



COMUNE DI SANTA MARIA A VICO
(PROVINCIA DI CASERTA)

PROGETTO DI RECUPERO AMBIENTALE ai sensi degli artt. 7 e 9 - comma 2 lettera g e comma 9 - del Piano di Recupero Ambientale del Territorio della Provincia di Caserta compromesso dalle attività estrattive delle cave abusive, abbandonate o dismesse (art. 11 O.M. n. 3100 del 22/12/2000)

**PROVVEDIMENTO AUTORIZZATORIO UNICO REGIONALE AI SENSI
DEL'ART 27 BIS DEL D.LGS. N. 152/2006**
PRATICA CUP 8164
INTEGRAZIONI

Proponente:

L'ELIANTO S.R.L.

Via Della Stazione s.n.c. Zona ASI Aversa Nord
Gricignano di Aversa - 81030 (CE)



Elaborati:

**RELAZIONE DI CALCOLO MESSA IN SICUREZZA
STRATO PIROCLASTICO**

Progettazione:

STUDIO TECNICO ING. ESPOSITO GIUSEPPE
Viale Kennedy 11 - 81040 Curti (CE)

Ing. Giuseppe Esposito

Ing. Enzo Luca Arcella



Consulenza specialistica ambientale:

Dott.ssa Antonella Pellegrino

Tav:

RE.INT.04

Scala:

/

Data:

Ottobre 2018

CAVA "BALLETTA" S.MARIA A VICO – Loc. Mustilli

PROGETTO DI RECUPERO AMBIENTALE ai sensi degli artt. 7 e 9 - comma 2 lettera g e comma 9 - del Piano di Recupero Ambientale del Territorio della Provincia di Caserta compromesso dalle attività estrattive delle cave abusive, abbandonate o dismesse (art. 11 O.M. n. 3100 del 22/12/2000)

SOMMARIO

1. PREMESSA, NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	2
2. MODELLO DI CALCOLO	2
2.1 Approccio progettuale	3
2.2 Dimensionamento delle chiodature.....	4
2.3 Dimensionamento della rete - slu.....	7
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	9
4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	9
5. DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA.....	11
6. VERIFICA	12

1. PREMESSA, NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Nella presente relazione verrà riportata la Verifica di Stabilità delle pareti della cava con particolare riguardo la messa in sicurezza dello strato di materiale piroclastico di copertura superficiale del banco tufaceo nel pieno rispetto delle norme NTC2018.

La verifica è stata eseguita nel pieno rispetto delle seguenti norme e documentazioni:

- **D.M. 17 GENNAIO 2018**

Nuove norme tecniche per le costruzioni.

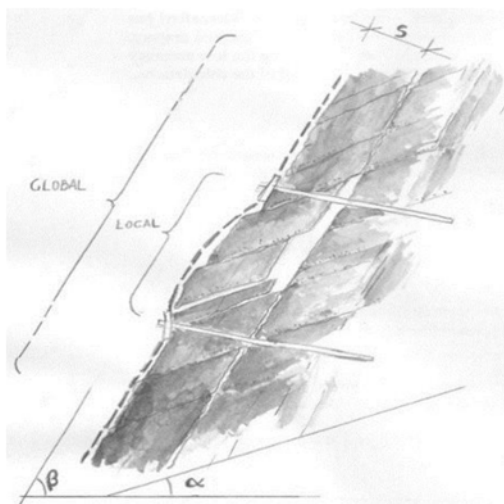
- **Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617 del 02.02.2009**

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

- **Relazione geologica, geotecnica e idrogeologica** redatta dal dott. Geol. Giuseppe Magliocca da cui sono stati ricavati le caratteristiche dei terreni.

2. MODELLO DI CALCOLO

La massa erosa viene approssimata ad un pseudo continuo che genera frequenti instabilità a basse profondità e caduta di massi. Esso ha spessore " s " e inclinazione " β " parallela al pendio. Diversi giunti di scorrimento attraversano il corpo superficiale, il più sfavorevole dei quali ha inclinazione " α " (Figura - Pendio con la superficie instabile erosa).

