

L'importance de la formation à la mécanique des roches pour la qualité des projets en géotechnique

Fabre D.

Professeur au CNAM-Géotechnique, 2 rue Conté, 75003 Paris, denis.fabre@cnam.fr, France

Sahli M. & Salahane A.

Professeurs à l'EHTP, BP 8108, Casablanca, sahli@ehpt.ac.ma, salahane@ehpt.ac.ma, Maroc

RESUME: Cet article traite des spécificités de la mécanique des roches et de la place que doit prendre son enseignement dans un pays comme le Maroc et plus généralement en Afrique, à côté des disciplines plus classiques de la mécanique des sols et de l'hydraulique souterraine. Alors que la géotechnique des sols s'accommode relativement bien de la mécanique des milieux continus, la mécanique des roches doit traiter de matériaux certes indurés, mais hétérogènes et anisotropes, et, surtout, discontinus (fissures, diaclases, failles). Elle s'attaque donc à des problèmes nouveaux et complexes, mal décrits par les théories existantes. En mécanique des roches, il faut caractériser le comportement hydromécanique du terrain encaissant lors des travaux à ciel ouvert ou en souterrain pour les mines, les carrières ou pour les constructions de bâtiments importants, de barrages, d'ouvrages souterrains... Dans ce comportement, la fissuration préexistante à toutes les échelles joue un rôle essentiel. Une bonne description de la matrice rocheuse et de la structure du massif rocheux s'appuyant largement sur les observations géologiques et les mesures géotechniques est un préalable obligé avant toute tentative de modélisation.

1 INTRODUCTION : UN PEU D'HISTOIRE

La géotechnique a eu longtemps comme principal objet l'étude des sols, avec comme idée sous-jacente que le rocher est un matériau idéal, infiniment résistant en toutes circonstances, ce qui est évidemment loin d'être le cas !

Dès le début du 20^{ème} siècle, des constructions hardies, notamment des barrages de plusieurs dizaines de mètres de hauteur ont été construits sur le rocher, avec une confiance basée sur la conviction que ce dernier offre les meilleures garanties, en comparaison de la faiblesse du comportement des sols.

Il y eut des accidents célèbres, devenus cas d'école depuis. On peut citer:

- le barrage à contreforts et voûtes multiples du Gléno, construit dans les Alpes sur une serpentinite, emporté en décembre 1923 par suite de sous-pressions le long de joints de fondations ;

- le célèbre barrage de Malpasset près de Fréjus (voûte de 66 mètres de hauteur) emporté en décembre 1959, à la suite d'une rupture de fondation dans un massif de gneiss fracturé ;
- la retenue du barrage du Vajont, une voûte de 261 m de haut, qui a été le théâtre de glissements de berges rocheuses (calcaires et dolomies) après mise en eau du barrage. Un premier glissement a eu lieu en novembre 1960 ; le second, beaucoup plus spectaculaire, a eu lieu le 9 octobre 1963, déversant quelques 300 millions de m³ de roches dans la retenue, avec comme conséquences la submersion de l'ouvrage et la destruction à l'aval de la ville de Longarone.

Lors de la rupture du barrage de Malpasset, le terme « mécanique des roches » venait à peine

d'apparaître. Trois ans auparavant, Talobre avait publié en France un premier traité portant ce titre. Son étude n'était alors que l'ébauche d'une nouvelle branche de la géotechnique: Talobre y parlait surtout de reconnaissances qualitatives et peu de mesures (compression simple, module élastique... ; essais en place...). Dans les années 60 se constituait progressivement une société internationale de constructeurs et d'ingénieurs, rejoints bientôt par des chercheurs sur tous les continents. Après à peine 50 années d'existence, la nouvelle « science » est encore en plein développement !

2 SPECIFICITES DE LA MECANIQUE DES ROCHES

La cimentation inter-granulaire dans les roches, considérée comme forte, donne à la « matrice » constitutive une grande cohésion. Mais le « massif » rocheux est presque toujours fissuré.

Ce sont, d'une part, les propriétés de la matrice (nature, disposition, forme et dimensions des grains, ampleur et qualité de la cimentation), et, d'autre part, la géométrie et les propriétés des zones fissurées qui expliquent le comportement mécanique des roches, et notamment leurs déformations sous l'effet des sollicitations subies.

Par ailleurs, on ne peut appliquer aux sols et aux roches les concepts de la mécanique des milieux continus que si les dimensions des « éléments constitutifs » sont de taille négligeable par rapport à la dimension de « l'objet étudié ». Si cette situation est presque toujours vérifiée en géotechnique des sols, il n'en est pas toujours de même pour le rocher : l'objet « éprouvette de laboratoire » peut satisfaire à la condition, mais pas toujours l'« appui de barrage » découpé en blocs ! La notion d'échelle est essentielle.

2.1 Démarche générale

Les massifs rocheux sont des milieux naturels compacts, de grande résistance, mais -à l'inverse des sols- ils sont souvent parcourus par divers réseaux de fractures qui délimitent des blocs de dimensions variables. Globalement, ceci diminue leur résistance et augmente leur perméabilité.

Toutes les roches ne sont cependant pas également fracturées : outre les sols indurés comme les argiles et les marnes, les sels sont des matériaux doués d'une bonne résistance mécanique in situ et ne sont pas en général fissurés.

