

COMUNE DI

ACQUASANTA TERME

OGGETTO

CONSOLIDAMENTO  
DELLE PENDICI ROCCIOSE  
AL KM 158+100  
DELLA S.S. 4 "SALARIA"  
IN FRAZIONE QUINTODECIMO

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

COMMITTENTE

Amministrazione Comunale di Acquasanta Terme

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. Pierluigi Pelliccioni

TAVOLA N.

C<sub>1</sub>

ELABORATO

Relazione di calcolo  
- Rafforzamento corticale  
- Chiodatura blocchi



PIQUADRO ENGINEERING  
Dott. Ing. Pierluigi Pelliccioni

Via Erasmo Mari n.25  
63100 Ascoli Piceno  
tel. +39 0736 45704

email: pelliccioni@email.it  
c.f. PLL PLG 69T17 A462P  
p.iva 01640650444

## **RELAZIONE DI CALCOLO RAFFORZAMENTO CORTICALE**

### **DATI DI INPUT**

Qui di seguito si riassumono i dati di input ricavati dalla relazione geologica ed ipotizzati, utilizzati ai fini del dimensionamento della rete di rivestimento e delle barre di ancoraggio.

- Peso di volume:  $2625 \text{ kN/m}^3$
- Pendenza della scarpata rocciosa:  $80^\circ$
- Resistenza alla compressione semplice dei giunti (JCS):  $100 \text{ MPa}$
- Rugosità (JCR): 0,9
- Inclinazione del giunto più pericoloso:  $65^\circ$
- Spessore di materiale potenzialmente instabile: 1,50 m
- Tensione unitaria di adesione all'interfaccia tra miscela di intasamento e roccia:  $0,5 \text{ MPa}$
- coeff. sismico orizzontale: 0,07

## METODO DI CALCOLO UTILIZZATO

### *Dimensionamento dei chiodi*

In via cautelativa, si ipotizza che i chiodi sostengano l'intera parte corticale dell'ammasso che riveste il pendio. Questa coltre continua è in realtà costituita dalla somma di tutti volumi rocciosi secondari che originano i frequenti episodi di caduta.

Il contributo resistente delle barre di ancoraggio inserite negli ammassi rocciosi può essere calcolato con ben note procedure descritte in letteratura (AICAP 1993, Wyllie e Mah 2004), includendo anche l'effetto dei chiodi in gruppo (Ferrero et al. 1997).

Tenendo sempre presente che si tratta di elementi passivi, per cui si lavora con i parametri geotecnici in condizioni residue, il calcolo dei chiodi 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:

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

dove:

$W$  = peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare

$\beta$  = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scivolamento

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

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

con

$R$  = contributo stabilizzante dei chiodi

$c$  = coefficienti sismici

$\phi$  = angolo di attrito residuo del giunto

Assumendo  $\tan \phi \approx 1$  (angolo di attrito =  $45^\circ$ ), e introducendo dei fattori di sicurezza per ridurre le forze stabilizzanti ( $\gamma_{RW}$ ) e incrementare le forze destabilizzanti ( $\gamma_{DW}$ ), la condizione di stabilità sarebbe:

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

oppure

$$F_{Sslp} > F_{Dslp}$$

assumendo

$F_{Dslp} = (W \cdot \sin \beta + c \cdot \cos \beta) \gamma_{DW}$  = somma delle forze destabilizzanti

$F_{Sslp} = ((W \cdot \sin \beta) (1 - c)) / \gamma_{RW} + R$  = somma delle forze stabilizzanti

L'equazione [3] consente di determinare la forza del chiodo 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 piano di scorrimento. I coefficienti di sicurezza ( $\gamma_{RW}$ ,  $\gamma_{DW}$ )

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:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH}$$

dove

- $\gamma_{THI}$  descrive le incertezze nel determinare 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.
- $\gamma_{WG}$  descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa. Di solito si assume uguale 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.
- $\gamma_{BH}$  descrive le incertezze relative al comportamento della massa rocciosa. Un'elevata erodibilità della superficie della roccia può provocare un denudamento dei chiodi e innescare un indebolimento dell'intero sistema. Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o la massa roccia è soggetta ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

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

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \gamma_{OL}$$

dove

- $\gamma_{MO}$  descrive le incertezze relative alla morfologia del versante. 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.
- $\gamma_{OL}$  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.