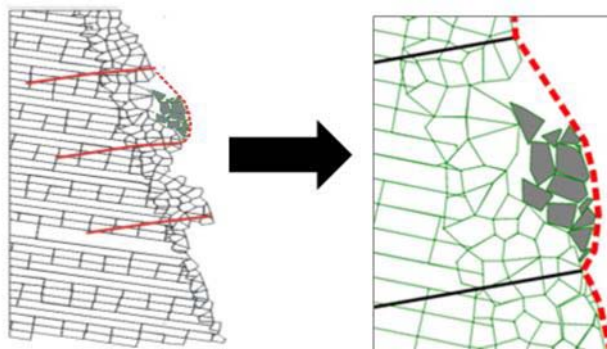


Le forze di rete e ancoraggi vengono passivamente generate quando una delle seguenti condizioni ricorre:

- l'intero corpo eroso scivola sul piano inclinato β : questo è il caso della stabilità globale delle superficie erose ed è risolto dal raster di ancoraggi (Figura 13 a 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...).

Nella presente trattazione si considera unicamente 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 sottostante).



Elementi della rete di rivestimento ancorata. Ancoraggi (sinistra) stabilizzanti la porzione superficiale.

Rete (destra) trattenente il materiale tra gli ancoraggi.

2.1 Approccio progettuale

L'approccio progettuale è quello agli stati limite, in cui vengono incrementate le forze destabilizzanti e vengono ridotte le resistenze per mezzo di opportuni coefficienti di sicurezza, calibrati con la metodologia probabilistica. I coefficienti di sicurezza adottati si fondano su parametri specifici come la morfologia del pendio o il comportamento della rete. Secondo la comune prassi di progettazione, il calcolo della rete di rivestimento viene eseguito 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 e sarà illustrato nel piano di manutenzione, elaborato del progetto esecutivo;
- una rete troppo deformata implica un facile distacco degli ancoraggi e minore durata dell'intervento.

2.2 Dimensionamento delle chiodature

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 (Raccomandazioni AICAP), includendo anche l'effetto dei chiodi in gruppo.

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

$$forze\ stabilizzanti = W \cdot \sin\beta = forze\ destabilizzanti$$

Dove:

- W è peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare
- β è l'inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scivolamento.

Utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis per i giunti, l'equazione sopra può essere riscritta per descrivere il miglioramento della stabilità nel seguente modo:

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

Dove:

- R è il contributo stabilizzante dei chiodi
- c è il coefficiente sismico
- ϕ è l'angolo di attrito residuo del giunto.

Assumendo $\phi=45^\circ$ e introducendo i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni stabilizzanti (γ_{RW}) e i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni destabilizzanti (γ_{DW}), la condizione di stabilità diventa:

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

L'equazione sopra consente di determinare la forza del chiodo che consolida una massa rocciosa allo stato di equilibrio limite. È un'equazione conservativa in cui l'unica variabile geotecnica è l'inclinazione del piano di scorrimento.

Il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni stabilizzanti (γ_{RW}) può essere espresso come prodotto:

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

Dove:

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare spessore superficiale instabile s. Il suo valore è compreso tra 1.10, quando la stima è basata su un rilievo geomeccanico, e 1.30, quando si basa su stima grossolana;
- γ_{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.
- γ_{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.

Il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni destabilizzanti (γ_{DW}) può essere espresso come prodotto:

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

Dove:

- γ_{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;
- 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.