La modélisation du comportement d'un massif rocheux fissuré nécessite la prise en compte de deux éléments:

- le comportement de la *matrice* assimilable à un milieu homogène isotrope ou anisotrope ;

le comportement des interfaces constitués par les *réseaux de fissures* au sein du massif ; ce comportement dépend des caractéristiques physiques et mécaniques de l'interface et du matériau de remplissage.

Les recherches se concentrent sur l'étude des deux comportements pris isolément, mais le but final est bien de combiner les deux dans un modèle numérique prenant en compte l'ensemble du massif, à la fois avec sa matrice et ses réseaux de fissures éventuels.

La difficulté majeure est d'arriver à intégrer la fissuration avec des systèmes de joints réalistes dans un code de taille raisonnable.

Une solution alternative consiste à homogénéiser le milieu par un artifice théorique, mais le matériau fictif homogène équivalent ne peut être représentatif que pour certains aspects du comportement réel du milieu initial.

2.2 Terminologie

- « matrice rocheuse »: agrégat de matière minérale formé naturellement et se présentant en grande masse ou en fragments (« blocs »).
- « massif rocheux »: assemblage de blocs de matrice rocheuse.
- « fracture » ou « fissure »: surface de discontinuité ; la nuance entre les termes est la même qu'en médecine (la fracture traverse tout le volume considéré, la fissure non) ; mais elle est difficilement applicable, si l'on ne limite pas le volume considéré ; on préférera le terme générique de fissure.
- « faille » : se dit d'une surface de discontinuité avec déplacement relatif des deux « épontes » ; les fissures témoignent du mode de dépôt (stratification) et de la diagenèse (diaclasses) ; les failles sont liées à l'histoire tectonique du massif.
- « microstructures »: ce sont les dislocations, les microfissures, les micropores au sein de la matrice rocheuse ; les dislocations sont des défauts cristallins à l'intérieur des grains, comme dans les métaux ; les microfissures existent toujours à l'échelle microscopique (elles sont inter- ou trans-granulaires ; les micropores sont des vides entre grains, dus à l'inclusion originelle de gaz, évacués par la suite.

Finalement, la structure des roches fait apparaître deux types de discontinuités: les *microstructures*, discontinuités de dimensions infinitésimales de la matrice, inhérentes à tous les massifs rocheux ; les *fissures macroscopiques* de divers ordres, regroupées en familles, qui découpent la plupart des massifs rocheux en blocs de dimensions variables.

2.3 Mécanismes de déformation

Les microstructures de la matrice rocheuse sont à la base de la déformation des masses rocheuses. Ainsi :

- les dislocations sont classiquement évoquées en mécanique des roches pour expliquer au moins en partie les déformations différées (fluage) ;
- la microfissuration est certainement à la base des déformations de masse pouvant aboutir à la création de macrofissures. Ce mécanisme peut être évoqué pour expliquer les déformations observées en conditions quasi-statiques comme en conditions différées.

Le mode de rupture *local* de la matrice rocheuse a lieu par croissance de la microfissuration qui s'y développe en cours de déformation. Il y a concentration des microfissures autour d'une discontinuité ou d'un défaut local, aboutissant à l'apparition progressive d'une surface macroscopique : c'est la rupture par « localisation des déformations » le long de cette macrodiscontinuité. Les essais de laboratoire ainsi que la rupture de pentes naturelles en équilibre limite donnent la preuve de telles « ruptures localisées » en géotechnique.

Le mode de rupture *global* correspond à la perte de résistance de la matrice, par plastification de celle-ci de façon homogène. D'un point de vue pratique, la contrainte de confinement (ou la profondeur) et la température jouent un rôle essentiel dans ce type de rupture des massifs rocheux.

3 MATRICE ROCHEUSE

3.1 Indice de continuité de la matrice

La microfissuration de la matrice rocheuse est appréhendée au laboratoire par la mesure de l'indice de continuité, obtenu à partir des essais soniques sur des échantillons de roche intacte.

L'indice de continuité I_C est défini à partir de la vitesse des ondes longitudinales V_L de la roche (norme française NF P 94-411). Une vitesse théorique optimale est obtenue pour la même roche par pondération des vitesses des minéraux constitutifs de la matrice. I_C exprime simplement le rapport de ces 2 vitesses :

$$I_c = \frac{V_L}{V_L^*}$$

L'indice de qualité est d'autant plus faible que la roche est microfissurée. La classification AFTES (2003) de la roche selon l'indice de continuité est donnée ci-après :

Tableau 3.1: Classification AFTES de la matrice rocheuse selon l'indice de continuité

Classe	IC (%)	CONTINUITE
IC 1	100 - 90	très forte
IC 2	90 - 75	forte
IC 3	75 - 50	moyenne
IC 4	50 - 25	faible
IC 5	25 - 0	très faible

3.2 Résistances. Fragilité

Les essais mécaniques de laboratoire ont pour but de préciser le comportement mécanique de la matrice.

- L'essai en compression simple (figure 3.1) permet de déterminer la résistance en compression uniaxiale σ_c (NF P 94-420) le module de Young E en charge, décharge et recharge, et ν coefficient de Poisson (NF P 94-425).

