STUDIO
ANDREA GHILINO
GEOLOGO

COMUNE DI MOCONESI

PROVINCIA DI GENOVA

OGGETTO

RELAZIONE INTEGRATIVA RELATIVA ALLA RIATTIVAZIONE DI UN COMPLESSO ESTRATTIVO DENOMINATO "SCAFFE MONTE PROVINO"

COMMITTENTE

Ditta ANDREA ZEREGA

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA E GEOMINERARIA DI STABILITA' DELLE OPERE IN SOTTERRANEO

In ottemperanza al D.M. 14 gennaio 2008 e alla D.G.R. n°141/2008
successivamente modificata con D.G.R. n°141/2010

ORDINE REGIONALE DEI GEOLOGI DELLA LIGURIA
A.P. n. 555
ANDREA GHILINO
GEOLOGO
data iscr. 25-01-2007

Cicagna, 28 agosto 2013

dott. geol. Andrea Ghilino

Via Contrada, 15/C - Cicagna (GE)
Telefono 0185.92252 - Cellulare 347.1062253 - andrea.ghilino@yahoo.it

INDICE DEI CAPITOLI

1. *INTRUDUZIONE*

2. *ANALISI GEOSTRUTTURALE*

3. *PARAMETRIZZAZIONE GEOMECCANICA*

4. *VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI CANTIERI SOTTERRANEI*

5. *PROGETTAZIONE DEI PILASTRI*

6. *CONCLUSIONI*

1. INTRODUZIONE

Su incarico della Ditta *"Zerega Andrea"* è stato eseguito uno studio relativo alla verifica delle condizioni di stabilità a breve e a lungo termine dei cantieri sotterranei sia nella situazione attuale che nelle fasi previste per la futura coltivazione.

Vengono dunque approfonditi i precedenti rilievi geomeccanici e geostrutturali esposti nella relazione redatta dal sottoscritto in data *17 dicembre 2012*, integrati da successivo sopralluogo di controllo e di verifica.

2. ANALISI GEOSTRUTTURALE

Per l'analisi della distribuzione spaziale delle discontinuità presenti nell'ammasso roccioso, necessaria per le verifiche di stabilità dei fronti di cava, sono stati realizzati n°4 rilievi geomeccanici secondo gli standard *ISRM* (1981), effettuati in postazioni differenti all'interno del complesso estrattivo, ovvero in varie stazioni geomeccaniche denominate *S1, S2, S3 e S4*, la cui ubicazione viene sotto riportata.

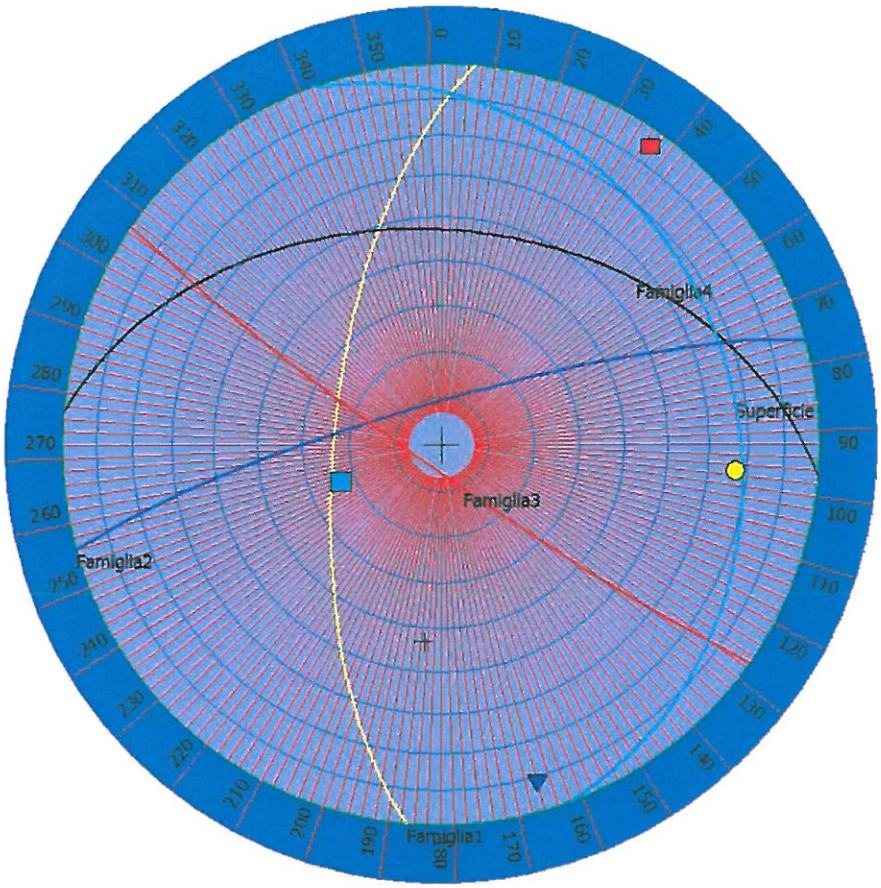


Con i rilievi geostrutturali effettuati nelle varie stazioni sono state determinate e analizzate le famiglie di discontinuità principali e più importanti, oltre la stratificazione e la scistosità.

