforzato

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

● Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

● Input

Descrizione: Dorsale CENTRALE DCE-7

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	80
Spessore instabile [m]	3.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	28.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	65
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	125.00
Rugosità JCR	4.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	177.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.27

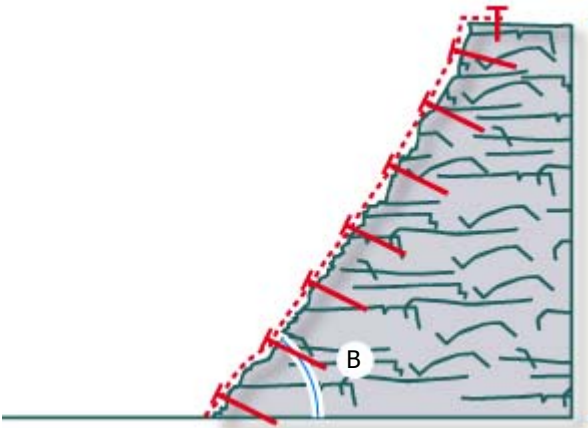
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	2.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	2.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	0

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.60



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24
Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12
Fattore di sicurezza globale	1.39
Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

● Risultati

Controllo di progettazione (Pendenza SF)

1.05 Soddisfatta

Controllo della maglia

9.63 Soddisfatta

Controllo di progettazione di manutenzione

2.30 Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

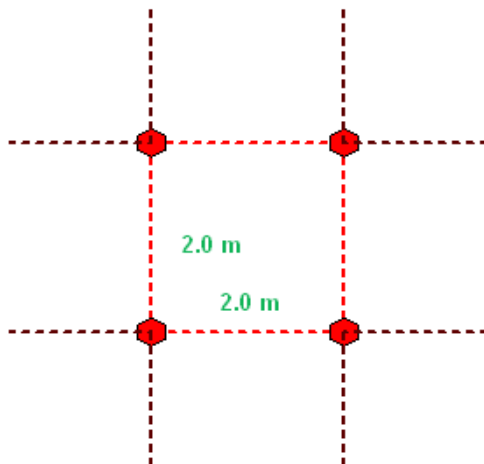
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	392.61
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	375.18
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.05
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	10.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm ²]	530.93
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	144.44
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	4.67
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	22.05
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	22.05
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.60
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	3.50
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	4.35

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.23
Deformazione attesa [m]	0.10
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	2.30

Geometry

DISEGNO DEI CHIODI



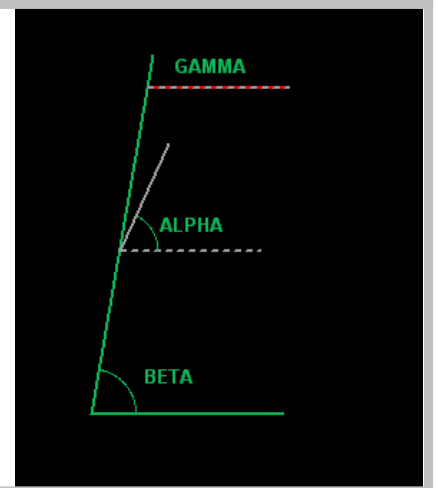
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	7.35
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	9.63
Volume potenzialmente instabile - caso A [m ³ /m]	0.54
Volume potenzialmente instabile - caso B [m ³ /m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso C [m ³ /m]	0.00
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m ³ /m]	0.54
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	15.01
Sommatoria delle forze destabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	15.73
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	10.20
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	2.86
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	3.77

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.04
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	3.56
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m ³]	12.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	336.00

Modello di instabilità



Capitolo 2.3

DORSALE CENTRALE_DCE-6_REPORT DI CALCOLO

MACRO 1 Sistema rinforzato

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

COMUNE DI BIANCAVILLA /Città Metropolitana di Catania

pag. 1 di 2

● Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

● Input

Descrizione: Dorsale CENTRALE DCE-6

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	90
Spessore instabile [m]	1.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	28.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	80
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	125.00
Rugosità JCR	4.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	177.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.41

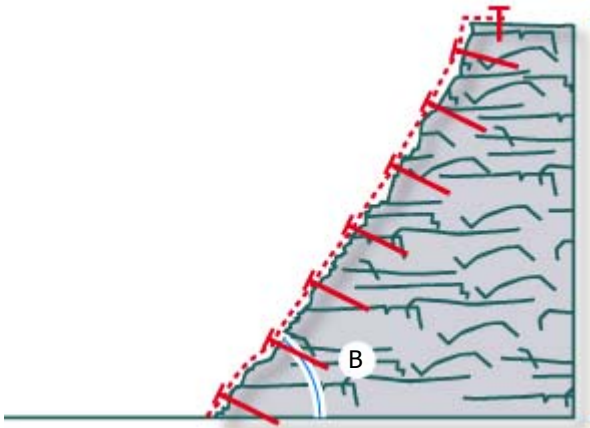
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	0

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.60



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24
Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12
Fattore di sicurezza globale	1.39
Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

● Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)

1.09 Soddisfatta

Controllo della maglia

3.63 Soddisfatta

Controllo di progettazione di manutenzione

2.27 Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

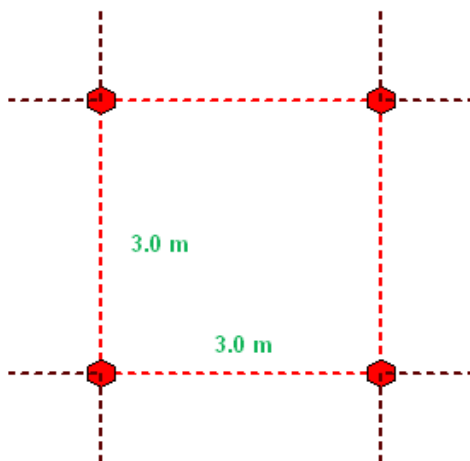
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	308.19
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	282.24
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.09
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	0.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm ²]	530.93
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	119.19
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	4.37
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	0.00
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	4.37
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.20
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	1.65

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.34
Deformazione attesa [m]	0.15
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	2.27

Geometry

DISEGNO DEI CHIODI



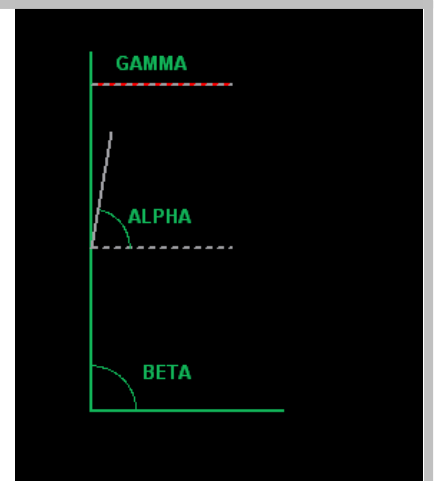
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	19.50
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	3.63
Volume potenzialmente instabile - caso A [m ³ /m]	0.79
Volume potenzialmente instabile - caso B [m ³ /m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso C [m ³ /m]	0.00
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m ³ /m]	0.79
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	22.22
Sommatoria delle forze destabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	24.81
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	16.41
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	4.37
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	5.71

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.00
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	4.30
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m ³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	252.00

Modello di instabilità



Capitolo 2.4

DORSALE CENTRALE_DCO-34_REPORT DI CALCOLO

MACRO 1 Sistema rinforzato

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

COMUNE DI BIANCAVILLA /Città Metropolitana di Catania

pag. 1 di 2

Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

Input

Descrizione: Dorsale CENTRALE DCO-34

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	85
Spessore instabile [m]	3.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	28.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	78
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	125.00
Rugosità JCR	4.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	177.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.27

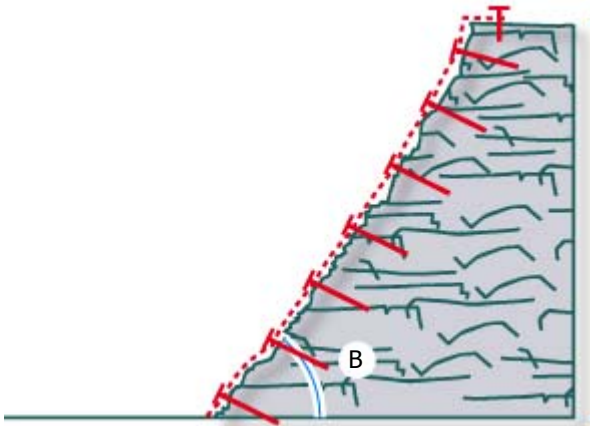
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	2.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	2.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	0

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.60



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24

Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12

Fattore di sicurezza globale	1.39
------------------------------	------

Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20

Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)

1.01	Soddisfatta
------	-------------

Controllo della maglia

22.96	Soddisfatta
-------	-------------

Controllo di progettazione di manutenzione

7.67	Soddisfatta
------	-------------

Progettazione degli ancoraggi

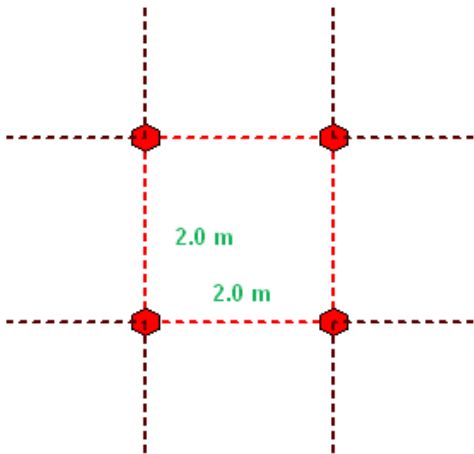
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	380.95
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	377.18
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.01
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	5.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm²]	530.93
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	129.91
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	1.08
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	10.99
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	10.99
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.30
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	3.40
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	3.95