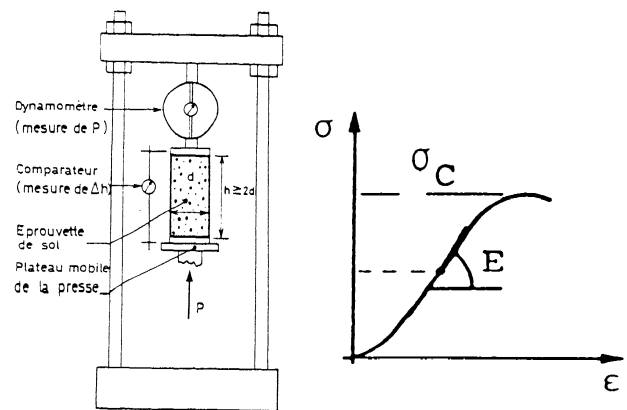


Figure 3.1 : Principe de l'essai en compression simple

Le tableau 3.2 donne les nouvelles classes AFTES de résistance en compression, conforme aux normes de la société internationale de Mécanique des roches.

Tableau 3.2: Classification AFTES-ISRM de la matrice rocheuse, selon la résistance en compression

Classe	σ_c (MPa)	RESISTANCE
RC 1	> 200	extrêmement élevée
RC 2	100 - 200	très élevée
RC 3	50 - 100	élevée
RC 4	25 - 50	moyenne
RC 5	5 - 25	faible
RC 6	1 - 5	très faible
RC 7	< 1	extrêmement faible

L'essai de traction indirecte (essai brésilien) permet de déterminer σ_{tb} . Sollicitées en traction, les roches sont peu résistantes. Mais cette traction, même faible, contribue grandement à la stabilité de l'ouvrage construit, quand elle est mobilisée. D'autre part, le rapport σ_c / σ_{tb} , appelé encore rapport de fragilité, est un paramètre utile pour

qualifier l'aptitude du rocher à éclater facilement sous l'action des molettes utilisées dans l'abattage mécanisé (tunneliers).

Le paramètre "fragilité" apparaît dans les recommandations AFTES 2003. Le tableau 3.3 donne les classes à retenir pour ce paramètre qui varie couramment entre 5 et 30 (pour le béton, matériau peu fragile, ce rapport est usuellement de 10).

Tableau 3.3: Classification AFTES de la matrice rocheuse selon la fragilité

Classe	FR (%)	FRAGILITE
FR 1	> 25	très fragile
FR 2	15 - 25	fragile
FR 3	10 - 15	Moyennement fragile
FR 4	< 10	Peu fragile

Notons enfin que la fragilité peut apparaître dans l'expression du critère de rupture des roches (voir plus loin, § 3.4).

3.3 Dureté (forabilité), abrasivité

Ce sont des essais particuliers qui ont pour but de déterminer des indices de résistance et d'usure pour les outils d'abattage dans les travaux au rocher. On distingue deux grandes classes d'essais : les essais de forabilité qualifiant la dureté et ceux d'abrasivité, très liés à la teneur en quartz de la matrice.

- Le test de dureté CERCHAR est un test de microforage normalisé (NF P 94-412), avec un foret normalisé de 8 mm de diamètre en carbure de tungstène, terminé par un dièdre exécuté à 90° d'angle au sommet. On enregistre l'enfoncement en fonction du temps. La dureté de l'échantillon est définie par la pente à l'origine de la courbe, exprimée en *secondes/centimètre*. Il y a 6 classes de dureté dans la recommandation AFTES (2003) : les roches les plus dures sont classées en DU 1 (>120 s/cm), les plus tendres en DU 6 (<5). D'autres essais, de principe similaire sont proposés, parmi lesquels le plus répandu à l'international (outre l'essai français Cerchar-Ineris) est l'essai norvégien SJ, pris en compte dans le calcul du DRI (voir ci-après).

- L'essai de rayure avec pointe (abrasivité CERCHAR) est basé sur l'examen de l'usure d'un foret normalisé qui frotte sur la surface de l'échantillon dans des conditions normalisées (NF P 94-430-1). Exprimée en $1/10^{\text{ème}}$ de mm, cette mesure définit l'abrasivité de la roche, en « points CERCHAR ». Il y a 5 classes d'abrasivité A_{IN}

dans la recommandation AFTES (2003) : les roches les plus abrasives sont classées en A_{IN} 1 (> 4/10^{ème} de mm), les plus tendres en A_{IN} 5 (<0,5).

- L'essai d'usure avec un outil en rotation (abrasivité LCPC) utilise 500 g de la roche broyée à la dimension 4-6 mm, placés dans un moule cylindrique vertical de diamètre 100 mm. Une plaquette d'acier normalisé y tourne pendant 5 minutes dans des conditions normalisées (NF P 94-430-2). L'abrasivité LCPC est égale à la perte de poids relatif, exprimée en $1/10^4$.

$$Abr = \frac{P_0 - P}{P_0} \times 10^4$$

P_0 : Poids initial

P : Poids final

Il y a 5 classes d'abrasivité A_{BR} dans la recommandation AFTES (2003) : les roches les plus abrasives sont classées en A_{BR} 1 (>2000), les plus tendres en A_{BR} 5 (<500).