Nella tabella di seguito riportata sono sintetizzati i dati medi risultanti dal rilievo geologico-strutturale condotto sulle quattro postazioni. Si specifica che in tutte le stazioni geomeccaniche è stata riscontrata omogeneità nelle giaciture delle discontinuità rilevate.

Analisi Geostrutturale	
Superfici di discontinuità rilevate	*Giacitura Media*
F1	*275°/67°*
F2	*344°/81°*
F3	*215°/85°*
F4	*5°/46°*
Superficie di Strato S_0 (tetto o Agro) *Occorre notare la differenza di inclinazione fra le zone di imbocco della cava con pendenza di 19° e il punto topografico più basso della cava con pendenza di 27°*	*70°/19°-27°*

Al fine di individuare eventuali distribuzione locali, i piani relativi alle discontinuità o giunti vengono rappresentati in seguito con grandi cerchi su di un reticolo di *Schmidt*, mediante proiezioni stereografiche, attraverso l'apposito software "*Rock Mechanics*" della *Geostru*, che permette inoltre di effettuare l'analisi statistica dei dati.



Nel diagramma sopra riportato sono raffigurate le tracce ciclografiche ed i relativi poli delle principali famiglie di discontinuità rilevate e della superficie di strato S_0.

3. *PARAMETRIZZAZIONE GEOMECCANICA*

L'ammasso roccioso è stato classificato nella precedente relazione con il metodo proposto da *Bieniawski*: questa classificazione si basa sul rilievo di cinque parametri che determinano un valore base dell'indice *RMR (Rock Mass Rating)*.

Il rilievo e l'analisi dei principali parametri da inserire nella classificazione proposta da *Bieniawski* sono stati integrati con il successivo sopralluogo effettuato all'interno dei cantieri sotterranei in corrispondenza delle postazioni delle quattro stazioni geomeccaniche.

Sono stati dunque ricavati i dati necessari che vengono elencati di seguito, suddivisi per il litotipo Ardesia e la roccia a tetto Arenaria (o "agro"). Dalla somma algebrica dei coefficienti numerici dei cinque parametri si ottiene rispettivamente:

ARDESIA: *RMR = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 = **72** (II classe – ammasso roccioso buono)*

ARENARIA: *RMR = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 = **83** (I classe – ammasso roccioso ottimo)*

Dal valore *RMR* è possibile ricavare i parametri di resistenza al taglio (coesione e angolo di attrito) e i valori di deformabilità dell'ammasso roccioso; la classificazione di *Bieniawski* è stata integrata con quella di *Romana* permettendo così di ricavare l'indice di qualità dell'ammasso roccioso *G.S.I. (Geological Strenght Index)*. Tali valori vengono in seguito riportati:

ARDESIA

- *Coesione non drenata: c' = 0.35 Mpa*
- *angolo di attrito: $\varphi = 41°$*
- *modulo di deformazione: $E_d = 44.42$ GPa*
- *indice di qualità dell'ammasso roccioso: G.S.I. = 65*
- *resistenza a compressione uniassiale: $S_u = 150$ Mpa*

ARENARIA

- *coesione non drenata: c' = 0.41Mpa*
- *angolo di attrito: $\varphi = 46°$*
- *modulo di deformazione: $E_d = 65.40$ GPa*
- *indice di qualità dell'ammasso roccioso G.S.I. = 76*
- *resistenza a compressione uniassiale: $S_u = 180$ Mpa*

Parametri di resistenza al taglio secondo Hoek & Brown

I dati ottenuti dal rilievo strutturale hanno permesso di stimare i valori dei parametri di deformabilità e di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso attraversato dallo scavo.

Hoek & Brown (1980a, 1980b) hanno proposto un metodo per ottenere delle stime attendibili della resistenza di ammassi rocciosi discontinui basato sulla valutazione della qualità meccanica degli ammassi stessi. Nell'ultima versione (1997) il criterio di rottura è così definito:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \quad \text{[MPa]}$$

dove:
"σ'1" e "σ'3" sono i valori degli sforzi efficaci massimo e minimo alla rottura.
"mb" è il valore della costante di *Hoek & Brown* per gli ammassi rocciosi.
"s" e "a" sono costanti che dipendono dalle caratteristiche degli ammassi rocciosi.
"σci" è il valore della resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta.
La definizione dei parametri *mb* , *s* e *a* è stata recentemente riformulata (*Hoek et alii*, 2002) secondo le equazioni seguenti sempre utilizzando i valori di *GSI* per riferirsi alle condizioni geomeccaniche degli ammassi:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

Il fattore D dipende dal grado di disturbo a cui è stato soggetto l'ammasso per effetto della tecnologia di scavo (esplosivo o meccanizzato) e del rilascio tensionale successivo allo scavo; esso può variare da 0 per ammassi non disturbati a 1 per ammassi molto disturbati.