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:

- $m = \cotg (\varepsilon + \delta)$
- ε = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare al giunto di scivolamento = $90^\circ - \beta - \Theta_0$, dove Θ_0 è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale
- δ = dilatanza della superficie di scivolamento
- N_e = resistenza della barra (in condizioni di limite elastico) = $ESS \sigma_{adm} = ESS \sigma_{ST} / \gamma_{ST}$
- γ_{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 δ è approssimato come:

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

Dove:

- α = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole
- σ_{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 = $JRS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)}$
- 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).

Valutazione della lunghezza dei chiodi

Nella valutazione della lunghezza dei chiodi viene considerato quanto segue:

- Il chiodo svolge il ruolo più importante nel consolidamento superficiale del versante. La sua lunghezza deve essere maggiore dello spessore instabile e deve permettere l'ammorsamento della barra nella porzione stabile.
- 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 = $P / (\pi \varphi_{\text{drill}} T_{\text{lim}} / \gamma_{\text{gt}})$

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:

φ_{drill} = diametro della perforazione

T_{lim} = tensione di aderenza tra malta e roccia

γ_{gt} = coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia

P = carico di sfilamento; più grande di:

$P_{\text{Mesh}} = ((W_{\text{Sbar}} - W_{\text{Dbar}}) \cos(\alpha + \Theta_0)) i_x$ = carico di sfilamento dovuto alla rete

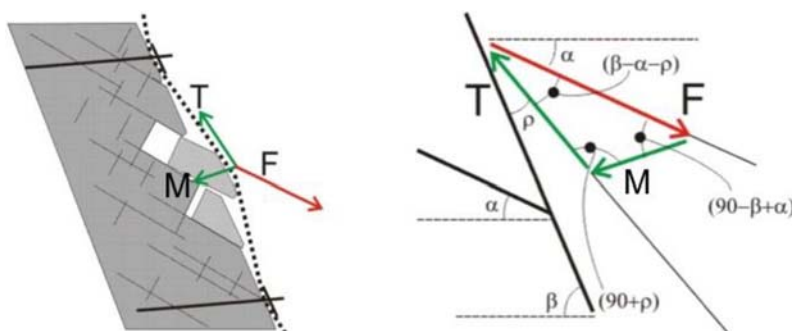
$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{Sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos(\beta + \Theta_0)$ = carico di sfilamento dovuto all'instabilità del versante

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.

2.3 Dimensionamento della rete - slu

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

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



dove:

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

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:

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

con:

T_{adm} = 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 2.0.

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete, che può essere calcolata valutando la spinta F del masso instabile che scorre sul piano inclinato di angolo α sull'orizzontale e la componente M rivolta contro la parete di inclinazione β sull'orizzontale.

Dimensionamento della rete

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

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

dove:

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

D_{mbulg} = deformazione di progetto massima

γ_{mbulg} = coefficiente di sicurezza; varia tra 1.2 (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} = deformazione del rivestimento derivato dai risultati dei test condotti dal produttore sulla base del carico di punzonamento M.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base delle evidenze contenute nella Relazione Geologica-geotecnica, si assumono i seguenti valori ai fini delle verifiche:

- Pendenza della scarpata rocciosa: 60°
- Spessore di materiale potenzialmente instabile: 7,00 m
- Peso di volume: 12 kN/m³
- Angolo di attrito: 30°
- Modulo edometrico Md: 35- 38.5 Kg/cm²
- Modulo di elasticità M: 22-73 Kg/cm²
- Modulo di taglio G: 275-348 Kg/cm²
- Coefficiente di Poisson: 0.35- 0.34

4. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è determinata secondo le indicazioni del par. 3.2 delle NTC2018.

