



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A.MIRA-BEJAIA

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Polycopié de cours

Mécanique des roches

Cours destiné aux étudiants de troisième année Licence (Option : Exploitation minière) du Département des Mines et Géologie

Réalisé par

Dr. BOUKARM Riadh

Maitre de conférences Classe B au Département des Mines et Géologie
de l'Université A. Mira de Bejaia

Année universitaire 2021-2022

Préambule

Ce document est un polycopié de cours de la matière « Mécanique des roches », destiné aux étudiants de 3^{ème} Année de Licence, option Exploitation minière du Département des Mines et Géologie de l'université A. Mira de Bejaia. L'objectif général de l'enseignement de cette matière est de compléter les connaissances sur les propriétés physiques et mécanique des roches et sols, et d'apporter les éléments théoriques supplémentaires nécessaires à la compréhension des problèmes pratiques de mécanique des roches.

Ce support de cours est divisé en cinq chapitres. A la fin de chaque chapitre, des exercices avec corrigés sont proposés.

- ✓ Le premier chapitre est une présentation de la mécanique des roches, sa naissance et les domaines d'application
- ✓ Le deuxième chapitre est subdivisé en deux parties distinctes. La première partie, présente de manière assez exhaustive les propriétés physiques de la roche. La deuxième partie est consacrée aux essais mécaniques de base.
- ✓ Le troisième chapitre est une description de propriétés diverses de la roche
- ✓ Le quatrième chapitre traite l'hydraulique des roches
- ✓ Le cinquième chapitre présente le concept théorique de contrainte/ déformation et son application sur terrain à travers la notion de contraintes géostatiques.

Table des matières

Préambule	1
CHAPITRE I. LA MECANIQUE DES ROCHES ET SON APPLICATION	
Introduction.....	2
1. Définition de la mécanique des roches.....	2
2. Domaines d'application de la MDR.....	3
Conclusion	4
CHAPITRE II. PROPRIETES PHYSICO-MECANQUES DES SOLS ET DES ROCHES	
Introduction	05
1. Les principales catégories de roches.....	05
1.1. Les roches magmatiques.....	05
1.2. Les roches sédimentaires.....	07
1.3. Les roches métamorphiques.....	09
2. Propriétés physiques des sols et des roches.....	11
2.1. Masses volumiques (normes P 94-410-1/2/3).....	11
2.1.1. Masse volumique naturelle.....	11
2.1.2. Masse volumique sèche.....	11
2.1.3. Masse volumique des particules.....	11
2.1.4. Masse volumique du sol saturé.....	11
2.1.5. Masse volumique déjàugée.....	11
2.2. Poids volumiques.....	12
2.3. Le milieu poreux.....	12
2.3.1. La porosité.....	12
2.3.1.1 Définition.....	12
2.3.1.2 principales méthodes de mesure de la porosité.....	12

2.4. Diagramme des phases.....	13
2.4.1. Indice des vides e	14
2.4.2. La teneur en eau massique ω	14
2.4.3. La teneur en eau volumique Θ	14
2.4.4. Le degré de saturation S_r	14
2.4.5. La densité des constituants solides.....	14
2.4.6. Relation entre les différents paramètres.....	15
3. Propriétés acoustiques d'une roche.....	15
3.1. Vitesses de propagation des ondes ultrasoniques (norme P 94-411).....	16
3.2. Indice de continuité.....	16
4. Propriétés mécaniques de la roche.....	18
4.1. Résistance à la compression uniaxiale σ_c ou essai de compression simple.	19
4.2. Résistance à la traction indirecte ou Essai Brésilien (P94-422).....	22
4.3. Résistance au cisaillement.....	22
4.3.1 Essai de cisaillement direct.....	22
4.3.2 Essai triaxial.....	23
4.4. Autres essais.....	24
4.4.1. Essai Franklin : résistance à la compression entre pointes (P94-429).	24
4.4.2. .Essais ultrasoniques et propriétés mécaniques liées à la déformabilité	26
Exercices d'application.....	27
Conclusion	31

