

Nello sviluppo progettuale di un'opera in sotterraneo è importante contemplare una chiara distinzione tra classi o gruppi geomeccanici, categorie di comportamento e classi tecniche, direttamente associabili alle diverse sezioni tipo di scavo e sostegno. L'articolo approfondisce tale aspetto, con riferimento alla sequenza procedurale indicata dalle recenti "Linee Guida per la Progettazione, l'Appalto e la Costruzione di Opere in Sotterraneo". Per i diversi argomenti si evidenziano il corretto inquadramento concettuale ed appropriati metodi risolutivi, riportando nel contempo le correlazioni sperimentali ottenute tra indici di qualità intrinseci della massa rocciosa (in particolare il Geological Strength Index, GSI) e parametri geomeccanici, ed una nuova proposta classificativa del comportamento allo scavo basata su adeguati indici deformativi del fronte e del cavo.

En développant l'étude d'un ouvrage en souterrain, il est important d'envisager une nette distinction entre classes ou groupes géomécaniques, catégories de comportement et classes techniques, qui peuvent être associées directement aux différentes sections type d'excavation et de soutènement. L'article approfondit cet aspect, en particulier en ce qui concerne la séquence des procédures indiquée par les récentes "Lignes Directrices pour la Conception, le Contrat et la Construction d'Ouvrages en Souterrain". L'encadrement conceptuel correct et les méthodes de résolution appropriées sont exposés pour les différentes questions, en indiquant, en même temps, les corrélations expérimentales obtenues entre indices de qualité intrinsèques de la masse rocheuse (en particulier, le Geological Strength Index, GSI) et les paramètres géomécaniques, et ainsi qu'une nouvelle proposition de classification du comportement à l'excavation, se basant sur des indices de déformation appropriés du front et du creusement.

## 1. INTRODUZIONE

L'utilizzo delle classificazioni geomeccaniche nel tunneling in roccia è una pratica consolidata da tempo. È importante comunque distinguere quando sono applicate nell'ambito del procedimento di caratterizzazione, con finalità esclusivamente geomeccanica, da un loro impiego come metodo empirico di progettazione (fig. 1). Recentemente in Italia, nell'ambito di un progetto di normativa nazionale, le maggiori associazioni operanti nel settore hanno sviluppato (1997, vedi rif. bibliografico) le "Linee Guida per la Progettazione, l'Appalto e la Costruzione di Opere in Sotterraneo" (nel seguito abbreviate con la sigla "LGP"). Finalità principale di tale iniziativa è quella di strutturare la redazione di un progetto completo, evidenziando la sequenza logica dei punti chiave da sviluppare e la relativa articolazione (fig. 2). In aderenza a tale schema le classificazioni sono inquadrate nell'ambito dello studio geomeccanico, quale importante strumento per la caratterizzazione delle masse rocciose e la definizione quindi dei parametri di ingresso per la verifica (con metodi analitici e numerici) del comportamento allo scavo ed il dimensionamento strutturale della galleria. È conseguentemente utile il riferimento ad uno schema concettuale che contempli in successione la definizione lungo il tracciato progettuale di:

- classi o gruppi geomeccanici, rappresentanti masse rocciose di diversa qualità, caratterizzate da definite proprietà geomeccaniche;
- categorie di comportamento, in grado di esprimere la risposta deformativa allo scavo dei diversi raggruppamenti geomeccanici nelle condizioni tensionali esistenti;
- classi tecniche, direttamente associabili alle diverse soluzioni progettuali (sezioni tipo di scavo e sostegno).

## 2. Definizione delle classi o gruppi geomeccanici

La modellazione geotecnica-geomeccanica degli ammassi e la relativa zonazione lungo il tracciato rappresentano l'obiettivo principale, insieme alla definizione dello stato di sollecitazione naturale, degli studi geologici e geomeccanici (temi B e C delle LGP) propedeutici alla parte di analisi e verifica progettuale. Tale risultato è conseguibile secondo le LGP attraverso uno studio approfondito di almeno 12 punti chiave, articolati su circa 32 argomenti principali da analizzare.

Nella prospettiva principale di caratterizzare la massa rocciosa, individuando classi o raggruppamenti con

caratteristiche omogenee, è quindi utile il riferimento quando possibile a sistemi classificativi che consentano la determinazione di indici di qualità intrinseci della massa rocciosa, direttamente correlabili ai principali parametri geomeccanici. Come evidenziato in fig. 1 possono essere considerati indici "puri" della qualità geomeccanica ad esempio: *RQD* (Deere, 1964), *Strength-size index* (Franklin, 1975), *GSI* (Hoek, 1994, Hoek et al., 1995) e *RMI* (Palmstrøm, 1996). Di tali indici soddisfa maggiormente il requisito di correlabilità con i parametri geomeccanici il *GSI* (Geological Strength Index): se ne fornisce quindi nel seguito sintetica descrizione.

### 2.1 Definizione dell'indice GSI

Nelle intenzioni degli Autori l'indice *GSI* è introdotto per rappresentare in forma più adeguata le caratteristiche intrinseche della massa rocciosa, senza tener conto quindi di parametri legati al contesto di analisi, spesso considerati nelle classificazioni geomeccaniche più accreditate (condizioni tensionali, orientamento delle discontinuità, presenza d'acqua, ecc.).

Il valore di *GSI* può teoricamente assumere un campo di valori che varia tra circa 10 (massa rocciosa estremamente scadente) e 100 (roccia intatta), ed è generalmente conveniente distinguere degli intervalli di variabilità, come ad esempio: <25, 25-45, 45-65, 65-85 e >85. In tal modo ai gruppi geomeccanici così individuati potranno associarsi i parametri derivati dal procedimento di caratterizzazione, a sintesi dei diversi metodi applicati (sperimentali, correlativi, ecc.).

Il *GSI* può essere derivato nei seguenti modi:

#### 1. Dall'indice *RMR* (*RMR System*, Bieniawski, versione 1989)

Si calcola il valore corretto  $RMR'_{89}$ , tenendo conto dei punteggi assegnati ai primi 4 parametri classificativi (intrinseci) ed ipotizzando condizioni anidre (punteggio pari a 15 al fattore acqua).

Se  $RMR'_{89} > 23$  si ha:

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \quad (1)$$

Facendo riferimento alla versione di *RMR System* del 1976 (massimo punteggio per il parametro acqua pari a 10) si ha  $GSI = RMR'_{76}$ .

Se  $RMR'_{89} < 23$  il *GSI* deve essere calcolato utilizzando il *Q-System* o in alternativa il metodo empirico in seguito descritto (Hoek e Brown, 1997).

#### 2. Dall'indice *Q* (*Q-System*, Barton et al., 1974)

Si definisce un valore corretto  $Q'$  ottenuto come il

Giordano Russo  
George S. Kalamaras  
Piergiorgio Grasso  
**A Discussion on the  
Concepts of Geomechanical  
Classes, Behavior  
Categories, and Technical  
Classes for an Underground  
Project**

**Sobre los conceptos de clase  
geomecánica, categoría de  
comportamiento y clase técnica en el  
proyecto de una obra subterránea**

During the design process of an underground project it is important to have a clear distinction between geomechanical classes or groups, behavior categories, and technical classes, the last being directly associated with the different project solutions (in terms of typical sections of excavation and support). This paper provides an insight to these groups, giving also reference to the procedural sequence indicated by the Guidelines for Design, Tendering, and Construction of Underground Works. The correct definition and adequate procedures for defining these groups are provided. Various approaches for deriving geomechanical groups and parameters based on the Geological Strength Index (GSI) are discussed and accordingly completed with new correlations. A new classification system is being proposed that allows for the definition of the excavation behavior categories based on face and cavity deformation indices.

En el desarrollo proyectual de una obra subterránea es importante contemplar una distinción neta entre clases o grupos geomecánicos, categorías de comportamiento y clases técnicas, que se pueden asociar directamente a las distintas secciones modelo de excavación y afianzamiento. El artículo analiza este aspecto, con referencia a la secuencia de procedimiento indicada por las recientes "Directrices del Diseño, la Licitación y la Construcción de Obras Subterráneas". Para los distintos temas se ponen de manifiesto el encuadramiento conceptual correcto y los métodos resolutivos apropiados, indicando al mismo tiempo las relaciones experimentales que se han obtenido entre índices de calidad intrínsecos de la masa rocosa (especialmente el Geological Strength Index, GSI) y parámetros geomecánicos, y una nueva propuesta clasificada del comportamiento durante la excavación que se basa en índices deformativos adecuados del frente y del hueco.

Dott. Giordano Russo - GEODATA, Torino  
Ph.D. George S. Kalamaras - GEODATA, Torino  
Dott. Ing. Piergiorgio Grasso - GEODATA, Torino

## 1. INTRODUCTION

Geomechanical classifications form an integral part of today's rock tunneling design. Nevertheless, it is important to distinguish their field of applications, either as a part of the process of characterization, with only a geomechanical function, or as an empirical method of design (Figure 1).

Recently, in Italy, during the *National Project for Design and Construction Standards in Underground Works*, the main associations working in the sector of tunneling developed the *Guidelines for Design, Tendering, and Construction of Underground Works* (to be referred to as LGP hereafter). The main purpose of this initiative is the development of a structured procedure for the complete design of an underground project, highlighting the logical sequence of the key-aspects to be developed (Figure 2).

Classifications are incorporated in the geomechanical study (main theme C of LGP) as an important tool for rock mass characterization and for deriving the input data for structural dimensioning of the excavation and verification of the ground-excavation behavior (using analytical and numerical methods). Consequently, it is useful to make reference to a conceptual scheme which may allow for the successive determination along the tunnel alignment of:

- geomechanical classes, or groups, which represent rock mass of different qualities, characterized by a set of well-defined geomechanical properties;
- behavior categories, which express the deformation responses of the cavity upon excavation, corresponding to different combinations of the geomechanical and in-situ stress conditions; and
- technical classes, which are directly associated with the different project solutions (in terms of typical sections of excavation and support).