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.23
Deformazione attesa [m]	0.03
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	7.67

Geometry

DISEGNO DEI CHIODI



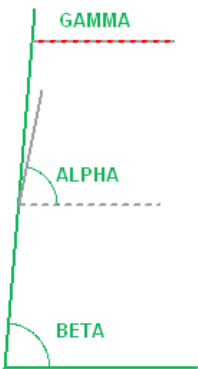
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	3.08
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	22.96
Volume potenzialmente instabile - caso A [m³/m]	0.25
Volume potenzialmente instabile - caso B [m³/m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso C [m³/m]	0.00
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m³/m]	0.25
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	6.88
Sommatoria delle forze destabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	7.64
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	5.04
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	0.63
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	1.10

Caratteristiche dell'instabilità

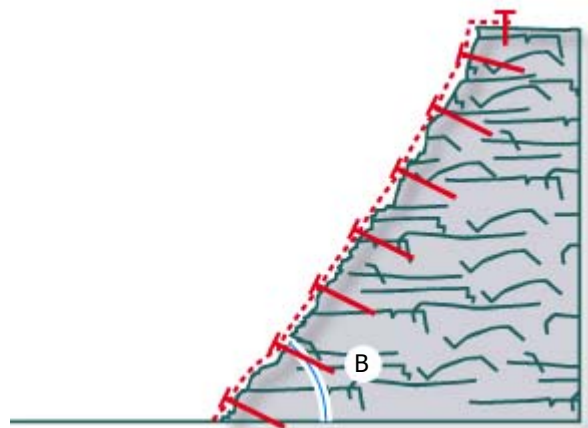
Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.02
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	3.88
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m³]	12.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	336.00

Modello di instabilità



Capitolo 2.5

SETTORE EST_SE-9_REPORT DI CALCOLO



Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)		Controllo della maglia		Controllo di progettazione di manutenzione	
1.08	Soddisfatta	2.46	Soddisfatta	1.17	Soddisfatta

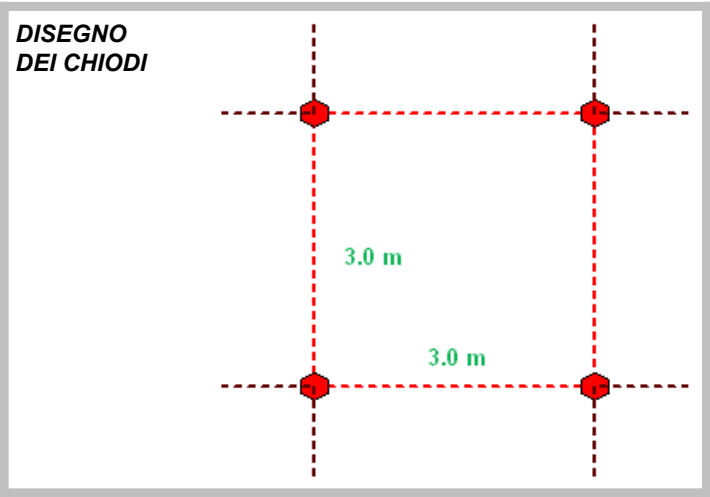
Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	304.33
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	281.38
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.08
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	0.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm²]	530.93
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	118.20
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	34.92
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	0.00
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	34.92
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.90
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	2.35

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.34
Deformazione attesa [m]	0.29
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.17

Geometry



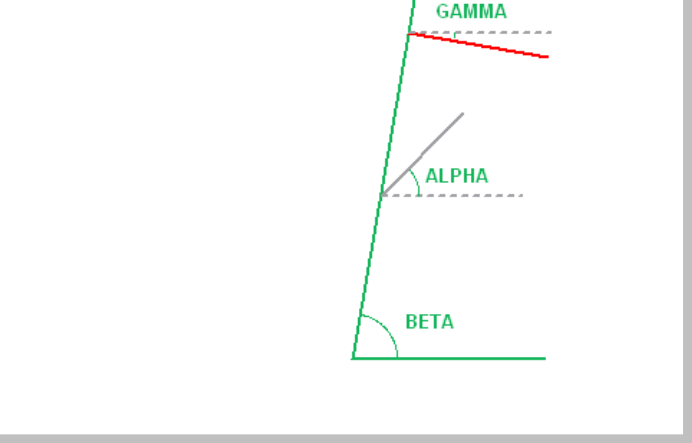
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	28.74
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	2.46
Volume potenzialmente instabile - caso A [m³/m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m³/m]	1.57
Volume potenzialmente instabile - caso C [m³/m]	0.71
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m³/m]	2.29
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	64.01
Sommatoria delle forze destabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	54.24
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	33.94
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	34.92
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	11.10

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.02
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	3.68
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	252.00

Modello di instabilità



Capitolo 2.6

SETTORE EST_SE-10_REPORT DI CALCOLO

MACRO 1 Sistema rinforzato

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

COMUNE DI BIANCAVILLA /Città Metropolitana di Catania

pag. 1 di 2

● Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

● Input

Descrizione: Settore EST - SE-10

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	89
Spessore instabile [m]	1.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	28.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	45
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	125.00
Rugosità JCR	4.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	HEA 300 Ø 10
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	299.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.41

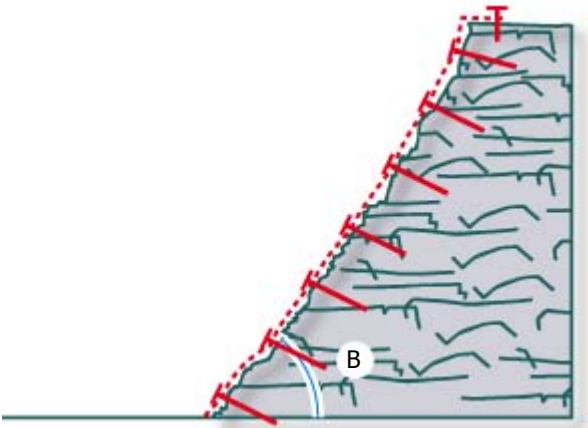
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	0

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.60



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24
Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12
Fattore di sicurezza globale	1.39
Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

● Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)

1.09 Soddisfatta

Controllo della maglia

4.72 Soddisfatta

Controllo di progettazione di manutenzione

1.89 Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

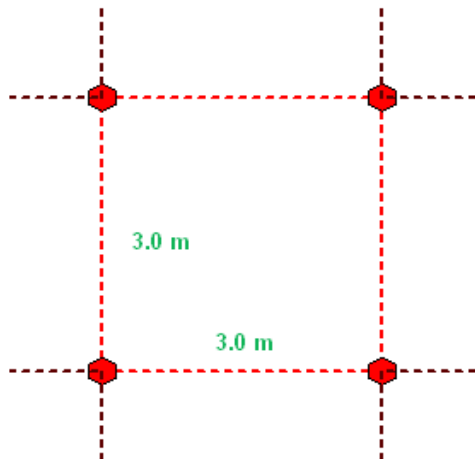
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	308.83
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	282.54
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.09
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	1.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm ²]	530.93
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	119.85
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	46.75
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	1.63
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	46.75
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	1.10
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	2.55

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.34
Deformazione attesa [m]	0.18
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.89

Geometry

DISEGNO DEI CHIODI



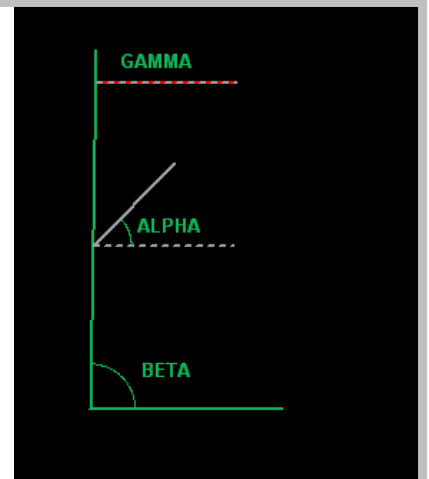
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	119.60
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	25.34
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	4.72
Volume potenzialmente instabile - caso A [m ³ /m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m ³ /m]	1.96
Volume potenzialmente instabile - caso C [m ³ /m]	0.52
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m ³ /m]	2.48
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	69.50
Sommatoria delle forze destabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	58.90
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	36.86
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	45.92
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	6.84

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.02
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	3.68
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m ³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	252.00

Modello di instabilità



Capitolo 2.7

SETTORE EST_SE-11, SE-12_REPORT DI CALCOLO

MACRO 1 Sistema rinforzato

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

COMUNE DI BIANCAVILLA /Città Metropolitana di Catania

pag. 1 di 2

● Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

● Input

Descrizione: Settore EST - Sez. E-E' - Sez. F-F' - SE-11_SE-12

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	89
Spessore instabile [m]	1.50
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	28.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	45
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	125.00
Rugosità JCR	4.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	HEA 300 Ø 10
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	299.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.25