I chiodi 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 piano di scorrimento, è derivata utilizzando la direttrice di lavoro massima:

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

dove:

$$m = \cotg (\varepsilon + \delta)$$

$\varepsilon$  = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare al giunti di scivolamento, uguale a

$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_o$ , dove  $\theta_o$  è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale

$\delta$  = dilatanza della superficie di scivolamento

$N_e$  = resistenza della barra (in condizioni di limite elastico) =  $ESS \sigma_{adm} = ESS \sigma_{ST} / \gamma_{ST}$

$\gamma_{ST}$  = coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio

$ESS$  = area efficace della barra di acciaio =  $\pi / 4 ((f_e - 2 f_c)^2 - f_i^2)$

$f_e$  = 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  $\delta$  è approssimato come:

$$d' \gg \frac{JRC \times \log \frac{JCS_0}{\sigma_{plan}}}{3}$$

$$\sigma_{plan} = \frac{i_x \times i_y \times s \times g \times \cos \alpha}{i_x \times i_y}$$

dove:

$\alpha$  = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole

$\sigma_{plan}$  = sforzo di trazione sul piano di scivolamento

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

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

$JCS_0$  = 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).

Si prega di notare che i valori di rugosità e di resistenza a compressione semplice dovrebbero essere stimati sul giunto più sfavorevole.

## **Valutazione della lunghezza dei chiodi**

Nella valutazione della lunghezza dei chiodi viene considerato quanto segue:

- a) Il chiodo svolge il ruolo più importante nel consolidamento superficiale del versante. La sua lunghezza deve essere maggiore dello spessore instabile e dovrebbe permettere l' "immorsamento" della barra nella porzione stabile.
- b) La barra di acciaio e la malta sono esposti agli agenti atmosferici (ghiaccio, pioggia, salinità, variazioni di temperatura, ecc.).

La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:

$$L_t = L_s + L_i + L_p$$

Assumendo:

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

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

$L_p$  = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso, assunta essere pari a 0.3 m.

con

$\phi_{\text{drill}}$  = diametro della perforazione

$\tau_{\text{lim}}$  = tensione di aderenza tra malta e roccia

$\gamma_{\text{gt}}$  = coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia

$P$  = carico di sfilamento; più grande di:

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

$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{Sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos (\beta + \theta_o)$  = carico di sfilamento dovuto all'instabilità del versante.

La lunghezza del chiodo 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.

## **Dimensionamento della rete: stato limite ultimo**

Alcuni blocchi secondari potrebbero scivolare tra i chiodi su un piano con inclinazione  $\alpha$ , dove  $\alpha$  è minore della pendenza del versante  $\beta$ , 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.

Poiché il carico di spinta è asimmetrico e la rete si deforma in maniera non uniforme, le forze che agiscono sul paramento sono rappresentate con il seguente schema semplificato (vedi Figura 1):

$F$  - la forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra i chiodi su un piano con inclinazione  $\alpha$ .

$T$  - la forza agente sul piano del rivestimento, che si presenta quando i blocchi scivolando 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 essere chiodato 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 la chiodatura (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

$$T_{adm} - T \geq 0$$

dove

$T_{adm}$  = resistenza a trazione ammissibile della rete

La resistenza ammissibile della rete sarà:

$$T_{adm} = T_m / \gamma_{MH}$$

dove

$T_m$  = Resistenza a trazione della rete

$\gamma_{MH}$  = 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 2.0.