La scelta del fattore di disturbo (D), utile per il calcolo dei parametri *mb* ed *s*, è stata fatta utilizzando le linee guida presentate dagli stessi autori. Quelle interessanti per lo scavo di una galleria sono:

Description of rock mass	Suggested value of D
Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel	D = 0
Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass	D = 0
Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert is placed	D = 0.5 (No invert)

Sulla base di questi suggerimenti si è scelto di adottare un fattore di disturbo pari a zero. Utilizzando il criterio di *Hoek & Brown* è possibile calcolare i parametri di *Mohr Coulomb* (φ e *c*) applicando le seguenti equazioni:

$$\phi = sen^{-1}\left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}}\right]$$

$$c = \frac{\sigma_c\left[(1+2a)s+(1-a)\sigma_{3n}\right](s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+\left[6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1}\right]/\left[(1+a)(2+a)\right]}}$$

Ponendo σ3 = 0 si ottiene la resistenza alla compressione monoassiale dell'ammasso roccioso:

$$\sigma_c = \sigma_{ci}s^a$$

e la resistenza a trazione:

$$\sigma_t = \frac{s\sigma_{ci}}{m_b}$$

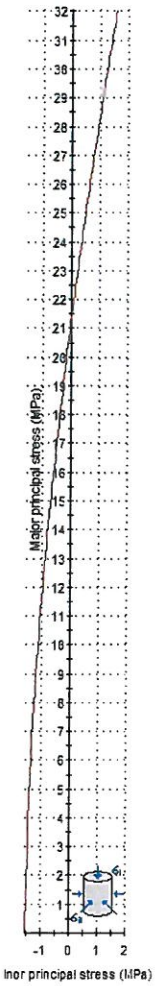
La resistenza a compressione globale dell'ammasso roccioso è data dalla seguente equazione:

$$\sigma_{cm} = \frac{m_b + 4s - a(m_b - 8s)\left(\frac{m_b}{4} + s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}\sigma_{ci}$$

I calcoli precedentemente descritti sono stati fatti utilizzando uno specifico software (*RocLab* della *RocScience*) in cui devono essere inseriti i parametri σ*ci* (resistenza a compressione uniassiale), *GSI*, *m* e *D*.

Vengono di seguito riportati i grafici ed i valori dei parametri di resistenza al taglio secondo l'ultima versione del criterio di *Hoek & Brown* (*Hoek et alii*, 2002).

ARDESIA

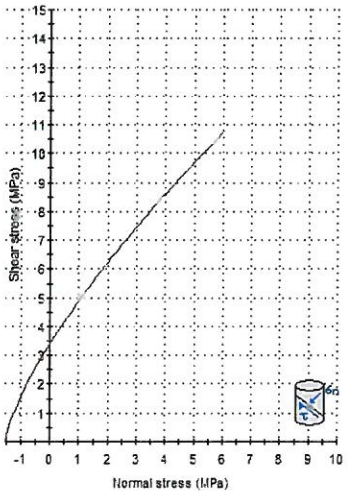


Hoek-Brown Classification
intact uniaxial comp. strength (sigci) = 150 MPa
GSI = 65 mi = 7 Disturbance factor (D) = 0
intact modulus (Ei) = 75000 MPa
modulus ratio (MR) = 500

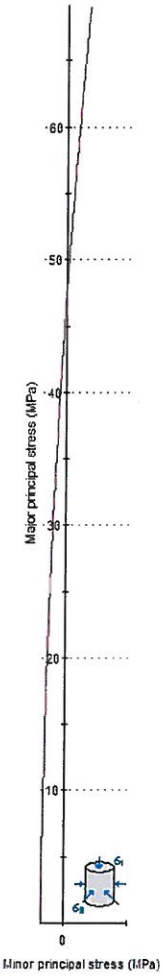
Hoek-Brown Criterion
mb = 2.006 s = 0.0205 a = 0.502

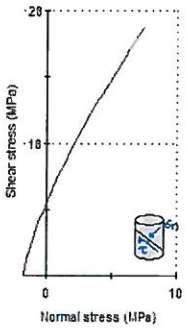
Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 3.375 MPa friction angle = 52.77 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -1.531 MPa
uniaxial compressive strength = 21.296 MPa
global strength = 32.086 MPa
deformation modulus = 47378.96 MPa



ARENARIA





Hoek-Brown Classification
intact uniaxial comp. strength (sigci) = 180 MPa
GSI = 76 mi = 17 Disturbance factor (D) = 0
intact modulus (Ei) = 49500 MPa
modulus ratio (MR) = 275

Hoek-Brown Criterion
mb = 7.214 s = 0.0695 a = 0.501

Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 5.508 MPa friction angle = 62.25 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -1.734 MPa
uniaxial compressive strength = 47.342 MPa
global strength = 72.879 MPa
deformation modulus = 41119.50 MPa

CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA DI BARTON

Il sistema Q di *Barton* et al. (1974), sviluppato al *Norwegian Geotechnical Institute* essenzialmente per l'applicazione in campo sotterraneo, negli ultimi anni è stata estesa a diversi campi e di recente, nel 2002, lo stesso *Barton* ha proceduto ad una revisione totale del sistema, classifica l'ammasso roccioso in modo quantitativo ed è basato su una stima numerica della qualità dell'ammasso, mediante l'utilizzo di 6 distinti parametri, raggruppati in tre quozienti, il cui prodotto fornisce il valore dell'indice Q dell'ammasso roccioso, secondo la seguente relazione:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right)\left(\frac{J_r}{J_a}\right)\left(\frac{J_w}{SRF}\right)$$

dove sono presenti i seguenti indici e fattori:
B. indice *RQD*, che tiene conto della suddivisione della massa rocciosa
C. indice *Jn*, connesso con il numero di famiglie di discontinuità;
D. indice *Jr*, connesso con la rugosità delle superfici di discontinuità;
E. indice *Ja*, connesso con lo stato di alterazione/degradazione delle discontinuità;
F. indice *Jw*, connesso con le condizioni idrauliche delle discontinuità;
G. fattore di riduzione *SRF*, connesso con le condizioni di sollecitazione e lo stato tensionale delle rocce.