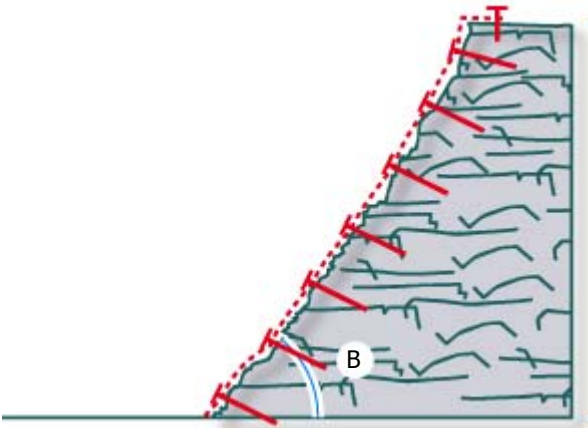
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	2.50
Interasse verticale dei chiodi [m]	2.50
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	1

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.60



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24
Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12
Fattore di sicurezza globale	1.39
Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)	Controllo della maglia	Controllo di progettazione di manutenzione
1.07 Soddisfatta	4.64 Soddisfatta	1.40 Soddisfatta

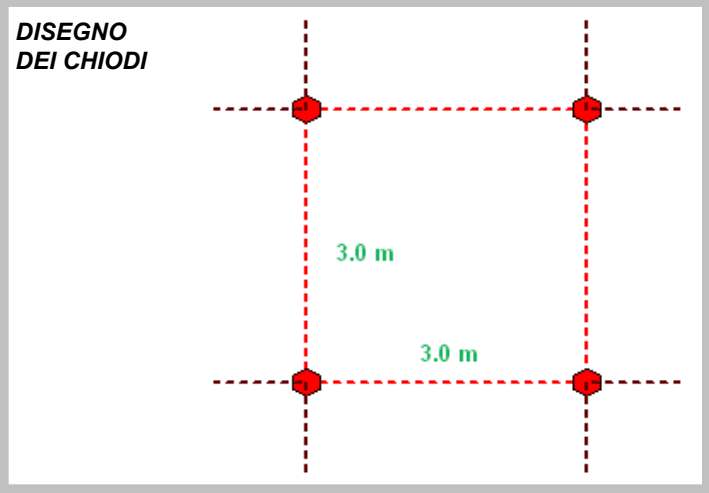
Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	314.88
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	294.31
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.07
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	0.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm²]	530.93
SContributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	118.03
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	39.86
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	0.00
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	39.86
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	1.00
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.70
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	2.95

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.21
Deformazione attesa [m]	0.15
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.40

Geometry



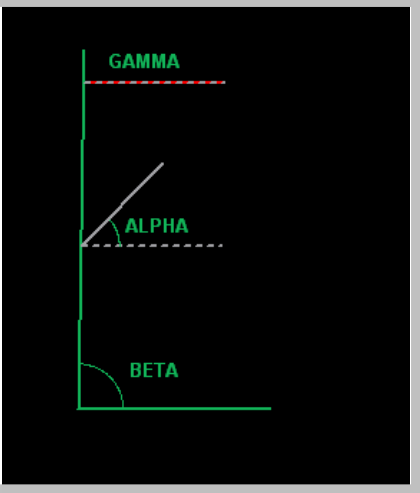
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	119.60
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	25.75
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	4.64
Volume potenzialmente instabile - caso A [m³/m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m³/m]	1.42
Volume potenzialmente instabile - caso C [m³/m]	1.16
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m³/m]	2.59
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	72.38
Sommatoria delle forze destabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	61.34
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	38.39
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	39.86
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	5.75

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.03
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	3.56
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m³]	9.38
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	262.50

Modello di instabilità



Capitolo 2.8

SETTORE OVEST_SOI-1_REPORT DI CALCOLO

MACRO 1 Sistema rinforzato

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

COMUNE DI BIANCAVILLA /Città Metropolitana di Catania

pag. 1 di 2

● Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

● Input

Descrizione: Settore OVEST - SOI-1

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	80
Spessore instabile [m]	1.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	28.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	70
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	125.00
Rugosità JCR	4.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	177.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.41

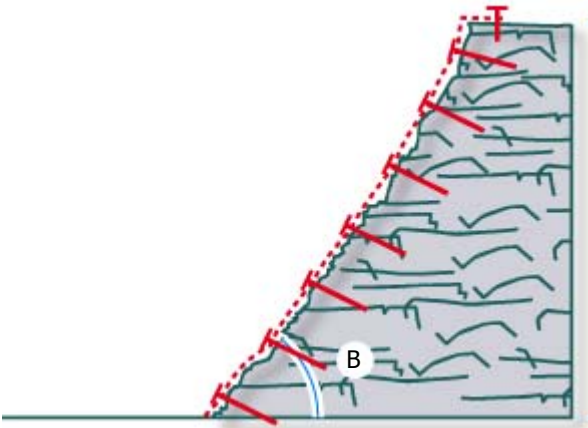
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	5

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.60



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24
Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12
Fattore di sicurezza globale	1.39
Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)		Controllo della maglia	Controllo di progettazione di manutenzione
1.12	Soddisfatta	3.69 Soddisfatta	2.27 Soddisfatta

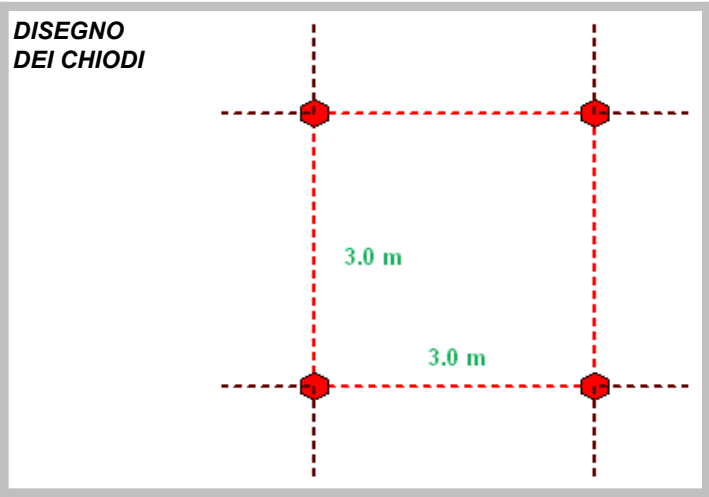
Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	316.38
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	281.38
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.12
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	5.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm²]	530.93
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	130.25
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	6.46
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	8.30
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	8.30
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.20
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	1.65

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.34
Deformazione attesa [m]	0.15
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	2.27

Geometry



Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	19.19
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	3.69
Volume potenzialmente instabile - caso A [m³/m]	0.79
Volume potenzialmente instabile - caso B [m³/m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso C [m³/m]	0.00
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m³/m]	0.79
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	22.22
Sommatoria delle forze instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	23.98
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	15.66
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	4.33
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	5.68

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.01
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	4.00
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	252.00

Modello di instabilità



Capitolo 2.9

SETTORE OVEST_SOI-29_REPORT DI CALCOLO

Coefficiente della resistenza dell' acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

● Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)

1.18 Soddisfatta

Controllo della maglia

2.37 Soddisfatta

Controllo di progettazione di manutenzione

1.42 Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

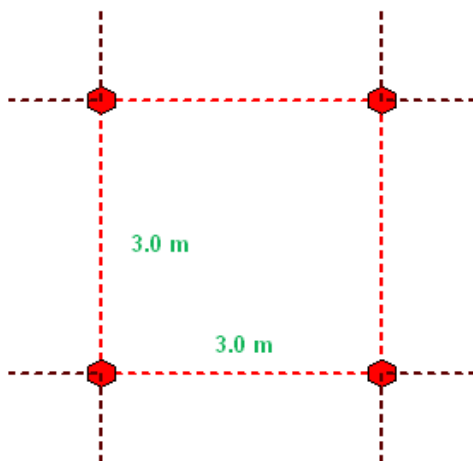
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	331.46
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	281.38
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.18
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	10.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm ²]	530.93
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	145.33
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	24.56
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	16.54
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	24.56
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.60
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	2.05

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.34
Deformazione attesa [m]	0.24
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.42

Geometry

DISEGNO DEI CHIODI



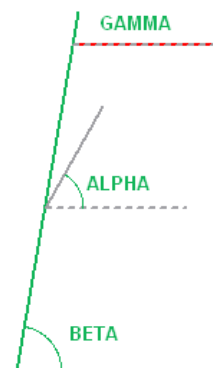
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	29.85
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	2.37
Volume potenzialmente instabile - caso A [m ³ /m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m ³ /m]	0.25
Volume potenzialmente instabile - caso C [m ³ /m]	1.37
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m ³ /m]	1.63
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	45.54
Sommatoria delle forze instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	45.95
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	29.58
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	16.80
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	9.18

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.01
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	3.83
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m ³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	252.00

Modello di instabilità



Capitolo 2.10

SETTORE OVEST_SOI-37_REPORT DI CALCOLO

MACRO 1 Sistema rinforzato

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

COMUNE DI BIANCAVILLA /Città Metropolitana di Catania

pag. 1 di 2

● Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

● Input

Descrizione: Settore OVEST - SOI-37

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	90
Spessore instabile [m]	1.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	28.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	60
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	125.00
Rugosità JCR	4.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	177.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.41