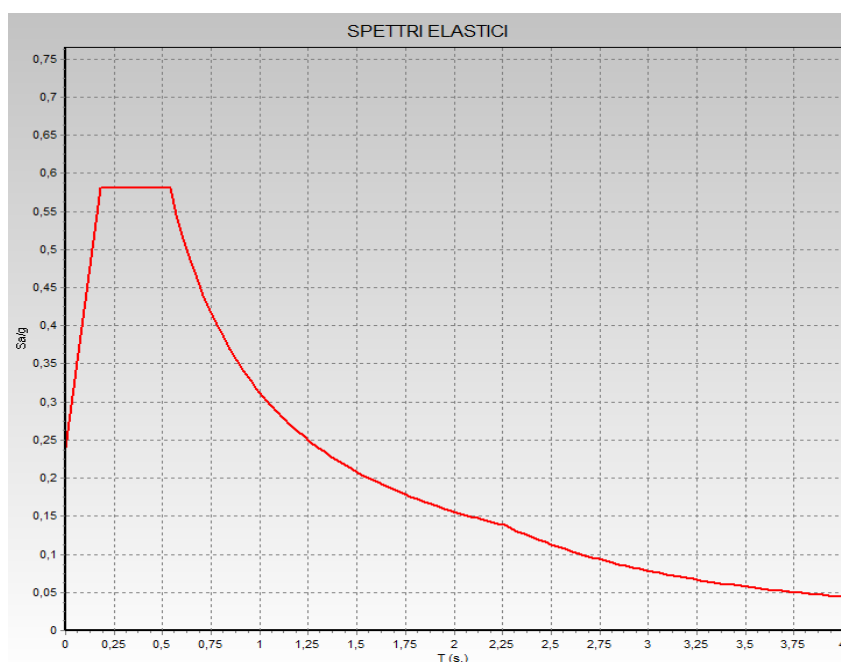
CAVA "BALLETTA" S.MARIA A VICO – Loc. Mustilli

PROGETTO DI RECUPERO AMBIENTALE ai sensi degli artt. 7 e 9 - comma 2 lettera g e comma 9 - del Piano di Recupero Ambientale del Territorio della Provincia di Caserta compromesso dalle attività estrattive delle cave abusive, abbandonate o dismesse (art. 11 O.M. n. 3100 del 22/12/2000)

I parametri sismici assunti sono rappresentati in Tabella, mentre in figura è riportato lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali per SLV.

TR	475	anni	
ag	0.164	g	accelerazione orizzontale massima al sito
F0	2.424		valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T*c	0.368	s	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
C			categoria di sottosuolo (vedi Relazione Geologica)
CC	1.517		Tab. 3.2.V NTC18
TC	0.538	s	(3.2.7) NTC18
TB	0.179	s	(3.2.8) NTC18
TD	2.258	s	(3.2.9) NTC18
SS	1.46		Tab. 3.2.V NTC18
ST	1.2		Tab. 3.2.VI NTC18
S	1.76		(3.2.5) NTC18
ξ	5		coefficiente di smorzamento viscoso
η	1.00		fattore che altera lo spettro elastico

Tabella Parametri sismici



Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali per SLV [3.2.3.2.1 NTC2018]

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche viene eseguita mediante metodi pseudostatici, in cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo le componenti orizzontali e verticale di tale forza, in accordo al par. 7.11.3.5.2 delle NTC2018, possono esprimersi come

$$F_h = k_h \cdot W \quad F_v = k_v \cdot W$$

con

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito dedotto dalla Tabella 3

$$a_{max} = SS \cdot ST \cdot a_g = 1.46 \cdot 1.2 \cdot 0.164g = 0.287g.$$

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0,30	0,28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0.1$	0,20	0,20

Tabella Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11.1 delle NTC2018)

Nel caso in esame quindi:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g = 0.24 \cdot 0.287 = 0.069$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.034.$$

5. DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA

L'intervento di messa in sicurezza delle pareti prevede chiodature con maglia 2,5x2,5 m con barre in acciaio barre a filettatura continua con una resistenza a snervamento non inferiore a 500 MPa aventi lunghezza minima 3,0 m nel banco tufaceo e 5,0 m nel materiale piroclastico, con un diametro minimo 32 mm al fine di consolidare le pareti rocciose e la stesa di un rivestimento flessibile (geocomposito), costituito da rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10, tessuta con trafilato di acciaio avente un diametro

pari a 3,00 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 N/mm² e allungamento minimo pari al 10%, galvanizzato con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A.