CHAPITRE III. PROPRIETES DIVERSES DE LA ROCHE

Introduction.....	32
1. La résistance à l'usure des roches.....	32
1.1. Essai Los Angeles (N.F. P18.573).....	32
1.2. Essais Deval (NF P18-577) et micro-Deval (NF P18-572).....	33
2. L'abrasivité des roches.....	34
2.1. Essai Cerchar.....	34
2.2. Essai LCPC.....	36
3. La forabilité des roches.....	37
3.1. DRI (Drilling rate index).....	38

3.1.1. Détermination de l'indice de la résistance à la pénétration d'un foret....	38
(Sievers'J-miniature drill test)	
3.1.2. L'essai de friabilité.....	38
3.2. L'indice de fragilité FR.....	39
4. L'altérabilité des roches.....	40
Exercices d'application.....	42
Conclusion	43

CHAPITRE IV. HYDRAULIQUE DES ROCHES ET DES SOLS

Introduction	44
1. L'eau souterraine.....	44
1.1. Les types d'eau souterraine.....	44
1.2. Les types de nappes d'eau souterraine.....	45
2. Notions de mécanique des fluides.....	46
2.1. Rappel sur la charge hydraulique.....	46
2.2. Gradient hydraulique.....	46
2.3. Nombre de Reynolds.....	47
3. L'écoulement de l'eau dans les terrains.....	47
3.1. Notion de perméabilité.....	47
3.2. La loi Darcy.....	47
3.3. Limites de la loi de Darcy.....	48
4. Mesure du coefficient de perméabilité.....	49
4.1. Mesure de perméabilité en laboratoire.....	49
4.1.1. Essai à charge constante.....	49
4.1.2. Essai à charge variable.....	50
4.2. Mesure de la perméabilité sur chantier.....	50
4.2.1. Essais ponctuels.....	50
4.3. Variabilité de la perméabilité des roches.....	52
Exercice d'application.....	53
Conclusion	56

CHAPITRE V. NOTION DE CONTRAINTE ET DEFORMATION

Introduction	57
--------------------	----

1. Principe des contraintes.....	57
2. Contrainte normale et contrainte de cisaillement.....	58
3. Tenseur de contraintes.....	58
4. Contraintes principales.....	59
5. Notion de déformation.....	60
6. Contraintes géostatiques.....	61
7. Contrainte due à la pression de l'eau ou pression interstitielle.....	62
8. Les contraintes verticales totales.....	63
8.1. Cas des couches stratifiées.....	64
8.2. Contraintes effectives.....	64
9. Contraintes horizontales.....	65
Exercice d'application.....	67
Conclusion	69
Références bibliographiques.....	70

CHAPITRE I

LA MECANIQUE DES ROCHES ET SON APPLICATION

Introduction

Dans le domaine de l'ingénierie, la géologie générale et la géologie appliquée avaient un rôle essentiel dans la réalisation de certains projets (tunnels, barrages etc.) dans la moitié du siècle dernier.

Cependant, certains accidents mortels (tels : Barrage de Malpasset, Fréjus) ont révélé les limites de la géologie et celle appliquée dans l'étude et la prise de décision lors de la réalisation des ouvrages. La géologie est une science descriptive, qui propose de reconstruire l'histoire de la croûte terrestre et d'expliquer les transformations subies par la surface du globe au cours de son évolution. La géologie appliquée énonce les problèmes qui se posent fréquemment aux ingénieurs sur les chantiers. Elle donne des conseils de caractère général sur la manière d'éviter les difficultés et sur les moyens de les résoudre. Mais, il est à déplorer que le choix des méthodes, des essais et de l'appareillage pour la conduite des essais, et surtout l'interprétation de ces essais comportent souvent en raison du manque de spécialisation des géologues et plus encore des ingénieurs des erreurs fondamentales qui faussent totalement les résultats de leurs mesures. Toutes ces limitations ont entraîné la naissance d'une nouvelle science capable de mieux gérer les grands travaux qui exigent des solutions extrêmement précises : **la Mécanique des roches** ; qui par son caractère scientifique est en mesure de fournir les données exactes qui permettront d'assurer la sécurité et la réalisation de ces ouvrages.