I significati associati ai vari fattori del prodotto sono (*Bieniawski*, 1989):
H. il rapporto *RQD/Jn* è il fattore geometrico e fornisce una misura della dimensione dei blocchi costituenti l'ammasso.
I. il rapporto *Jr/Ja* è il fattore meccanico e indica la resistenza al taglio fra i vari blocchi.
J. il rapporto *Jw/SRF* è il fattore ambientale.

Il valore finale dell'indice Q è compreso in questo metodo tra 0.001 e 1000 e questo intervallo è stato suddiviso in 7 classi che definiscono la qualità dell'ammasso roccioso.

Nel nostro caso, come riportato nella tabella sottostante, è risultato attraverso l'apposito software "*Rock Mechanics*" della *Geostru* un valore di Q = 46.45 corrispondente ad una qualità molto buona dell'ammasso roccioso.

Q System		*Valori*
Rock quality designation	*RQD*	*99%*
Joint set number	*Jn*	*3*
Joint roughness number	*Jr*	*2.5*
Joint alteration number	*Ja*	*2*
Joint water reduction factor	*Jw*	*1*
Stress reduction factor	*SFR*	*1*
Rock quality tunneling index Q	*Q*	*Classe III - Qualità Molto Buona. Q = 46.45*

Tale valore di Q è stato ottenuto ponendo *SFR* e *Jw* uguali ad uno ed utilizzando il valore della compressione monoassiale di progetto di cui al paragrafo successivo. Aumentando lo stato tensionale *SFR* a *1.5,* imponendo così all'ammasso roccioso maggiori problematiche in termini di tensioni geostatiche, si ottiene un indice *Q pari a 31.*

PARAMETRI DI PROGETTO DEI MATERIALI

Le verifiche di stabilità di cui al capitolo successivo, sono state eseguite utilizzando le parametrizzazioni fornite nel presente elaborato, sulla base dei parametri caratteristici, divisi per i rispettivi coefficienti parziali definiti nelle *Norme Tecniche (D.M. 14 gennaio 2008).* Si ottengono così i parametri di progetto, in modo che, ai fini della situazione schematizzata, i parametri utilizzati nelle verifiche di stabilità siano, oltre che rappresentativi, adeguatamente cautelativi.

Sulla base dei risultati ottenuti con rilievi geomeccanici effettuati, dall'analisi di *Hoek & Brown* e di *Morh-Coulomb*, sono stati ottenuti i valori medi *(V_M)* dei parametri di resistenza al taglio (coesione e angolo di attrito) e di resistenza a compressione uniassiale, sia per l'ardesia che per l'arenaria.

Secondo quando definito dalla *Norme Tecniche e dalle Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CNLP)*, nel caso in cui il volume significativo sia notevole e/o quando è coinvolto un notevole volume di terreno, i parametri caratteristici possono essere considerati uguali ai parametri medi ($V_M = V_K$). Le Norme Tecniche stabiliscono inoltre l'assoluta responsabilità del progettista sui parametri geotecnici da utilizzare, sulla base della precisione del modello geologico (s.l.) ottenuto.

Ciò premesso, sulla base del rilievo geologico di dettaglio effettuato, si è ritenuto corretto considerare uguali i valori dei parametri medi a quelli caratteristici ($V_M = V_K$).

I valori di progetto, come indicato nel *D.M. 14 gennaio 2008*, vengono divisi per i coefficienti parziali previsti dalla combinazione di carico A2+M2+R2 (dimensionamento *GEOtecnico*), secondo quanto indicato nella *Tabella 6.2.II delle Norme Tecniche.* La tabella seguente riassume i valori medi ed indica i valori di progetto relativi al litotipo Ardesia ed Arenaria.

Parametro	**u.m.**	**Valore Medio**	**Valore di Progetto**
Ardesia			
peso dell'unità di volume (γ)	*t/m^3*	*2.8*	*2.8*
coesione non drenata (c')	*MPa*	*2.77*	*1.98*
angolo di attrito (φ)	*°*	*46.8*	*40.4*
resistenza a Compressione Uniassiale (s_u)	*MPa*	*150*	*93.75*
Arenaria			
peso dell'unità di volume (γ)	*t/m^3*	*2.6*	*2.6*
coesione non drenata (c')	*MPa*	*4.89*	*3.50*
angolo di attrito (φ)	*°*	*54.1*	*47.86*
resistenza a Compressione Uniassiale (s_u)	*Mpa*	*180*	*112*

4. VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI CANTIERI SOTTERRANEI

Potvin (1988), *Potvin Milne* (1992) e *Nickson* (1992), seguendo un precedente lavoro di *Mathews* et al. (198I), hanno sviluppato per la stabilità un metodo grafico per la progettazione di vuoti sotterranei.