La rete metallica, in rotoli di larghezza pari a 2.5 m, è tessuta con l'inserimento longitudinale lungo i bordi e all'interno (delle doppie torsioni) del telo di rete con una spaziatura nominale non superiore a 50 cm di funi di acciaio con anima metallica con grado non inferiore a 1770 N/mm² (UNI EN 12385-2) aventi un diametro pari a 8 mm, con carico di rottura minimo pari a 40.7 kN (UNI EN 12385-4), galvanizzate con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10264-2 Classe A.

La protezione anticorrosiva del geocomposito metallico sarà tale da non presentare tracce di ruggine rossa a seguito di un test di invecchiamento accelerato in nebbia salina (test in accordo a UNI EN ISO 9227) per un tempo di esposizione minimo di 1000 ore. Il geocomposito metallico avrà una resistenza a trazione longitudinale nominale non inferiore a 122 kN/m (test eseguiti in accordo alla EN 15381, Annex D). La rete sarà caratterizzata da una resistenza a punzonamento nominale non inferiore a 125 kN, con una relativa deformazione massima non superiore a 470 mm, quando testata in accordo a UNI 11437.

Al fine di ridurre ulteriormente le deformazioni del rivestimento così costituito e dunque rendere più efficace l'azione di contenimento da parte della rete, saranno installate anche delle funi in acciaio con un diametro minimo pari a 12 mm; in particolare queste funi saranno posate successivamente alla stesa del rivestimento e saranno vincolate al di sotto delle piastre di ripartizione a formare un reticolo a maglia romboidale.

Completeranno le attività la messa in opera di un geotessile del tipo tessuto a struttura piana a trama chiusa realizzato tessendo in trama e ordito filamenti in poliestere ad alta tenacità con resistenze asimmetriche e simmetriche nelle due direzioni in filamenti di poliestere ad alta tenacità per contenimento particelle fini.

6. VERIFICA

Si riporta di seguito la verifica della condizione più gravosa per la cava effettuata col software MACRO 1 della Maccaferri.

CAVA "BALLETTA" S.MARIA A VICO – Loc. Mustilli

PROGETTO DI RECUPERO AMBIENTALE ai sensi degli artt. 7 e 9 - comma 2 lettera g e comma 9 - del Piano di Recupero Ambientale del Territorio della Provincia di Caserta compromesso dalle attività estrattive delle cave abusive, abbandonate o dismesse (art. 11 O.M. n. 3100 del 22/12/2000)

MACRO 1 Reinforced System

Rock and Soil Slope Protection Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

Cliente **L'ELIANTO SRL /**

pag. 1 of 2

● Informazioni sul progetto

Titolo	RECUPERO AMBIENTALE CAVA BALLETTA	Descrizione
Numero		
Cliente	L'ELIANTO SRL	
Progettista		

● Input

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	60
Spessore instabile [m]	7.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	12.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.00

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	45
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	100.00
Rugosità JCR	10.00

Accelerazione sismica

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

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 50
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	122.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.32

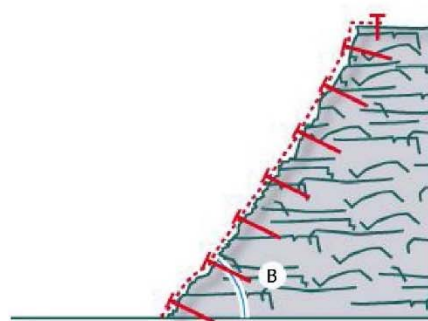
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	2.50
Interasse verticale dei chiodi [m]	2.50
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	20

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 500/5!
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	32
Spessore della corona di corrosione [mm]	0
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.10



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.30
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.34
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	1.50
Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.16
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	2.00

MACRO Studio | Copyright© Maccaferri 2012-2014 | 2.0.849 | 2014.FEB.17 | Notice: Maccaferri is not responsible for the drawings and the calculations transmitted, since they should be intended as general design outlines and advice, aiming only to the best use of the products.