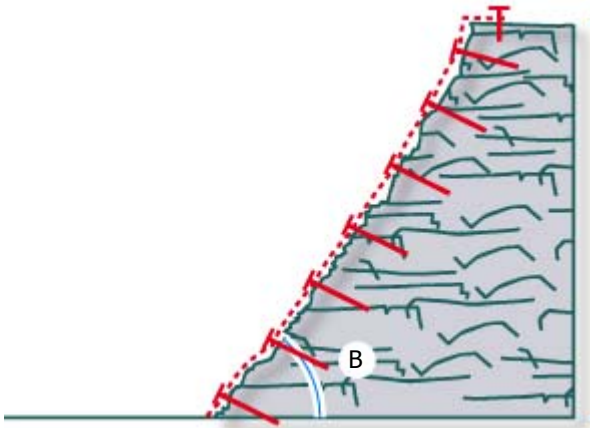
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	0

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.60



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24
Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12
Fattore di sicurezza globale	1.39
Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

● Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)

1.09 Soddisfatta

Controllo della maglia

2.16 Soddisfatta

Controllo di progettazione di manutenzione

1.17 Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

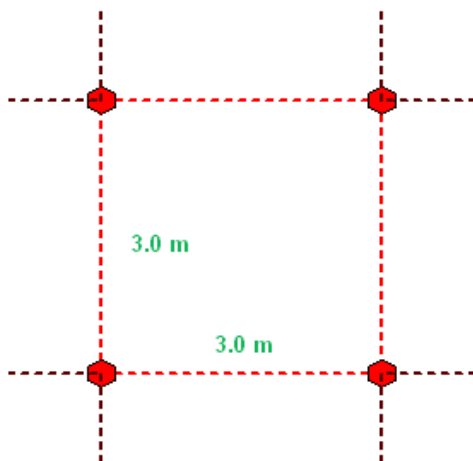
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	307.43
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	282.24
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.09
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	0.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm²]	530.93
SContributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	118.43
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	32.23
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	0.00
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	32.23
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.80
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	2.25

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.34
Deformazione attesa [m]	0.29
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.17

Geometry

DISEGNO DEI CHIODI



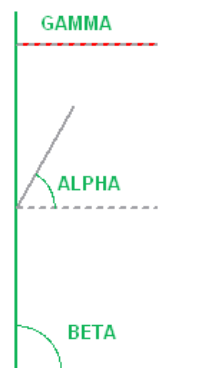
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	32.84
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	2.16
Volume potenzialmente instabile - caso A [m³/m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m³/m]	1.27
Volume potenzialmente instabile - caso C [m³/m]	0.87
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m³/m]	2.13
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	59.75
Sommatoria delle forze instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	60.30
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	38.81
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	32.23
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	10.91

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.01
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	3.83
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	252.00

Modello di instabilità



Capitolo 2.11

SETTORE OVEST_SOE-16_REPORT DI CALCOLO

MACRO 1 Sistema rinforzato

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

COMUNE DI BIANCAVILLA /Città Metropolitana di Catania

pag. 1 di 2

● Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

● Input

Descrizione: Settore OVEST - SOS-16

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	70
Spessore instabile [m]	1.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	28.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	50
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	125.00
Rugosità JCR	4.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	177.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.41

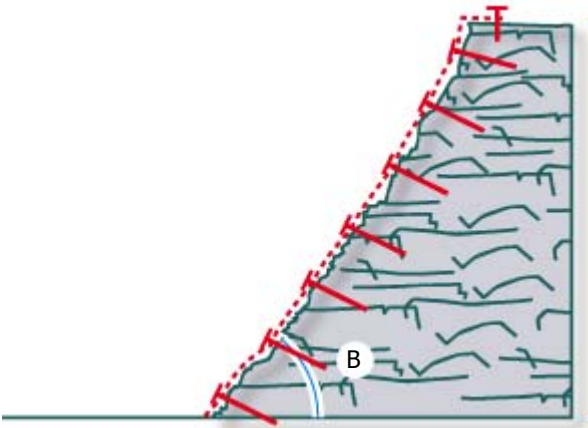
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	0

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.60



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24

Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12

Fattore di sicurezza globale	1.39
------------------------------	------

Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20

Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

● Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)

1.30 Soddisfatta

Controllo della maglia

2.60 Soddisfatta

Controllo di progettazione di manutenzione

1.42 Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

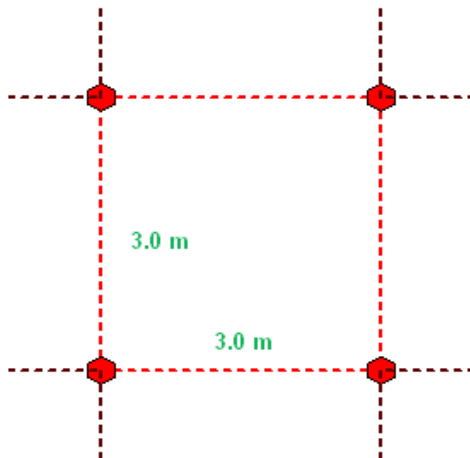
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	352.92
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	271.98
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.30
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	20.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm ²]	530.93
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	175.32
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	29.31
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	32.28
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	32.28
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.80
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	2.25

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.34
Deformazione attesa [m]	0.24
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.42

Geometry

DISEGNO DEI CHIODI



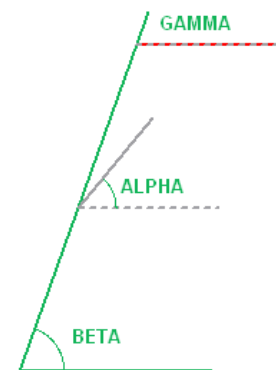
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	27.25
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	2.60
Volume potenzialmente instabile - caso A [m ³ /m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m ³ /m]	0.25
Volume potenzialmente instabile - caso C [m ³ /m]	1.37
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m ³ /m]	1.63
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	45.54
Sommatoria delle forze instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	41.36
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	26.16
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	15.60
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	9.00

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.02
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	3.72
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m ³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	252.00

Modello di instabilità



Capitolo 2.12

SETTORE OVEST_SOS-22_REPORT DI CALCOLO

MACRO 1 Sistema rinforzato

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

COMUNE DI BIANCAVILLA /Città Metropolitana di Catania

pag. 1 di 2

● Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

● Input

Descrizione: Settore OVEST - SOS-22

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	75
Spessore instabile [m]	1.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	28.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	60
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	125.00
Rugosità JCR	4.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	177.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.41

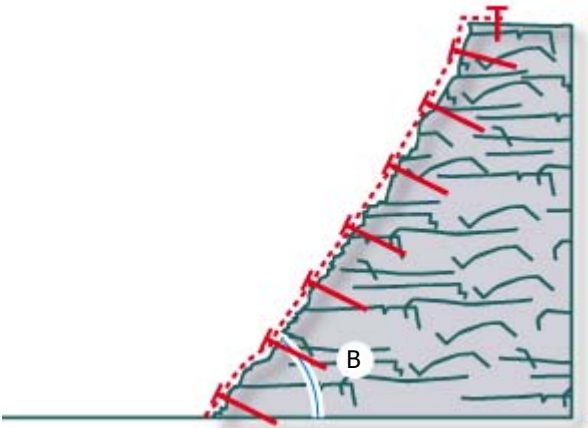
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	0

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.60



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24
Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12
Fattore di sicurezza globale	1.39
Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	1.90

● Risultati

Controllo di progettazione (PendenzaSF)

1.24 Soddisfatta

Controllo della maglia

2.94 Soddisfatta

Controllo di progettazione di manutenzione

1.70 Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	343.84
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	277.74
Rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti	1.24
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	15.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm²]	530.93
SContributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	161.28
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	18.21
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	24.63
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	24.63
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.60
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	2.05

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.34
Deformazione attesa [m]	0.20
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.70

Geometry

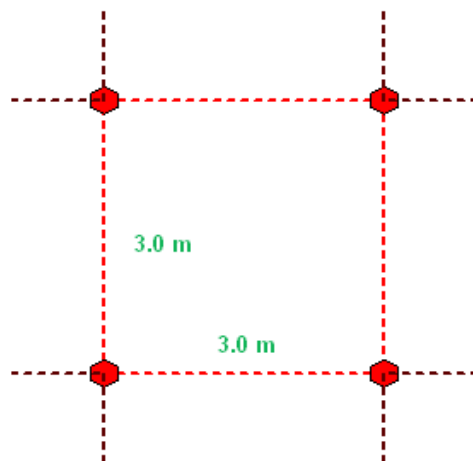
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	24.05
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	2.94
Volume potenzialmente instabile - caso A [m³/m]	1.21
Volume potenzialmente instabile - caso B [m³/m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso C [m³/m]	0.00
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m³/m]	1.21
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	33.76
Sommatoria delle forze instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	34.07
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	21.93
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	9.43
Angolo di deformazione tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	7.49

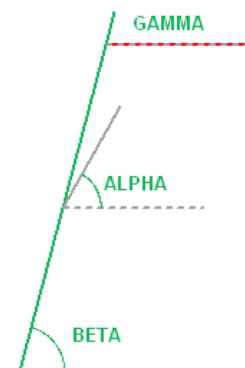
Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.01
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	3.83
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	252.00

DISEGNO DEI CHIODI



Modello di instabilità



Capitolo 3

MACRO2_TEORIA E FONDAMENTI DELL'APPROCCIO DI CALCOLO RIVESTIMENTI SEMPLICI



MacRo 2

TEORIA E FONDAMENTI

Rev.	Date	Autore	Modifiche
0			

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
1.1	Sistema di reti di rivestimento semplice	5
2	PROGETTAZIONE DI UN SISTEMA DI RETI DI RIVESTIMENTO SEMPLICE	6
2.1	Approcci di calcolo	6
2.2	Progettazione della rete	6
2.3	Coefficiente di sicurezza per la progettazione della rete	8
2.4	Progettazione del cavo	9
2.5	Progettazione degli ancoraggi	9
2.5.1.	Valutazione del diametro degli ancoraggi	10
2.5.2.	Valutazione della lunghezza di ancoraggio	10
3	RETE PER SISTEMI DI RINFORZO SEMPLICI	11
3.1	Il nuovo concetto di rete rinforzata con cavi tessuti (Steelgrid)	12
4	RIFERIMENTI	13