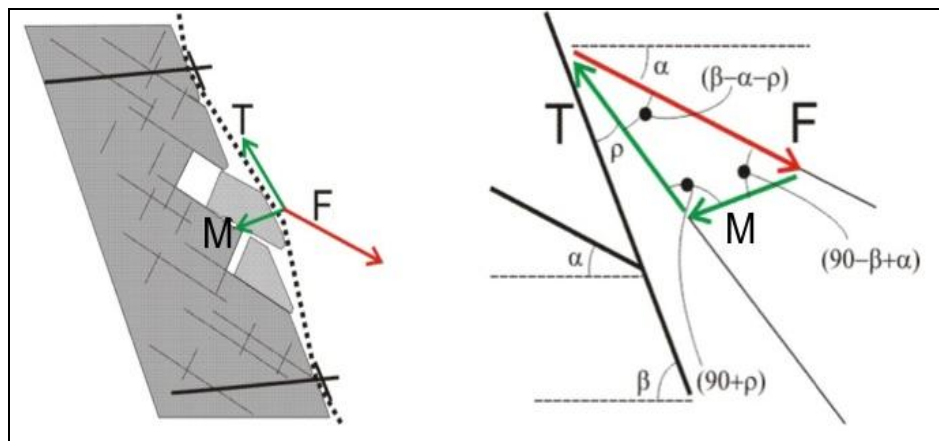


Fig. 1 – Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete (M - v. Figura 1), che può essere calcolata utilizzando gli stessi principi della formula [3]

$$M = F \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot i_x$$

dove:

$M_{bdrv} = (Mb \cdot \sin \alpha + c \cdot \cos \alpha) \cdot \gamma_{DW}$  = forze agenti

$M_{bstb} = (Mb \cdot \sin \alpha \cdot (1 - c)) \cdot \gamma_{RW}$  = forze resistenti

$Mb = V \cdot \gamma$  = peso della massa di roccia instabile

V = volume instabile massimo tra i chiodi che è calcolato come segue:

$$\text{(Caso A): se } \alpha \geq (\beta - \arctan(s/i_y)) \text{ e } \alpha < \beta \quad V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha)$$

$$\text{(Caso B): se } \alpha < (\beta - \arctan(s/i_y)) \quad V = i_y \cdot s - \frac{1}{2} \cdot \frac{s^2}{\tan(\beta - \alpha)}$$

$$\text{(Caso C): se } \alpha < (\beta - \arctg(s/i_y)) \quad V = 0.5 \cdot s^2 / \tan(\beta - \alpha)$$

Infine

$$\text{se } M/i_x / \sin(\beta - \alpha) - \rho p < Mb \cdot \sin \beta$$

allora  $T = M / i_x / \sin (\beta - \alpha) - \rho_p$  quindi  $T = M_b \sin \beta$   
 con  
 $\rho_p \approx \arctg (Z_{bulg} / 1.5) = \text{angolo della deformazione della rete}$   
 $Z_{bulg} = \text{deformazione correlata al carico di punzonamento } M. \text{ É direttamente misurata da dati}$   
 sperimentali di Maccaferri.

### ***Dimensionamento della rete: stato limite di servizio***

Lo stato limite di servizio fornisce informazioni riguardanti quanto segue:

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

Lo stato limite di servizio è soddisfatto se

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

dove

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

$D_{mbulg} = \text{deformazione di progetto massima}$

$\gamma_{mbulg} = \text{coefficiente di sicurezza; varia tra 1.3 (rivestimento correttamente installato su un versante con una superficie regolare) e 3.00 (rivestimento installato non correttamente su un versante con una morfologia irregolare).}$

$Z_{bulg} = \text{deformazione del rivestimento derivato dai risultati dei test condotti da Maccaferri sulla base del carico di punzonamento } M.$



# DIMENSIONAMENTO DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE

## MACRO 1 Reinforced System

Rock and Soil Slope Protection Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

Cliente **Comune di Acquisanta Terme (AP) /**

pag. 1 of 2

### ● Informazioni sul progetto

**Titolo** Consolidamento pendici rocciose fraz. Quintodecimo **Descrizione**  
**Numero**  
**Cliente** Comune di Acquisanta Terme (AP)  
**Progettista**

### ● Input

#### Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	80
Spessore instabile [m]	1.50
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	26.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.80

#### Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	65
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	100.00
Rugosità JCR	0.90

#### 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]	0.30

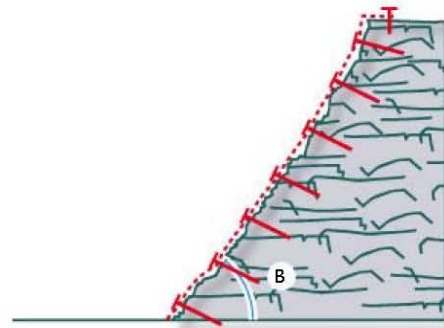
#### Barre di Ancoraggio

##### 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	Fully threaded steel bars 500/550
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	0
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.50



#### 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	2.10

# MACRO 1 Reinforced System

Rock and Soil Slope Protection Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

Cliente **Comune di Acquisanta Terme (AP) /**

pag. 2 of 2

## ● Risultati

### Bar design check (Slope SF)

**1.02**

Soddisfatta

### Mesh design check

**6.52**

Soddisfatta

### Serviceability design check

**1.67**

Soddisfatta

### Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento [kN]	401.50
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	391.93
Rapporto forze stabilizzanti/destabilizzanti	1.02
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]	615.75
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	142.25
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	11.85
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	11.56
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	11.85
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	0.40
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.70
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	2.90

### Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.25
Deformazione attesa [m]	0.15
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.67

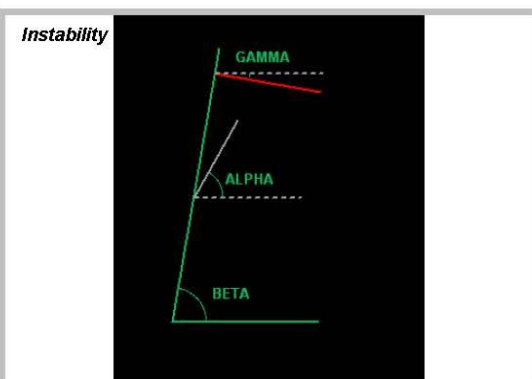
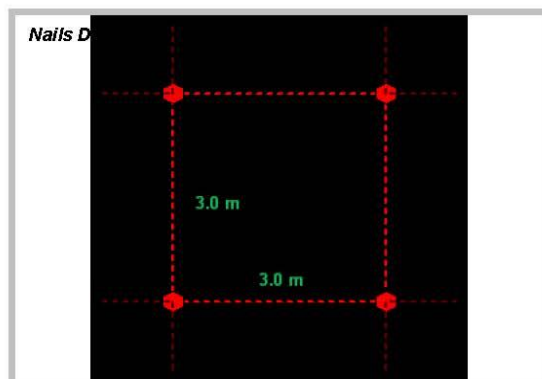
### Geometry

### Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	119.60
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	18.36
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	6.52
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]	31.35
Sommatoria delle forze destabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	32.86
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	21.31
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	8.97
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	5.63

### Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.02
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	1.06
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m³]	13.50
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	351.00



## CONCLUSIONI

A seguito dei calcoli e delle considerazioni effettuate nelle pagine precedenti, emerge che per mettere in sicurezza la scarpata, sarà necessario prevedere un intervento di rafforzamento corticale con le proprietà che vengono qui di seguito riassunte.