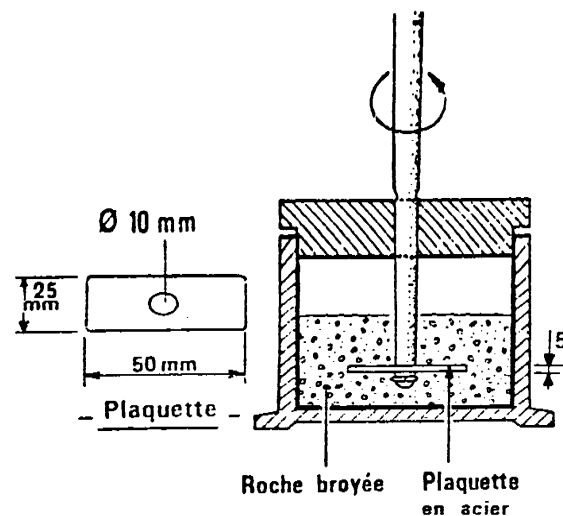


Figure 3.2: schéma de l'abrasimètre LCPC

Des indices synthétiques utiles pour caractériser le rendement des outils de coupe du rocher ont été proposés, parmi lesquels l'indice norvégien DRI (« drilling rate index », Movinkel & Johannessen, 1986) qui combine un essai d'usure en rotation (SJ) et un essai (S20) s'apparentant à l'essai français de fragmentation dynamique (NF P 94-066).

3.4 Critère de résistance de la matrice rocheuse

L'essai triaxial (norme P 94-423) est un essai de compression axiale d'un échantillon soumis à une contrainte latérale σ_3 constante. La compression axiale est poussée jusqu'à l'obtention de la rupture.

La détermination du critère de rupture d'une roche nécessite de réaliser plusieurs essais triaxiaux avec des valeurs de contraintes de confinement croissantes ; on effectue au minimum 4 essais, incluant l'essai de compression uniaxiale ($\sigma_3 = 0$). Pour chaque essai correspondant à une valeur de contrainte de confinement donnée, la courbe complète $(\sigma_1 - \sigma_3) = f(\varepsilon_1)$ permet de connaître la valeur de la contrainte de rupture déviatorique ($\sigma_1 - \sigma_3$) maximale (valeur de pic) et éventuellement la valeur de la contrainte résiduelle (palier), correspondant au cisaillement de l'échantillon selon la surface de rupture.

Les mesures des déformations axiale et transversale durant l'essai permettent d'obtenir la valeur du module de Young et du coefficient de Poisson sous contrainte de confinement.

3.4.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb

C'est le critère linéaire classique en mécanique des sols qui s'exprime par :

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi$$

σ_n : contrainte normale

τ : contrainte de cisaillement sur la facette de rupture ;

c : cohésion ;

φ : angle de frottement interne.

En fonction des contraintes principales σ_1 et σ_3 (avec $\sigma_1 > \sigma_3$), l'expression du critère de Mohr-Coulomb devient :

$$\sigma_1 = [\sigma_3 (1 + \sin \varphi) + 2c (\cos \varphi)] / [1 - \sin \varphi]$$

Ce critère de résistance limite peut être appliqué aux limites élastiques, aux pics ou aux paliers des courbes contrainte-déformation des essais triaxiaux (contraintes totales ou effectives, essais drainés ou non drainés).

Le critère de Mohr-Coulomb peut correspondre au comportement mécanique de certaines roches dans le domaine des contraintes de confinement moyennes. D'une manière plus générale, il peut être admis pour représenter le comportement d'une roche donnée dans une plage déterminée et limitée de contraintes de confinement (linéarisation d'un critère parabolique).

3.4.2 Critère de Hoek et Brown

C'est un critère parabolique bien adapté au comportement mécanique des roches.

Pour les échantillons intacts, le critère est de la forme :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \cdot [(m_i \sigma_3 / \sigma_{ci}) + 1]^{1/2}$$

σ_{ci} : résistance en compression uniaxiale de la roche *intacte* (la matrice) ;

m_i : constante, dépendant de la nature de la roche.

Si l'on se réfère à l'expression classique d'un critère parabolique exprimé en fonction des contraintes de rupture en compression uniaxiale σ_{ci} et en traction σ_{ti} (AFTES 2003), on constate que le paramètre m_i est très voisine de l'indice de fragilité FR :

$$m_i \approx \sigma_{ci} / \sigma_{ti} = FR$$

Ceci a l'avantage de donner un sens physique au coefficient m_i .

3.5 Perméabilité

L'essai de percolation (axiale ou radiale) a pour but de déterminer la perméabilité de l'échantillon. Comme les roches saines ont des perméabilités excessivement faibles, cet essai n'est en réalité pas beaucoup utilisé.

La perméabilité des massifs rocheux en profondeur est surtout fonction de leur fissuration in situ. La mesure individuelle de la perméabilité dans une direction donnée est en pratique difficile, et pour les massifs non fissurés souvent impossible (parce qu'elle est alors très faible, allant jusqu'à 10^{-12} m/s dans un granite sain et moins dans des roches plus compactes). Compte tenu de l'histoire tectonique de la roche en place, une telle perméabilité est souvent anisotrope.