LISTA DELLE FIGURE

Figura 1 Esempio di due tipi di sistemi di rivestimento semplici: a sinistra la rete è fissata al fondo; a destra la rete è lasciata aperta.	5
Figura 2 Esempio di detriti accumulate alla base di un sistema di reti rivestimento fissato alla base.....	6
Figura 3 Dati geometrici di input per calcolare le tensioni sulla rete a causa dell'accumulo dei detriti. L'ultimo carico agente sulla rete è causato da carichi esterni (i.e. spessore della neve) agente sopra la rete (W_s). Nota: per pendii con pendenza (β) maggiore di 60 gradi il carico neve (se presente) può essere non considerato siccome la neve non può accumularsi se l'inclinazione è eccessiva.	7
Figura 4 Esempio di deformazione del cavo longitudinale in sommità tra gli ancoraggi.....	9
Figura 5 Confronto tra il comportamento della rete a doppia torsione (sinistra) e una rete a singola torsione (destra) se un cavo è tagliato o rotto. La singola torsione (collegamento a catena) soffre di sbrogliamento, mentre la rete a doppia torsione non propaga la torsione.	12
Figura 6 Esempio di rivestimento pesante (HEA pannello di cavi, peso > 2.0 kg/m ²): la rete permette di trattenere i blocchi lungo il pendio (freccie rosse).	12
Figura 7 Distribuzione delle forze su reti di rivestimento semplici: con reti standard (sinistra); con Steelgrid (destra). 12	

LISTA DELLE TABELLE

Tabella 1 Valori suggeriti per l'angolo d'attrito all'interfaccia rete-terreno (δ).....	7
Tabella 2 Caratteristiche delle reti paramassi e informazioni per usarle come semplici rivestimenti.....	11

1 INTRODUZIONE

MacRo 2 è il software finalizzato a calcolare i sistemi di reti di rivestimento semplici per la protezione dalla caduta dei massi.

1.1 Sistema di reti di rivestimento semplice

Un sistema di reti di rivestimento è costituito da reti paramassi installate lungo un pendio. Il rivestimento è agganciato come una tenda (figura 1) a funi longitudinali e ancoraggi alla sommità. Ancoraggi sono posizionati in sommità (e se necessario anche al piede) del pendio e la loro distanza dipende dal progetto e le condizioni di instabilità prevalenti in sito. Sono generalmente posizionati in linea e sono fissati con idonee terminazioni (bulloni ad occhiello o piastre o simili) per accogliere la fune di sommità. Una volta che gli

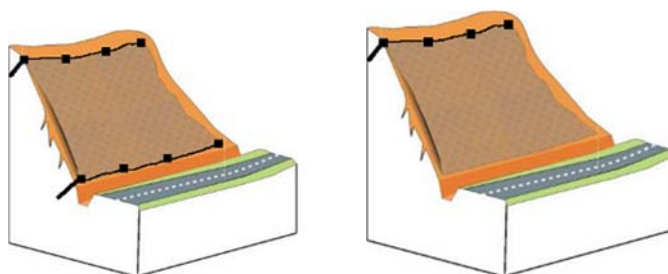


Figura 1 Esempio di due tipi di sistemi di rivestimento semplici: a sinistra la rete è fissata al fondo; a destra la rete è lasciata aperta.

ancoraggi di sommità e la fune longitudinale superiore sono installati, la rete può essere fissata a loro e lasciata libera lungo tutto il pendio (Grimod et al. 2013).

Se la rete è fissata sul fondo, i detriti in caduta possono accumularsi in una sacca (Fig. 1 – sinistra, e 2). Altrimenti, se la rete è lasciata aperta sul fondo, un fosso o una recinzione devono essere costruite per raccogliere il materiale in caduta (Fig. 1 – destra). In questo secondo caso i costi di manutenzione sono ridotti a causa delle basse tensioni agenti sulla rete.

Rispetto ad altri tipi di interventi di protezione dalla caduta dei massi (sistemi di reti di rivestimento ancorate, barriere paramassi, ecc..), il rivestimento semplice è meno costoso, e la sua manutenzione è più facile, ma dall'altro lato non può essere considerato il rimedio per basse instabilità, perché esso può solo mitigare l'effetto di traiettorie in caduta. Questo sistema è in genere installato su alti pendii rocciosi, dove sistemi di reti di rivestimento ancorate non sono convenienti, o dove barriere o rilevati paramassi non possono essere installati a causa delle irregolarità o forte pendenza dei pendii.

2 PROGETTAZIONE DI UN SISTEMA DI RETI DI RIVESTIMENTO SEMPLICE

2.1 Approcci di calcolo

Il progetto di un rivestimento semplice dipende da diverse variabili relative alla geometria del pendio, il tipo di rete e gli ipotetici detriti accumulati alla base del sistema. Le ricerche disponibili più accurate relative a questo argomento sono state sviluppate dal Dipartimento dei Trasporti dello Stato di Washington (Muhunthan et al. 2005).



Figura 2 Esempio di detriti accumulate alla base di un sistema di reti rivestimento fissato alla base.

Usando questi studi e i risultati ottenuti da diversi laboratori e test sul campo, con nuovo approccio di calcolo (MacRO 2) che può essere usato per definire il tipo di rete, il diametro del cavo longitudinale superiore e l'acciaio e le caratteristiche geometriche (diametro e lunghezza) degli ancoraggi in sommità. MacRO 2 permette ai progettisti di avere una veloce e facile soluzione al problema. Le equazioni e le procedure alla base di queste formulazioni sono abbastanza semplici, ma danno risultati affidabili e veloci considerando il basso livello di accuratezza dei dati di ingresso (i.e. casi di studio presentati).

Comunque, anche se il metodo di progettazione permette un approccio di calcolo veloce e semplice, delle osservazioni in sito sono sempre raccomandate per ottenere un buon progetto, con l'obiettivo ultimo di proteggere proprietà e vite umane.

2.2 Progettazione della rete

Il sistema di reti di rivestimento semplici deve essere progettando considerando tutti i possibili pesi che possono trasmettere tensioni sulla rete per metro lineare, così come il peso proprio della rete scelta, il peso dei detriti accumulati al piede del sistema e il possibile carico esterno (i.e. neve e/o ghiaccio).

I tre carichi menzionati sopra usano le formulazioni descritte nelle ricerche svolte dal Dipartimento dei Trasporti FHA degli U.S. (nota: formule 1,2 e 4 sono moltiplicate per 1 m in modo da ottenete carichi per metro lineare).

Il carico totale causato dal peso proprio della rete (W_M) può essere descritto con la seguente formula:

$$W_M = \frac{\gamma_M \cdot H_s}{\sin \beta} \cdot (\sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \delta) \cdot g \quad 1]$$

Dove: γ_M è il peso proprio della rete d'acciaio, H_s è l'altezza totale del pendio, β è l'inclinazione del pendio, δ è l'angolo d'attrito tra la rete e il pendio (vedi tabella sotto), e g è l'accelerazione di gravità.

L'interfaccia sviluppata tra la rete e il pendio può contribuire alla stabilità del sistema di rivestimento. Dalla tabella sottostante è possibile individuare l'angolo d'attrito raccomandato per diversi tipi di pendio (Sasiharani et al., 2006; Muhunthan et al., 2005).

Tabella 1 Valori suggeriti per l'angolo d'attrito all'interfaccia rete-terreno (δ)

Angolo d'attrito rete-terreno	Caratteristiche principali del pendio
$\delta > 60^\circ$	Superficie molto scabra: il pendio è irregolare e ha molte protuberanze.
$35^\circ < \delta < 60^\circ$	Superficie scabra: il pendio è irregolare e ha poche piccole protuberanze.
$25^\circ < \delta < 35^\circ$	Superficie piana: il pendio è piatto e ha un po' di irregolarità.
$\delta < 25^\circ$	Superficie piatta: il pendio è molto piatto e in certi punti la rete non tocca la superficie del terreno.

A questo punto le tensioni trasmesse dai detriti alla rete (W_D) possono essere determinate:

$$W_D = \frac{1}{2} \gamma_D \cdot H_D^2 \cdot \left(\frac{1}{\tan B_D} - \frac{1}{\tan \beta} \right) \cdot (\sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \varphi_D) \cdot g \quad 2]$$

Dove: γ_D è il peso specifico dei detriti, H_D è l'altezza di accumulo dei detriti, φ_D è l'angolo di attrito dei detriti, B_D è il valore di inclinazione esterna dei detriti (Muhunthan et al., 2005) (Fig. 3):

$$B_D = \arctan \left(\frac{H_D}{T_D + \frac{H_D}{\tan \beta}} \right) \quad 3]$$

Dove: T_D è la larghezza di accumulo dei detriti (Fig. 3).