Informazioni sulla massa rocciosa, forza e struttura, le sollecitazioni intorno all'apertura, forma e l'orientamento dell'apertura vengono utilizzate per determinare se la camera di coltivazione sarà stabile senza appoggio, stabile, con supporto, o instabile anche se supportato.

Il metodo grafico di stabilità

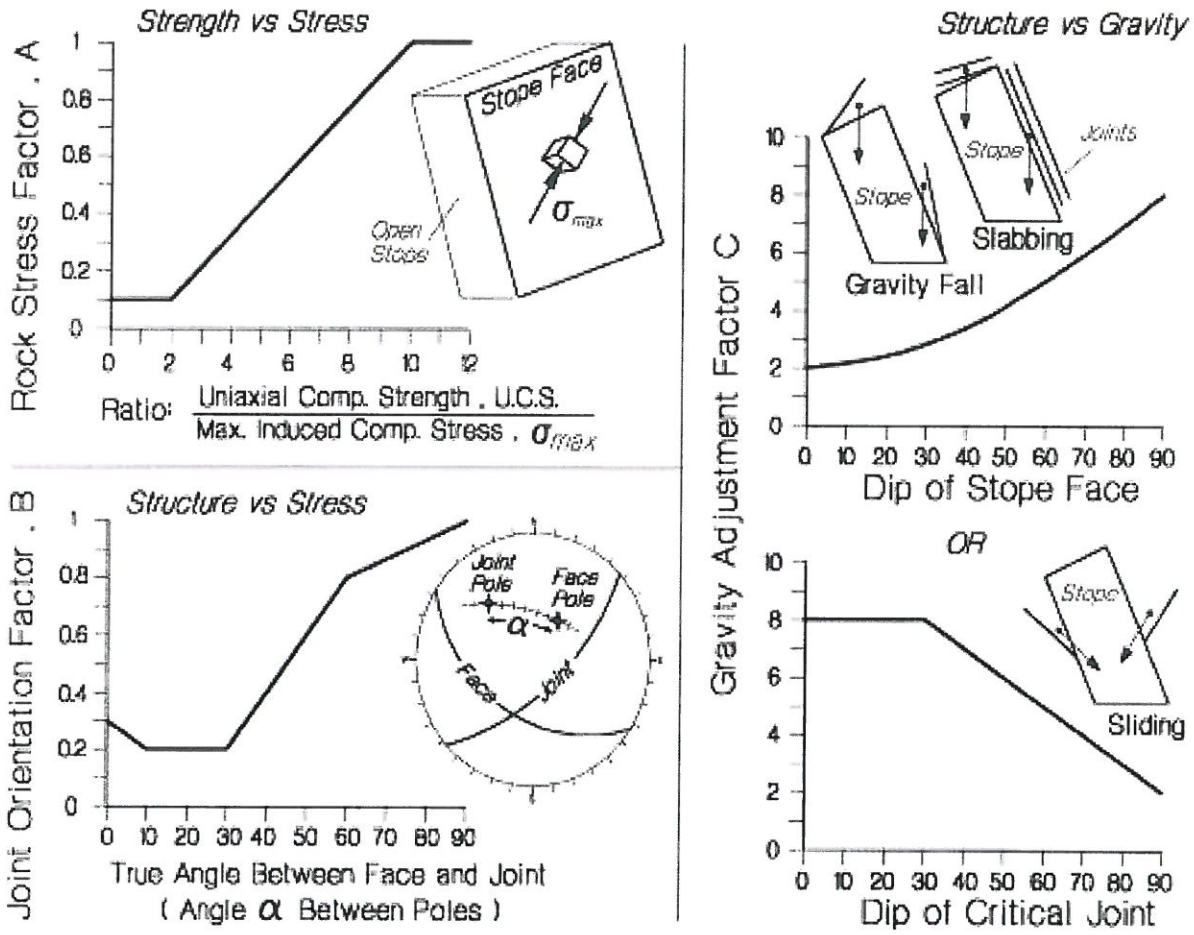
La procedura di progettazione è basata sul calcolo di due fattori, *N'*, il numero stabilità che rappresenta la capacità di autosostentamento di una cavità in una data condizione di stress, ed *HR*, il fattore di forma o raggio idraulico che rappresenta la dimensione della camera sotterranea.

Il numero stabilità, *N'*, è definito dalla formula: $N' = Q' \times A \times B \times C$

Dove:

- *Q'* è l'indice di qualità di *Barton* (*Q Tunneling Quality Index);*
- *A* è il fattore di stress della roccia ossia le tensioni agenti attorno alla cavità;
- *B* è il fattore di aggiustamento orientamento comune, influenzato dalla giacitura delle discontinuità principali sul vuoto;
- *C* è il fattore di aggiustamento gravità ossia l'influenza della gravità sulla stabilità della parete della camera di coltivazione.

Questi tre fattori sono valutati attraverso l'ausilio dei seguenti grafici:



Nel nostro caso sono stati ricavati i seguenti fattori: A = 0.4; B = 0.3; C = 6

ooOoo

Il fattore di forma o raggio idraulico, *HR*, rappresenta la dimensione della camera sotterranea sotto considerazione, è calcolato come segue:

$$HR = w \times h / 2\,w + 2\,h$$

Tale relazione rappresenta il rapporto fra l'area della sezione trasversale della superficie analizzata con il perimetro della superficie analizzata.