CAVA "BALLETTA" S.MARIA A VICO – Loc. Mustilli

PROGETTO DI RECUPERO AMBIENTALE ai sensi degli artt. 7 e 9 - comma 2 lettera g e comma 9 - del Piano di Recupero Ambientale del Territorio della Provincia di Caserta compromesso dalle attività estrattive delle cave abusive, abbandonate o dismesse (art. 11 O.M. n. 3100 del 22/12/2000)

MACRO 1 Reinforced System

Rock and Soil Slope Protection Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

Cliente **L'ELIANTO SRL** /

pag. 2 of 2

● Risultati

Bar design check (Slope SF)

1.34

Soddisfatta

Mesh design check

9.64

Soddisfatta

Serviceability design check

2.25

Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti [kN]	405.92
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	302.74
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento	1.34

Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	10.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	431.03
Sezione di acciaio utile della barra [mm ²]	804.25
Sliding plane stabilizing forces - per anchorage [kN]	225.60
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	47.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	3.79
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	21.26
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	21.26
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	2.90
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	4.60
Lunghezza minima di fondazione (nominale) [m]	7.50

Stato Limite di Servizio

Forze stabilizzanti [m]	0.27
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [m]	0.12
Rapporto tra carico e resistenza a trazione	2.25

Progettazione della rete

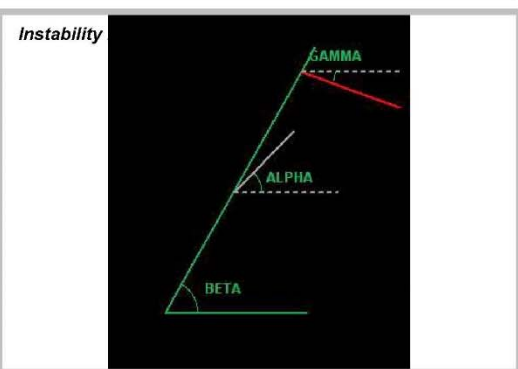
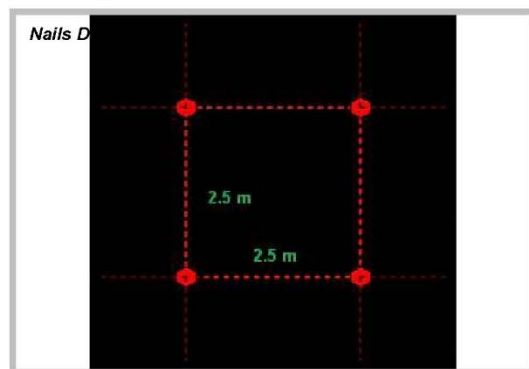
Forza massima agente sulla fune [kN/m]	48.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	5.06
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	9.64

Volume potenzialmente instabile - caso A [m ³ /m]	0.84
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]	0.84
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	10.05
Sommatoria delle forze instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	8.51
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	4.93
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	2.32
Angolo di deformazione della rete rispetto all'orizzontale (valore medio) [°]	4.45

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.03
Dilatazione iniziale del giunto più pericoloso	5.34
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m ³]	25.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	300.00

Geometry



MACRO Studio | Copyright© Maccaferri 2012-2014 | 2.0.849 | 2014.FEB.17 | Notice: Maccaferri is not responsible for the drawings and the calculations transmitted, since they should be intended as general design outlines and advice, aiming only to the best use of the products.

Infine, si fornisce in allegato alla presente relazione tecnica, l'elaborato grafico **GR.INT.02** riportante la tipologia esecutiva di intervento per la messa in sicurezza delle pareti della cava.