Les roches sont d'autant plus perméables qu'elles sont fissurées, le paramètre de fissuration n'étant évidemment pas le seul responsable de la conductivité hydraulique des massifs rocheux in situ. La perméabilité dépend également de l'ouverture, de la persistance et des familles de fissures propres au massif.

La perméabilité est plus sensible à l'épaisseur des fissures qu'à leur nombre ; elle varie avec le cube de l'épaisseur en régime laminaire :

$$K = \frac{\gamma_0 \cdot e^3}{12 \cdot \mu \cdot a}$$

K : perméabilité

γ_0 : poids spécifique de l'eau

e : épaisseur des fissures

μ : viscosité de l'eau

a : espacement entre fissures

La formule précédente suppose une idéalisation du réseau de fissures très rarement justifiable (problème de l'ouverture « constante »).

4 DISCONTINUITES DES MASSIFS

Comme mentionné plus haut (§ 2.2), les surfaces de discontinuités qui délimitent un massif en blocs élémentaires sont soit originelles (surfaces sédimentaires, diaclases), soit le résultat de déformations et de ruptures au cours de l'histoire de formation du massif (schistosité, failles).

Les discontinuités sont caractérisées par des éléments géométriques (4.1 à 4.6), hydrauliques (4.7) et mécaniques (4.8).

4.1 Orientation des discontinuités

L'orientation (figure 4.1) est définie par:

- le pendage β , qui est l'angle entre l'horizontale et la ligne de plus grande pente du plan, compté entre 0 et 90°.
- l'azimut de pendage α , qui est l'angle entre le nord et le pendage, compté entre 0 et 360°.

L'orientation est notée (α , β) dans cet ordre, par exemple : orientation (115°, 34°) ou (095°, 27°) (il faut écrire α avec 3 chiffres et β avec 2 chiffres).

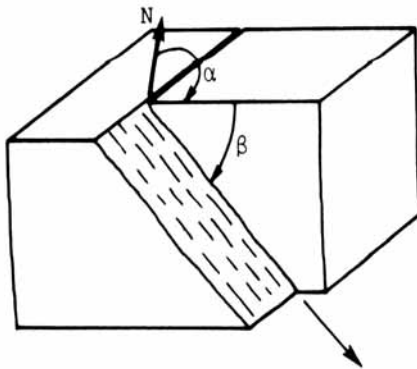


Figure 4.1: Orientation d'une discontinuité dans l'espace

Dans les cartes géologiques l'orientation des discontinuités éventuelles, sont notées comme indiqué sur la figure 4.2 .

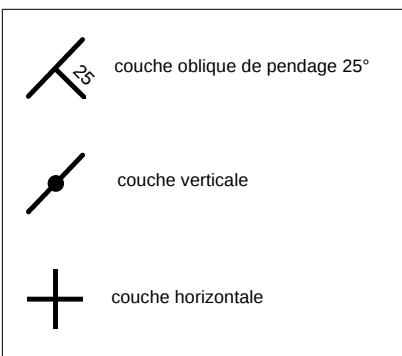


Figure 4.2: représentation des orientations des discontinuités

La représentation graphique d'une discontinuité est habituellement effectuée par la projection stéréographique qui ne considère que l'angle et la position relative des plans, non leur localisation absolue.

La représentation graphique la plus utilisée en mécanique des roches conserve les relations angulaires entre les éléments décrits (Wülf). Elle utilise la projection de l'hémisphère inférieure de la sphère de référence à partir de son pôle supérieur.

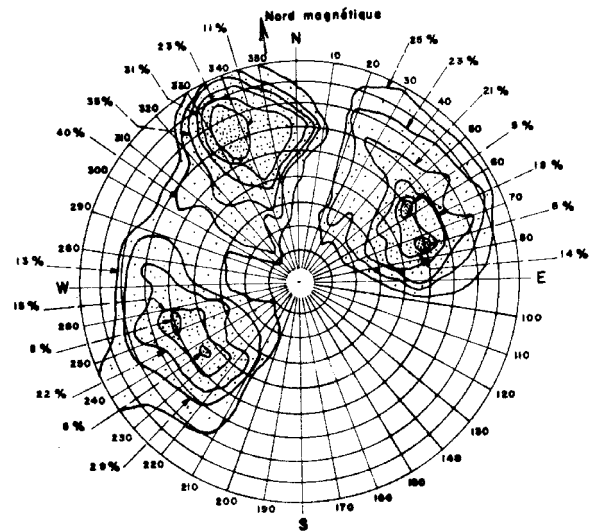


Figure 4.3: Exemple de digramme avec 3 familles de joints [Schneider, 1967]

4.2 Espacement des discontinuités

L'espacement des discontinuités (figure 4.4) correspond à la distance normale entre deux plans appartenant à la même famille.

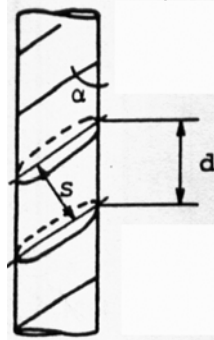


Figure 4.4: Espacement S mesuré sur une carotte

Le tableau 4.1 donne les classes AFTES de description des espacements des discontinuités d'une même famille.