## 2. Definition of geomechanical classes or groups

The geotechnical-geomechanical modeling of the ground, the definition of zones of similar geomechanical conditions along the tunnel alignment, as well as the definition of the in-situ stress regime, represent the principal objectives of the geological and geomechanical studies (main themes B and C of LGP). According to LGP, such objectives can be achieved through the analyses of at least 12 "key factors" and 32 "subjects". This phase precedes the design analysis and the project verification stages.

In principal, characterizing the rock mass consists of defining segments along the alignment of classes or groups with homogeneous characteristics. In do-

ing so, it is useful to refer to classification systems which incorporate intrinsic rock mass properties, and are directly correlated with principal geomechanical parameters. References to "pure" (intrinsic) systems are given in Figure 1. Out of these indices, the one which summarizes the experience that has been gained on the subject over the previous years, and relates with the most elaborate work and follow-up publications, is the Geological Strength Index, *GSI* (Hoek, 1994; Hoek et al., 1995).

### 2.1 Definition of the *GSI* index

The intention of the *GSI*'s authors was to introduce an index that would be more adequate in representing the intrinsic characteristics of a rock mass. Therefore, those parameters of the existing geomechanical classifications that are related to design analysis (i.e. in-situ stress conditions, discontinuity orientation, groundwater conditions) were omitted from the *GSI* scheme.

*GSI* ranges from approximately 10 for heavily broken rock mass to 100 for intact rock. In general, it is appropriate to distinguish characteristic ranges of *GSI* values (i.e.: <25, 25-45, 45-65, 65-85 and >85) and associate to these ranges the geomechanical properties derived from experimental studies, correlation analyses, etc..

*GSI* can be obtained:

#### 1. From the *RMR* system (Bieniawski, 1989)

In using Bieniawski's Rock Mass Rating (*RMR*) system, the 1989 version, the sum of the ratings corresponding to the first four parameters is used. In addition, the rock mass is assumed to be completely dry and therefore a rating of 15 is added to the previously calculated sum, resulting in the index:  $RMR'_{89}$ . For  $RMR_{89}$  greater than 23, *GSI* can be calculated from:

$$GSI = RMR'_{89} - 5. \quad (1)$$

When the 1976 version of the *RMR* system is used, in which the maximum rating for the groundwater is 10, *GSI* equals to  $RMR'_{76}$ . When  $RMR'_{89}$  is less than 23, Bieniawski's classification cannot be used to estimate *GSI*, and evaluation of *GSI* should be based on the *Q*-Index (Hoek et al., 1997), or alternatively to the physical appearance of the material (Hoek and Brown, 1997), as presented below.

#### 2. From the *Q*-System (Barton et al., 1974)

In using the *Q*-index to estimate *GSI*, the value of 1

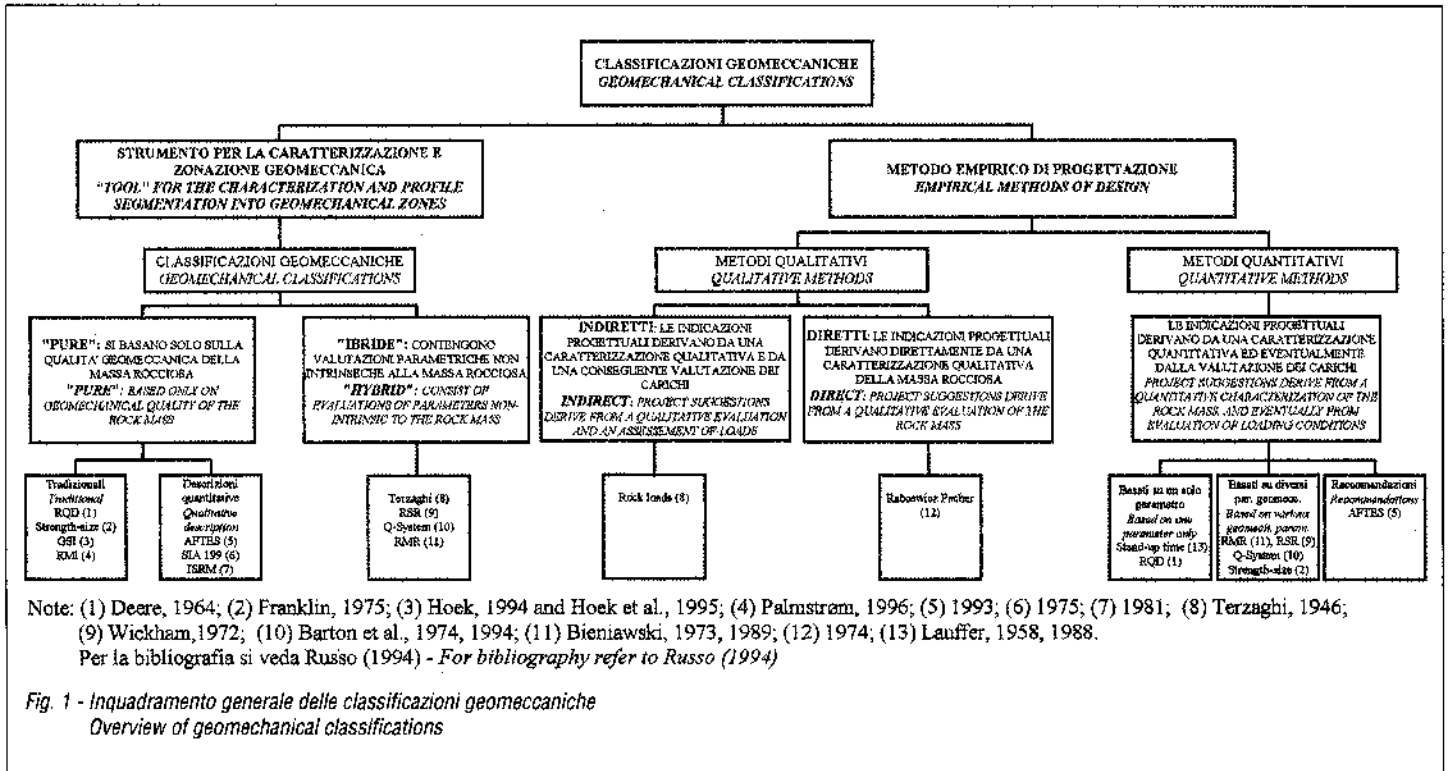


Fig. 1 - Inquadramento generale delle classificazioni geomeccaniche  
 Overview of geomechanical classifications

prodotto dei primi 4 parametri classificativi, trascurando il parametro tensionale ( $SRF$ ) e ponendo pari a 1 il parametro acqua ( $J_w$ ):

$$Q' = (RQD / J_w)(J_1 / J_2) \quad (2)$$

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (3)$$

Si può osservare che la relazione proposta riprende l'originaria versione  $RMR=9 \ln Q+44$  ( $R^2=0.65$ , Bieniawski, 1976), derivata dal confronto tra due indici classificativi non corretti, che non esprimono quindi le caratteristiche intrinseche della massa rocciosa.

Nel seguito si evidenzia la correlazione diretta ottenuta dagli scrittori tra  $GSI$  e  $Q'$ . Analizzando statisticamente n.170 rilievi geomeccanici del fronte di scavo della galleria di derivazione del Nathpa-Jhakri H.E. Project (India), prevalentemente in rocce gneissiche e scistose, si è individuata la relazione (fig.3a):

$$GSI = 10 \ln Q' + 32 \quad (R^2 = 0.73) \quad (4)$$

Dalla fig.3 si può osservare che la relazione originale si posiziona nella parte alta della nuvola dei valori sperimentali, corrispondendo circa al limite superiore di confidenza al 90%.

Cond. discontin. Disc. condition	molto buone very good	buone good	mediocri fair	scadenti poor	pesseime very poor
B	>65	55-75	45-65	35-55	25-45
VB	55-75	45-65	35-55	25-45	15-35
BF	45-65	35-55	30-45	20-40	10-30
C	40-55	30-45	25-40	15-30	<20

B=(Blocky) Massa rocciosa indisturbata disgiunta in blocchi ben interconnessi, formati da tre sistemi di discontinuità ortogonali.  
 VB=(Very Blocky) Massa rocciosa fratturata, parzialmente disturbata, disgiunta in blocchi angolosi formati da quattro o più sistemi di discontinuità.  
 BF=(Blocky/folded) Massa rocciosa ripiegata e fagliata, disgiunta in blocchi angolosi formati da numerosi sistemi di discontinuità  
 C=(Crushed) Massa rocciosa frantumata, composta da blocchi angolosi o arrotondati, scarsamente interconnessi.  
 VG=(Very Good) Superfici di discontinuità molto rugose e non alterate.  
 G=(Good) Superfici rugose, leggermente alterate.  
 F=(Fair) Superfici lisce, moderatamente alterate.  
 P=(Poor) Superfici laminate, molto alterate con riempimento compatto o con frammenti angolosi di roccia.  
 VP=(Very Poor) Superfici laminate, molto alterate con riempimento di argilla molle.  
 Per il corretto utilizzo dei diversi termini si veda ISRM (1978).

Tab.1 Stima del GSI sulla base della descrizione geologica (da Hoek & Brown, 1997, modif.).

Tab.1 Estimation of GSI based on rock mass blockiness and joint surface conditions (from Hoek & Brown, 1997, modif.)

3. Dall'indice  $RMI$  (Palmstram, 1996)

Una correlazione tra  $GSI$  e  $RMI$  è stata individuata dagli scrittori sulla base dei dati raccolti durante la realizzazione del foro pilota della galleria S. Niccolò, di circa 1400m, opera inserita nel raccordo autostradale con il nuovo bacino di Vado L. (Savona). Il cunicolo esplorativo ha attraversato formazioni metamorfiche, in prevalenza costituite da scisti filladici e sericitici ed, in sottordine, da rocce granitiche molto alterate e degradate.

