

**REGIONE PIEMONTE**  
**COMUNE DI ARMENO**  
(PROVINCIA DI NOVARA)

**SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA**  
**MONTE GIASSOVERSANTE INCOMBENTE**  
**SULL'ABITATO DI ARMENO**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA**

**Elaborato**

**B**

**PROGETTISTI**

**dott. ing. Gabriele Priotto**  
GRAVELLONA TOCE (VB) - C.so Milano n°189

**dott. geol. Fulvio Epifani**  
ARONA (NO) - via XX Settembre n°73

**Data: LUGLIO 2017**

## RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA

### 1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per quanto riguarda le condizioni geologiche e geomeccaniche del versante del Monte Giasso a monte dell'abitato di Armeno, si rimanda integralmente allo studio eseguito dal dr. geol. Vittorio Perazzoli per il progetto definitivo.

### 2 RAFFORZAMENTO CORTICALE

#### 2.1 Descrizione dell'intervento

Per il consolidamento della scarpata è stata scelta la seguente soluzione progettuale:

- posa di rete metallica a doppia torsione, galvanizzata con lega di Zinco-Alluminio (ZN.AL 5%), in maglia esagonale 8x10 cm, diametro del filo 3,0 mm, armata con funi d'acciaio Ø12 mm;
- realizzazione di barre Gewi Ø28 mm, in maglia 2x3 m, di lunghezza pari a 3 m, con inclinazione perpendicolare alla scarpata per l'ancoraggio delle reti.

I coefficienti sismici utilizzati sono stati ottenuti utilizzando i seguenti parametri, in parte desunti dalla relazione tecnica a firma del dr. Perazzoli e dell'ing. Priotto (Maggio 2013):

- Classe d'uso: IV
- Vita nominale: 100 anni
- Categoria di sottosuolo: A
- Categoria topografica: T4

Dalle elaborazioni effettuate si sono ottenuti, per condizioni di SLV, i seguenti valori di coefficiente sismico:

- coefficiente sismico orizzontale **kh = 0,017**
- coefficiente sismico verticale **kv = 0,008**

### 3 ANALISI E VERIFICA DEL SISTEMA DI RAFFORZAMENTO CORTICALE

Per la verifica del sistema di rafforzamento corticale è stato utilizzato il software "MACRO 1 – Reinforced system", distribuito dalla società Macro Studio Beta.

Si riportano inoltre i risultati ottenuti.

#### 3.1 Cenni teorici

##### 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 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 conto che si tratta di elementi passivi, per cui si lavora con i parametri geotecnici in condizioni residue, per il 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:

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

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°), e introducendo i fattori di sicurezza per ridurre le forze stabilizzanti ( $\gamma_{RW}$ ) e incrementare le forze destabilizzanti ( $\gamma_{DW}$ ), la condizione di stabilità risulta così espressa:

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

oppure

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

assumendo

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

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

L'equazione [3] consente di determinare la forza del chiodo che consolida una massa rocciosa allo stato di equilibrio limite. È un'equazione conservativa dove l'unica variabile geotecnica è rappresentata dall'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, per cui il coefficiente di sicurezza è dato dai seguenti contributi:

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

dove

- $\gamma_{THI}$  - 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.
- $\gamma_{WG}$  - 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.
- $\gamma_{BH}$  - 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:

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

dove

- $Y_{MO}$  - 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.
- $Y_{OL}$  - 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 sia di trazione. La forza resistente R, che viene mobilitata in funzione della presenza della barra lungo il piano di scorrimento, è determinata 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 ai giunti di scivolamento

$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_0$ , 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 =  $\pi / 4 ((f_e - 2 f_c)^2 - f_i^2)$

$f_e$  = 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:

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

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

dove:

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

$\sigma_{\text{plan}}$  = 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).

I valori di rugosità e di resistenza a compressione semplice dovrebbero essere stimati sul giunto più sfavorevole.

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 dovrebbe permettere l'“immorsamento” 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 =  $P / (\pi \phi_{\text{drill}} \tau_{\text{lim}} / \gamma_{\text{gt}})$

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

$L_p$  = 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:

$P_{\text{Mesh}} = ((W_{\text{Sbar}} - W_{\text{Dbar}}) \cos (\alpha + \theta_0)) i_x$  = 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.

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 lo schema semplificato di Figura 1, essendo:

- F: forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra i chiodi su un piano con inclinazione  $\alpha$ .
- T: 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: 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 2,50.