Tableau 4.1 : Classification AFTES des espacements de discontinuités d'une même famille

Classe	S (cm)	ESPACEMENT
ES 1	> 200	très fort
ES 2	60 - 200	fort
ES 3	20 - 60	moyen
ES 4	6 - 20	faible
ES 5	< 6	très faible

4.3 Extension (Persistence)

C'est la longueur des traces des discontinuités observées sur un affleurement rocheux.

Le pont rocheux étant plus résistant que la discontinuité, la persistance est un critère important pour évaluer l'importance des déplacements du massif le long des joints. Mais, tout est question d'échelle et la persistance observée en surface n'est pas celle régnant en profondeur...

4.4 Rugosité

Elle intéresse la résistance au cisaillement de la discontinuité qui dépend de l'état de surface de celle-ci. On distingue:

- les ondulations à grande échelle autour d'un plan fictif médian du plan de la discontinuité et responsable du phénomène de dilatance.
- les aspérités qui sont des irrégularités de la surface du joint à petite échelle. Elles ont pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement.

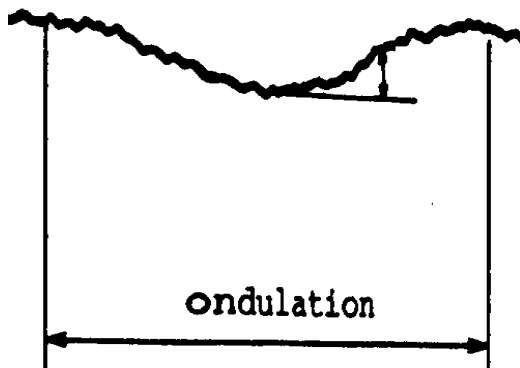


Figure 4.3: Rugosité des joints

4.5 Ouverture

Accessible seulement en surface, elle est particulièrement importante dans les problèmes d'écoulement souterrain (voir remarques au § 3.5).

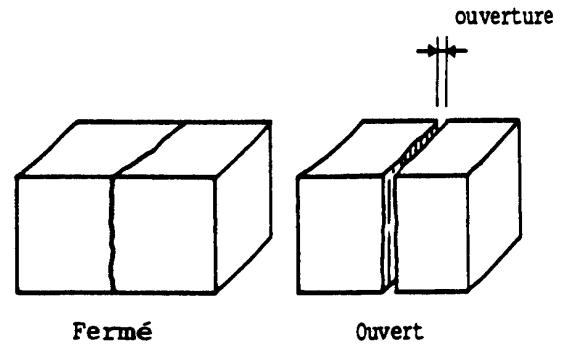


Figure 4.4: Ouverture d'un joint

Le tableau 4.2 indique la terminologie relative à l'ouverture des fissures.

Tableau 4.2 Terminologie relative à l'ouverture des fissures

Fissure	Ouverture (mm)
fermée	< 0.1
partiellement fermée	0.1 - 0.5
ouverte	0.5 - 2.5
large	2.5 - 10
très large	10 - 100

4.6 Rock Quality Designation (R.Q.D.)

La fissuration peut être caractérisée par le RQD défini par Deere (1964) comme le taux de carottage :

$$RQD = \frac{\sum \text{longueurs} \cdot \text{de} \cdot \text{carottes} \geq 10\text{cm}}{\text{longueur} \cdot \text{totale} \cdot \text{du} \cdot \text{forage}}$$



Figure 4.5: Aspect d'une passe de sondage (1 m) dans une caisse de stockage

Deere (1964) propose la classification suivante des roches en fonction de leur RQD (tableau 4.3).

Tableau 4.3 Classification des roches selon le RQD

RQD (%)	Désignation
0 - 25	très médiocre
25 - 50	médiocre
50 - 75	moyen
75 - 90	bon
90 - 100	excellent

Plusieurs remarques doivent être faites à propos de l'indice RQD :

- la qualité du matériel de sondage et l'habileté du sondeur influent sur les résultats ; l'exécution des

sondages a donc une importance sur les résultats de leur interprétation ;

- le diamètre du forage est un facteur d'importance ; Descoeudres (1984) conseille un diamètre de forage supérieur à 50 mm (entre 70 et 110 mm si possible) ;
- l'orientation du forage par rapport aux familles de fractures ne doit pas être quelconque ; les fractures parallèles au sondage échappent au RQD ;
- le carottier frottant sur la carotte en exécution dans le trou peut induire des fractures supplémentaires (mais celles-ci sont souvent reconnaissables) ;
- le carottage ne donne l'orientation des discontinuités que si des techniques spéciales sont adop-

tées, telles que circuit de télévision pour observer le forage exécuté (BHTV), prise d'empreinte ...