Sulla base di 62 rilievi geomeccanici operati sulle pareti del cunicolo, si è derivata la relazione (fig.3b):

$$GSI = 5.5 \ln RMI + 42 \quad (R^2 = 0.89) \quad (5)$$

4. Con procedimento approssimato (Hoek et al., 1995; Hoek e Brown, 1997)

Una stima dei valori di  $GSI$  è infine derivabile in funzione della struttura della massa rocciosa e delle condizioni delle superfici di discontinuità come indicato in tabella 1. I diversi metodi di derivazione del  $GSI$

is assigned to the joint water ( $J_w$ ) factor, which is equivalent to dry conditions and the stress reduction factor ( $SRF$ ), being not an intrinsic parameter, is not considered. The corrected rock mass quality index  $Q'$  is calculated from:

$$Q' = (RQD / J_w)(J_1 / J_2) \quad (2)$$

The value of  $Q'$  can then be used to calculate the value of  $GSI$  from:

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (3)$$

It is possible to observe that equation (3) is the original equation proposed for describing the relationship between the  $RMR$  and  $Q$  indices (Bieniawski,

1976; with a coefficient of determination,  $R^2 \approx 0.65$ ). This function relates the two indices in their original forms which, as discussed before, do not represent the intrinsic characteristics of the rock mass. In order to overcome this discrepancy a new correlation between  $GSI$  and  $Q'$  is proposed. It is based

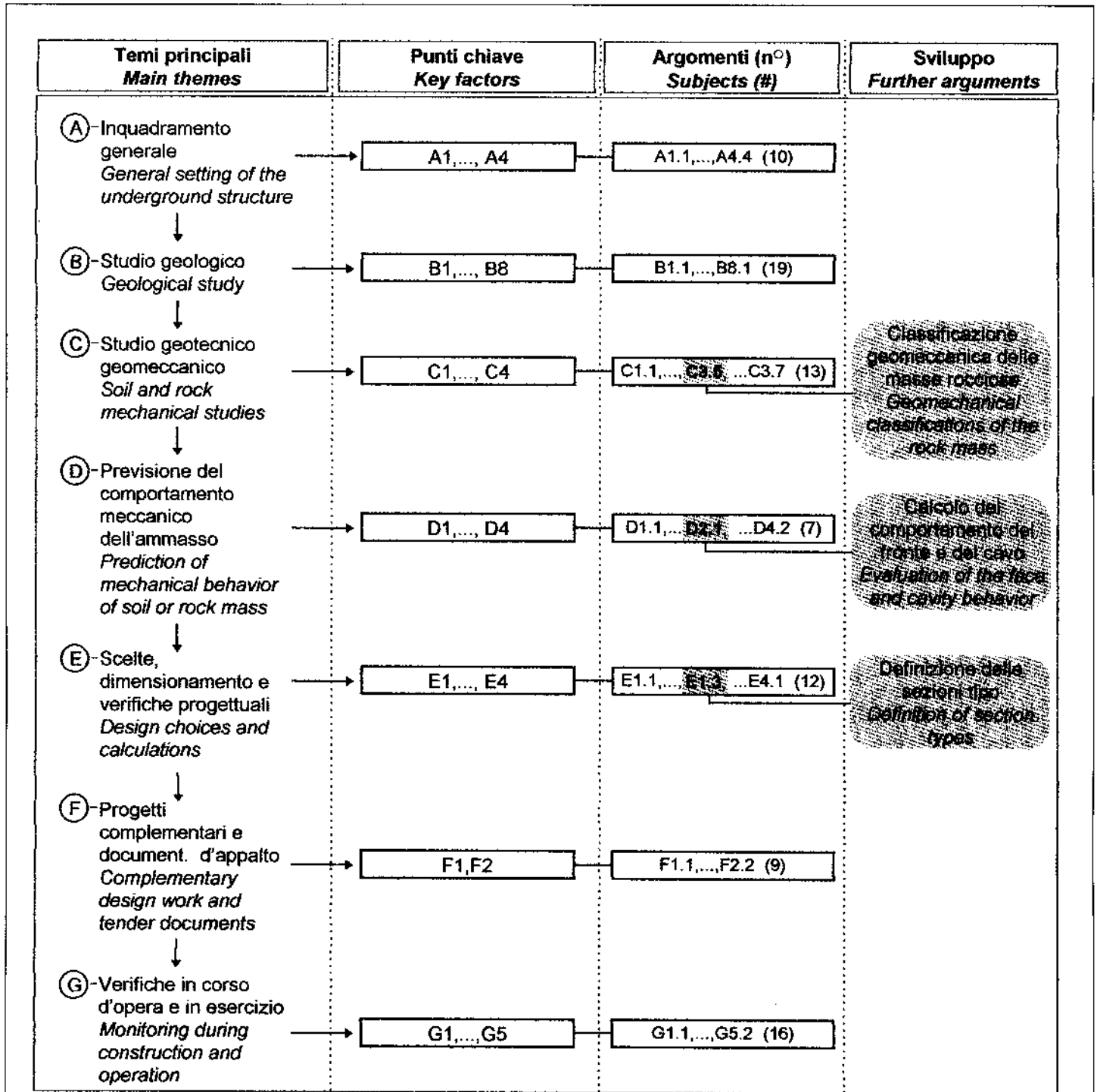


Fig. 2 - Struttura schematica delle linee Guida per la Progettazione, l'Appalto e la Costruzione di Opere in Sottterraneo  
Schematic structure of the Guidelines for Design, Tendering and Costruction of Underground Works.

trovano corretta applicazione soprattutto nell'ambito delle rocce resistenti, più o meno fratturate. Problematiche crescenti nella determinazione dei parametri classificativi e/o nell'affidabilità del risultato sono invece riferibili al campo delle rocce tenere e/o complesse. In tale contesto, dove appare preferibile l'utilizzo del procedimento approssimato, è quindi necessario una particolare cautela applicativa, confrontando le indicazioni dei diversi metodi e verificandoli con le risultanze delle prove geomeccaniche e dei procedimenti di analisi a ritroso (Russo, 1994).

**2.2 Derivazione probabilistica dell'indice GSI**

Una definizione senza incertezze degli stati dei parametri classificativi è spesso problematica, con evidenti riflessi negativi sull'affidabilità del risultato e del conseguente sviluppo del progetto.

Le ragioni di tale difficoltà sono essenzialmente dovute alla variabilità spaziale delle caratteristiche geomeccaniche ed all'inevitabile soggettività interpretativa del rilevatore. Per incorporare adeguatamente tali incertezze è quindi opportuno il riferimento ad

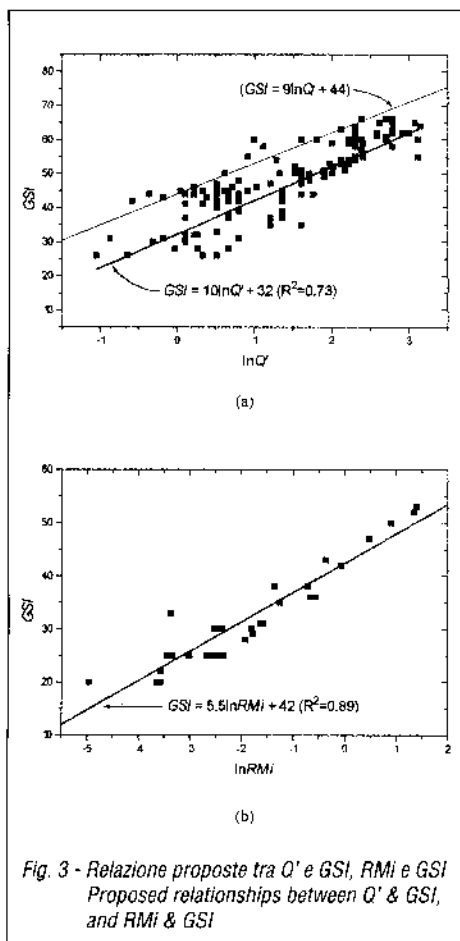


Fig. 3 - Relazione proposte tra Q' e GSI, RMI e GSI  
Proposed relationships between Q' & GSI, and RMI & GSI

un approccio di tipo probabilistico. A titolo di esempio applicativo, in fig.4 sono sintetizzate tipiche distribuzioni probabilistiche di alcuni parametri classificativi (Kalamaras, 1996); come è dato osservare, utilizzando il metodo di simulazione Monte-Carlo, la variabilità dei parametri di ingresso è riflessa nelle distribuzioni dell'indice GSI e dei principali parametri geomeccanici.

**2.3 Derivazione dei parametri geomeccanici della massa rocciosa dal GSI**

**a. Resistenza a taglio**

Facendo riferimento al criterio di rottura Hoek e Brown nella forma più generale (Hoek et al., 1995):

$$\frac{S_1}{C_0} = \frac{S_3}{C_0} + \left( m_b \frac{S_3}{C_0} + s \right)^a \quad (6)$$

dove

- S<sub>1</sub> tensione efficace principale massima
- S<sub>3</sub> tensione efficace principale minima
- C<sub>0</sub> resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

- s, m<sub>b</sub> costanti della massa rocciosa (valori di picco) per roccia intatta s=1 e m<sub>b</sub>=m<sub>i</sub>,
- a costante definita in funzione del GSI.

**a1. Per massa rocciosa "indisturbata", associabile alla condizione di picco:**

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \quad (7)$$

per GSI > 25 s = exp((GSI - 100) / 9) con a=0.5 (7a)

per GSI < 25 s = 0 con a = 0.65 - GSI/200 (7b)

**a2. Per massa rocciosa "disturbata", associabile alle condizioni residue:**

In letteratura si rilevano opinioni discordanti sull'entità del possibile decadimento in funzione del crescente grado di fratturazione della massa rocciosa, e più in generale della relativa qualità geomeccanica. In particolare:

1. Hoek e Brown, 1988 (introducendo nelle formulazioni originarie il GSI, analogamente a quanto fatto dagli Autori per massa rocciosa "indisturbata"):

$$\frac{m_r}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{14}\right) \quad (8)$$

$$s_r = \exp\left(\frac{GSI - 100}{6}\right) \quad (8a)$$

Tali relazioni evidenziano (fig.5) un decadimento sempre maggiore peggiorando le condizioni geomeccaniche: ad esempio per GSI=100: m<sub>r</sub>=m<sub>i</sub>, s<sub>r</sub>=1; nel caso di GSI=10: m<sub>r</sub>=0.04m<sub>i</sub> e s<sub>r</sub>=0.0067s.

