

Piergiorgio Grasso
Giordano Russo
Shulin Xu
Sebastiano Pelizza

Un criterio per la valutazione speditiva del comportamento di gallerie allo scavo mediante classificazione geomeccanica

In Italia mancano criteri e/o raccomandazioni generali per la valutazione del comportamento del cavo. Un criterio è stato formulato recentemente da Italferr SIS TAV, per la progettazione delle gallerie per l'Alta Velocità Ferroviaria in Italia. Esso presenta tuttavia alcune problematiche applicative; come contributo a superarle, è stato messo a punto dagli AA. un metodo correlativo per la valutazione del comportamento del cavo, mediante classificazione geomeccanica ed un'analisi delle condizioni tensionali che si realizzano nel breve e lungo termine sul profilo del cavo, basandosi su alcune diffuse esperienze maturate nella comunità scientifica internazionale. Il criterio trova una sua corretta applicazione in condizioni di galleria profonda quando il comportamento della cavità è regolato essenzialmente dal rapporto "resistenza della massa rocciosa — sollecitazioni sul profilo del cavo". Di tale metodo sono illustrati alcuni esempi applicativi.

Dott. Ing. Piergiorgio Grasso - GEODATA, Torino
Dott. Geol. Giordano Russo - GEODATA, Torino
Ph. D. Ing. Shulin Xu - GEODATA, Torino
Prof. Ing. Sebastiano Pelizza - Centro per le Gallerie e lo Spazio Sotterraneo - Politecnico di Torino, Torino

1. Introduzione

Per la valutazione del comportamento del cavo, al procedere dell'avanzamento, mancano in Italia criteri e/o raccomandazioni generali. Ciascun progettista adotta il criterio per lui più idoneo, facendo riferimento alla letteratura scientifica ed alla propria esperienza, spesso in modo non organico e completo, difficilmente adottabile da altri in modo univoco.

Per superare tali difficoltà, nella recente esperienza della progettazione delle linee dell'Alta Velocità Ferroviaria in Italia, l'Italferr SIS-TAV (1992) ha elaborato un Manuale di Progettazione (MPI), comprendente anche le problematiche relative alle gallerie, per fornire un riferimento comune ai diversi Progettisti coinvolti.

Il MPI distingue quattro situazioni fondamentali, basandosi essenzialmente sul concetto di stabilità del fronte:

- 1) fronte di scavo e cavità stabili
- 2) fronte stabile, almeno nel breve termine, e cavità retrostante instabile
- 3) fronte e cavo immediatamente instabili
- 4) terreni e rocce rigonfianti

Senza entrare nel merito dei fondamenti di tale classificazione, è possibile evidenziare alcune problematiche applicative:

- difficoltà durante l'avanzamento nell'individuare al fronte — salvo casi limite — il reale caso di pertinenza, e quindi adottare le tipologie di scavo e sostegno adeguate (in sostanza, come accertare in modo univoco e deterministico il grado di instabilità del fronte);
- mancanza di relazioni — anche empiriche, ma affidabili — tra il comportamento del cavo rilevabile ed i parametri geomeccanici di calcolo;
- mancanza di criteri di raffronto con altre classificazioni geomeccaniche, diffuse nell'ambiente scientifico ed applicativo internazionale.

Conseguentemente, nel corso della progettazione di alcune gallerie della nuova linea A.V. si è affinato un metodo correlativo finalizzato ad un ampio riconoscimento previsionale della classe di comportamento della massa rocciosa in seguito all'apertura del cavo, ed utilizzabile sia in fase di progettazione preliminare, sia direttamente in corso d'opera quando si voglia evitare di usare puntualmente e continuamente metodi analitici o numerici (ad es. linee caratteristiche), partendo dalla classificazione di Bieniawski (RMR System 1973, 1984, 1989) per la caratterizzazione della roccia e dalla determinazione (o stima) delle condizioni tensionali che si realizzano sul contorno della cavità.

In particolare, per il comportamento della massa rocciosa, si fa riferimento al sistema classificativo di Rabcewicz-Pacher (RP, 1964, 1974), alla base del Nuovo Metodo Austriaco.

La diversità concettuale tra la classificazione RP, ed il più moderno sistema RMR sta soprattutto nel fatto che la prima intende evidenziare sostanzialmente la "competenza" della massa rocciosa — ossia la capacità di autosostenersi — tenendo conto non solo delle caratteristiche geomeccaniche della roccia, ma anche del regime tensionale che si realizza sul profilo dello scavo: ne consegue una più immediata corrispondenza con le diverse tipologie di scavo e sostegno inserite nei capitolati d'appalto e nelle progettazioni.

Il metodo correlativo proposto offre una maggiore determinazione — attraverso appunto l'applicazione del sistema RMR — alla classificazione RP, più qualitativa, ma meglio orientata a definire il comportamento della massa rocciosa in seguito allo scavo. Allo stesso tempo, in aderenza alla normativa Italferr, si intende fornire uno strumento più affidabile per l'individuazione al fronte di scavo dei diversi comportamenti ipotizzati, associandoli al margine di resistenza (e quindi di sicurezza) ancora disponibile. Il criterio sviluppato è applicabile alle condizioni di galleria profonda, ove il comportamento del cavo è regolato essenzialmente dal rapporto resistenza della massa rocciosa — stato tensionale sul contorno della cavità. Del resto, nel caso di gallerie superficiali (in genere $H < 2.5B$, dove B = larghezza del solido di carico di Terzaghi) si osserva spesso una discreta rispondenza tra le classificazioni di RP e RMR (Bieniawski, 1984, 1989), dovendosi tuttavia verificare la condizione di stabilità del fronte con metodi adeguati (ad es. Cornejo, 1989). Per eventuali approfondimenti sulle condizioni tensionali intorno ad una galleria superficiale si veda ad esempio Mahtab e Grasso (1992).

2. Comportamento della massa rocciosa allo scavo

Nella tabella 1 sono evidenziate le correlazioni tra le indicazioni fornite da Lauffer (1958), Pacher et Al. (1974) e Seeber (1974), riportate da Edeling e Maidl (1980) e le classi di comportamento riportate nel MPI.

3. Descrizione del metodo di correlazione

Il criterio studiato si basa sulla discretizzazione del-

Piergiorgio Grasso
Giordano Russo
Shulin Xu
Sebastiano Pelizza

A criterion for quick evaluation of excavation behaviour through geomechanical classification

In Italy there is a lack of general criteria and/or recommendations for assessing the behaviour of underground excavations.

A criterion has recently been formulated by the Italian Railway Authority (Italferr SIS TAV) for designing tunnels related to the high velocity railway network of Italy; however, practical application of this criterion is somewhat problematic. To overcome such practical difficulties, the current authors present a correlative method for determining the behaviour of an underground excavation through geomechanics classification and analyses of the stress regime realized on the excavation profile under two limiting conditions: the short-term and the long-term. The proposed method was established on the basis of varied experience widely recognized within the international scientific community. The method can be applied particularly to the conditions of deep tunnels where the behaviour of the cavity is controlled mainly by the ratio of rock mass strength to the stress condition on the excavation profile. Some case histories are also presented to demonstrate the practical application of the proposed method.