1. Définition de la mécanique des roches

On appelle mécanique des roches, la mécanique appliquée aux roches pour résoudre les problèmes de l'ingénierie. En, mécanique des roches, l'originalité vient des roches qui sont beaucoup plus variées que les autres matériaux utilisés par l'ingénieur (par exemple : métaux, béton, bois, etc.). Cette variabilité confère à la MDR une unité et à la fois une grande diversité.

La mécanique est un chapitre de la physique qui couvre la connaissance des forces et leurs effets : déformations, déplacements et rupture.

La MDR concerne les milieux continus tant solides que fluides mais aussi et surtout divers types de milieux discontinus et de milieux associant solides et fluides. Elle privilégie, les concepts de « contraintes- déformations », mais, fait appel à presque tous les chapitres des sciences mécaniques.

Les milieux élémentaires étudiés en mécanique sont continus, homogène et isotropes. Cependant, peu de roches approchent cet idéal : l'écorce terrestre apparaît comme un assemblage de roches variées suivant des structures variées. Mais, les assemblages naturels sont toujours plus ou moins structurés.

Dans beaucoup d'applications le mot terrain remplace : roche. Ce qui montre que l'échelle des ouvrages d'ingénieur n'est pas celle de la roche. En MDR, les terrains sont idéalisés sous l'appellation de massifs rocheux. Il faut noter aussi que, la plupart des massifs rocheux sont plus que des roches car ils renferment aussi des fractures, fissures, etc. (appelées communément des discontinuités) et de l'eau.

Massifs rocheux = Roche + discontinuités + eau

De ce fait là, ces massifs sont discontinus, hétérogènes et anisotropes.

2. Domaines d'application de la MDR

La MDR trouve ses applications dans divers domaines de l'ingénierie et de la recherche.

Parmi ces domaines :

- Génie civil : fondations des grands ouvrages (barrages, centrales électriques, viaducs), terrassements routiers, stabilité des talus et des versants, travaux souterrains, etc.
- Géologie : déformation tectonique entraînant plissement, diaclases et failles etc.
- Physique du globe : comportement sous haute pression et température, séismes, etc.
- Mines : stabilité des excavations, galerie et puits, travaux de carrière, concassage, etc.
- Pétrole : extraction des fluides en milieux poreux stabilité des forages profonds, etc.
- Stockage souterrains : stabilité, transport des polluants, perméabilité, couplage thermo-mécanique, etc.
- Géothermie : échange de chaleur entre fluide et massif rocheux fracturé, durée de vie d'un pompage, etc.

Conclusion :

La mécanique des roches est une science très importante malgré son jeune âge. Elle se base sur des concepts mathématiques solides et rigoureux et son application touche divers domaines des sciences appliquées.

CHAPITRE II

PROPRIETES PHYSICO-MECANIQUES DES SOLS ET DES ROCHES

Introduction

Pour la mécanique des roches, la physique des roches couvre un domaine plus ou moins varié. Il s'agit de la description du milieu poreux (grains, pores et fissures) et de la quantification de ses principales propriétés physiques. La description d'une roche se fait sur un échantillon observé à la loupe et éventuellement au microscope optique, polarisant ou électronique à balayage. On décrit la texture des minéraux présents, la taille des grains, les fissures et les altérations. Les paramètres adimensionnels du milieu poreux : **porosité, indice des vides, degré de saturation, et teneur en eau**, sont déterminés à partir d'essais de laboratoire.

Les propriétés mécaniques de la roche représentent d'une part **la résistance** de la roche sous l'effet de sollicitations mécaniques : **compression, traction indirecte, et cisaillement**. D'autre part, **la déformabilité** de la roche sous sollicitations mécaniques.

Les propriétés mesurées au laboratoire ne tiennent pas compte des discontinuités apparaissant à l'échelle du massif.