2.Faiella et al.1992 (da Ribacchi, 1993):

$$m_r = 0.7m_b \quad (9)$$

$$s_r = 0.04s \quad (10)$$

In termini assoluti il decadimento tra picco e residuo è minore con il peggiorare delle condizioni geomeccaniche.

**3.Hoek e Brown, 1997**

Dalla più recente nota di tali Autori si deriva che per il calcolo dei valori residui si dovrebbero utilizzare le formulazioni per massa rocciosa "indisturbata", inserendo valori di GSI adeguatamente ridotti (nel seguito chiamati equivalenti residui "GSI<sub>res</sub>"). Negli esempi riportati (fig.5), ad un GSI=30 viene associato un modello di comportamento idealmente plastico (GSI<sub>res</sub>=30); a GSI=50 un comportamento elasto-plastico con softening ponendo GSI<sub>res</sub>=40; infine a GSI=75 viene associato un comportamento elasto-fragile-plastico con un più marcato decadimento ai valori residui (GSI<sub>res</sub>=50).

**4.Relazione proposta**

Si concorda concettualmente con l'approccio sopra evidenziato (punto 3), proponendo tuttavia in modo più cautelativo una legge di variazione lineare che tenda circa agli estremi della curva ricavabile interpolando i casi riportati. Tale relazione, utilizzata dagli scriventi con buoni risultati in diversi procedimenti di analisi a ritroso, è esprimibile nella forma:

$$GSI_{res} = 0.36GSI \quad (11)$$

In tal modo, ad esempio, per GSI=100, GSI<sub>res</sub>=36, m<sub>b</sub>=m<sub>i</sub>, m<sub>r</sub>=0.1m<sub>i</sub>, s<sub>r</sub>=0.0008s, ottenendo quindi una considerevole riduzione della resistenza. Per GSI=10 si avrebbe invece GSI<sub>res</sub>=4, m<sub>r</sub>=0.8m<sub>i</sub>, s<sub>r</sub>=0.5s, con quindi una minima riduzione della resistenza, a conferma, per una massa rocciosa estremamente scadente, di un comportamento tendenzialmente elasto-plastico ideale.

**b. Deformabilità**

Per il calcolo del modulo di deformabilità (E<sub>v</sub>), Serafim e Pereira (1983) hanno proposto la relazione:

$$E_v = 10^4 \left( \frac{BMR - 10}{40} \right)^2 \quad (12)$$

In alcune applicazioni Hoek et al. (1995) sostituiscono RMR con GSI.

Per rocce con C<sub>0</sub><100MPa, Hoek e Brown (1997)

on the analysis of the data from 170 face mappings collected during the excavation of the headrace tunnel of the Nathpa-Jhakri hydroelectric project (India), located mainly in gneissous and schistose rocks (Figure 3a). In terms of *RMR* and *Q*, the conditions correspond to the range of [very poor, fair]. The proposed equation is:

$$GSI = 10 \ln Q' + 32 \quad (R^2 = 0.73) \quad (4)$$

The fit of Eq. (4) to the data is slightly better than that of Eq. (3). It is worth noting from Figure 3a that Eq. (3) lies close to the upper bound of the plotted *GSI* values in the *GSI*-*ln Q'* range which also coincides with the upper boundary of 90% confidence.

**3. From *RMI* (Palmström, 1996)**

The face mapping data collected during excavation of the pilot hole (1400m in length) for the S. Niccolò tunnel (Savona, Italy) allowed for the definition of a new correlation between *GSI* and a fairly new intrinsic rock mass index: Rock Mass index (*RMI*). The exploratory pilot hole traversed metamorphic formations, constituting mainly of schists and phyllites with sericite, as well as some granitic rocks which were very altered and weathered.

Based on data collected from 62 geomechanical surveys (depicted in Figure 3b) the following equation is proposed for describing the relationship between *GSI* and *RMI*:

$$GSI = 5.5 \ln RMI + 42 \quad (R^2 = 0.89) \quad (5)$$

**4. From qualitative descriptions (Hoek et al., 1995; Hoek and Brown, 1997)**

The *GSI* value can also be derived based on the appearance of the undisturbed rock, according to Table 1. This approximate procedure is suggested for complex-weak rock masses where it is especially difficult to reliably determine the parameters states required by the geomechanical classification systems. However, it is strongly recommended for these cases to compare the results of different classification methods in deriving the values of rock mass parameters, and to verify them using geomechanical tests and/or back-analyses (refer also to Russo, 1994).

**2.2 Dealing with the inherent variability of the rock mass parameters in deriving *GSI***

Problems arise in determining the states of the classification parameters with certainty, and therefore, in the reliability of the final evaluation and consequently the design.

The reason for this difficulty is due essentially to the spatial variation of the rock mass properties and to the subjective interpretation-quantification of field data by the site geologist/engineer. It is therefore suggested to adopt a probabilistic procedure for incorporating the inherent uncertainty/variability of the rock mass in design.

Figure 4 summarizes the results of an extended literature review (Kalamaras, 1996) in establishing the distributions that rock mass classification parameters are likely to follow, in the form of an example application. Using Monte-Carlo simulation the variability of the rock mass conditions can be reflected on *GSI*, and on the geomechanical properties of the rock mass as they are derived from *GSI*.

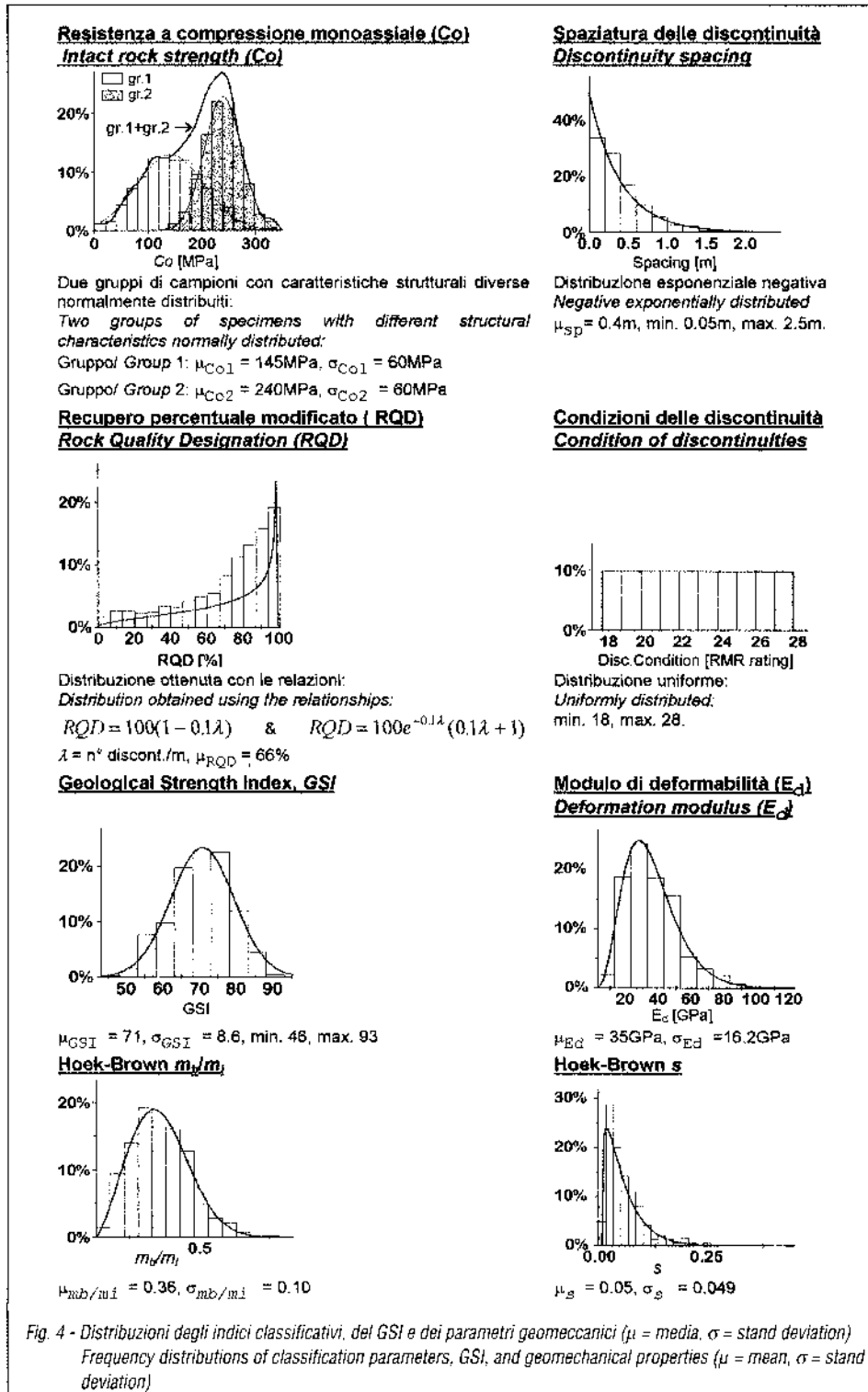


Fig. 4 - Distribuzioni degli indici classificativi, del *GSI* e dei parametri geomeccanici ( $\mu$  = media,  $\sigma$  = stand deviation)  
Frequency distributions of classification parameters, *GSI*, and geomechanical properties ( $\mu$  = mean,  $\sigma$  = stand deviation)

propongono una modifica della precedente relazione:

$$E_{\sigma} = \sqrt[3]{\frac{C\sigma}{100}} 10^{\left(\frac{GSV}{40}\right)^{1.5}} \quad (13)$$

### 3. Definizione delle categorie di comportamento

Definito il quadro geomeccanico di riferimento (parte C delle LGP), occorre procedere in primo luogo alla suddivisione del tracciato in zone omogenee e quindi alla valutazione delle condizioni di stabilità dello scavo in ognuna di tali tratte, nell'ipotesi teorica di assenza di interventi di stabilizzazione. In particolare occorre verificare il comportamento del fronte e del cavo, ed è quindi opportuno il riferimento ad un adeguato schema classificativo, che indirizzi alle successive scelte progettuali.