Intervento di rafforzamento corticale realizzato mediante chiodature con maglia 3x3 m con barre in acciaio tipo Gewi diam. 28 mm min. aventi lunghezza non inferiore a 5,0 m al fine di consolidare la coltre superficiale fratturata ed instabile dell'ammasso roccioso e la stesa di un rivestimento flessibile (geocomposito), costituito da pannelli di rete in fune realizzati con un'unica fune di orditura di acciaio ad anima metallica di grado non inferiore a  $1770 \text{ N/mm}^2$  (UNI EN 12385-2), aventi un diametro pari a 10 mm (UNI EN 12385-4), zincata in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A, intrecciata in modo da formare maglie romboidali di dimensioni nominali non superiori a 300x300 mm. I pannelli saranno provvisti di una fune perimetrale di acciaio ad anima metallica di grado non inferiore a  $1770 \text{ N/mm}^2$  (UNI EN 12385-2), avente un diametro pari a 14 mm (UNI EN 12385-4), zincata in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A, fissata alle maglie della rete mediante manicotti in alluminio. Gli incroci tra le funi di orditura sono rinforzati in modo da opporsi ad un'eventuale sollecitazione statica o dinamica, tendente a deformare il pannello. I rinforzi sono costituiti da nodi realizzati su entrambi gli spezzoni di fune costituenti gli spigoli della maglia, in doppio filo di acciaio avente un diametro di 3.0 mm conforme alla norma EN 10218-2, avente carico di rottura compreso fra 380 e  $550 \text{ N/mm}^2$  e allungamento minimo pari al 10%, galvanizzato con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A. I fili sono intrecciati meccanicamente in fase di produzione su entrambi i lati del pannello (doppia legatura con doppio filo). Il nodo, od altro sistema di chiusura, dovrà essere in grado di garantire una resistenza alla rottura (prova di trazione statica a strappo) non inferiore a 24 kN, resistenza che dovrà essere rilevata da idonea certificazione in originale da fornire alla Direzione Lavori.

La rete in fune avrà una resistenza a trazione nominale non inferiore a 250 kN/m e una resistenza a punzonamento nominale non inferiore a 400 kN, quando testata in accordo a UNI 11437 e/o ISO 17746.

Preventivamente alla messa in opera dei pannelli in fune, verrà installato un rivestimento costituito da rete metallica a doppia torsione, in possesso di certificazione CE in conformità alla Direttiva Europea Prodotti da Costruzione (CPD) 89/106/CEE, al fine di trattenere gli elementi lapidei di minori dimensioni, rispetto alla dimensione delle maglie del pannello in fune.

La rete metallica a doppia torsione avrà maglia esagonale tipo 8x10 e sarà tessuta con trafilato di acciaio avente un diametro pari a 2.70 mm, conforme a UNI EN 10223-3 per le caratteristiche meccaniche e a UNI EN 10218-2 per le tolleranze sui diametri, avente carico di rottura compreso fra 380 e  $550 \text{ N/mm}^2$  e allungamento minimo pari al 10%, galvanizzato con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AICAP, (1993): Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni.
- 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.
- 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.
- Besseghini 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
- 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.
- Castro D., 2008 – Proyectos de investigación en la Universidad de Cantabria - II Curso sobre protección contra caída de rocas – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecánica 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.
- Ferraiolo F., e Giacchetti G., (2004): Rivestimenti corticali: alcune considerazioni sull'applicazione delle reti di protezione in parete rocciosa – 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.
- Hoek E., e Bray J.W., (1981): Rock slope engineering - IMM – London.
- Jacob V., (2009): Engineering, unpublished thesis, Technical University Torino.
- LCPC, (2001): Parades contre les instabilités rocheuses - Guide technique - Paris.
- 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.
- 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.
- 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. A.A. Balkema.
- 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.
- Ruegger R., e Flumm D., (2000): High performance steel wire mesh for surface protection in combination with nails and anchors – Contribution to the 2<sup>nd</sup> colloquium “Construction 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 Geoingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIII, N. 4, Dicembre 2006.
- Wyllie D.C., e Mah C.W., (2004): Rock slope engineering civil and mining - 4th edition – Spon Press London and New York.