1. Introduction

For evaluating the behaviour of an underground excavation during the course of face advancement, there is a lack of general criteria and/or recommendations in Italy. By making reference to the scientific literature and to the proper experience, each designer tends to adopt the criterion suitable for himself, often in a way not well organized, incomplete and very difficult for others to apply in an unequivocal manner.

To overcome such difficulties, Italferr SIS TAV (1992), in their recent experience of designing high velocity railways in Italy, worked out a design manual (MPI) for providing a common reference to the various designers involved. The manual also deals with problems related to the tunnels.

On the basis of essentially the stability of the excavation face, the following four fundamental situations are distinguished in the MPI:

- 1) both the face of excavation and the cavity are stable,
- 2) face is stable at least in the short-term, but the cavity behind is unstable,
- 3) both the face and the cavity are immediately unstable, and
- 4) swelling soils and rocks.

Without questioning the theoretical basis of such a classification, it is possible to point out some practical problems related to the application of this classification:

- first, during excavation it is difficult to determine at the face which of the cases the real situation belongs to and to subsequently decide the appropriate excavation procedure and support (in essence, how to verify in an unequivocal and deterministic way the degree of stability of the excavation face);
- secondly, there lacks a relationship, even if it is empirical but reliable, between the observable behaviour of an excavation and the geomechanical parameters used for calculation;
- thirdly, there is also the lack of a criterion for comparing the proposed classification with other geomechanical classifications well-known to the scientific and practical world of tunneling.

As a consequence of such practical needs, a correlative procedure was developed by the authors during the course of planning and designing some tunnels related to the new, high-velocity railways. The correlative method is aimed at rapid recognition (or prediction) of the behaviour class of a rock mass upon excavation. Starting from the classifica-

tion of the rock mass according to the RMR System of Bieniawski (1973, 1984 and 1989) and the determination (or estimation) of the stress conditions that develop on the boundary of the cavity after excavation, the method can be utilized either in the phase of preliminary design or directly during the course of excavation, when one wants to avoid using continuously analytical and numerical methods (e.g., the characteristic line method).

In particular, for defining the behaviour of the rock mass reference has been made to the classification system of Rabcewicz-Pacher (RP, 1964; 1974), which is related to the New Austrian Tunneling Method.

The conceptual difference between the classification of Rabcewicz-Pacher and the modern RMR system lies above all in the fact that the former intends to highlight essentially the "competence" of the rock mass, or, to be precise, its self-supporting capacity, taking into account not only the geomechanical characteristics of the rock but also the stress regime developed on the excavation profile. As a result, it permits a more immediate correspondence with the various types of excavation and support specified in the chapters on contract and design of MPI.

Through application of the RMR system, the proposed method intends to provide a better technical support to the classification of RP, which is generally more qualitative but better orientated towards determining the behaviour of a rock mass after excavation. At the same time, while sticking to the new regulations of Italferr, it is intended to provide a more reliable tool for the geologist or engineer at the excavation face to single out the various types of behaviour assumed before excavation, and to relate them to the still available strength of the rock mass (and hence the margin of safety).

The criterion developed is applicable to the conditions of deep tunnels, where the behaviour of the cavity is regulated mainly by the ratio of rock mass strength to the maximum principal stress on the boundary of the cavity. In the case of shallow tunnels (in general, $H < 2.5B$, where H is the overburden thickness and B is the width of the solid load of Terzaghi), one frequently finds a fair agreement between the classification of RP and that of RMR, nevertheless with the necessity of verifying the stability condition of the face with suitable methods (e.g., Cornejo, 1989). For further discussion of the stresses around a shallow tunnel, reference may be made to Mahtab and Grasso (1992).

le condizioni tensionali sul profilo di scavo nelle condizioni teoriche di breve termine (fronte) e lungo termine (a distanza tale dal fronte di scavo da non risentire dell'effetto stabilizzante dello stesso), rapportate alle caratteristiche di resistenza della massa rocciosa derivate dal corrispondente valore del RMR.

3.1 Definizione della pressione di confinamento del fronte

Nell'ipotesi semplificativa di galleria profonda, sezione circolare, in un mezzo elastico isotropo, con stato tensionale iniziale di tipo idrostatico, è possibile definire (Panet, 1990) il tasso di deconfinamento λ , funzione della distanza del fronte (x) e delle dimensioni del cavo:

$$\lambda(x) = 0.28 + 0.72 \left[1 - \left(\frac{x}{x + a} \right)^2 \right] \quad (1)$$

dove $x = 0.845a$ (a = raggio della cavità) Il tasso di deconfinamento cresce asintoticamente da $\lambda = 0.28$ per $x = 0$

a $\lambda = 1$ per $x = \infty$ ($\lambda \approx 1$ quando $x > 2a$). Nel problema di deformazione piana associato, l'effetto della prossimità del fronte di scavo è simulato da una pressione fittizia di confinamento radiale P_c

$$P_c = [1 - \lambda(x)] P_z \quad (2)$$

dove P_z è la pressione verticale a quota galleria. Nel caso in esame si considerano le due condizioni limite:

$$\begin{cases} \text{Breve termine } x = 0 & \lambda = 0.28 & P_c = 0.72 P_z \\ \text{Lungo termine } x > 2a & \lambda = 1 & P_c = 0 \end{cases} \quad (3)$$

3.2 Criterio di rottura della massa rocciosa

Si fa riferimento al criterio di rottura di Hoek e Brown (1980), per il quale:

$$S_1 = S_3 + \sqrt{m C_0 S_3 + s C_0^2} \quad (4)$$

valido per $S_1 > 3.4 S_3$ (comportamento "fragile") dove S_1, S_3 pressioni principali C_0 resistenza a compressione semplice della roccia m, s costanti del materiale roccioso.

È importante sottolineare che la corretta applicazione di tale criterio di rottura presuppone un mezzo roccioso omogeneo ed isotropo, quale una roccia integra o una massa rocciosa contraddistinta da almeno 4 sistemi di discontinuità pressoché equivalenti.

Le costanti m e s sono correlate (Priest e Brown, 1983) al valore dello RMR secondo le equazioni:

$$\begin{cases} m = m_i \exp \left[\frac{(RMR - 100)}{14} \right] \\ s = s_i \exp \left[\frac{(RMR - 100)}{9} \right] \end{cases} \quad (5)$$

nel caso di massa rocciosa "non disturbata" dallo scavo;

$$\begin{cases} m = m_i \exp \left[\frac{(RMR - 100)}{14} \right] \\ s = s_i \exp \left[\frac{(RMR - 100)}{9} \right] \end{cases} \quad (6)$$

nel caso di massa rocciosa "disturbata" dallo scavo, dove m, s , sono i valori riferiti al campione roccioso intatto, con $s_i = 1$.

Il valore di m_i può essere ricavato in laboratorio con prove di compressione triassiale o approssimativamente desunto da tabelle (Hoek e Brown, 1988). Il valore di RMR da utilizzarsi nelle formule, deve essere corretto al BMR (Basic Mass Rating) (Bieniawski, 1989), escludendo la correzione per l'orien-

tamento delle discontinuità rispetto alla direzione di avanzamento dello scavo. Inoltre se l'analisi tensionale è formulata in termini di tensioni efficaci è necessaria una compensazione — per non tener conto due volte del fattore acqua — con l'aggiunta del completamento a 15 (punteggio assegnato alla roccia completamente asciutta) del valore utilizzato nella classificazione.