#### 3.1 Classificazioni del comportamento della cavità

Senza pretesa di fornire un elenco esaustivo dei sistemi classificativi utilizzati per discretizzare la risposta deformativa della galleria allo scavo, si ritiene utile evidenziare la seguente distinzione:

1. Sistemi classificativi basati essenzialmente sul comportamento del cavo. Ad esempio la classificazione di Lauffer (1958) distingue 7 classi, da una condizione di stabilità (A) ad un comportamento molto spingente (G). Una proposta più aggiornata, con riferimenti a diversi parametri classificativi, è recentemente proposto in un documento preliminare di raccomandazioni Italferr.
2. Classificazioni basate sul comportamento del fronte e del cavo. Ad esempio Lombardi (1974) sulla base delle diverse condizioni di stabilità o meno del fronte e del cavo distingue 4 classi, dalla più favorevole (I: fronte e cavo stabili), alla più gravosa (IV: fronte e cavo instabili).
3. Sistemi classificativi incentrati esclusivamente sulle condizioni di stabilità del fronte. Ad esempio Lunardi (1993) distingue tre condizioni base: fronte stabile, fronte stabile nel breve termine e fronte instabile.

In generale le classificazioni evidenziate differenziano le diverse categorie solo su basi qualitative e possono dare adito ad interpretazioni soggettive. Nel seguito si propone uno schema, sviluppato cercando di tener conto anche dei precedenti tentativi, dove sono stati introdotti limiti quantitativamente definibili nella fase di analisi progettuale. È importante in proposito osservare che il corretto ambito

applicativo dello stesso è la fase di previsione del comportamento meccanico dell'ammasso, mentre in corso d'opera, rilevato il contesto geomeccanico, si verificherà con i monitoraggi l'evoluzione tensio-deformativa del sistema terreno-struttura ed il conseguimento delle condizioni di equilibrio ipotizzate in progetto.

#### 3.2 Proposta classificativa delle categorie di comportamento

In fig. 6 è schematizzato un sistema classificativo, sperimentato con buoni esiti dagli scriventi (Russo et al., 1997), basato sulla quantificazione attraverso adeguati indici della deformazione del fronte e del cavo. I limiti numerici di tali indici sono stati derivati esaminando le analisi di comportamento ed i successivi indirizzi progettuali di numerosi casi pratici. Tali valori rappresentano a giudizio degli scriventi un ragionevole riferimento di base, eventualmente affinabile in funzione di particolari caratteristiche della massa rocciosa o di successivi approfondimenti. Da tale classificazione si derivano definiti indirizzi progettuali, esplicitati sinteticamente in fig. 5. La classificazione è strutturata come di seguito descritto:

##### Classi a-b

Nelle classi di comportamento "a" e "b" la resistenza intrinseca della massa rocciosa è in grado di sopportare, sia al fronte, sia a distanza sul contorno del cavo, le sollecitazioni che si sviluppano in seguito all'apertura della cavità.

Il rapporto di mobilitazione  $S$  tra la resistenza e sollecitazioni (o in altri termini tra la resistenza mobilizzabile e quella mobilizzata) è quindi sempre maggiore di 1, le deformazioni si mantengono in campo elastico e sono generalmente di entità trascurabile. I fenomeni di instabilità sono connessi a cinematici gravitativi di blocchi lapidei: tali instabilità sono lievi in classe "a", riferibile ad un ammasso roccioso continuo in rapporto alle dimensioni del cavo, e più marcate in classe "b", in quanto riferibile ad un modello geotecnico discontinuo e quindi favorevole alla formazione di cunei e blocchi.

##### Classe c

Lo stato tensionale generatosi nella zona del fronte con l'apertura dello scavo può raggiungere la resistenza della massa rocciosa ( $S \sim 1$ ), e quindi insorgono deformazioni in campo elastoplastico e/o plastico, generando condizioni di lieve instabilità. I gradienti deformativi del fronte sono bassi e la deformazione radiale (rapporto tra lo spostamento radiale

ed il raggio della galleria) già scontata al fronte ( $\delta_{\sigma}$ , si veda 3.2.1) molto contenuta (in genere  $\delta_{\sigma} < 0.5\%$ ).

Sul contorno del cavo, a distanza tale da non risentire dell'effetto del fronte, le sollecitazioni superano la resistenza della massa rocciosa ( $S < 1$ ). Si forma conseguentemente, oltre il profilo di scavo, una fascia di roccia plasticizzata, di estensione comunque inferiore ad un raggio della galleria ( $R_f/R_c \sim 1-2$ ), mentre si manifestano significative convergenze sino al conseguimento teorico di una nuova condizione di equilibrio naturale.

##### Classe d

In classe "d" le sollecitazioni agenti nella zona del fronte sono tali da superare la resistenza della massa rocciosa ( $S < 1$ ). Il fronte è quindi plasticizzato, ma per la moderata entità dello squilibrio tensionale e/o per particolari proprietà della massa rocciosa, le deformazioni si sviluppano lentamente in rapporto alle consuete velocità di avanzamento dello scavo e non sono ipotizzabili immediati collassi del fronte. La deformazione già scontata al fronte ( $\delta_{\sigma}$ ) è come ordine di grandezza compresa tra 0.5 e 1%.

Data l'origine già al fronte delle deformazioni plastiche, le condizioni del cavo a distanza sono più critiche di quelle della classe precedente e la fascia di plasticizzazione si sviluppa radialmente per un'estensione superiore al raggio della galleria ( $R_f/R_c \sim 2-4$ ).

##### Classe e

La classe di comportamento "e" si differenzia dalla precedente per un'ulteriore accentuazione dei fenomeni deformativi sia del fronte sia del cavo a distanza. Nella zona del fronte lo squilibrio tensionale è tale da generare elevati gradienti deformativi, rendendo critiche le condizioni di stabilità del fronte alle normali cadenze di avanzamento. La deformazione già scontata al fronte ( $\delta_{\sigma}$ ) è generalmente superiore all' 1%.

Oltre il contorno del cavo la fascia di plasticizzazione è molto estesa ( $R_f/R_c > 4$ ) e la convergenza radiale molto accentuata.

##### Classe f

La classe di comportamento "f" è contraddistinta da un'instabilità a breve termine del fronte, con immediato collasso dello stesso a seguito delle operazioni di avanzamento.

Tale comportamento è ad esempio riferibile a terreni incoerenti, a masse rocciose cataclamate come nelle zone di faglia, specie se in presenza di forti gradienti

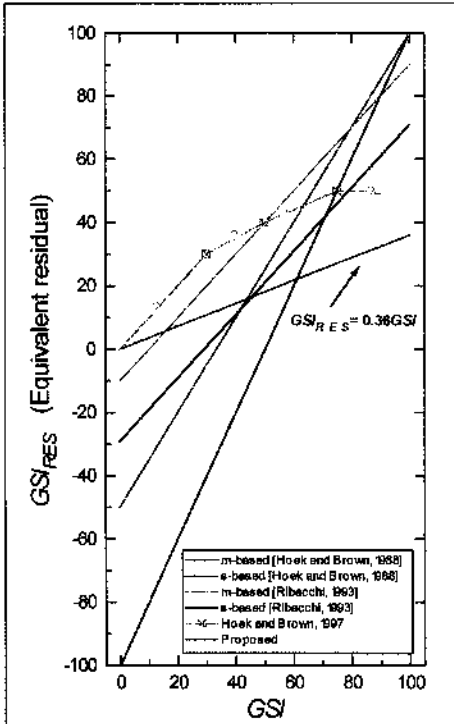


Fig. 5 - Relazione tra GSI e GSI<sub>RES</sub> proposta e confronto con bibliografia (il valore equivalente residuo è calcolato usando le funzioni inverse di  $m_b$ ,  $s$ , e GSI) Proposed and reported in literature relationships between GSI & GSI<sub>RES</sub> (equivalent residual value is calculated using the inverse functions of  $m_b$ ,  $s$ , & GSI.)

**2.3 Derivation of geomechanical properties of the Rock Mass using GSI**

**a. Rock Mass Strength**

Reference is given to the well-known, generalized rock mass strength criterion of Hoek-Brown (Hoek et al., 1995) expressed in terms of principal stresses:

$$\frac{S_1}{C_0} = \frac{S_3}{C_0} + \left( m_b \frac{S_3}{C_0} + s \right)^a \tag{6}$$

where:

$S_1, S_3$  are the maximum and minimum effective principal stresses respectively;

$C_0$  is the uniaxial compressive strength of intact rock;

$s, m_b$  are rock mass constants (peak values), for intact

rock  $s=1$ , &  $m_b=m_i$ ; and

$a$  is a rock mass constant, for intact rock  $a=0.5$ .

a1. For "undisturbed" rock mass, associated with peak strength conditions:

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) \tag{7}$$

for  $GSI > 25$   $s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$  &  $a=0.5$ , and (7a)

for  $GSI < 25$   $s = 0$  &  $a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$  (7b)

a2. For "disturbed" rock mass, that is associated with residual strength conditions

The literature survey revealed different approaches in deriving residual strength values using the GSI index. A brief review of the available on the subject literature follows.

1. Hoek and Brown (1988) suggested the following formulations for disturbed rock mass, equivalent parameters  $m_r$  and  $s_r$  (the original forms were functions of  $RMR$ ,  $GSI$  is introduced as for the undisturbed rock mass conditions):

$$\frac{m_r}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{14}\right) \text{ and} \tag{8}$$

$$s_r = \exp\left(\frac{GSI - 100}{6}\right) \tag{8a}$$

Eqs. (7-8) result in an increasingly large strength reduction from peak to residual conditions with decreasing GSI value (Figure 5). To demonstrate this the following example is given: for  $GSI=100$ :  $m_b=m_i$  &  $s=s_i=1$ , while for  $GSI=10$ :  $m_r=0.04m_b$  &  $s_r=0.0067s$ .

2. Faiella et al. (quoted in Ribacchi, 1993):

$$m_r = 0.7m_b, \text{ and} \tag{9}$$

$$s_r = 0.04s \tag{10}$$

Using the above formulations, in comparison to Eqs. (7-8), a decreased reduction in the strength from peak to residual conditions is obtained for rock masses of low quality, than of better quality.