## CALCOLO COEFFICIENTE SISMICO

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
13.4111

LATITUDINE  
42.7709

☒ Ricerca per comune

REGIONE  
Marche

PROVINCIA  
Ascoli Piceno

COMUNE  
Acquasanta Terme

Elaborazioni grafiche

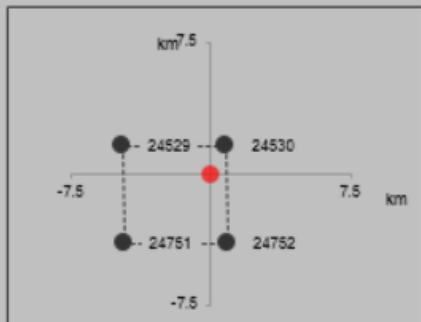
Grafici spettri di risposta

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

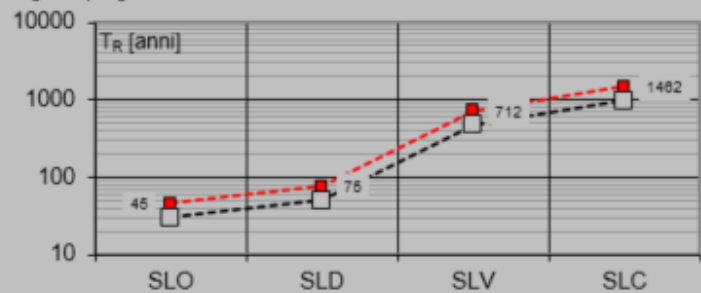
Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

### Strategia di progettazione



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  $\xi$  (%) **5**

$\eta = 1.000$  info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_s$  **3**

Regol. in altezza **no** ▼ info

### Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1.5**

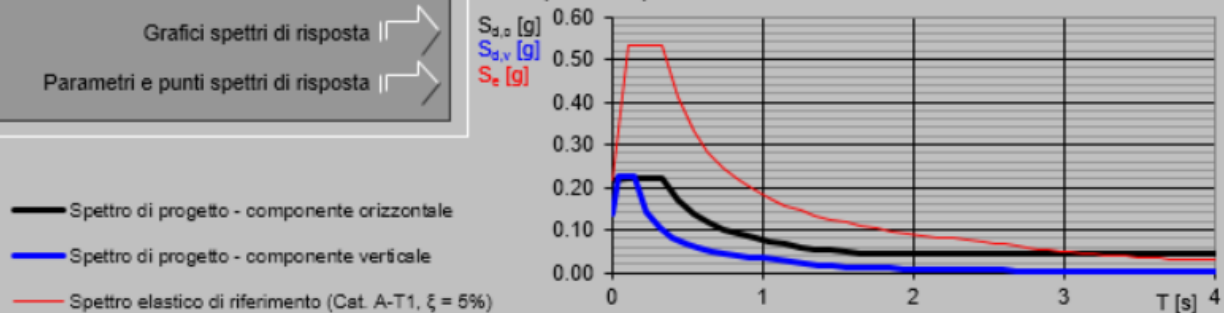
$\eta = 0.667$  info

### 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
$a_g$	0.217 g
$F_o$	2.456
$T_C$	0.340 s
$S_S$	1.000
$C_C$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	2.400

### Parametri dipendenti

$S$	1.000
$\eta$	0.417
$T_B$	0.113 s
$T_C$	0.340 s
$T_D$	2.468 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:

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria del sottosuolo	
	<b>A</b>	<b>B, C, D, E</b>
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0.2 < a_{g\leq} 0.4$	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

$$K_h = 0.07 g$$

$$K_v = 0.035 g$$

## RELAZIONE DI CALCOLO CHIODATURA BLOCCHI

Il blocco potenzialmente instabile di maggiori dimensioni ha un volume di circa 40 m<sup>3</sup>, caratterizzato dalle seguenti grandezze:

- altezza: 5,0 m
- larghezza: 2,0 m
- spessore: 4,0 m

In accordo alle verifiche condotte, nel seguito illustrate, ciascuno dei blocchi in oggetto sarà consolidato, dunque solidarizzato alla roccia stabile, mediante almeno n. 5 barre in acciaio a filettatura continua tipo Gewi in acciaio 500/550 N/mm<sup>2</sup> aventi un diametro non inferiore a 28 mm ed una lunghezza non inferiore a 6,0 m.

Di seguito viene descritto il metodo di calcolo impiegato per verificare le chiodature atte a stabilizzare i blocchi rocciosi potenzialmente instabili.