3.3 Definizione degli "Indici di competenza"

Si prende come riferimento un elemento di lato $a/2$ (Fig. 1) posto sul profilo del cavo, ritenuto rappresentativo della massa rocciosa.

Considerando le due condizioni limite evidenziate (3) ed il criterio di rottura di Hoek e Brown (4) è pos-

Tabella 1 - Correlazioni tra i diversi sistemi classificativi del comportamento allo scavo (dopo Edeling e Maidl (1980), modificato).
Correlations between various classifications of excavation behaviour (modified after Edeling e Maidl (1980))

Comportamento roccia Rock mass behaviour (Lauffer)	Condizioni tensionali Stress conditions (Schubert e Kaiser 1971)	Descrizione della massa rocciosa Description of Rock mass (Bieniawski 1989)	Condizioni tensionali Stress conditions (Mair)	Comportamento Behaviour (Mair)
A) STABILE STABLE		I Compatta, con fessurazione da leggera a media. Massive rock, slightly to moderately fissured.		1 Fronte di scavo o cavo stabile Face and cavity both stable
B) L.c. STACCANTE UNBOUND		II Fessurata, con occasionali riempimenti argillosi. Fissured and stratified rock with occasional clay infillings.		2 Fronte stabile almeno nel breve termine e cavità sostanzialmente instabile Face stable at least in the short-term but unstable cavity
C) l.c. FRANOSA SLIGHTLY FRIABLE		III Molto fessurata con riempimenti argillosi. Highly fissured rock with clay infillings.		3 Fronte stabile almeno nel breve termine e cavità sostanzialmente instabile Face stable at least in the short-term but unstable cavity
D) FRANOSA FRIABLE		IV Molto fessurata, laminata, sciolta, terreni cespugli consolidati. Highly fissured, laminated, soft, shaly, weakly consolidated earthy soil.		3 Fronte e cavo in modo sostanzialmente instabile Face and cavity both unstable
E) molto FRANOSA VERY FRIABLE		V) Completamente frammentata e milonitizzata, terreni non consolidati (legg. cespugli). Completely knotted and mylonitized, unconsolidated, highly cohesive soil.		4 Terreno a massa rigogliosa. Swelling soils and rocks
F) SPINGENTE (fronte stabile) SQUEEZING (stable face)				
G) molto SPINGENTE (fronte instabile) VERY SQUEEZING (unstable face)				

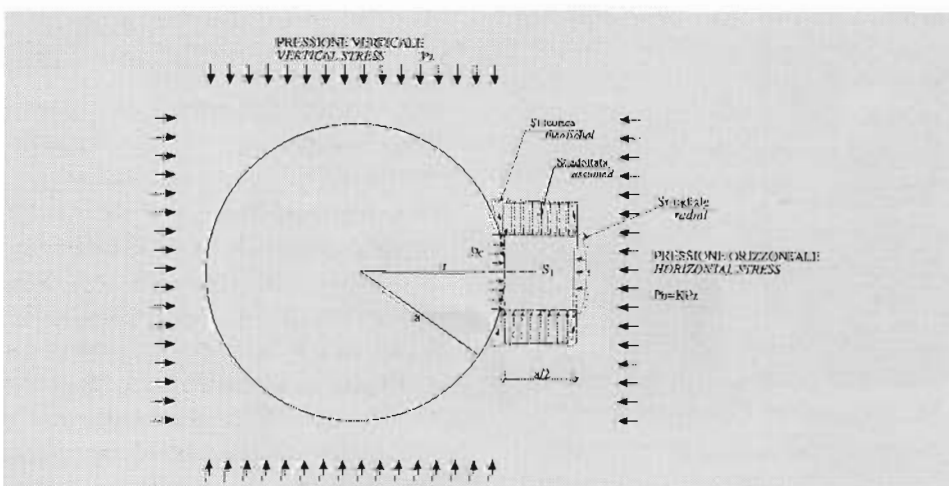


Fig. 1 - Schematizzazione delle tensioni agenti sull'elemento rappresentativo considerato
Schematic diagram illustrating the active stress on the considered representative element

2. Rock mass behaviour upon excavation

Table 1 shows the correlations between the indications provided by Lauffer (1958), Rabcewicz et al. (1974) and Seeber (1974), reported by Edeling and Maidl (1980), and the classes of rock mass behaviour upon excavation.

3. Description of the method of correlation

The criterion studied is based on the comparison between the stress state on the excavation profile and the strength characteristics of the rock mass derived from the corresponding value of RMR. The stress state on the excavation profile is discretized under two different theoretical conditions: short-term (corresponding to the excavation face) and long-term (sufficiently distant from the excavation face such that excavation profile no longer feels the stabilizing effect of the face).

3.1 Definition of the confinement stress due to the face

Under the simplified assumptions of, deep tunnels, circular in cross-section, excavated in an isotropic elastic medium with an initial hydrostatic stress state, it is possible to define (Panet, 1990) the rate of relaxation λ as a function of the distance of the face (x) and the dimensions of the excavation:

$$\lambda(x) = 0.28 + 0.72 \left[1 - \left(\frac{x}{\chi + x} \right)^2 \right] \quad (1)$$

where $\chi = 0.845a$ (a = radius of the cavity). The rate of relaxation decreases gradually from $\lambda = 0.28$ for $x = 0$ to $\lambda = 1$ for $x = \infty$ (with $\lambda = 1$ when $x > 2a$).

For the problem of associated plane strain, the effect of the proximity of the excavation face can be simulated with a fictitious radial confinement stress P_c , such that

$$P_c = [1 - \lambda(x)] P_z \quad (2)$$

where P_z is the vertical stress at the level of the tunnel.

For the case under examination, we consider the following two limiting conditions:

$$\begin{cases} \text{(Short-term } x = 0, \lambda = 0.28, P_c = 0.72 P_z) \\ \text{(Long-term } x > 2a, \lambda = 1, P_c = 0) \end{cases} \quad (3)$$

3.2 Rock mass failure criterion

Here reference is made to the failure criterion of Hoek and Brown (1980):

$$S_1 = S_3 + \sqrt{mC_o S_3 + sC_o^2} \quad (4)$$

which is valid for $S_1 > 3.4 S_3$ (brittle behaviour). In Eq. (4), S_1 and S_3 are the major and the minor principal stresses, respectively; C_o is the uniaxial compressive strength of intact rock, and m and s are constants of the rock mass.

It is important to underline that correct application of such a failure criterion presupposes a homogeneous and isotropic rock medium, as in the case of an intact rock or a rock mass cut by at least four families of closely spaced discontinuities and where none of these families is significantly weaker than any of the others (Hoek and Brown, 1988).