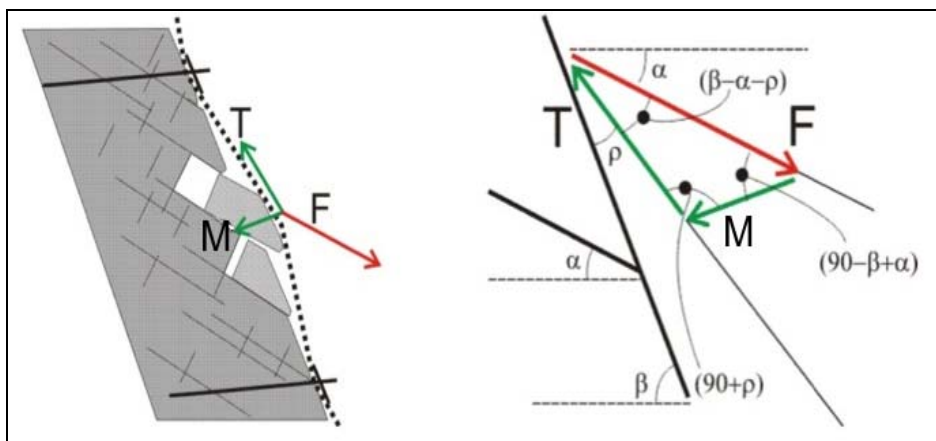


Figura 1 – Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

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]

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

dove:

$M_{bdrv} = (M_b \sin \alpha + c \cos \alpha) \gamma_{bw}$  = forze agenti

$M_{bstb} = (M_b \sin \alpha (1 - c)) \gamma_{rw}$  = forze resistenti

$M_b = V \gamma$  = peso della massa di roccia instabile

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

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

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

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

Infine

$$\text{se } M/i_x / \sin(\beta - \alpha) - \rho_p < M_b \sin \beta$$

ne segue che

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

da cui

$$T = M_b \sin \beta$$

con

$$\rho_p \approx \arctg(Z_{bulg} / 1.5) = \text{angolo della deformazione della rete}$$

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

### 3.2 Risultati della verifica

Per l'elaborazione in esame sono stati assunti i seguenti dati:

- Rete metallica con resistenza a trazione longitudinale di 60 kN/m.
- Barre Gewi di diametro pari a 28 mm perpendicolari alla scarpata, in maglia 2x3 m (diametro di perforazione nominale: 43 mm).
- Inclinazione del versante: 75°.
- Peso di volume del materiale: 27 kN/mc.
- Spessore del materiale instabile: 1,5 m.

Come si evince dai tabulati allegati tali condizioni sono verificate con una lunghezza minima nominale degli ancoraggi pari a 2,05 m.

Tale valore si riferisce ad un incastro nella roccia stabile pari a 0,1 m. Ritenendo idoneo un incastro non inferiore a 50 cm, la lunghezza minima nominale degli ancoraggi risulta pari a 2,50 m.

La lunghezza degli ancoraggi adottati, pari a 3,0 m, risulta quindi del tutto adeguata.

● **Project Information**

Title:	ARMENO	Description:
Number:	01	
Client:		
Designer:		

● **Input**

**Rock Slope**

Slope inclination [°]	75
Thickness of the surficial instability [m]	1.50
Density of the rock mass [kN/m³]	27.00
Assumed plasticization between rock and anchor [m]	0.25

**Most Dangerous Joint**

Inclination [°]	72
Compressive Strength JCS [MPa]	80.00
Roughness coefficient JRC	1.00

**Seismic Acceleration**

Horizontal seismic coefficient	0.02
--------------------------------	------

**Mesh**

Mesh type	Steelgrid MO 300
Mesh ultimate tensile strength [kN/m]	60.00
Maximum design displacement [m]	0.16

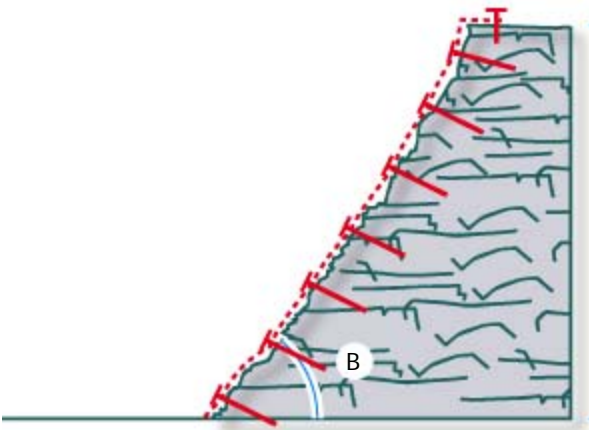
**Anchor Bars**

**Geometry**

Horizontal spacing between the anchors [m]	3.00
Vertical spacing between the anchors [m]	2.00
Inclination of bar to the horizontal [°]	15