4.7 Propriétés hydrauliques

Pour des terrains classiques, l'essai LUGEON permet de déterminer la perméabilité par absorption d'eau dans un tronçon de forage préalablement réalisé dans ce but. L'unité Lugeon qui mesure la perméabilité en géotechnique des barrages se rattache à la perméabilité par la règle d'équivalence suivante :

$$1 \text{ Lugeon} = 1 \text{ litre/ min/ m sous } 1 \text{ MPa} \cong 10^{-7} \text{ m/s.}$$

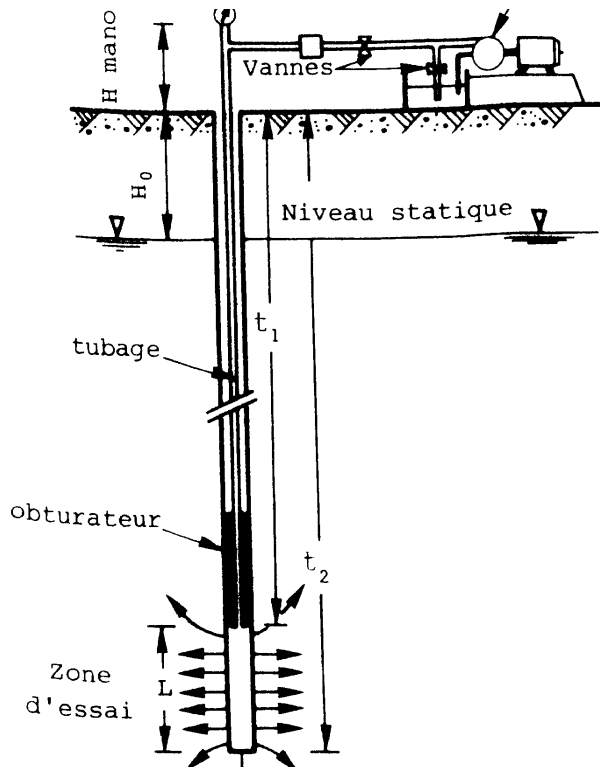


Figure 4.6: Schéma d'un essai Lugeon

4.8 Résistance au cisaillement des discontinuités

Le comportement d'une surface de discontinuité soumise à un essai de cisaillement (Norme XP P 94-424) est contrôlé par la nature des épontes mais surtout par leur état de surface.

La résistance au cisaillement est habituellement exprimée par un critère de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi$$

Si la discontinuité était parfaitement plane et lisse, on aurait $c = 0$. Mais, comme mentionné plus haut, les discontinuités naturelles présentent généralement une géométrie de surface très irrégulière avec de nombreuses aspérités.

Leur comportement au cisaillement met en évidence trois paramètres fondamentaux (AFTES 2003) :

- la résistance de pic, définie par la contrainte de cisaillement maximum τ_{pic} , correspond au cisaillement des aspérités ;
- la résistance résiduelle τ_r caractéristique du frottement des épontes en contact après rupture des aspérités ;
- la dilatanse représentée par un déplacement des épontes dans la direction normale au plan de la discontinuité ; elle est caractérisée par l'angle de dilatanse i (angle de la pente de la courbe de dilatanse donnant le déplacement normal U_n en fonction du déplacement tangentiel U_s).

Par rapport à une discontinuité plane et lisse, la dilatanse induit une augmentation de la résistance de pic. Elle est fonction de la rugosité des épontes, de leur degré d'altération, mais aussi de leur degré d'imbrication et de la direction du cisaillement.

La résistance résiduelle des discontinuités est peu sensible à l'effet d'échelle, et le critère de rupture peut s'obtenir facilement par des essais de laboratoire sous la forme d'une loi de Coulomb classique caractérisée par un angle de frottement résiduel ϕ_r , et une cohésion résiduelle, en général très faible, que l'on prendra toujours égale à 0 :

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \phi_r$$

La courbe correspondant à la résistance de pic montre par contre, une courbure progressive qui traduit une relation non linéaire entre la résistance au cisaillement τ et la contrainte normale σ_n . La forte pente de la courbe, pour les faibles valeurs de contraintes normales, traduit l'influence des aspérités les plus inclinées à l'origine d'une forte dilatanse. Au fur et à mesure que la contrainte normale augmente, les aspérités se rompent en nombre de plus en plus important ; la dilatanse est moins importante, et la courbe (τ, σ_n) s'infléchit et devient progressivement linéaire.

Pour les très faibles valeurs de contrainte normale, la cohésion apparente c_a est voisine de zéro, et ϕ_{pic} est proche de $\phi_r + i$. Pour les fortes valeurs de contrainte, la cohésion apparente c_a est élevée et l'angle de frottement de pic ϕ_{pic} tend progressivement vers ϕ_r .

Dans la pratique, la détermination des caractéristiques de résistance des surfaces de discontinuités in situ reste toujours une opération délicate.

L'analyse en retour des cas de rupture observés lors de mouvements de terrain (glissements sur des plans de stratification par exemple) peut constituer un complément appréciable.

5 LES CLASSIFICATIONS GEOMECHANQUES ET LEUR UTILISATION

Nous ne développerons pas ce point faute de place dans cet article, renvoyant le lecteur à la présentation récente de la question dans la nouvelle recommandation du groupe de travail n° 1 de l'AFTES (2003).

C'est une spécificité de la géotechnique des roches que d'utiliser des indices globaux de classification géomécanique des massifs pour les projets. La pratique a commencé avec les chantiers de travaux souterrains, mais s'étend actuellement à d'autres domaines.

Les indices les plus utilisés à l'international sont le R. M. R. (*Rock Mass Ratio*) de Bieniawski et le facteur de qualité Q de Barton. Le principe de leur établissement est le même : à partir des paramètres de la roche (résistance en compression) et surtout du massif (altération, R. Q. D., orientation, eau, contraintes...), on établit un indice (entre 0 et 100 pour le R. M. R. ; jusqu'à 400 et plus pour Q) lequel constitue une *note* globale du massif.