The constants, m and s , are correlated with the value of RMR (Priest and Brown, 1983) according to:

$$\begin{cases} m = m_i \exp \{[(RMR - 100)/28]\} \\ s = s_i \exp \{[(RMR - 100)/9]\} \end{cases} \quad (5)$$

in the case of a rock mass "not disturbed" by the excavation, and

$$\begin{cases} m = m_i \exp \{[(RMR - 100)/14]\} \\ s = s_i \exp \{[(RMR - 100)/6]\} \end{cases} \quad (6)$$

in the case of a rock mass "disturbed" by the excavation.

In both Eqs. (5) and (6), m_i and s_i are values referred to the samples of intact rock. The value of s_i is always equal to 1, whereas the value of m_i can be obtained from laboratory triaxial compression tests or derived approximately from published tables (Hoek and Brown, 1988).

The value of RMR to be utilized in the equations (5) and (6) should be corrected to BMR (Basic Mass Rating) (Bieniawski, 1989; Hoek and Brown, 1988), excluding the rating adjustment for the discontinuity orientation with respect to the direction of excavation. Besides, if the stress analysis is formulated in effective stress terms, it is necessary to compensate the rating for groundwater in BMR with the addition of the complement to 15 (rating assigned to a completely dry rock mass) of the actual value used in the RMR classification.

3.3 Definition of the "Index of Competence"

As shown in Fig. 1, we take a rectangular element with side length equal to $a/2$ on the excavation boundary for reference, which may be considered as representative of the rock mass.

Taking into consideration the two limiting conditions defined previously in section 3.1 and the failure criterion of Hoek and Brown, it is possible to calculate the maximum principal strength (at failure) S_1 , and then compare it with the stress conditions existing on the excavation profile.

Considering that $S_3 = P_c$ (short-term) and $S_3 = 0$ (long term), we have

$$\begin{cases} S_{1(0)} = P_c + \sqrt{mC_o P_c + sC_o^2} \\ S_{1(\infty)} = C_o \sqrt{s} = C_{om} \end{cases} \quad (7)$$

where C_{om} = uniaxial compressive strength of the rock mass.

$S_{1(0)}$ and $S_{1(\infty)}$ therefore represent average values of the two maximum principal resistances of the rock mass in the reference element on the excavation profile corresponding respectively to the excavation face and to the section at a distance greater than $2a$ behind the face such that it no longer feels the stabilizing effect of the face.

On the excavation profile, the maximum principal stress is the tangential stress S_t , and in the case of a circular tunnel excavated in an elastic medium under hydrostatic stress conditions, we have

$$S_t = P_z \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (8)$$

where r is the radial distance from the center of the cavity.

Integrating S_t for $r = a$ to $r = 3a/2$, we obtain

$$S_{TOT} = P_z \int_a^{3a/2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) dr = \frac{5}{6} a P_z \quad (9)$$

and if we assume an equivalent uniform distribution of S_t across the reference element, an average stress can be evaluated as follows:

$$S_t = \frac{(5/6)aP_z}{a/2} = 1.67 P_z \quad (10)$$

With reference to the indications given by many authors (Mastropietro, 1979; Panet, 1990; Hoek, 1991) and under the simplified assumption that both at the face and at a section distant from the face one might have the same principal stress on the excavation boundary, we may define, as "indices of competence" in the short term and in the long-term respectively, two ratios $R_{(0)}$ and $R_{(\infty)}$:

$$\begin{cases} R_0 = \frac{S_{1(0)}}{S_t} \\ R_\infty = \frac{C_{om}}{S_t} \end{cases} \quad (11)$$

It is important to underline that in Eq. (11) both ratios are correctly referred to the same scale of rock mass; however, scale incompatibilities between strength (referred to the rock mass) and stress (referred to a point on the excavation boundary) are frequently observed in the literature.

The correlative procedure developed is based on

sibile calcolare la tensione (resistente) principale massima S_1 e rapportarlo allo stato tensionale insorgente con l'apertura del cavo.

Tenendo conto che sul profilo $S_{3(0)} = P_c$ (breve termine) e $S_{3(\infty)} = 0$ (lungo termine), ed ipotizzando sull'elemento condizioni di carico simmetriche, si ha infatti:

$$\begin{cases} S_{1(0)} = P_c + \sqrt{mC_oP_c + sC_o^2} \\ S_{1(\infty)} = C_o \sqrt{s} = C_{om} \end{cases} \quad (7)$$

dove C_{om} = resistenza a compressione monoassiale della massa rocciosa.

$S_{1(0)}$ e $S_{1(\infty)}$ costituiscono pertanto i valori di resistenza principale massima della massa rocciosa nell'elemento considerato, rispettivamente al fronte ed a distanza maggiore di $2a$, quando non si risente più dell'effetto stabilizzante dello stesso.

Nell'intorno del cavo, la tensione (agente) principale massima è la tensione tangenziale S_t e nell'ipotesi di cavità circolare in un mezzo elastico, con $K = P_x/P_y = 1$, è possibile derivarla punto per punto con l'equazione (Kirsch, 1898):

$$S_t = P_z \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (8)$$

r = distanza della cavità - punto considerato
Integrando sull'elemento considerato da $r = a$ a $r = \frac{3}{2} a$

$$S_{TOT} = P_z \int_a^{\frac{3}{2}a} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) dr = \frac{5}{6} a P_z \quad (9)$$

e quindi se si ipotizza una distribuzione uniforme, si deriva un valore medio

$$S_t = \frac{5/6 a P_z}{a/2} = 1.67 P_z \quad (10)$$

Riprendendo e modificando le indicazioni di numerosi Autori (Mastropietro, 1979; Panet, 1990; Hoek, 1991, in Fig. 2) e nell'ipotesi semplificativa che al fronte ed a grande distanza dallo stesso si abbia sul contorno del cavo la stessa tensione principale, si definiscono quindi come "Indici di competenza" nel breve e lungo termine i rapporti R_o e R_∞ così definiti:

$$\begin{cases} R_o = \frac{S_{1(0)}}{S_t} \\ R_\infty = \frac{C_{om}}{S_t} \end{cases} \quad (11)$$

È importante sottolineare che nel modo indicato i rapporti sono correttamente riferiti alla medesima scala di massa rocciosa: si osservano invece frequentemente in letteratura incompatibilità di scala tra resistenza (riferita ad esempio alla massa rocciosa) e sollecitazioni (riferite ad un punto).

Il procedimento correlativo sviluppato si basa sui valori assunti dagli Indici di competenza evidenziati e sul confronto diretto tra gli stessi.

Nel breve termine si distingue unicamente una condizione di stabilità ($R_o \geq 1$), da una di instabilità ($R_o < 1$); al primo caso viene associata la condizione (in realtà di ben più complessa determinazione (Amberg e Lombardi, 1974; Cornejo, 1989; Leca e Dormieux, 1992) di stabilità del fronte di scavo; nel lungo termine tale differenziazione di base è ulteriormente articolata nei valori indicati nella tabella 2, nella quale vengono evidenziate le diverse classi di comportamento della massa rocciosa, assimilabili alle classi RP e MPI.

Per la definizione dei valori di R_∞ portati a demarcazione delle diverse classi si è tenuto conto di specifici studi sulla "squeezing condition" Jethwa (1982, 1984), Verman et al. (1990) (Tab. 3).