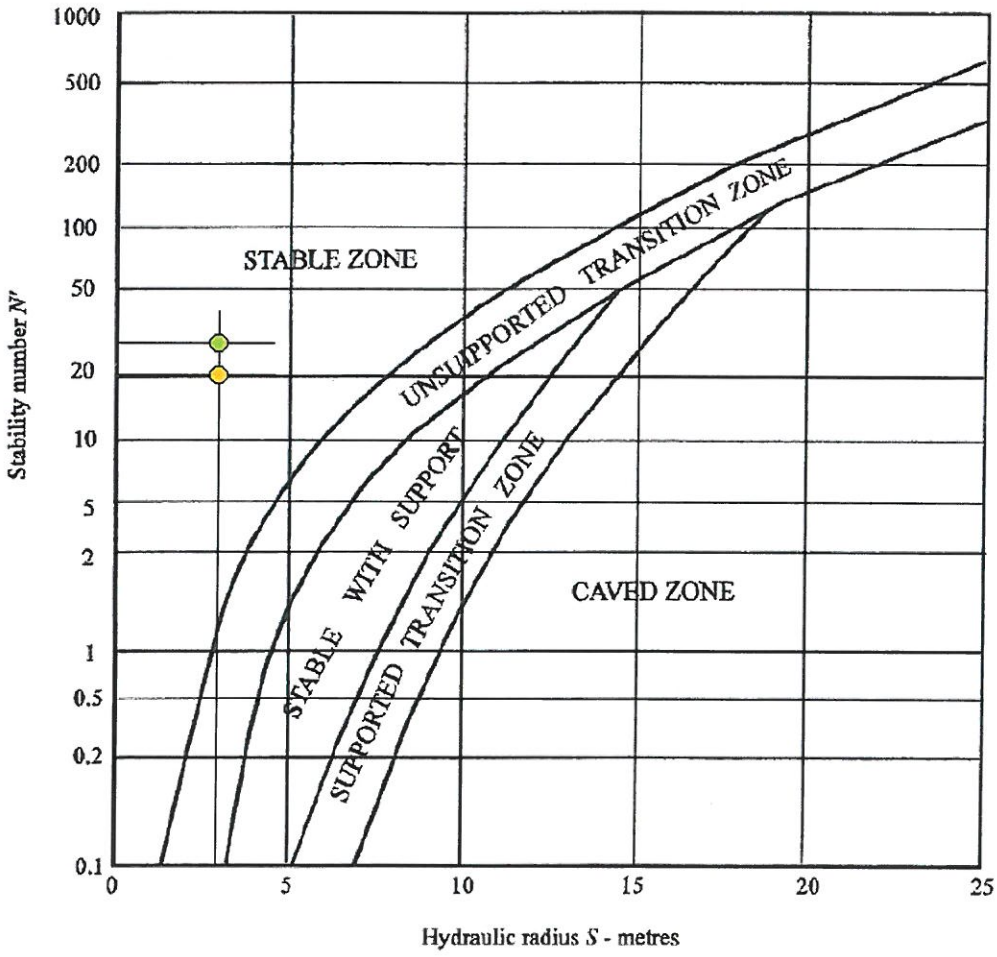
Utilizzando i valori di *N'* (il numero stabilità) e *HR* (fattore di forma), la stabilità delle camere di coltivazione può essere stimata dal grafico di *Potvin* (1988), modificato da *Nickson* (1992).

STABILITÀ DEI CANTIERI NELLA SITUAZIONE ATTUALE A BREVE E A LUNGO TERMINE

Nella situazione a breve termine viene considerato l'indice *Q* ponendo *SFR* pari ad 1, da cui ci ottiene il numero stabilità, *N' = 33.*

Nella situazione a lungo termine viene considerato l'indice *Q* ponendo *SFR* pari a 1.5 (aumento tensioni geostatiche), da cui ci ottiene il numero stabilità, *N' = 22.*

Per quanto attiene il valore *HR,* si considera la camera di coltivazione con estensioni maggiori, ossia quella presente nel settore a Nord-Est del complesso estrattivo (quota di 486.35, 480.86), avente altezza di 8m e larghezza di circa 18m, da cui si ottiene un valore di raggio idraulico *HR = 2.77.*