1. Les principales catégories de roches

Le nom d'une roche est donné en fonction de sa composition minéralogique, de sa texture, et de son mode de formation. Ce dernier conduit à distinguer 03 grandes familles de roches : sédimentaires, métamorphiques et magmatiques.

1.1. Les roches magmatiques :

Elles résultent de la solidification du magma. Celles qui parviennent directement à la surface forment les roches volcaniques ou effusives. Au contraire, la solidification en profondeur donne les roches plutoniques dont la lenteur de refroidissement permet la croissance des cristaux bien visibles à l'œil nu.

Tableau 1.1 Les roches magmatiques

	Granitique (acide)(felsique)	Andésitique (intermédiaire)	Basaltique (basique)(mafique)	Ultramafique (ultrabasique)
Intrusive (grain grossier)	Granite	Diorite	Gabbro	Péridotite
Extrusive (grain fin)	Rhyolite	Andésite	Basalte	Aucune
Pourcentage de silice	>65% de silice	50-65% de silice	40-50% de silice	<40% de silice
Composition minérale principale	Quartz Orthose N-Plagioclase	Amphibole Plagioclase Biotite	Ca-Plagioclase Pyroxène	Olivine Pyroxène
Composition minérale mineure	Muscovite Biotite Amphibole	Pyroxène	Olivine Amphibole	Ca- Plagioclase
Couleur	Claire	—————>		Foncée

Les roches magmatiques (associées aux roches métamorphiques dont les plus répandues sont les granites forment l'essentiel de la croûte terrestre continentale, bien qu'elles soient souvent cachées par les roches sédimentaires)