**Anchor Type**

Bar type	Fully threaded steel bars 500/550
Bar internal diameter [mm]	0
Bar external diameter [mm]	28
Thickness of corrosion crown [mm]	0
Bar yield stress [MPa]	500.00
Rock-grout adhesion (Bond stress) [MPa]	0.50



**Safety Coefficients**

Uncertainty of the thickness of surficial instability	1.20
Uncertainty of the rock mass unit weight	1.05
Uncertainty of rock behavior and weathering	1.05
Safety coefficient to reduce stabilizing forces	1.32
Slope surface morphology	1.10
External loads	1.02
Safety coefficient to increase the driving forces	1.10
Global Safety Coefficient	1.45
Coefficient for the mesh tensile resistance	2.50
Coefficient for the maximum mesh displacement	1.20
Coefficient for the steel bar yield stress	1.16
Coefficient for rock-grout adhesion (bound stress)	2.00



● **Results**

*Bar design check (Slope SF)*

<b>1.18</b>	<b>Satisfied</b>
-------------	------------------

*Mesh design check*

<b>16.91</b>	<b>Satisfied</b>
--------------	------------------

*Serviceability design check*

<b>6.50</b>	<b>Satisfied</b>
-------------	------------------

*Bar design*

Stabilizing forces [kN]	307.31
Driving forces [kN]	259.58
Ratio Stabilizing/Driving forces	1.18
Angle between perpendicular to slope and bar axis [°]	0.00
Minimum acceptable steel yield stress [MPa]	431.03
Effective cross section of bar [mm²]	615.75
Sliding plane stabilizing forces - per anchorage [kN]	133.04
Minimum drilling diameter (NOMINAL) [mm]	43.00
Anchor pull-out force due to global instability [kN]	0.15
Anchor pull-out force due to global instability [kN]	0.00
Maximum pull-out force (total) [kN]	0.15
Minimum bar length in the stable rock mass [m]	0.10
Minimum length (bar) in the unstable rock mass [m]	1.70
Minimum total bar length [m]	2.05

*Serviceability*

Maximum acceptable displacement [m]	0.13
Calculated mesh displacement [m]	0.02
Displacement Ratio	6.50

*Geometry*

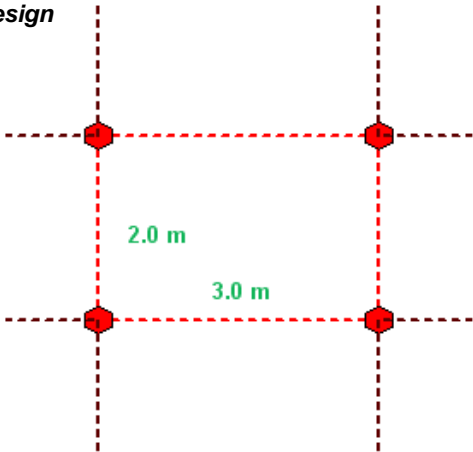
*Mesh design*

Admissible tensile stress of the mesh [kN/m]	24.00
Max. tensile stress within the mesh [kN/m]	1.42
Force-strength ratio	16.91
Potential unstable volume on joint - case A [m³/m]	0.10
Potential unstable volume on joint - case B [m³/m]	0.00
Potential unstable volume on joint - case C [m³/m]	0.00
Maximum rock volume that can slide between anchors [m³/m]	0.10
Maximum rock weight that can slide between anchors [kN/m]	2.83
Sum of driving forces acting on the sliding plane [kN/m]	2.98
Sum of stabilizing forces acting on the sliding plane [kN/m]	2.00
Punching forces acting on the mesh [kN]	0.15
Average angle between deformed mesh plane and rock surface [°]	0.92

*Features of the instability*

Pressure on the average slip surface [MPa]	0.01
Initial dilatance of the most dangerous joint [°]	1.18
Total unstable volume controlled by each anchorage [m³]	9.00
Total unstable weight controlled by each anchorage [kN]	243.00

*Nails Design*



*Instability Model*