Per la distinzione delle classi tecniche migliori ($R_\infty = 2$) si è introdotto un fattore di sicurezza sulla condizione teorica di stabilità, tenendo conto in particolare di dati sperimentali (H. & B., 1980) su gallerie minerarie a sezione quadra in quarziti di ottime caratteristiche geomeccaniche, cui sono stati riferiti i seguenti parametri:

$$m = 7.5 \quad s = 0.1 \quad K = 0.5$$

La condizione di stabilità permanente del cavo non sostenuto è stata individuata nella forma

$$\frac{P_z}{C_o} \leq 0.1 \quad (12)$$

Tale condizione può essere riportata all'ipotesi semplificativa adottata (sezione circolare, $K = 1$), considerando che (H. & B., 1980) nella situazione sperimentale evidenziata

$$\frac{S_t}{P_z} = 1.4 \quad (13)$$

e quindi

$$\frac{S_t}{1.4 C_o} \leq 0.1 \quad \frac{S_t}{C_o} \leq 0.14 \quad (14)$$

o anche

$$\frac{C_o}{S_t} \geq 7.14 \quad (15)$$

Moltiplicando ambedue i termini per \sqrt{s} , si ottiene

$$\frac{\sqrt{s} C_o}{S_t} \geq 7.14 \sqrt{s} = 2 \quad (16)$$

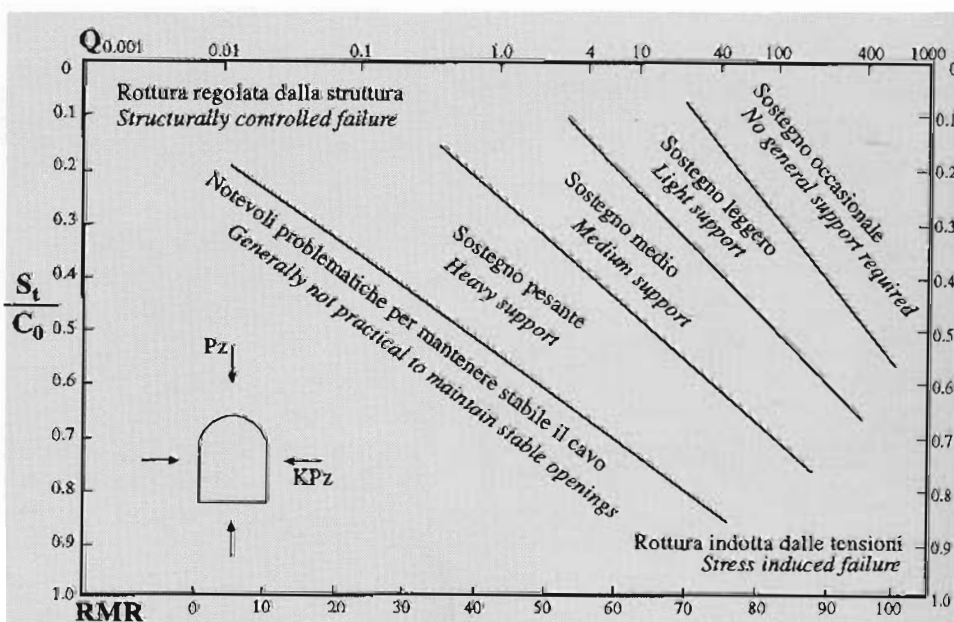


Fig. 2 - Relazione approssimata tra stabilità del cavo, qualità della massa rocciosa e pressione principale (comp.) massima sul profilo del cavo (Hoek, 1981, semplii)

Approximate relationship between excavation stability, rock mass quality and maximum compressive boundary stress (Hoek, 1981, simplified).

the values assumed for the "Indices of Competence" and on a direct comparison between the same values.

In the short-term, we may distinguish only the condition of stability ($R_o \geq 1$) from that of instability ($R_o < 1$), with the former being associated with the stability condition of excavation face [which in reality is quite difficult to determine (Amberg and Lombardi, 1974; Cornejo, 1989; Leca and Dormieux, 1992)]. In the long-term, such basic differentiation is further divided up as summarized in Table 2 where different classes of behaviour of the rock mass are outlined and compared to the classes of RP and MPI. For the definition of the R_{oo} values used to separate the different classes of behaviour, consideration was also given to the specific studies on "squeezing conditions" (Jethwa 1982 and 1984; Verman et al., 1990. See Table 3).

For the distinction of those classes of rock mass of good quality ($R_{oo} \geq 2$), a factor of safety has been introduced into the theoretical condition of stability to take into account in particular the experimental data (Hoek and Brown, 1980) obtained from mining tunnels in South Africa. Those mining tunnels are square in cross-section and they were excavated in quartzites of very good geomechanical characteristics as indicated by the following parameters:

$$m = 7.5 \quad s = 0.1 \quad K = 0.5$$

The condition of long-term stability of the unsupported tunnels was found to satisfy:

$$\frac{P_z}{C_o} \leq 0.1 \quad (12)$$

This condition can be introduced into the simplified case under examination (circular cross-section with $K = 1$), considering that in the experimental situation (Hoek and Brown, 1980) the following stress condition was found on the excavation profile:

$$\frac{S_t}{P_z} = 1.4 \quad (13)$$

and therefore by substituting Eq. (13) into Eq. (12), we have

$$\frac{S_t}{1.4C_o} \leq 0.1 \quad \text{or} \quad \frac{S_t}{C_o} \leq 0.14 \quad (14)$$

or equivalent to Eq. (14),

$$\frac{C_o}{S_t} \geq 7.14 \quad (15)$$

Multiplying both sides of Eq. (15) by \sqrt{s} , we obtain:

$$\frac{\sqrt{s}C_o}{S_t} \geq 7.14 \sqrt{s} \approx 2 \quad (16)$$

By substituting Eq. (7) into Eq. (16), we have

$$\frac{C_{om}}{S_t} \geq 2 \quad (17)$$

Eq. (17) is the condition of long-term stability for a circular deep tunnel excavated in an isotropic elastic rock mass, which was used for the definition of the Class I of RP.

Moreover, as a comment on Table 2, one should observe that the class I behaviour is characterized not merely by the stability condition owing to a favourable "strength/stress" ratio but also by the very low (or almost absent) degree of jointing of the rock mass (which only exceptionally requires localized support with anchors). Therefore, when classifying or characterizing a rock mass into behaviour class I, it is necessary to impose the essential requirement pertinent to the equivalent class I of Bieniawski (namely, $RMR > 80$).

4. Example applications of the proposed method

Here we present some practical examples of application of the proposed correlative method. For each example considered, a brief description of the geomechanical classification (RMR system) based on systematic geostructural surveys conducted during the course of excavation is given first, which is followed by a comparison between the behaviour class of RP calculated using the proposed correlation procedure and that verified on the basis of direct observations during excavation, monitoring and the type and quantity of the actual support.

Case 1

Pilot bore (D=3.6 m) of Valico Road Tunnel (S.S. n. 28 del Colle di Nava) (fig. 3a-4a)

Length: 2859 m

Maximum overburden thickness: 420 m

Rocks bored: slates, calcareous-argillaceous schists, limestones and dolostones

Excavation method: TBM

In this case the agreement between RMR and the observed behaviour is generally speaking unsatisfactory (55%), with the tendency that the former tends to underestimate the self-supporting capacity of the rock mass. This can be partly attributed to the structural complexity of the rock mass since, for more than 2/3 of the tunnel length, the rock was strongly schistose and folded which made the rating of RMR problematic.