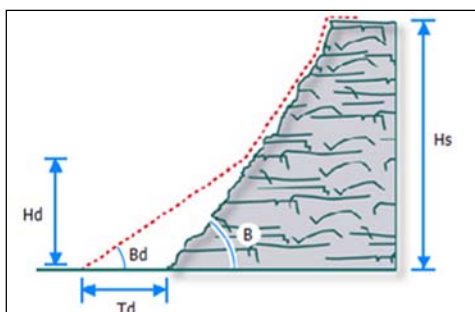


Figura 3 Dati geometrici di input per calcolare le tensioni sulla rete a causa dell'accumulo dei detriti. L'ultimo carico agente sulla rete è causato da carichi esterni (i.e. spessore della neve) agente sopra la rete (W_s). Nota: per pendii con pendenza (β) maggiore di 60 gradi il carico neve (se presente) può essere non considerato siccome la neve non può accumularsi se l'inclinazione è eccessiva.

$$W_s = \frac{\gamma_s \cdot t_s \cdot H_s}{\sin \beta} \cdot (\sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \varphi_s) \cdot g \quad 4]$$

Dove: γ_s è il peso specifico del carico esterno (i.e. peso specifico della neve), t_s è lo spessore del carico esterno (i.e. spessore della neve), che è considerata costante lungo l'intera lunghezza della rete, e φ_s è l'angolo di attrito tra il terreno e il carico esterno (i.e. per la neve dipende dalla scabrezza del terreno. Secondo le linee guida svizzere per nevi e valanghe (2007), questo valore può essere considerato uguale a $\tan \varphi_s = 0.55-0.50$, per superfici piate, e $\tan \varphi_s = 0.60$, per superfici scabre)

2.3 Coefficiente di sicurezza per la progettazione della rete

Per progettare il sistema di reti di rinforzo allo stato limite ultimo, tre coefficienti di sicurezza devono essere introdotti nel calcolo per aumentare le forze agenti e diminuire quelle resistenti:

Il coefficiente di sicurezza applicato per ridurre le forze resistenti è introdotto per diminuire le forze di trazione nominali della rete ($\gamma_{MTS} \geq 1.0$). Dalle prove in sito (Bertolo et al., 2009) e di laboratorio (i.e. secondo UNI 11437, 2012; EN 1538, 2008; ASTM A975, 1997), questo fattore non deve essere minore di 2.0);

I coefficienti di sicurezza introdotti per aumentare le forze agenti del sistema sono: γ_{VL} , che è applicato ai carichi variabili, come lo spessore della neve e l'accumulo dei detriti (≥ 1.0 ; valore suggerito secondo gli Eurocodici = 1.5), e γ_{PL} , che è applicato ai carichi permanenti, come il peso proprio del rivestimento (≥ 1.0 ; valore suggerito secondo gli Eurocodici = 1.3).

Le forze agenti e resistenti allo stato limite di equilibrio possono essere calcolate introducendo i coefficienti parziali di sicurezza elencati sopra:

La tensione totale sul rivestimento (S_w) sarà:

$$S_w = (W_D + W_S) \gamma_{VL} + W_M \gamma_{PL} \quad [5]$$

La forza di trazione d'esercizio della rete (R_m) è calcolata come:

$$R_m = T_m / \gamma_{MTS} \quad [6]$$

Dove: T_m è la forza di trazione longitudinale ultima della rete, che è definita da test di laboratorio.

La progettazione è verificata se:

$$R_m - S_w \geq 0 \quad [7]$$

Quindi, il coefficiente di sicurezza della rete è uguale a:

$$FS_{\text{mesh}} = R_m / S_w \geq 1 \quad [7.a]$$

2.4 Progettazione del cavo

La rete è aggrappata al cavo longitudinale superiore, che è fissato agli ancoraggi in sommità (Fig. 4). Per calcolare la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni della fune, i progettisti devono sapere il carico massimo agente sul rivestimento (definito nella formula [5]) e la spaziatura tra gli ancoraggi sommitali. Per calcolare la forza di trazione totale agente sulla fune, e di conseguenza verificare la fune longitudinale superiore, il principio della catenaria è adottato.

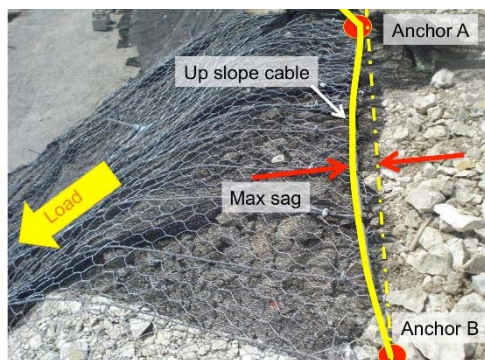


Figura 4 Esempio di deformazione del cavo longitudinale in sommità tra gli ancoraggi

IL cavo è verificato se la seguente equazione è soddisfatta:

$$T_{WLC} - F_{CBL} \geq 0 \quad [8]$$

Dove: T_{WLC} è carico d'esercizio limite del cavo, che è definite come

$$T_{WLC} = T_{CBL} / \gamma_{CBL} \quad [9]$$

Dove: T_{CBL} è la forza di trazione ultima della fune progettata (che dipende dalla classe di acciaio, il tipo di nucleo e il diametro della fune; questo valore è definito da diversi standard disponibili globalmente, i.e. ASTM 1023/A or EN 12385, etc.), γ_{CBL} è il coefficiente di sicurezza (≥ 1.0) usato per diminuire T_{CBL} , e F_{CBL} è la forza di trazione massima agente sul cavo (calcolato con la teoria della catenaria).

Quindi, il coefficiente di sicurezza del cavo:

$$F_{Scable} = T_{WLC} / F_{CBL} \geq 1 \quad [8.a]$$

In aggiunta, utilizzando questa teoria è possibile definire la lunghezza massima della fune e la freccia massima tra due ancoraggi.

2.5 Progettazione degli ancoraggi

Il progetto degli ancoraggi può essere diviso in due differenti passaggi: prima di tutto è necessario progettare il diametro degli ancoraggi, considerando il taglio trasmesso dal sistema, composto da rete più cavi; poi la lunghezza di ancoraggio minima deve essere definita prendendo in considerazione le caratteristiche geotecniche del terreno.

2.5.1. Valutazione del diametro degli ancoraggi

Con la teoria della catenaria è possibile definire la forza massima agente sugli ancoraggi intermedi e laterali. Queste due forze devono essere confrontate con la resistenza di taglio di esercizio degli ancoraggi progettati:

$$S_{bar(j)} - N_{(j)} \geq 0 \quad [10]$$

Dove: $S_{bar(j)}$ è la resistenza di taglio di esercizio dell'ancoraggio j:

$$S_{bar(j)} = \frac{Y_{bar(j)}}{\sqrt{3} \gamma_{ST}} \quad [11]$$

Dove: $Y_{bar(j)}$ è la forza di snervamento della barra di acciaio j:

$$Y_{bar(j)} = ESS_{(j)} \sigma_{adm(j)} \quad [12]$$

Dove: $ESS_{(j)}$ è l'area effettiva della barra di acciaio j:

$$ESS_{(j)} = \frac{\pi \cdot (\phi_{E(j)} - 2c_{(j)})^2 - \phi_{I(j)}^2}{4} \quad [13]$$

Dove: $\sigma_{adm(j)}$ è la tensione di snervamento dell'acciaio della barra j; $\phi_{E(j)}$ è il diametro esterno della barra di acciaio j; $c_{(j)}$ è il possibile spessore di corrosione della corona esterna della barra di j; $\phi_{I(j)}$ è il diametro esterno della barra di acciaio j; γ_{ST} è il fattore di sicurezza della resistenza dell'acciaio della barra (> 1.0); $N_{(j)}$ è la forza che il cavo e la rete sviluppano sull'ancoraggio j (calcolato con la soluzione della catenaria); e j è la posizione dell'ancoraggio, che può essere intermedia o laterale.

Quindi, il fattore di sicurezza dei diversi cavi può essere calcolato come segue:

$$FS_{ancoraggio(j)} = S_{bar(j)} / N_{(j)} \geq 1 \quad [10.a]$$

2.5.2. Valutazione della lunghezza di ancoraggio

La valutazione della lunghezza degli ancoraggi prendi in considerazione gli aspetti elencati sotto.

L'ancoraggio gioca un ruolo importante perché deve supportare tutto il sistema. La sua lunghezza deve essere abbastanza profonda per raggiungere la sezione stabile.

La barra di acciaio e la malta liquida sono esposti alla degradazione meteorica (ghiaccio, pioggia, variazioni di temperatura, ecc.).

La minima lunghezza teorica degli ancoraggi (j) è descritta dall'equazione:

$$L_t(j) = L_{s(j)} + L_p \quad [14]$$

Ipotizzando che: L_s come la lunghezza di Fondazione minima (calcolata con Bustamate-Doix, 1985), e L_p come la lunghezza di plasticizzazione. Questa seconda lunghezza è la porzione della massa rocciosa stabile che perde la sua resistenza (plasticizzazione) a causa delle deformazioni flettenti della barra di ancoraggio caricata. I valori di L_p dipendono dal tipo di roccia. Valori suggeriti sono: 0.10-0.15 m, per roccia dura (i.e. granito); 0.15-0.25 m, per rocce deboli (i.e. marne); 0.25-0.45, per rocce molto deboli (i.e. siltite), e 0.25-0.45, per rocce molto fratturate.

$$L_{s(j)} = \frac{P}{\left(\pi \cdot \phi_{DRILL} \cdot \tau_{LIM} / \gamma_{GT} \right)} \quad [15]$$

Dove: ϕ_{DRILL} è il diametro del foro perforato; τ_{LIM} è la tensione di legame tra malta e roccia; γ_{GT} è il coefficiente di sicurezza applicato sull'adesione malta-roccia; e P è la forza massima di pull-out, che è calcolata con la teoria della catenaria.