Operando a favore della sicurezza si ipotizza che, allo stato attuale, il volume roccioso potenzialmente instabile sia in condizioni di equilibrio limite ( $F_s=1.00$ ). Nelle condizioni ipotizzate, le forze resistenti (coesione, attrito) hanno lo stesso valore delle forze agenti (peso, sisma, acqua, ecc.); ne deriva che si può considerare vera l'eguaglianza:

forze agenti = forze resistenti =  $W \cdot \sin \alpha$

dove:

$W$  = peso del volume da consolidare

$\alpha$  = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scorrimento.

Pertanto, indicando con:

$R$  = contributo resistente di ciascun ancoraggio lungo la superficie secondo cui può manifestarsi lo spostamento

$n$  = numero degli ancoraggi

il coefficiente di sicurezza ( $F_s$ ) del volume roccioso a consolidamento avvenuto è dato da (Hoek e Bray, 1986):

$$F_s = \frac{\text{forze resistenti}}{\text{forze ribaltanti}} = \frac{W \cdot \sin \alpha + n \cdot R}{W \cdot \sin \alpha}$$

da cui si ricava il numero di ancoraggi  $n$  necessario al consolidamento:

$$n = \frac{(F_s - 1) \cdot W \cdot \sin \alpha}{R}$$

dove  $R$  è il contributo resistente della singola barra direttamente ricavabile dall'equazione più avanti riportata.

I chiodi 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 piano di scorrimento, è derivata utilizzando la direttrice di lavoro massima:

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

dove:

$$m = \cotg (\varepsilon + \delta)$$

$\varepsilon$  = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare ai giunti di scivolamento, uguale a

$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_0$ , dove  $\theta_0$  è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale

$\delta$  = dilatanza della superficie di scivolamento

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

$\gamma_{ST}$  = coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio

$ESS$  = area efficace della barra di acciaio =  $\pi / 4 \cdot ((f_e - 2 f_c)^2 - f_i^2)$

$f_e$  = diametro esterno della barra di acciaio

$f_c$  = spessore di corrosione della corona esterna

$f_i$  = diametro minore della barra di acciaio

In accordo con il criterio di rottura di Barton – Bandis, il valore  $\delta$  è approssimato come:

$$d \gg \frac{JRC \times \log \left( \frac{JCS_u}{S_{plan}} \right)}{3}$$

dove:

$$S_{plan} = \frac{i_x \times i_y \times s \times g \times \cos \alpha}{i_x \times i_y}$$

dove:

$\alpha$  = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole

$\sigma_{\text{plan}}$  = pressione sul piano di scivolamento

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

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

$JCS_0$  = 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 campionato (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).

Nella valutazione della lunghezza dei chiodi viene considerato quanto segue:

- a) La lunghezza del chiodo deve essere maggiore dello spessore instabile e deve permettere la fondazione della barra nella porzione stabile.
- b) La forza di sfilamento è relativamente modesta perché i chiodi lavorano in regime di misto taglio - sfilamento.

La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:

$$L_t = L_s + L_i + L_p + L_f$$

Assumendo:

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

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

$L_p$  = 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).

$L_f$  = Lunghezza della barra fuori terra (circa 20 cm) per permettere l'installazione dell'eventuale piastra di ripartizione e del dado di serraggio o golfare.

con:

$\phi_{\text{drill}}$  = diametro della perforazione

$\tau_{\text{lim}}$  = tensione di aderenza tra malta e roccia

$\gamma_{\text{gt}}$  = coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia. Secondo gli Eurocodici EC7, non dovrebbe essere preso minore di 1.8.

P = carico di sfilamento

$P = (F_{Sslp} - R - F_{Dslp}) \cos (\beta + \theta_o) =$  carico di sfilamento dovuto all'instabilità del pendio

La lunghezza delle barre così individuata verrà poi incrementata di circa un 20%, al fine di permettere di realizzare le chiodature con un'inclinazione differente, comunque non superiore a  $\pm 15^\circ$ , rispetto a quella considerata nei calcoli.

Qui di seguito si riportano gli elaborati di calcolo delle chiodature atte a stabilizzare i blocchi potenzialmente instabili rinvenuti sull'ammasso roccioso oggetto del presente paragrafo.