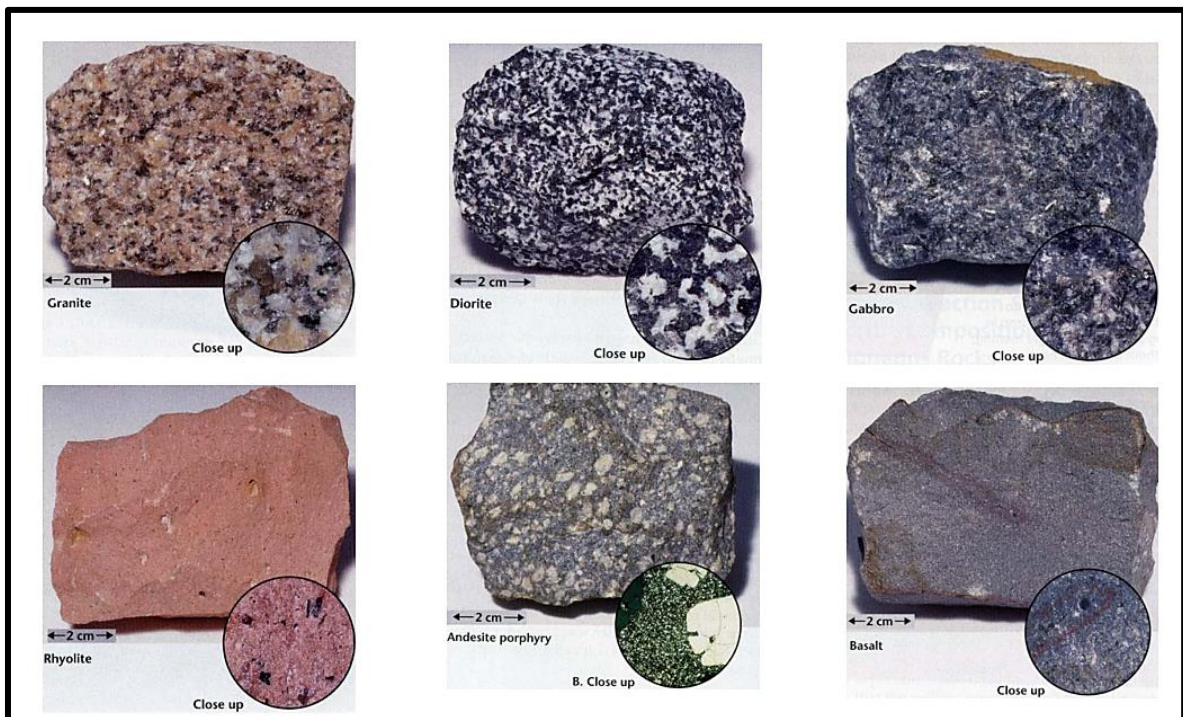


Figure 2.1 Exemple de roches magmatiques

1.2. Les roches sédimentaires :

Représentant 75 % de la surface émergée, elles résultent de l'accumulation de fragments, débris de roche ou de coquille, et/ou de la précipitation à partir de solutions, donnant respectivement des roches détritiques, biogènes et physico-chimiques. Elles sont formées à la surface de la terre sur le sol ou au fond de l'eau. Leur dépôt en couches initialement proches de l'horizontale résulte de :

- L'action des agents d'érosion et de transport (eaux, crues, glaciers, vents) qui déposent finalement des roches détritiques.
- L'activité des êtres vivants (roches organogènes).
- De phénomènes physico-chimiques (roches hydro chimiques et salines formées éventuellement par précipitations)

Ces actions se combinent souvent et beaucoup de roches sont d'origine mixte.

Les roches sédimentaires se présentent en strates issues des dépôts successifs, et leur aspect actuel résulte de la diagenèse, c'est-à-dire d'une transformation d'un dépôt meuble en roche plus ou moins cohérente.

Les roches détritiques, composées d'au moins 50 % de débris (fragments de roches et/ou de minéraux) provenant de l'érosion d'un continent, sont classées selon leur granularité, selon la forme et la nature des grains, et selon le degré de cimentation (tableau 1 et 2).

Les roches biogènes, en général calcaires, sont formées de débris de tests d'organismes (oursins...) et de squelettes (coraux...) ;

Les roches d'origine physico-chimique comprennent essentiellement des roches carbonatées (calcaires, dolomies et marnes) et sulfatées (gypse et anhydrite).

Tableau 2.2 Classification des roches détritiques selon leur granularité

Dimension de la majorité des grains	Roche consolidée	Roche meuble
> 2 mm	Conglomérat, Brèche	Graviers. Blocs
63 µm à 2 mm	Grès	Sable
2 µm à 63 µm	Siltite	Limon
< 2 µm	Argilite	Argile

Tableau 2.3 Classification selon la forme et la cimentation

Taille des particules	Commentaires	Nom de la roche
> 2 mm	Fragments de roche arrondis	Conglomérat
	Fragments de roche angulaires	Brèche
1/16 – 2 mm	Quartz avec d'autres minéraux	Grès
> 1/16 mm	Se sépare en fines couches	Schiste
	Se casse en blocs	Mudstone