3. Hoek and Brown (1997) provide the most recent reference for deriving the residual values. In order to calculate these residual values, Eqs. (7) and (7a) were used, considering adequately reduced  $GSI$  values. The resulted  $GSI$  values represent "equivalent residual" values ( $GSI_{RES}$ ). Based on the reported examples in Hoek and Brown (1997) publication (plotted in Figure 5) the following can be inferred:  $GSI=30$  is associated with a constitutive model of elastic-perfectly plastic behavior ( $GSI_{RES}=30$ );  $GSI=50$  associated with

an elastic-plastic behavior with strain-softening corresponding to  $GSI_{RES}=40$ ; and finally  $GSI=75$  is associated with an elastic-brittle-plastic behavior which is characterized by a strong decrease of the residual value ( $GSI_{RES}=50$ ).

**4. Proposed relationship**

In accordance with the above approach and back-analyses results from actual cases a linear relationship is proposed:

$$GSI_{RES} = 0.36 GSI \tag{11}$$

For  $GSI=100$  Eq. (11) results in  $GSI_{RES}=36$ , and  $m_b=m_r, m_r=0.1m_b, s_r=0.0008s$ , a considerable reduction of strength, which can be associated with the elastic-brittle-plastic behavior of very/good quality rock masses. For  $GSI=10$ , Eq.(11) results in  $GSI_{RES}=4$ , and  $m_r=0.8m_b, s_r=0.5s$ , a minimal reduction of strength which can be considered as representative of the elastic-perfectly plastic behavior of very poor quality rock masses.

**b. Rock Mass Deformation Modulus**

For estimating the deformation modulus of the rock mass ( $E_r$ ), Serafim and Pereira (1983) proposed the following equation ( $E_r$  in GPa):

$$E_r = 10^{\left(\frac{RMR - 10}{40}\right)} \tag{12}$$

Hoek et al. (1995) substituted  $RMR$  with  $GSI$ , which is a questionable assumption as was shown before for the relationship between  $GSI$  and  $Q$ . Recently for rocks with  $C_0 < 100$ MPa Hoek and Brown (1997) proposed a modification of Eq. (12) where  $C_0$  (in MPa) is introduced in the evaluation of  $E_r$  (in GPa):

$$E_r = \sqrt[100]{\frac{C_0}{100}} 10^{\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)} \tag{13}$$

**3. Definition of behavior categories**

After having defined the geomechanical conditions (part C of LGP), it is possible to proceed first in dividing the tunnel alignment in homogeneous zones, and then in evaluating the theoretical excavation stability conditions in the absence of stabilization interventions.

This would allow the verification of the behavior of the excavated face and the cavity. Therefore, it is useful to define an adequate reference classification scheme for indicating the successive project design choices.



idrici, o comunque ai casi dove squilibri tensionali elevatissimi determinano l'immediato franamento del fronte all'apertura del cavo.

3.2.1 Metodi per la valutazione di  $\delta_0$

Come è dato osservare la deformazione radiale già

scontata al fronte ( $\delta_0$ ) è presa come indice delle condizioni di stabilità del fronte stesso. Si tratta evidentemente di una semplificazione considerato da un lato la necessità di uno studio tridimensionale, dall'altra la possibilità di un diverso comportamento in funzione della legge costitutiva dei terreni inte-

ressati. Tale indice è tuttavia particolarmente utile utilizzando approcci analitici come il metodo convergenza-confinamento (ad es. Amberg e Lombardi, 1974; Brown et al., 1983) consentendo un'oggettiva quantificazione dello sviluppo della plasticizzazione. Ulteriori approfondimenti sono necessari per indi-

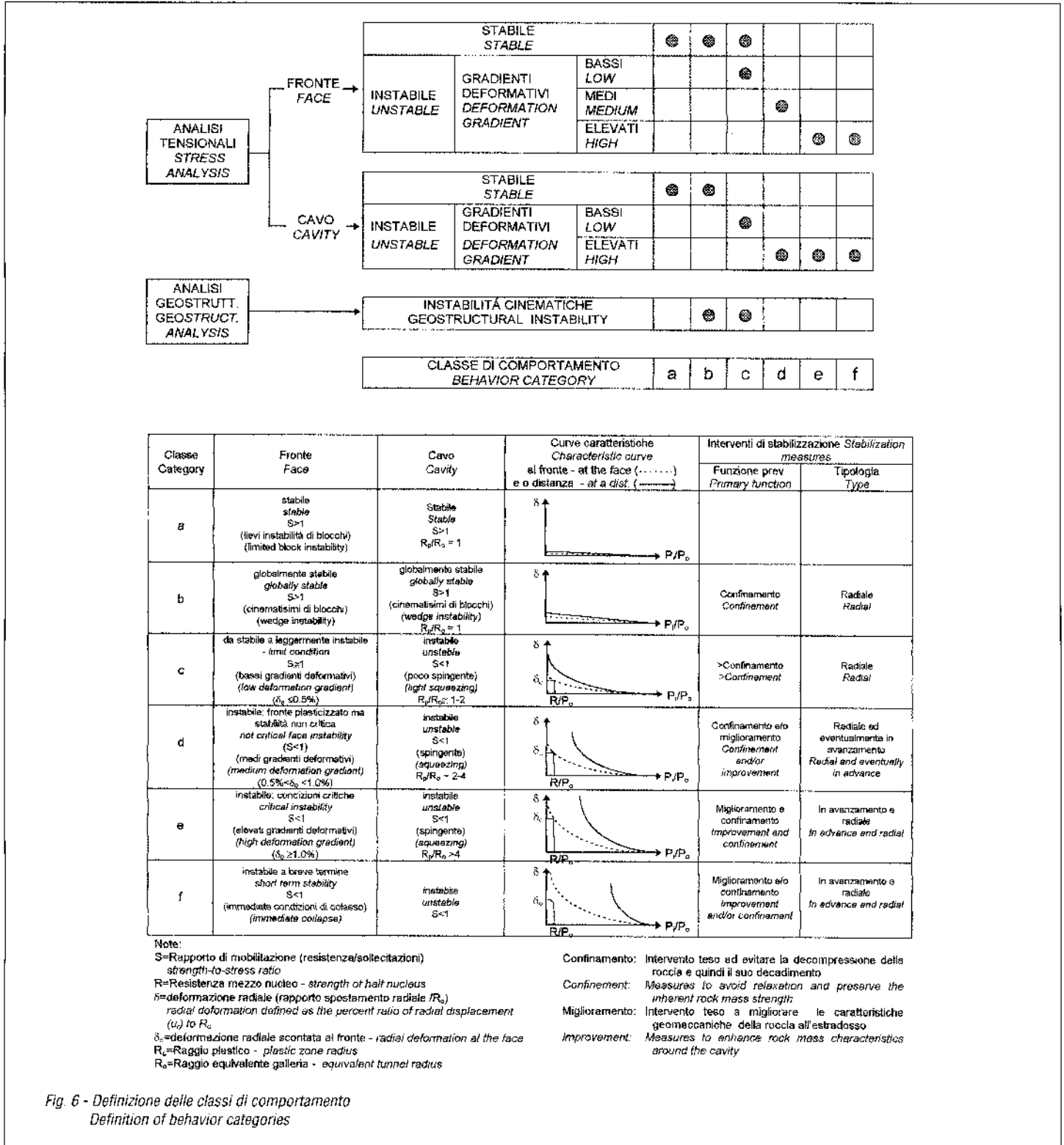


Fig. 6 - Definizione delle classi di comportamento  
Definition of behavior categories

### 3.1 Classification of the cavity behavior

A brief discussion on the classification systems that refer to the deformation behavior of the excavation is given below.

1. Classification systems based essentially on the behavior of the cavity. An example of such classifications is that of Lauffer (1958) who distinguished 7 classes, varying from stable (A) to very squeezing (G) conditions. Recently, a new classification system which is based on Lauffer's scheme and incorporates several index parameters, has been introduced by Italian Railways.
2. Classifications based on the behavior of the face and of the cavity. Lombardi (1974), for example, based on different stability conditions of the face and the cavity, distinguished four classes, varying from very favorable (I: face and cavity stable), to very unfavorable (IV: face and cavity unstable).
3. Classification systems based exclusively on the stability of the excavated face. Lunardi (1993), for example, distinguished three basic categories: stable face, face stable for a short period, and unstable face.

In general, it can be said that these classification schemes distinguish between different behavior categories on the basis of qualitative criteria, and therefore, they are open to the individual's interpretation. In the following section a scheme is proposed which is also based on the previously mentioned behavior classification schemes. Nevertheless, the proposed system incorporates parameter state limits which can be quantitatively defined during the preliminary design phase of a project. It is important to note that the correct application of the proposed scheme is during the design phase of a project during which the behavior of the rock mass is forecasted. During excavation of the tunnel the actual geomechanical conditions are observed and the evolution of the stress-deformation of the tunnel-ground system is monitored. This data allows for verification of the equilibrium conditions assumed during the design stage.

### 3.2 Proposed classification for the behavior categories

Figure 6 presents a classification scheme, well-tested by the authors (Russo et al., 1997), which distinguishes between different classes by deformation indices of the front and of the cavity. The boundary values separating the classes, have been derived from comparative analysis of numerous case histories in which the behavior of the excavations was compared to the design predictions. These boundary values, in

the opinion of the authors, represent a basic reference, and may eventually be redefined in function of the particular characteristics of the rock mass or in view of the results of further studies. This classification aims at defining the principals that the design solution has to follow, a synthesis of which is given in Figure 6. The structure of the proposed classification is described below.

#### Classes a-b

In the behavior categories "a" and "b" the strength of the rock mass exceeds the stress induced by the excavation at the face and around the cavity (strength-to-stress ratio,  $S$ , greater than one). The ground behavior is elastic and in general deformations are of negligible magnitude. Instability phenomena are associated with wedge failure and seldom occur in category "a", where the rock mass can be considered as a continuum medium, but are abundant in category "b", where the rock mass is conceived as discontinuum.