Cette façon de faire est commode pour comparer des sites d'ouvrages analogues, ou pour prévoir globalement des types et quantités de soutènements adaptés. Elle est très utilisée par les bureaux d'études internationaux.

Cependant, cette démarche est réductrice et parfois dangereuse. Elle ne doit pas dispenser le projecteur de faire l'analyse de tous les paramètres pertinents pour le projet et d'établir lui-même la pondération des paramètres nécessaires...

La note globale d'un élève résume son niveau, mais n'indique ni ses points forts, ni ses faiblesses !

6 CONCLUSION : LA FORMATION A LA MECANIQUE DES ROCHES

L'enseignement de la Mécanique des Roches est une nécessité dans un cursus de formation en Géotechnique, en complément de la Mécanique et de l'Hydraulique des Sols.

Ceci est particulièrement important dans les pays où doivent être réalisés de gros travaux d'infrastructures, tels que barrages et canaux, routes et autoroutes, métros et lignes ferroviaires TGV...

La spécificité du milieu rocheux et de ses paramètres, l'originalité des études mécaniques qui doivent lui être consacrées sont principalement liés à la fissuration. Une bonne description de la matrice rocheuse et de la structure du massif rocheux s'appuyant largement sur les observations géologiques et les mesures géotechniques est un préalable obligé avant toute tentative de modélisation.

Le plan global d'un cours de Mécanique des Roches, tels que pratiqué dans des écoles d'ingénieurs spécialisés en génie civil ou minier dans divers pays (dont bien sûr le Maroc et la France) est le suivant :

- 1) Le matériau rocheux
 - géologie, minéralogie
 - propriétés physiques
 - comportement mécanique de la matrice
- 2) Les massifs rocheux
 - structures géologiques
 - caractérisation des surfaces de discontinuité
 - hétérogénéités
 - hydrogéologie
 - états de contraintes naturels
 - classifications géomécaniques
 - comportement mécanique du massif
 - Applications:
 - stabilité des pentes rocheuses
 - stabilité des fondations au rocher
- 3) Les méthodes de creusement au rocher
 - principes de l'abattage à l'explosif
 - plans de tir
 - travail des outils d'abattage
 - Applications:
 - carrières
 - mines et tunnels (creusements en méthodes traditionnelles et avec les machines tunnelières)

Le temps à consacrer à cet enseignement est au minimum d'une trentaine d'heures, sans compter les exercices et les indispensables visites de sites et de chantiers.

REFERENCES

- AFNOR (Association Française de Normalisation) voir les références de toutes les normes citées dans AFTES 2003
- AFTES (Association Française de Travaux en Souterrain) Recommandation relative à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Groupe de travail n°1, Tunnels et Ouvrages Souterrains n° 177, mai-juin 2003, pp. 138 - 186
- BARTON, LIEN, LUDE Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech.* 6(4), 1974, pp. 189-239
- BERNAIX J. Etude géotechnique de la roche de Malpasset, Dunod, Paris, 1967
- BIENIAWSKI Z.T. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. *Advances in Rock Mech.* 2(A), 1974, pp. 27-32
- BIENIAWSKI Z.T. Engineering rock mass classifications. John Wiley, New York, 1989
- BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, ESTEULLE. Ouvrages souterrains, 2^{ème} édition, Presses de l'ENPC, 1992

- CFMR (Comité Français de Mécanique des Roches) Manuel de Mécanique des roches, tome 1, coordonné par F. Ho-
mand et P. Duffaut, Presses de l'Ecole des Mines, Paris,
2000, 265p.
- DEERE, MILLER : Engineering classification and index
properties of rock. Tech. Report AFNL TR 65-116, 1966
- DESCOEUDRES F. Cours de Mécanique des Roches, LMR-
ISRF, Ecole Polytech. Féd. de Lausanne, 1984
- FABRE D. (1983) - Cours de Mécanique des Roches Appli-
quée au Génie civil, Maîtrise de Génie civil, Université
de Sherbrooke (Canada)
- FABRE D. (1986) - Les essais de laboratoire en Mécanique
des Roches. Polycopié I.S.T.G., Grenoble, 68 p.
- HOEK, KAISER, BAWDEN : Support of underground ex-
cavations in hard rock. Balkema, Rotterdam, 1997, 215 p.
- MOVINKEL, JOHANNNESSEN : Geological parameters
for hard rock tunnel boring. Tunnels & Tunneling, avril
1986, pp. 45-48
- PANET M., FOURMAINTRAUX D. : La Mécanique des
roches appliquée aux ouvrages de génie civil. Assoc.
Amic. Anc. Elèves ENPC, Paris, 1976, 236p.
- SAHLI M. : Cours de Mécanique des Roches. Ecole Hassa-
nia de travaux publics, Casablanca
- SCHNEIDER B. Contribution à l'étude des massifs de fonda-
tion de barrages, Mémoires n°7, Travaux du Laboratoire
de Géologie, Fac. des Sc. de Grenoble, 1967
- TALOBRE J. : La Mécanique des roches., Dunod, Paris, 1^{ère}
édition en 1956 ; 2^{ème} en 1968.