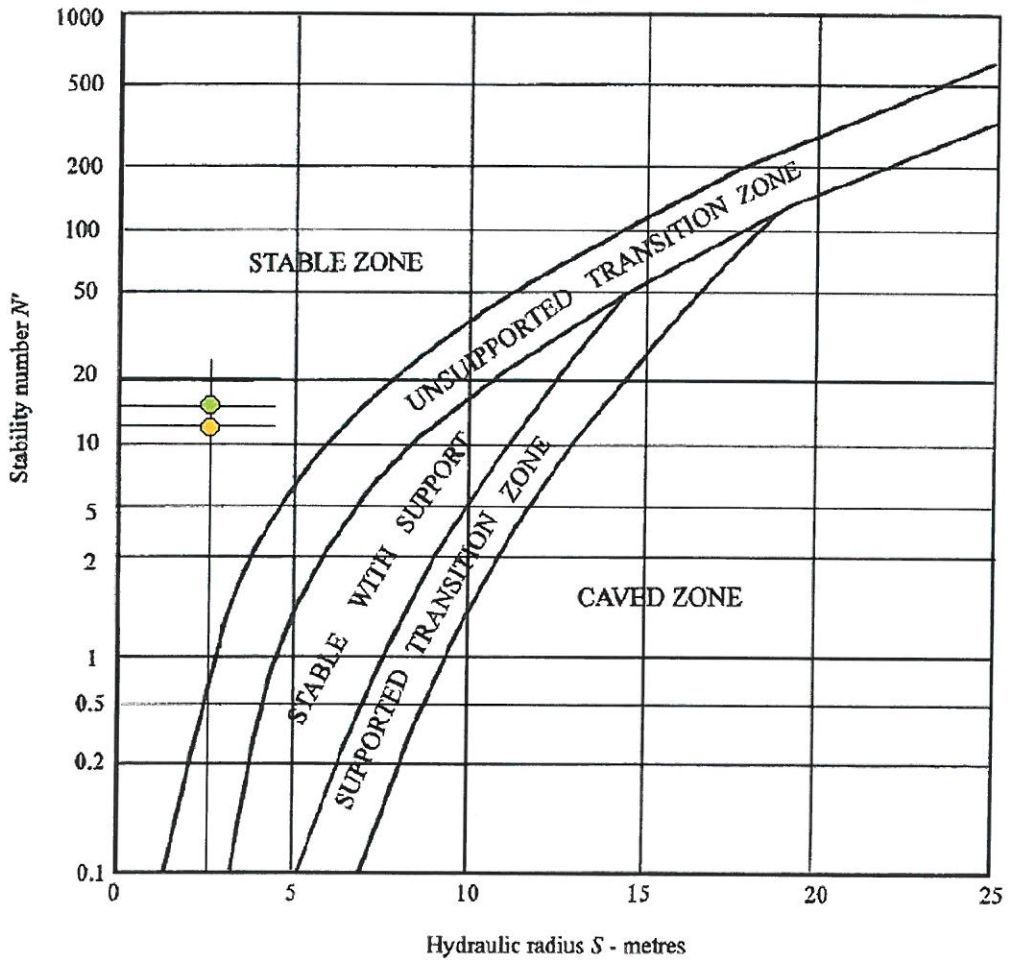
Il grafico di stabilità mostra le zone di terreno stabile, le zone di cedimento e terreno che richiede sostegno. La situazione di stabilità a breve termine viene rappresentata con cerchio verde mentre quella a lungo termine con cerchio arancione: la camera dei cantieri attuali avente dimensioni maggiori, è dunque stabile sia a breve che a lungo termine.

STABILITÀ DEI CANTIERI NELLE FASI PREVISTE PER LA FUTURA COLTIVAZIONE A BREVE E A LUNGO TERMINE

Nella situazione prevista per la futura coltivazione, a breve termine viene considerato l'indice Q ponendo *SFR* pari a 2 *(Q=23.22)*, da cui ci ottiene il numero stabilità, *N' = 16.*

Nella situazione a lungo termine viene considerato l'indice Q ponendo *SFR* pari a 2.5 *(Q=18.6)*, in considerazione dell'aumento delle tensioni geostatiche (ammasso roccioso fortemente spingente) e/o eventuale presenza di zone intensamente fratturate, da cui ci ottiene il numero stabilità, *N' = 13.4.*

Per quanto attiene il valore *HR,* si considera una camera teorica di coltivazione, avente altezza di 8m e larghezza di 13m, da cui si ottiene un valore di raggio idraulico *HR = 2.48.*



La situazione di stabilità a breve termine viene rappresentata con cerchio verde mentre quella a lungo termine con cerchio arancione.

5. *PROGETTAZIONE DEI PILASTRI*

La progettazione dei pilastri di ardesia da lasciare in loco durante le fasi di coltivazione è stata avviata attraverso l'analisi di *Salamon e Munro (1967)* utilizzando una nozione probabilistica di fattore di sicurezza, definito come:

Fattore di sicurezza = forza / resistenza intrinseca del pilastro

La forza di un pilastro (S), con superficie di base quadratica o rettangolare è generalmente definito da una costante di materiale (k), che rappresenta la forza unità del materiale in kPa/m3, la dimensione del pilastro (w) e l'altezza (h) in metri e costante adeguamento coefficienti (α, β), il tutto in funzione della tensione assiale della tensione assiale media del pilastro, al carico litostatico ed alla dimensione del vuoto. La notazione comune della formula forza pilastro è dato dalla seguente equazione:

$S = k\, h^{\alpha}\, w^{\beta}$

dove k = 7.18 kPa,
α = -0.66
β = 0.46.

Salamon (1967) afferma che i valori di resistenza e di carico devono essere considerati come predizioni che sono soggette ad errori. Lo stesso autore ha dunque ritenuto ragionevole supporre che la maggior parte degli ingegneri minerari arrivato ad un compromesso accettabile tra sicurezza e miniera economica, con la sicurezza ottimale fattore che giace nel range in cui il 50 per cento dei casi stabili sono più densamente concentrate; questo accade fra fattori di sicurezza da 1.3 a 1.9.