#### Category c

In category "c" the magnitude of stress concentrations at the face may reach the strength of the rock mass (strength-to-stress ratio,  $S$ , is approximately one). The behavior is elastic-plastic or plastic resulting in minor instabilities. Nevertheless, the deformation gradient at the face is low, and the radial deformation ( $\delta_r$ ), defined as the percent ratio of radial displacement at the face ( $R_f$ ) to the equivalent cavity radius ( $u_c$ ) is in general less than 0.5%. On the periphery of the cavity the stresses exceed the strength of the rock mass,  $S < 1$ , resulting in the formation of a plastic zone around the excavation having a width less than  $R_p$  ( $R_p/R_c \approx 1-2$ ). The formation of the plastic zone leads to significant convergence until the theoretical new condition of equilibrium is reached.

#### Category d

In category "d" the magnitude of stress concentrations at the face exceeds the strength of the rock mass. The face is in a plastic state. The deformation gradient is low ( $0.5\% < \delta_r < 1.0\%$ ) for typical excavation advance rates; therefore, immediate collapse of the face is prevented. The plastic state at the face in conjunction with the development of the plastic zone around the cavity ( $R_p/R_c = 2-4$ ) results in overall stability conditions that are worse than those of category "c".

#### Category e

Category "e" differs from category "d" with respect

to the magnitude of deformation at the face and away from the face. At the face the high stress-to-strength ratio results in high deformation gradient and critical conditions of face stability ( $\delta_r > 1.0\%$ ). The width of the plastic zone is very large,  $R_p/R_c > 4$ , and the radial deformation very high.

#### Category f

Category "f" is characterized by the immediate collapse of the face during the excavation (impossible to install support). This behavior can be associated with cohesionless soils and cataclastic rock masses such as those found in fault zones, especially under conditions of high hydrostatic pressure and/or high in-situ stress conditions.

#### 3.2.1 Methods for evaluation of the deformation ( $\delta_r$ ) at the face of the excavation

In the proposed classification, the radial deformation at the face ( $\delta_r$ ) is considered as one of the indices for evaluating the stability of the front. Evidently, this is a simplification considering that only a three-dimensional numerical analysis, incorporating different constitutive laws, would depict better the complex stress-deformation conditions at the face. Nevertheless, this simplification is appropriate for the purposes of this analysis, since this index, which can be derived using analytical approaches such as the "convergence-confinement" solutions of Amberg and Lombardi (1974) and Brown et al. (1983), permits an objective quantification of the development of plastic deformation. Clearly, further research is necessary for establishing correlations between  $\delta_r$  and the deformation of the front in the longitudinal direction, and in general for studying the stability conditions of the excavation in respect to the post-rupture behavior of the rock mass.

For the determination of  $\delta_r$  using the "convergence-confinement" approach, two alternatives are identified, and briefly discussed in the following paragraphs.

- The method of Amberg and Lombardi, where  $\delta_r$  is defined by the intersection of the ground reaction curve of the cavity at the face with the characteristic line of the nucleus of the face (refer to Lombardi, 1978; Lombardi and Amberg, 1979). A critical point in applying this method is the quantification of the so-called "strength of the half-nucleus", which in the opinion of the authors can be simply expressed as equal to half of the residual value of the uniaxial compressive strength of the rock mass.
- The principle of homothety of Corbetta and Nguyen

viduare correlazioni tra  $\sigma$  e la deformazione del fronte in senso longitudinale, e più in generale per lo studio delle condizioni di stabilità in rapporto al comportamento post-rottura degli ammassi.

Per la determinazione di  $\delta_c$  con il metodo "Convergenza-confinamento" si evidenziano due possibilità operative:

- Utilizzo della soluzione di Amberg e Lombardi e derivazione di  $\sigma$  come intersezione delle linee caratteristiche "della cavità al fronte" e "del nucleo al fronte" (si veda anche Lombardi, 1978; Lombardi e Amberg, 1979); tale metodo ha come punto critico la quantificazione della cosiddetta resistenza del mezzo nucleo, che secondo gli Autori sarebbe semplicemente esprimibile dal valore dimezzato della resistenza residua a compressione monoassiale della massa rocciosa.
- Utilizzo del "Concetto di omotetia" (Corbetta e Nguyen Minh, 1992, riportato da Panet, 1995), in base a cui la curva delle deformazioni radiali in funzione della distanza dal fronte di un caso elastoplastico può essere derivata dalla corrispondente curva teorica in campo elastico. Secondo tale approccio lo spostamento radiale  $u_r$  ad una distanza  $d$  dal fronte può essere ricavato con l'equazione di seguito evidenziata:

$$u_r = \frac{1}{\xi} \lambda_{el} u_{el} \quad (14)$$

$\xi$  = rapporto di omotetia =  $u_{el}/u_{int}$

$u_{int}$  = spostamento radiale a completo deconfinamento

$u_{el}$  = spostamento radiale elastico

$R_c$  = raggio di scavo equivalente della galleria

$\lambda_{el}$  = tasso di deconfinamento in campo elastico:

$$\lambda_{el} = a_0 - (1-a_0) \left[ 1 - (mR_c) / (mR_c + d) \right]^2 \quad (15)$$

$a_0 = 0.27$  (costante sperimentale) (\*)

$m = 0.84$  (costante sperimentale) (\*)

$d$  = distanza di messa in opera del sostegno dal fronte

(\*) In alternativa alla coppia di valori di  $a_0$  e  $m$  indicati, Panet (1995) propone anche  $a_0=0.25$  e  $m=0.75$ .

In corrispondenza del fronte di scavo  $d=0$ , e quindi lo spostamento radiale al fronte ( $u_r$ ):

$$u_r = \frac{1}{\xi} a_0 u_{el} \Rightarrow u_r = a_0 u_{int} \quad (16)$$

#### 4. Definizione delle classi tecniche

Formulata la previsione del comportamento mec-

canico dell'ammasso, lo schema procedurale delle LGP contempla l'importante capitolo "Scelte, dimensionamento e verifiche progettuali", nel quale ambito si concretizzano le soluzioni tecniche per lo scavo e la stabilizzazione di ogni zona omogenea. Concettualmente appare corretto definire infine "classi tecniche" quelle particolari combinazioni parametriche che portano all'assegnazione di una determinata soluzione progettuale (sezione tipo). In molti casi potrà risultare una sostanziale corrispondenza tra categorie di comportamento e classi tecniche, ma non sempre, tenuto conto che alcuni parametri possono comunque sostanziare definiti indirizzi e scelte progettuali.

A parità di categoria di comportamento, tali fattori possono risultare ad esempio:

- Caratteristiche litologiche
- Caratteristiche idrogeologiche
- L'effettivo stato delle tensioni naturali, potendo modificare lo schema dei carichi e quindi determinare un dimensionamento progettuale differenziato
- Vincoli ed interferenze in superficie o in profondità.

#### 5. Conclusioni

Si sono analizzate le differenze concettuali tra classi o gruppi geomeccanici, categorie di comportamento e classi tecniche, per un corretto utilizzo nell'ambito del tunneling. La classe geomeccanica è valutata sulla base delle sole caratteristiche intrinseche della massa rocciosa, ed è esprimibile mediante adeguati indici di qualità, come il *GS*, ai quali vengono associati determinati parametri geomeccanici. In merito all'utilizzo del *GS* si sono ricordati i metodi di derivazione e sono state proposte alcune nuove correlazioni con i parametri geomeccanici. Le categorie di comportamento esprimono la risposta deformativa allo scavo dei diversi raggruppamenti, nelle condizioni tensionali esistenti a quota progetto. In proposito si è illustrato una proposta di classificazione basata sulla quantificazione analitica di alcuni indici della deformazione del fronte e del cavo. Le classi tecniche tengono conto non solo delle categorie di comportamento, ma di tutti i fattori che condizionano la scelta progettuale e rappresentano quindi determinate combinazioni parametriche direttamente associabili alle soluzioni progettuali ipotizzate (sezioni tipo).

#### RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Prof. Ing. Sebastiano Pelizza per la lettura critica del manoscritto ed i numerosi suggerimenti.

#### Bibliografia/References

- Amberg W., and Lombardi G. (1974). *Une méthode de calcul élastoplastique de l'état de tension et de deformation autour d'une cavité souterraine*. Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Vol. IIB, pp.1055-1060.
- Barton N., Lien R., and Lunde J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics, Vol.6, No.4, pp.189-236.
- 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, 251p.
- Bieniawski Z.T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. J.Wiley & Sons, New York, 272p.
- Bieniawski Z.T. (1997). *Quo vadis rock mass classifications?* Felsbau 15, No.3, pp.177-178.
- Brown E.T., J.W. Bray, B. Ladanyi, and Hoek E. (1983). *Ground response curves for rock tunnels*. J. of Geotechnical Eng., Vol.109, No.1, pp.15-39.
- Deere D.U. (1964). *Technical description of rock cores for engineering purposes*. Rock Mech. and Eng. Geology, Vol.1, pp.17-22.
- Einstein H.H., Steiner W., and Baecher G.B. (1979). *Assessment of Empirical Design Methods for Tunnels in Rocks*. Proc. 4th Rapid Excavation Tunneling Conf., AIME, New York, Vol.1, pp.683-706.
- Franklin J.A. (1975). *Safety and economy in tunneling*. Proc. 10th Canadian Rock Mech. Symposium, Kingston, pp.27-53.
- Grasso P., Mahtab A., Pelizza S. and Rabajoli G. (1993). *Consideration for Design of Shallow Tunnel* - Int. Conf. Underground Transportation Infrastructures - Toulon, France.
- Hoek E., and Brown E.T. (1980). *Underground excavation in rock*. Instit. Min. Metall., London, 527p.
- Hoek E. (1994). *Strength of rock masses*. ISRM News J., Vol.2, No.2, pp.4-16.
- Hoek E., and Brown E.T. (1988). *The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update*. Proc. 15th. Can. Rock Mech. Symp., University of Toronto, pp.31-38.
- Hoek E., and Brown E.T. (1997). *Practical estimates of rock mass strength*. Submitted for publication to the Int. J. Rock Mech. Min. Sc. & Geomech. Abstr.
- Hoek E., Kaiser P.K., and Bawden W.F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. Balkema, Rotterdam, 215p.