La lunghezza dell'ancoraggio definita dalle formule precedenti deve essere considerata come un valore preliminare. L'adatta lunghezza finale dell'ancoraggio deve essere valutata durante la perforazione per verificare l'esatta natura del terreno. In aggiunta, test di pull-out sugli ancoraggi devono essere fatti per comparare i calcoli con le reali condizioni in sito (Grimod et al., 2013).

3 RETE PER SISTEMI DI RINFORZO SEMPLICI

Oggi è evidente l'ampia scelta di reti disponibili sul mercato. Reti a semplice torsione o a doppia torsione, geocompositi d'acciaio con cavi e fili (chiamati Steelgrid), reti di cavi, pannelli di cavi e reti ad anelli. Per poter scegliere il rivestimento migliore, il progettista deve considerare diversi aspetti relativi alla tessitura e alle performance delle reti. Tabella 2 riassume le principali caratteristiche che devono essere valutate durante la progettazione e dà alcune informazioni per la giusta scelta.

Tabella 2 Caratteristiche delle reti paramassi e informazioni per usarle come semplici rivestimenti

Caratteristica considerata	Informazioni per rivestimenti semplici
Fenomeni di sbrogliamento	Rete a singola torsione (i.e. collegamento a catena) non è consigliata a causa della sua alta possibilità di sbrogliarsi se una filo è tagliato o rotto (Fig. 5).
Resistenza agli impatti dinamici	Pannello di cavi e reti ad anelli sono consigliate a causa della loro alta resistenza dinamica (fino a 50 kJ per reti di anelli).
Resistenza a trazione	Dipende dai parametri dei dati di input, ma in genere non dovrebbe essere minore di 50 kN/m.
Peso	Il peso della rete è estremamente importante perché permette al rivestimento di ridurre il movimento dei blocchi lungo il pendio (Fig. 6).
Capacità di trasferire carichi agli ancoraggi sommitali	Rete con cavi tessuti (Steelgrid) permette di trasmettere il carico direttamente agli ancoraggi sommitali, e di conseguenza ridurre le tensioni sulla rete (vedi prossimo paragrafo).
Facilità di	Sovrapposizioni non richieste.

installazione	Lavoratori devono lavorare in sicurezza quando salgono sulla rete: alcuni collegamenti a catena possono essere molto scivolosi.
---------------	---

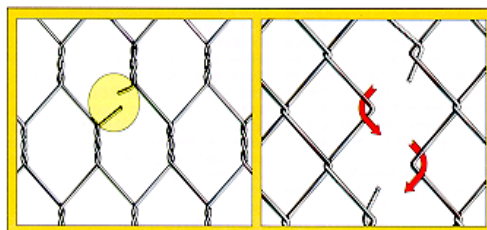


Figura 5 Confronto tra il comportamento della rete a doppia torsione (sinistra) e una rete a singola torsione (destra) se un cavo è tagliato o rotto. La singola torsione (collegamento a catena) soffre di sbrogliamento, mentre la rete a doppia torsione non propaga la torsione.



Figura 6 Esempio di rivestimento pesante (HEA pannello di cavi, peso > 2.0 kg/m²): la rete permette di trattenere i blocchi lungo il pendio (freccie rosse).

3.1 Il nuovo concetto di rete rinforzata con cavi tessuti (Steelgrid)

Secondo gli studi sviluppati da Muhunthan et al. (2005), l'inserimento di funi verticali in aggiunta alla fune orizzontale in sommità riduce la concentrazione di tensioni della rete, così come lungo la fune orizzontale in sommità, ma solo se i cavi longitudinali sono tessuti nella rete e non applicati sulla rete in cantiere. In questo modo, la rete (Steelgrid) è capace di trasferire il carico totale agente sul sistema (Sw) direttamente agli ancoraggi, e di conseguenza ridurre le tensioni della rete.

La seguente figure evidenzia (sinistra) che maggiori tensioni sono sulla rete (freccia nera grande), che si deforma trasversalmente (restringimento) e si allunga longitudinalmente (allungamento). Usando la rete geocomposita Steelgrid (Fig. 7 – destra) le forze agenti sul fondo del sistema sono direttamente trasferite

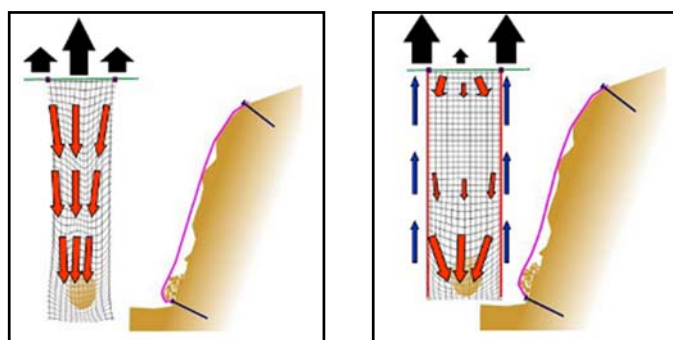


Figura 7 Distribuzione delle forze su reti di rivestimento semplici: con reti standard (sinistra); con Steelgrid (destra)

alle funi intessute che riducono il carico sulla rete aumentando la reazione sugli ancoraggi superiori.

Fig. 7 mostra che lo Steelgrid permette ai grandi carichi di essere sopportati da sistema di rivestimento con meno deformazioni della rete e carichi inferiori sulla fune di sommità. In questo modo la manutenzione del sistema può essere ridotta drasticamente.

4 RIFERIMENTI

ASTM A975:1997 (reapproved 2003). Standard Specification for Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses (Metallic-Coated Steel Wire or Metallic-Coated Steel Wire With Poly(Vinyl Chloride) (PVC) Coating). ASTM International.

Bertolo P., Oggeri C., Peila D. (2009). Full scale testing of draped nets for rock fall protection Canadian Geotechnical Journal, No. 46 pp. 306-317.

Bustamante M., Doix B. (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés, Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, Paris, 149.

EN 15381 (2008). Geotextiles And Geotextile-related Products - Characteristics Required For Use In Pavements And Asphalt Overlays.

Grimod A., Giacchetti G. (2013). New design software for rockfall simple drapery systems. 23rd World Mining Congress. 11-15 August 2013. Montreal QC, Canada.

Muhunthan, B., Shu, S., Sasiharan, N., Hattamleh, O. A., Badger, T. C., Lowell, S. M. & Duffy, J. D. (2005). Analysis and design of wire/mesh cable net slope protection - Final Research Report. Washington State Transportation Commission - Department of Transportation, U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration.

Sasiharan N., Muhunthan B., Badger T.C., Shu S., Carradine D.M. (2006). Numerical analysis of the performance of wire mesh and cable net rockfall protection systems. Engineering Geology 88 (2006) 121-132. Elsevier.

Swiss Guideline, 2007. Defense structures in avalanche starting zones – Technical guideline as an aid to enforcement. Editors: Federal Office for the Environment (FOEN) & WSL Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research (SLF), Bern.

UNI 11437 (2012). Rockfall protection measures : Tests on meshes for slope coverage. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione.

Capitolo 3.1

SETTORE NORD_SN-32_REPORT DI CALCOLO

MACRO 2 Sistema di rivestimento tipo a tenda semplice

Software di progettazione di protezione contro la roccia e il suolo

COMUNE DI BIANCAVILLA /Città Metropolitana di Catania

pag. 1 di 2

● Informazioni sul progetto

OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO.

● Input

Descrizione: Settore Nord - SN-32

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	B	80
Altezza totale della parete [m]	Hs	5.00
Altezza dell'accumulo detritico alla base [m]	Hd	1.00
Larghezza dell'accumulo detritico alla base [m]	Td	1.00
Inclinazione della sacca di accumulo [°]	Bd	40.37
Angolo di attrito interno del detrito [°]		35.00
peso specifico del detrito [kN/m³]		28.00
Angolo di attrito rete-terreno [°]		18.00

Neve

Peso specifico della neve [kN/m³]	4
Spessore della neve [m]	0

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30	
Resistenza a trazione massima [kN/m]		177.00
Peso per unità di superficie [Kg/m²]		2.20

Fune superiore + ancoraggi di testa

Geometria della fune longitudinale superiore

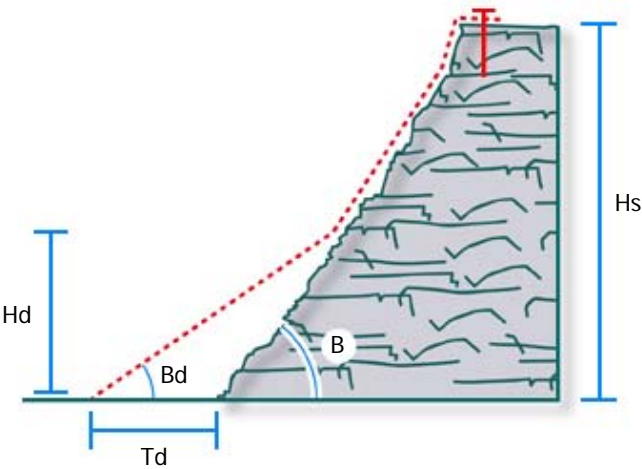
Interasse orizzontale tra gli ancoraggi [m]	4.00
Interasse verticale tra gli ancoraggi [m]	0.20