The comparison between the predicted and the observed behaviour (RP class) of the cavity shows a

Indici di competenza Index of competence		Classi di comportamento Classes of behaviour	
R_o	R_{oo}	Rabcewicz et Al.	M.P. I.
$R_o \geq 1$	$R_{oo} > 2$ Se RMR > 80	I	I
$R_o \geq 1$	$1 \leq R_{oo} \leq 2$ $R_{oo} > 2$ Se RMR < 80	II	I
$R_o \geq 1$	$0.2 \leq R_{oo} < 1$	III	2
$R_o \geq 1$	$R_{oo} < 0.2$	IV	2
$R_o < 1$	$R_{oo} < 0.2$	Va	3
Terreni incoerenti Non-cohesive soils Terreni rigonfianti Swelling soils or rock		Vb (Vb)	(3) 4

Comportamento Behaviour	C_{om}/S_t
Molto spingente Highly squeezing	<0.2
Moderatamente spingente Moderately squeezing	0.2-0.4
Leggermente spingente Mildly squeezing	0.4-1.0
Non spingente Non squeezing	>1.0

Tabella 2 - Classificazione del comportamento spingente (da Jethwa, 1984) (12)

Degree of squeezing (da Jethwa, 1984) (12)

Tabella 3 - Corrispondenza tra Indici di competenza e classi di comportamento

Correlation between Index of competence and Classes of behaviour.

Sostituendo la (7) nella (16), si ha

$$\frac{C_{avn}}{S_1} \geq 2 \quad (17)$$

La (17) è la condizione per la stabilità a lungo termine di un cavo circolare, in un mezzo isotropo ed elastico, preso a riferimento per la definizione della classe I di RP.

Ad ulteriore commento della tabella 2, si deve osservare che la classe di comportamento I è caratterizzata non solo da una condizione di stabilità per un favorevole rapporto "resistenza/sollecitazioni", ma anche da un grado di disgiunzione della roccia molto basso (o assente) (tanto da richiedere solo eccezionalmente interventi di bullonatura localizzata). Quindi, nel classificare una massa rocciosa in classe di comportamento I è necessario imporre alle verifiche tensionali l'essenziale requisito di pertinenza all'equivalente classe I di Bieniawski (RMR > 80).

4. Alcune applicazioni del metodo

Nel seguito si presentano alcune applicazioni del criterio correlativo proposto, confrontando per ogni caso la classificazione geomeccanica (RMR System), applicata con sistematici rilievi geostrutturali durante l'avanzamento, la classe di comportamento RP calcolata ed effettivamente riscontrata sulla base di osservazioni dirette, monitoraggi di controllo ed entità dei sostegni messi in opera (*).

Caso 1

Foro pilota (D=3.6 m) galleria di valico S.S. n. 28 del Colle di Nava (fig. 3a-4a)
 Lunghezza: 2859 m
 Copertura massima: 420 m
 Litologie attraversate: metapelliti, scisti calcareo-argillosi, calcari e dolomie
 Metodo di scavo: TBM

La rispondenza tra il Sistema RMR ed il comportamento osservato non appare nel complesso soddisfacente (~ 55%), con una certa tendenza del primo a sottostimare la capacità di autosostegno della roccia.

Ciò può essere in parte imputato alla complessità strutturale della massa rocciosa, per oltre i 2/3 del tracciato marcatamente scistosa e ripiegata, e quindi di più problematica parametrizzazione secondo lo schema classificativo di Bieniawski.

Con il metodo proposto il confronto tra il comportamento del cavo previsto ed osservato, pur conservando nel complesso la tendenza prima indicata, evidenzia una corretta rispondenza per oltre il 70% dei casi.

Caso 2

Galleria Serena (D= 12 m) Nuovo Itinerario Ferroviario Pontremolese (fig. 3b-4b)
 Lunghezza: 6900 m
 Copertura massima: 445 m
 Litologie attraversate: Arenarie, siltiti, argilliti, breccie del caotico
 Metodo di scavo: Martellone idraulico, esplosivo
 Sezione di scavo: Calotta, strozzo, arco rovescio
 La rispondenza RMR-RP (osservata) nelle condizioni di galleria profonda è pari a circa il 70%. Anche in questo caso, in formazioni che dal punto di vista geotecnico sono definite strutturalmente complesse, il comportamento del cavo è risultato mediamente migliore di quello derivabile dalla classificazione

geomeccanica, soprattutto nei casi di roccia definita mediocre o scadente.

Con il metodo proposto si è correttamente inquadrato oltre l'80% dei casi rilevati (per un numero complessivo di 68 rilievi).

Caso 3

Foro pilota (D=4.5m) Galleria Avise, Autostrada M.te Bianco-Aosta (fig. 3c-4c)
 Lunghezza: 2677 m
 Copertura massima: 370 m
 Litologie attraversate: gneiss minuti con lenti di gneiss granitoidi ed anfiboliti
 Metodo di scavo: TBM
 In un contesto geologico generalmente più favore-