- International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1978). *Suggested method for the quantitative description of discontinuities in rock masses*. Int. J. Rock Mech. Min. Sc. & Geomech. Abstr., Vol. 15, N.6, pp.319-368.
- Kalamaras, G.S. (1996). *A Probabilistic Approach to Rock Engineering Design: Application to Tunneling*. Milestones in Rock Engineering - The Bieniawski Jubilee Collection, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.113-135.
- Lombardi G. (1974). *Tunnel support*. Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Vol.IIB, pp.1518-1528.
- Lombardi G. (1978) *Funzione dei sostegni e rivestimenti quale consolidamento nelle opere sotterranee*. Atti del Seminario Consolidamento di terreni e rocce in posto nell'ingegneria civile - Stresa.
- Lombardi G., and Amberg W. (1979). *L'influence de la méthode de construction su l'équilibre final d'un tunnel*. Proc. 4th Int. Cong. on Rock Mechanics, Montreux, Vol.I, pp.475-484.
- Lunardi P. (1993). *Nuovi criteri di progetto e costruzione per una corretta pianificazione delle opere in sotterraneo*. Proc. "La realizzazione delle grandi opere in sotterraneo," Samoter, Verona, pp.8-27.
- Lauffer H. (1958). *Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau*. Geologie Bausen, No. 24, pp.47-51.
- Mahtab A., Grasso P. (1992). *Geomechanics Principles in Design of Tunnels and Caverns in Rocks*. Elsevier, Amsterdam, 250 pp.
- National Project for Design, Tendering and Construction Standards in Underground Works (promoted by AGI, GEAM, IAEG, ITCOLD, SIG, SIGI), (1997). *Guidelines for design, tendering and construction of underground works*. Attachment of Gallerie e Grandi Opere in Sotterraneo No. 51.
- Palmström A. (1996). *Characterizing rock masses by the RMI for use in practical Rock engineering-part 1 & 2*. Tunneling and Underground Space Technology Vol.11, No.2, pp.175-188 & Vol.11, No.3, pp.287-303.
- Panet M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 177p.
- Ribacchi R. (1993). *Recenti orientamenti nella progettazione statica delle opere in sotterraneo*. Proc. XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica "Opere in Sotterraneo", Rimini, pp.37-93.
- Russo G. (1994). *Some considerations on the applicability of major geomechanical classifications to weak and complex rock in tunneling*. GEAM Geoingegneria Ambientale e Mineraria Rivista dell'Associazione Mineraria Subalpina, No.82, pp.63-70.
- Russo G., Xu S., Valdemarin F., and Grasso P. (1997). *Tunnel construction time and cost probabilistic evaluation with the system DAT (Decision Aids for Tunneling)* ••

Minh (Panet, 1995) which is based on the assumption that the radial deformation is a function of the distance from the face and in for the case of elastic-plastic state can be derived from the corresponding theoretical curve for the elastic medium. Therefore, in order to estimate the displacement at a distance  $d$  from the face,  $u_r$ , the following equation can be used:

$$u_r = \frac{1}{\xi} \lambda_{el} u_{el} \quad (14)$$

where:

$\xi$  = ratio between the elastic deformation,  $u_{el}$ , and deformation corresponding to complete deconfinement,  $u_{inf}$  (in literature  $\xi$  is referred to as the homothety ratio);

$\lambda_{el}$  = ratio of deconfinement in the elastic state:

$$\lambda_{el} = a_0 + (1-a_0) [1 - (mR_p) / (mR_c + d)]^2 \quad (15)$$

where:

$a_0 = 0.27$  (constant), and

$m = 0.84$  (constant).

(\*) Alternatively the values proposed by Panet (1995) could be used  $a_0=0.25$ , and  $m=0.75$ .

Substituting in equation (15)  $d=0$ , the radial deformation at the face ( $u_0$ ) is obtained:

$$u_0 = \frac{1}{\xi} a_0 u_{el} \Rightarrow u_0 = a_0 u_{inf} \quad (16)$$

#### 4. Definition of the technical classes

Once the mechanical behavior of the rock mass is defined, it is possible to proceed, according to the procedures defined in LGP, to the next important stage "design choices and calculations", in order to define technical solutions for excavation stabilization of each homogeneous zone are defined.

Conceptually, it is correct to define in the end the so-called "technical classes" which refer to particular combinations of parameters, followed by the assignment of a certain project solution (section type) to each combination. In many cases, this may result in a substantial correspondence of the behavior categories to the technical classes. Nevertheless, this is not always the case since sometimes certain parameters may have substantial influence on the design. For the same behavior category, parameters may include, for example:

- lithological characteristics,
- hydrogeological conditions,
- in-situ stress regime that can modify the ground loading scheme and thus determine different design solutions to be adopted, and
- constraints and interferences imposed by structures in the vicinity of the project both on the surface and underground.

#### 5. Conclusions

The conceptual differences among geomechanical groups or classes, behavior categories, and tech-

nical classes have been discussed with the intention of applying them correctly in the field of tunneling. The geomechanical classes are defined only by the intrinsic characteristics of the rock mass, and can be adequately expressed by *GSI*, which is an index that allows for subsequent determination of geomechanical properties of a rock mass.

Regarding the use of *GSI*, the various approaches for deriving the values of *GSI* have been reviewed and some new correlations for obtaining this index are proposed.

The behavior categories express the deformation responses of the cavity of different geomechanical groups under expected in-situ stress, and geostructural conditions. To this end, a classification which is based on the deformation indices of the face and the cavity is proposed.

Technical classes are defined not only based on the behavior categories, but on all the factors that condition the design choices. A technical class represents a combination of parameters that is directly associated with a project design solution (section type).

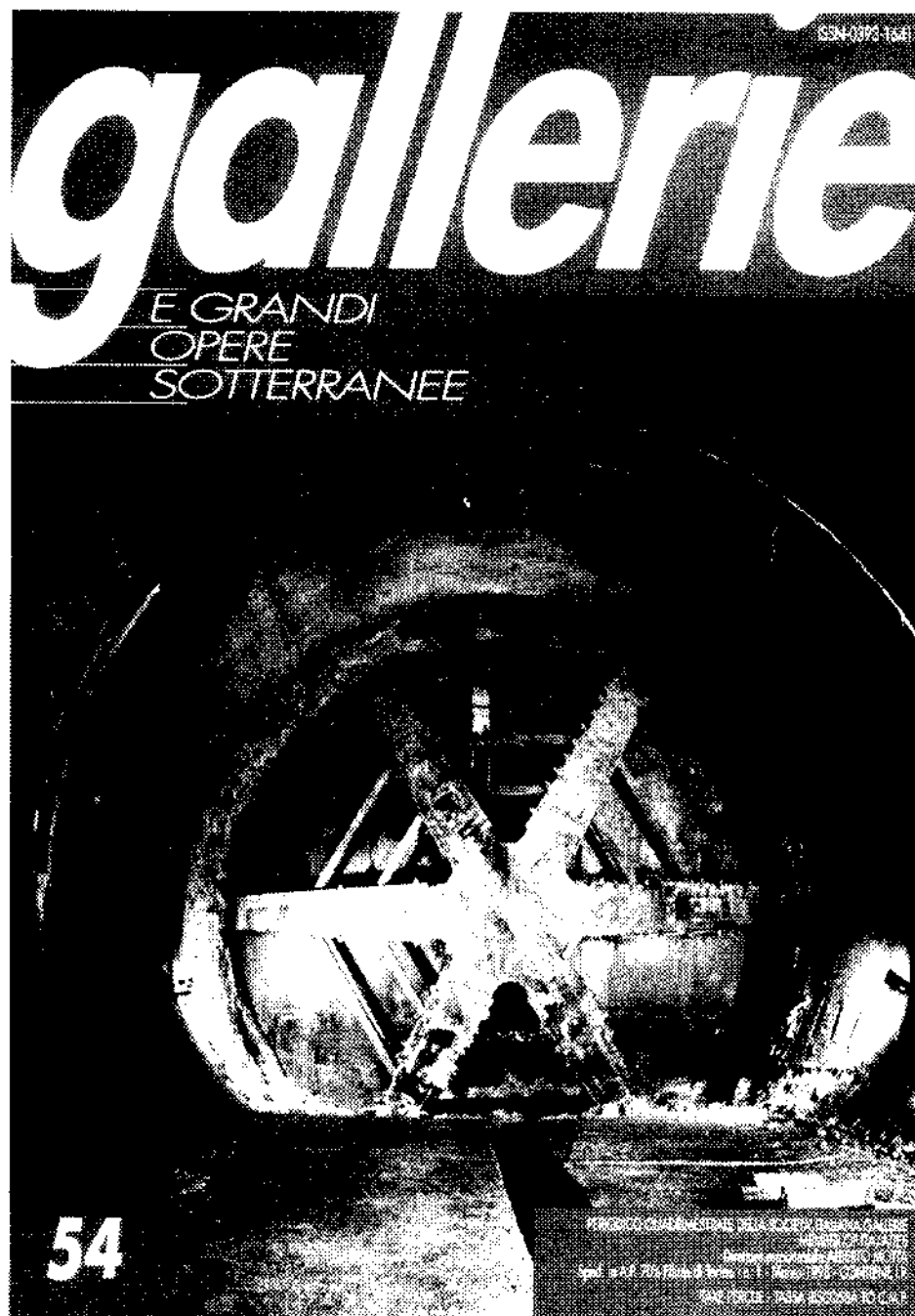
#### ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to acknowledge Prof. Ing. Sebastiano Pelizza for his critical review of the paper and significant contributions in the preparation of this manuscript. ••

Giordano Russo  
George S. Kalamaras  
Piergiorgio Grasso

SUI CONCETTI DI CLASSE GEOMECCANICA, CATEGORIA DI COMPORTAMENTO  
E CLASSE TECNICA NEL PROGETTO DI UN'OPERA IN SOTTERRANEO

*A DISCUSSION ON THE CONCEPTS OF: GEOMECHANICAL CLASSES,  
BEHAVIOR CATEGORIES, AND TECHNICAL CLASSES FOR AN UNDERGROUND PROJECT*



Publicato su  
Gallerie e Grandi Opere Sotteranee N. 54

Estratto