VOLUME ROCCIOSO		
Coefficiente sismico	[-]	0.07
Peso di volume roccia	[KN/m3]	26.00
Spessore	[m]	4.00
Larghezza	[m]	2.00
Altezza	[m]	5.00
Volume blocco critico assunto	[m3]	40.00
Peso blocco instabile	[KN]	1,040.00
Coeff. Incremento del peso unitario	[-]	1.00
W Peso blocco progetto	[KN]	1,040.00
CARATTERISTICHE DEL PIANO DI SCIVOLAMENTO		
Inclinazione giunto	[°]	65.00
JRC	[-]	0.90
JCS	[MPa]	100.00
Dilatanza nominale (angolo d)	[°]	1.01
Dilatanza di progetto	[°]	0.34
CONTRIBUTO OFFERTO DALLA BARRA		
Tensione caratteristica a snervamento acciaio	[MPa]	500.00
Tensione caratteristica a rottura acciaio	[MPa]	550.00
Coeff. riduzione snervamento acciaio $g_s$	[-]	1.15
Sigma ammissibile	[MPa]	434.78
Tau ammissibile	[MPa]	251.02
Diametro nominale barra	[mm]	28.00
Corona di corrosione	[mm]	1.00
Diametro efficace barra	[mm]	26.00
Area barra	[mm2]	530.93
Limite superiore: Ne pura trazione	[kN]	230.84

Limite inferiore: Ne puro taglio	[kN]	115.42
m	[-]	2.60
R/Ne	[-]	0.73
Angolo incidenza barra/orizzontale	[°]	5.00
Angolo incidenza barra/normale piano sciv.	[°]	20.00
Azione resistente R sviluppata dalla barra	[kN]	<b>167.78</b>
<b>CALCOLO NUMERO CHIODI</b>		
coeff. parziale $\gamma_D$ riduzione resistenze		1.00
Forze stabilizzanti	[kN]	<b>876.58</b>
coeff. parziale $\gamma_{G1}$ incremento azioni sfavorevoli	[-]	1.20
Forze destabilizzanti	[kN]	<b>1,167.99</b>
$R_b$ resistenza singola barra su giunto	[kN]	167.78
coeff. parziale $\gamma_B$	[-]	1.20
$R_b$ resistenza parametrizzata singola barra su giunto	[kN]	<b>139.81</b>
$F_S$ volume roccioso nel calcolo	[-]	0.75
$R_{richiesto}$	[kN]	<b>291.41</b>
Numero barre teorico	[-]	2.08
Coefficiente di riduzione per ancoraggi in gruppo (k)	[-]	1.20
Numero corretto ancoraggi	[-]	2.50
<b>Numero minimo di chiodi di progetto</b>	[-]	<b>3.00</b>
<b>Grado di utilizzazione della barra di progetto</b>		
densità di ancoraggio	[m2]	3.33
<b>Spaziatura media in maglia quadra</b>	[m]	<b>1.83</b>
Diametro di perforazione	[mm]	65.00
Coefficiente a di Bustamante Doix (1985):		
Perforazione in roccia	[-]	1.10
Inclinazione della barra sull'orizzontale	[°]	5.00
Spessore della roccia instabile	[m]	4.00
Lunghezza plasticizzazione	[m]	0.80
Coefficiente di adesione (bond stress)	[MPa]	0.50
Coefficiente di riduzione per il Bond Stress	[-]	2.10
Massima forza di pullout per singola barra	[kN]	33.22
Lunghezza teorica nell'ammasso roccioso integro	[m]	0.62

Lunghezza plasticizzazione $L_p$	[m]	0.80
Lunghezza barra fuori terra $L_f$	[m]	0.10
Lunghezza barra nell'ammasso instabile $L_i$	[m]	4.26
Lunghezza teorica barra ( $L_i + L_p + L_s$ )	[m]	5.78
Lunghezza totale arrotondata della barra a 0.5 m ( $L_f + L_i + L_p + L_s$ )	[m]	6.00