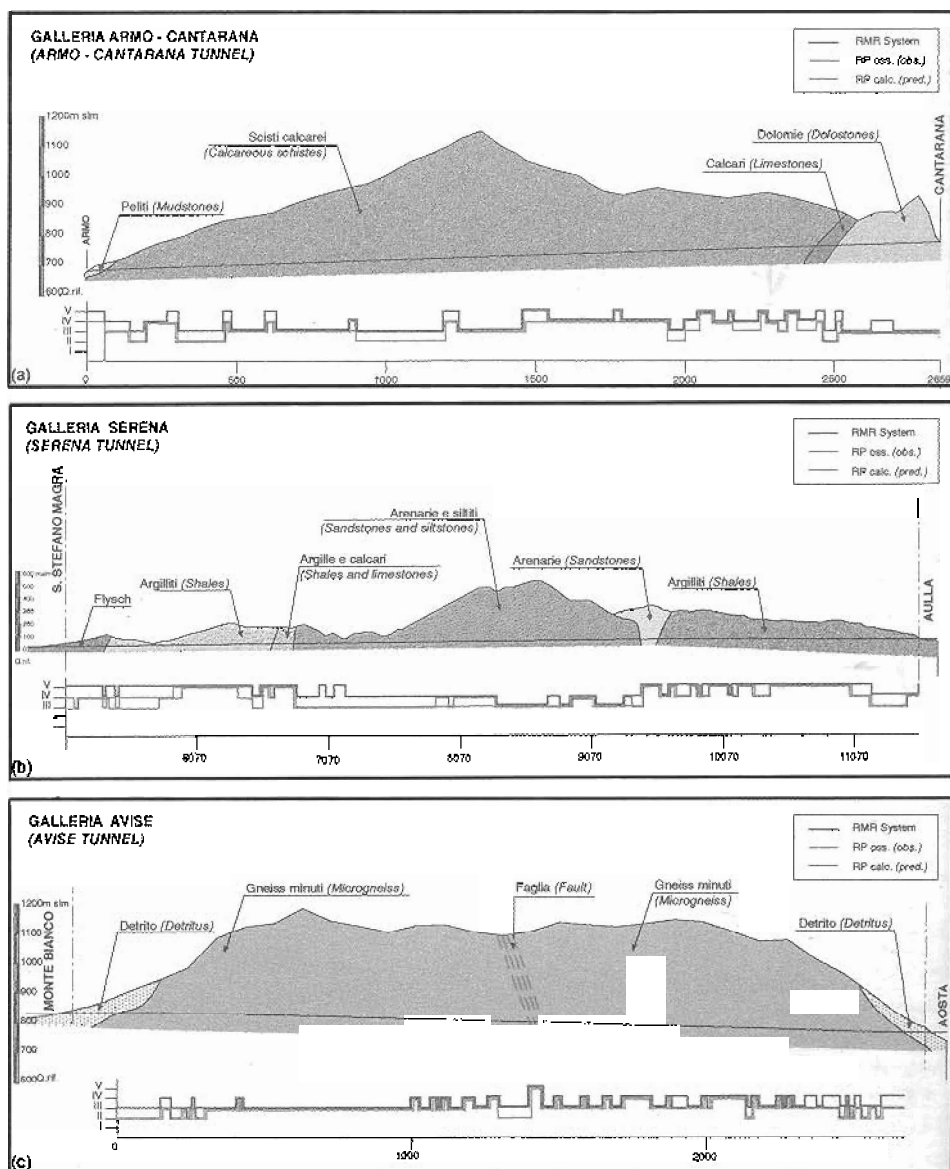


Fig. 3 (a, b, c) - Profilo longitudinale con individuazione delle classi tecniche di Bieniawski e di Rabcewicz (osservate e calcolate con il metodo proposto).

Longitudinal section along tunnel axis with engineering geological zoning according to the rock mass classification of Bieniawski and of Rabcewicz (observed-vs-predicted).

correct correspondence for more than 70% of the cases examined, although the RMR system tended to underestimate the self-supporting capacity of the rock mass.

Case 2

Serena Tunnel (D=12 m) of Nuovo Itinerario Ferroviario Pontremolese (fig. 3b-4b)

Length: 6900 m

Maximum overburden thickness: 445 m

Rocks bored: sandstones, silstones, argillites, and breccia of the Caotic Formation

Excavation method: Hydraulic hammer and Traditional method

Excavation sequence: heading, bench and invert
For this case, the agreement between RMR and the observed RP class under the conditions of deep tunnels is about 70%. Also in this example, the behaviour of the cavity excavated in the formation defined from the geotechnical point of view as "structurally complex formations" was found on the average to be better than the behaviour derived from the geomechanical classification, particularly in situations where the rock mass is of medium and poor quality.

With the proposed method, good agreement between the predicted and the observed RP classes was found for about 80% of the sections studied (for a total of 68 observations).

Case 3

Pilot bore (D=4.5m) of Avise Tunnel on the Monte Bianco - Aosta motorway (fig. 3c-4c)

Length: 2677 m

Maximum overburden thickness: 370 m

Rock bored: shattered gneiss with lenses of granitic gneiss and amphibolites

Excavation method: TBM

Excavated in a geologic setting more favorable than those of the previous two examples, with increasing overburden thickness a better agreement between RMR and the Observed RP behaviour classes was observed for about 90% of the cases examined with $H > 100m$, and the predicted RP classes also correspond very well to the observed RP classes.

5. Conclusions

A potentially very useful procedure for the correlation between RMR and the behaviour of the rock mass after excavation has been developed with specific references to the classification system of Rabcewicz-Pacher and to the more recent "Design Manual of Italferr SIS-TAV". The main purpose of this development is to facilitate rapid recognition of (and/or to confirm) the various classes of behaviour assumed in the design for a deep tunnel on the basis of objective geostructural-geomechanical survey of the excavation face, when one cannot during the course of excavation rely exclusively on sophisticated and precise methods of analysis (particularly the characteristic line method).

Since simplifications were made for the derivation of the proposed correlative procedure, it is necessary to calibrate the proposed correlative system in Table 2 with analytical methods and monitoring the real behaviour through in-situ instrumentation, which may permit a global engineering view of the project and thus a correct definition of the real factor of safety.

The monitoring system to be installed independently of the design criterion adopted, should not interfere with the industrial realization of the tunnel and therefore it should normally be positioned not on the face but on the section close to the face.

In addition to verifying continuously the proposed correlation system under various geologic conditions, improvements to the proposed method are being sought in order to take into account tunnel size and excavation procedure as well as scale effect in a better way, analysing for example suitable correction factors as a function of the ratio between the structure of the rock mass and the dimension of the reference element considered.

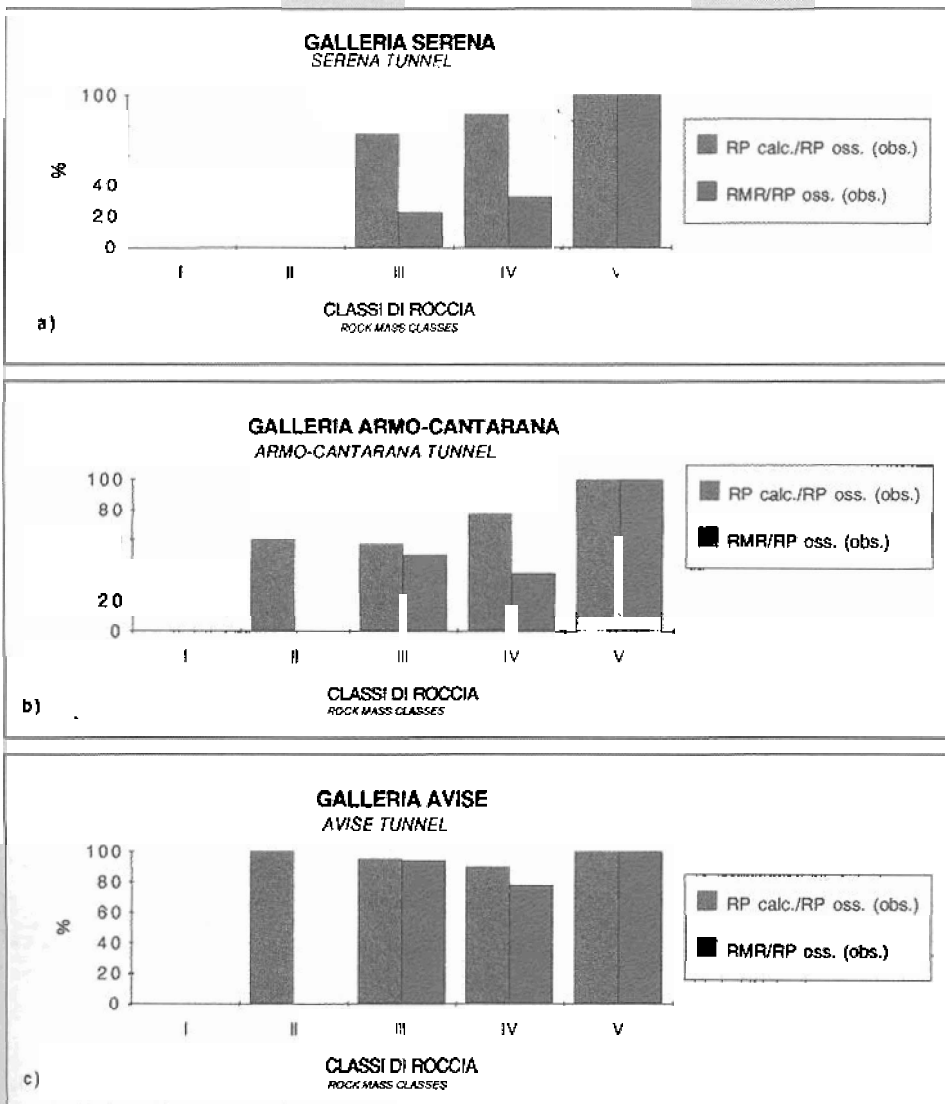


Fig. 4 (a, b, c) - Coincidenza percentuale per le singole classi tra i diversi sistemi.