Tipologia di fune

Diametro della fune [mm]	16
Resistenza nominale dell'acciaio (grado) [MPa]	1770
Anima della fune	Steel
carico di rottura della fune [kN]	161

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/500	
Diametro nominale interno della barra (se cava.) [mm]		0
Diametro nominale esterno della barra [mm]		28.0
Spessore della corona di corrosione [mm]		1
Tensione di snervamento dell'acciaio [MPa]		500
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]		0.60



Fattore di Sicurezza

Parete rocciosa

Coefficiente di sicurezza sui carichi variabili	1.50
Coefficiente di sicurezza sui carichi permanenti	1.00

Rete

Coefficiente di riduzione della resistenza a trazione della rete	1.50
--	------

Geometria della fune longitudinale di testa

Coefficiente di sicurezza sulla riduzione dell'interasse X	1.10
Coefficiente di sicurezza sulla riduzione dell'interasse Y	1.05

Cable type

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza della fune	1.15
---	------

Anchor type

Coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente di riduzione per la resistenza della tensione roccia-iniezione	1.90

• Risultati

Controllo della capacità della rete

6.47 Soddisfatta

Controllo della corda di Crest

1.42 Soddisfatta

Controllo intermedio di ancoraggio

2.96 Soddisfatta

Controllo di ancoraggio laterale

1.35 Soddisfatta

Progettazione della rete

Carichi totali di progetto [kN/m]	18.23
Resistenza di progetto della rete. [kN/m]	118.00
Rapporto resistenza carico	6.47

Carico totale dovuto al detrito [kN/m]	12.09
Carico totale dovuto alla neve [kN/m]	0.00
Carico totale dovuto alla rete [kN/m]	0.10
Carico totale agente sul rivestimento [kN/m]	12.19

Massimo peso del detrito contenibile dalla rete [kN/m]	182.67
--	--------

Progettazione della fune

Massima resistenza a trazione della fune [kN]	98.67
Carico di lavoro della fune (numinale) [kN]	140.00
Rapporto tra resistenza e carico di lavoro	1.42

Carico massimo sugli ancoraggi intermedi [kN]	44.98
Carico massimo sugli ancoraggi laterali [kN]	98.67
Distanza massima ammissibile tra gli ancoraggi [m]	4.41
Lunghezza totale della corda [m]	4.46
Massima freccia della catenaria [m]	0.30

Carico massimo agente sulla fune [kN/m]	39.96
---	-------

Ancoraggi

Progetto degli ancoraggi intermedi

Resistenza di lavoro a taglio degli ancoraggi [kN]	44.98
Contributo resistente a taglio [kN]	133.27
Resistenza di lavoro degli ancoraggi	2.96

Progettazione degli ancoraggi laterali

Forza massi ma sugli ancoraggi laterali [kN]	98.67
Resistenza di lavoro a taglio degli ancoraggi [kN]	133.27
Resistenza di lavoro degli ancoraggi	1.35

Sezione di lavoro dell'acciaio [mm ²]	530.93
Tensione a snervamento dell'acciaio [kN]	230.84
Resistenza minima richiesta per ancoraggi in fune [kN]	98.67
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	40.00
Lunghezza minima di fondazione (nominale) [m]	2.74

Peso del detrito per ciascun ancoraggio [kN/m]	38.03
--	-------

Carico massimo ammissibile di detrito

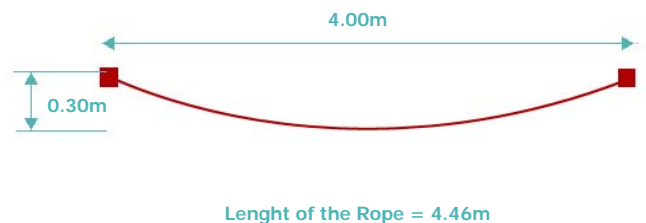
Carico massimo ammissibile di detrito [kN/m]	38.03
Volume massimo ammissibile di detrito [m ³]	1.36

Geometry

Pendenza Roccia / Maglia



Cavo superiore + Ancoraggi principali



Capitolo 4

TABULATO VERIFICHE DEI REPORT

TABULATO DELLE VERIFICHE

SETTORE DI INTERVENTO RIFERIMENTO VEDI ALLEGATO - TAVOLA 2 DELLE INDAGINI GEOSTRUTTURALI	NUMERO IDENTIFICATIVO DELL'INTERVENTO PER COME RIPORTATO NELL'ALLEGATO - TAVOLA 2 DELLE INDAGINI GEOSTRUTTURALI DELLO STUDIO GEOLOGICO	SEZIONI DI RIFERIMENTO PER COME RIPORTATE NELL'INTEGRAZIONE ALLE INDAGINI GEOSTRUTTURALI DELLO STUDIO GEOLOGICO	REPORT DI CALCOLO	SISTEMA DI RETE DI RIVESTIMENTO	TIPOLOGIA INTERVENTO	inclinazione versante	Spessore del fronte instabile	JCS	JCR	Incl. giunto	RUSULTATO REPORT DI CALCOLO	TIPOLOGIA MATERIALI E SISTEMA DI POSA DI POSA
Settore NORD	SN-291		SN-291	disgaggio-rete SG HR30-chiodi	raff. corticale	89°	1,0 m	125	4	55	Verifica	SG HR30 + D28 L3,0 m - interasse chiodature 3,0x3,0 m
	SN-32		SN-32	disgaggio-rete SG HR30-chiodi	rivestimento semplice	80°	-	-	-	-	Verifica	SG HR30 + D28 L3,0 m - interasse chiodature in testa e al piede 4,0 m
Dorsale Centrale	DCE-8			disgaggio								
	DCE-7	SEZ. A-A	DCE-7	disgaggio-rete SG HR30-chiodi	raff. corticale	80°	3,0 m	125	4	65	Verifica	SG HR30 + D28 L5,0 m - interasse chiodature 2,0x2,0 m
	DCE-6	SEZ. B-B; SEZ. C-C	DCE-6	disgaggio-rete SG HR30-chiodi	raff. corticale	90°	1,0 m	125	4	80	Verifica	SG HR30 + D28 L3,0 m - interasse chiodature 3,0x3,0 m
	DCE-5	SEZ. D-D		v. DCE-6								
	DC0-33	SEZ. B-B		v. DCE-6								
	DC0-34		DC0-34	disgaggio-rete SG HR30-chiodi	raff. corticale	85°	3,0 m	125	4	78	Verifica	SG HR30 + D28 L5,0 m - interasse chiodature 2,0x2,0 m
	DC0-35	SEZ. D-D		v. DCE-6								
	DC0-30			v. DCE-7								
	DC0-31	SEZ. A-A		v. DCE-7								
	DC0-40			riprofilatura-disgaggio								
Settore EST	SE-12	SEZ. E-E	SE-12	disgaggio-rete DT-pannelli-chiodi	raff. corticale	89°	1,5 m	125	4	45	Verifica	HEA 300/10 + D28 L3,0 m - interasse chiodature 2,5x2,5 m
	SE-11	SEZ. F-F	SE-11	disgaggio-rete DT-pannelli-chiodi	raff. corticale	89°						
	SE-9		SE-9	disgaggio-rete SG HR30-chiodi	raff. corticale	80°	1,0 m	125	4	45	Verifica	SG HR30 + D28 L3,0 m - interasse chiodature 3,0x3,0 m
	SE-10		SE-10	disgaggio-rete DT-pannelli-chiodi	raff. corticale	89°	1,0 m	125	4	45	Verifica	HEA 300/10 + D28 L3,0 m - interasse chiodature 3,0x3,0 m
Settore OVEST	SOI-1	SEZ. G-G; SEZ. H-H	SOI-1	disgaggio-rete SG HR30-chiodi	raff. corticale	80°	1,0 m	125	4	70	Verifica	SG HR30 + D28 L3,0 m - interasse chiodature 3,0x3,0 m
	SO-292			v. SOI-1								
	SOI-3	SEZ. G-G; SEZ. H-H		v. SOI-1								
	SOI-13			v. SOI-1								
	SOI-36			v. SOI-1								
	SOI-37		SOI-37	disgaggio-rete SG HR30-chiodi	raff. corticale	90°	1,0 m	125	4	60	Verifica	SG HR30 + D28 L3,0 m - interasse chiodature 3,0x3,0 m
	SOI-29		SOI-29	disgaggio-rete SG HR30-chiodi	raff. corticale	80°	1,0 m	125	4	60	Verifica	SG HR30 + D28 L3,0 m - interasse chiodature 3,0x3,0 m
	SOI-28			v. SOI-29								
	SOI-29bis			v. SOI-29								
	SOS-16		SOS-16		raff. corticale	70°	1,0 m	125	4	50	Verifica	SG HR30 + D28 L3,0 m - interasse chiodature 3,0x3,0 m
	SOS-17			v. SOS-16								
	SOS-18			v. SOS-16								
	SOS-24			v. SOS-22								
	SOS-21			v. SOS-22								
	SOS-22		SOS-22		raff. corticale	75°	1,0 m	125	4	60	Verifica	SG HR30 + D28 L3,0 m - interasse chiodature 3,0x3,0 m
	SOS-23			v. SOS-22								
	SOS-19			v. SOS-22								
	SOS-20			v. SOS-22								
	SOS-27			v. SOS-22								