Sulla scorta dei dati rilevati e sulla base della precisione del modello geomeccanico ottenuto, nonché sull'esperienza maturata nell'ambito della coltivazione di ardesia in sotterraneo, il sottoscritto ha scelto nel considerare come coefficiente di sicurezza, il valore di 1.3.

Calcoli relativi alla situazione attuale

Considerando un'altezza media di copertura di trenta metri, larghezza pilastro pari a 5m, altezza pilastro pari a 8m, inclinazione strato di tetto 20°, interasse tra i pilastri di 8m, peso di volume della roccia 0.027MN/mq, vengono calcolate le seguenti formule.

- *Calcolo della sollecitazione o pressione litostatica θz*

$\theta z = \rho \times h \cos i \longrightarrow \theta z = 0.76$ MN/mq

Dove: ρ *= peso di volume della roccia;*
h = profondità sotto la superficie in metri;
i = inclinazione strato di tetto.

- *Calcolo della sollecitazione media pilastro*

Valore funzione della larghezza del pilastro: $(1-r) = w_p/(w_0+w_p) \longrightarrow (1-r) = 0.38$

Tensione assiale media nel pilastro $(\delta_P) = \theta z\,[1/(1-r)] \longrightarrow 2.00$ MN/mq

Dove:
w_p *= dimensione del pilastro = 5m*
w_0 *= interasse tra i pilastri = 8*

- *Calcolo forza media Pilastro.*

$S = k\,h^{\alpha}\,w^{\beta} \longrightarrow S = 3.82$ MN/mq

dove k = 7.18 kPa,
α *= -0.66*
β *= 0.46*
w = larghezza del pilastro
h = altezza del pilastro

- *Calcolo del fattore di sicurezza.*

Fattore di sicurezza (Fs) = Forza media Pilastro (S) / Sollecitazione media Pilastro (δ_P)

Pertanto: Fs = 1.91 (>1.3)

Calcoli relativi alla situazione di futura lavorazione

In questa fase di progettazione si considerano i primi settanta metri del tratto rettilineo del mappale 64, considerando un'altezza media di copertura di ottanta metri, larghezza pilastro pari a 10m, altezza pilastro pari a 8m, inclinazione strato di tetto 30°, interasse tra i pilastri di 10m, peso di volume della roccia 0.027MN/mq; vengono dunque calcolate le seguenti formule.

- *Calcolo della sollecitazione o pressione litostatica θz*

$\theta z = \rho \times h \cos i \longrightarrow \theta z = 1.87$ *MN/mq*

Dove: ρ *= peso di volume della roccia;*
h = profondità sotto la superficie in metri;
i = inclinazione strato di tetto.

- *Calcolo della sollecitazione media pilastro*

Valore funzione della larghezza del pilastro: $(1-r) = w_p/(w_0+w_p) \longrightarrow (1-r) = 0.50$

Tensione assiale media nel pilastro $(\delta_P) = \theta z\,[1/(1-r)] \longrightarrow (\delta_P) = 3.74$ *MN/mq*

Dove:

w_p *= dimensione del pilastro = 10m*
w_0 *= interasse tra i pilastri = 10m*

- *Calcolo forza media Pilastro*

$S = k\,h^{\alpha}\,w^{\beta} \longrightarrow S = 5.30$ *MN/mq*

dove k = 7.18 kPa
$\alpha = -0.66$
$\beta = 0.46$
w = larghezza del pilastro
h = altezza del pilastro

- *Calcolo del fattore di sicurezza.*

Fattore di sicurezza (Fs) = Forza media Pilastro (S) / Sollecitazione media Pilastro (δ_P)

Pertanto: Fs = 1.42 (>1.3)

6. CONCLUSIONI

Dalle analisi effettuate in condizioni pseudostatiche, si evince che le camere dei cantieri sotterranei attuali del complesso estrattivo in oggetto, sono stabili sia a breve che a lungo termine, senza l'ausilio di opere di sostegno.

Nella situazione prevista per la futura coltivazione, ossia nel primo tratto del mappale 64 (i primi settanta metri) le analisi effettuate in condizioni pseudostatiche sia a breve che a lungo termine evidenziano una situazione di stabilità senza l'ausilio di sostegni, per le camere di coltivazione aventi larghezza pari a 10m (misurata in senso ortogonale alla direzione di massima pendenza del filone), adottando pilastri di ardesia lasciata in loco aventi dimensioni minime di 10m ed interasse di 10m.

Nel corso dei lavori sarà opportuna l'assistenza del geologo a supporto delle azioni di competenza del progettista e del direttore dei lavori. Il geologo incaricato dovrà controllare periodicamente la situazione geostrutturale e geomeccanica dei cantieri in sotterraneo, adeguando se del caso il dimensionamento delle camere di futura coltivazione. Le analisi di stabilità dovranno essere necessariamente rivalutate al termine del primo tratto rettilineo del mappale 64 (i primi settanta metri).

Per eventuali chiarimenti e per i necessari controlli in corso d'opera si conferma fin d'ora la più completa disponibilità.

ORDINE REGIONALE DEI GEOLOGI DELLA LIGURIA
A.P. n. 555
ANDREA GHILINO
GEOLOGO
data iscr. 25-01-2007

Cicagna, 28 agosto 2013

dott. geol. Andrea Ghilino