Comparison between the results of different classifications.

vole dei precedenti, si è osservato per ampie tratte un'ottima rispondenza tra RMR-RP osservato (per $H > 100m$ circa 90%). Altrettanto soddisfacente il rapporto tra le classi di comportamento calcolate ed osservate.

5. Conclusioni

Lo studio presenta un procedimento correlativo tra il sistema RMR di Bieniawski ed il comportamento della cavità, con riferimento specifico ai sistemi classificativi di Rabcewicz-Pacher ed al più recente Manuale di Progettazione Italferr SIS-TAV. La finalità essenziale del lavoro svolto è quella di agevolare e/o confermare il riconoscimento speditivo — in condizioni di galleria profonda — delle diverse classi comportamentali ipotizzate, basandosi su un obiettivo rilevamento geostrutturale-geomeccanico del fronte di scavo, quando non si intenda ricorrere, in corso d'opera, esclusivamente a metodi di calcolo più sofisticati e precisi (in particolare il metodo delle linee caratteristiche).

In considerazione delle semplificazioni adottate, occorre comunque tarare il sistema correlativo proposto con metodi analitici ed un monitoraggio strumentale che consentano di inquadrare ingegneristicamente l'opera, potendone definire il relativo fattore di sicurezza.

Il monitoraggio, da effettuarsi indipendentemente dal criterio progettuale adottato, non deve però interferire con la realizzazione industriale della galleria ed è quindi da posizionare — salvo casi eccezionali — non sul fronte, ma sul profilo di scavo, in immediata contiguità.

Attualmente, accanto ad una raccolta sistematica di dati per una verifica sperimentale del metodo nei diversi contesti, si stanno sviluppando affinamenti per tener conto in modo più approfondito delle geometrie e delle modalità di scavo, nonché dell'effetto scala, analizzando ad esempio adeguati fattori correttivi in funzione del rapporto tra struttura della massa rocciosa ed elemento roccioso considerato. ●●

(*) Si ringraziano per la preziosa collaborazione i tecnici GEODATA Dottori geologi C. Alessio, G. Barovero e G. Giacomino

BIBLIOGRAFIA - BIBLIOGRAPHY

- * AMBERG W., LOMBARDI G., (1974). Une méthode de calcul élastoplastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Mech. IIB, Denver.
- * BIENIAWSKI Z.T., (1973). Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Transactions. South African Institution of Civil Engineers, Vol. 15. No. 12, pp. 335-344.
- * BIENIAWSKI Z.T., (1984). Rock mechanics design in mining and tunneling. Balkema, Boston.
- * BIENIAWSKI Z.T., (1987). Strata control in mineral engineering. Balkema, Rotterdam.
- * BIENIAWSKI Z.T., (1989). Engineering rock mass classification. J. Wiley & Sons, New York.
- * CORNEJO L., (1989). Instability at the face: its repercussions for tunneling technology. Tunnels and Tunneling, vol. 21.
- * EDELING H., MAIDL B., (1980). Tunneling support methods and their possible application to machine rock face excavation in coal mining. Eurotunnel 80, pp. 120-129.
- * HOEK E., BROWN E.T., (1980). Underground excavation in rock. Instit. Min. Metall., London.
- * HOEK E., (1981). Geotechnical design of large openings at depth. RETC proceedings, Vol. 2 Chapter 72, 1167-1180.
- * HOEK E., BROWN E.T., (1988). The Hoek-Brown failure criterion — a 1988 update. Proc. 15th Can. Rock Mech. Symp. University of Toronto, pp. 31-38.
- * ITALFERR SIS T.A.V. - TPL AV, (1992). Manuale di progettazione esecutiva Sistema Alta Velocità.
- * JETHWA J.L., DUBE A.K., SINGH B. e B., MITHAL R.S., (1982). Evaluation of methods for tunnel support design in Squeezing rock conditions. Proc. IV Congr. Int. Ass. of Eng. Geology Vol. V New Delhi.
- * JETHWA J.L., (1984). Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions a new approach. Design and performance of underground excavations. ISRM/BAS Cambridge.
- * KIRSCH G., (1898). Die Theorie der Elastität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. Veit. Ver. Deut., Vol. 42, N. 28, pp. 797-807.
- * LAUFFER H., (1958). Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. Geologie Bausen, 24, 47-51.
- * LECA E., DORMIEUX L., (1992). Contribution à l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent. Revue française de Géotechnique, n. 61, pp. 5-16.
- * LUNARDI P., (1991). Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo. SIG Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo. Milano, 1991.
- * MAHTAB A., GRASSO P. (1992). Geomechanics Principles in the Design of Tunnels and Caverns in Rock. Elsevier, Amsterdam.
- * MASTROPIETRO G., (1979). Progetto esecutivo della galleria. Seminario sui lavori in gallerie patrocinato dall'ANAS e AIPCR. pp. 45-65.
- * PACHER F., RABCEWICZ L.V., GOLSER, J., (1974). Zum derzeitigen Stand der Gebirgsklassifizierung in Stollen- und Tunnelbau. Reference 1, S1-8.
- * PANET M., (1990). La méthode convergence-confinement appliquée au cas des massifs rocheux à faible résistance. M.I.R. 90, 3 Cuclò Conf. Meccanica ed Ingegneria delle rocce.
- * PRIEST S.D., BROWN E.T., (1983). Probabilistic stability analysis of variable rock slopes. Trans. Inst. Min. Metall. 92, A1-A12, 1983.
- * RABCEWICZ L.V., (1964-65). The new Austrian tunneling method. Water Power, London, Vol. 16, n. 11-12 (1964). Vol. 17 n. 1 (1965).
- * SEEBER G., (1974). Problematik der Gebirgsklassifizierung in druckhaften Gebirge. In Auswirkung geologischer Faktoren auf Bauabwicklung und Vertrag 29-36 (Strasseforschung no. 18).
- * TERZAGHI K., (1946). Rock defects and Loads on Tunnel Support Rock Tunneling with steel supports, ed. Proctor e White.
- * TERZAGHI K., (1958). Mécanique théorique des sols Dunod, Paris.
- * VERMAN M., JETHWA J.L., SINGH B., (1990). Effect of tunnel size on ground condition, an empirical Approach. Tunneling in the 90's.