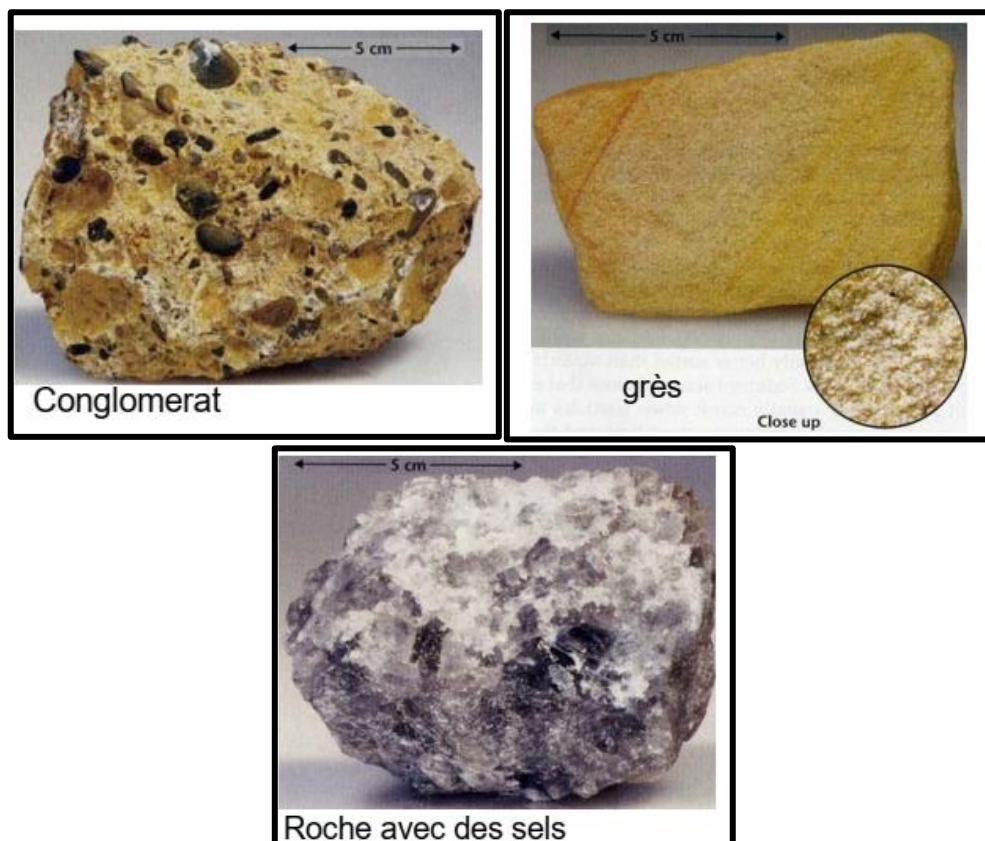


Figure 2.2 Exemples de roches sédimentaires

1.3. Les roches métamorphiques

Ces roches résultent de la transformation profonde soit, de roches sédimentaires ou magmatiques préexistantes sous l'effet d'augmentation de la température ou de pression. Il se produit une recristallisation complète des roches primitives.

Tableau 2.4 Classification des roches métamorphiques

Roche	Texture	Degré métamorphique	Roche parente originale
Ardoise	Feuilletée	Degré bas	Schiste argileux (minéraux d'argile)
Phyllite	Feuilletée	Degré bas à intermédiaire	Schiste argileux
Micaschiste	Feuilletée	Degré bas à intermédiaire	Schiste argileux
Schiste de chlorite	Feuilletée	Degré bas	Basalte
Gneiss	Feuilletée	Degré élevé	Granit, schiste, andésite
Marbre	Non-feuilletée	Degré bas à élevé	Calcaire, dolomie
Quartzite	Non-feuilletée	Degré intermédiaire à élevé	Grès quartzeux

Ces roches formées portent en général la trace de l'anisotropie qui est traduite par une schistosité ou une foliation accompagnée d'une linéation. Les roches les plus communes sont les schistes, les micaschistes et les gneiss.

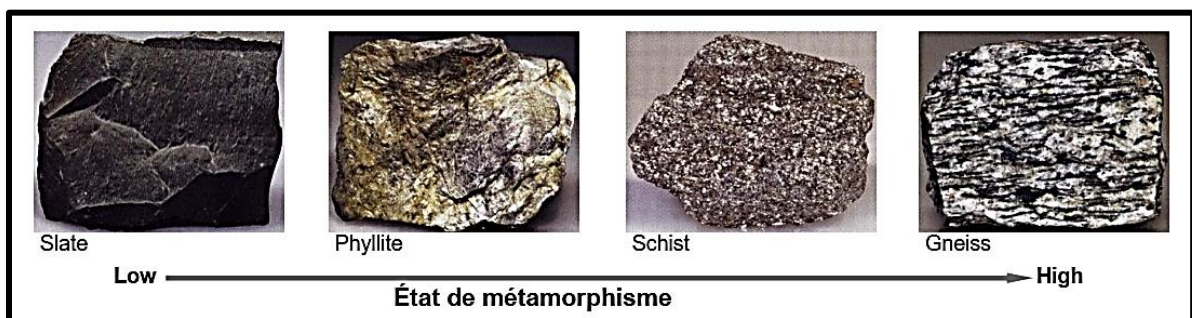


Figure 2.3 le degré de métamorphisme

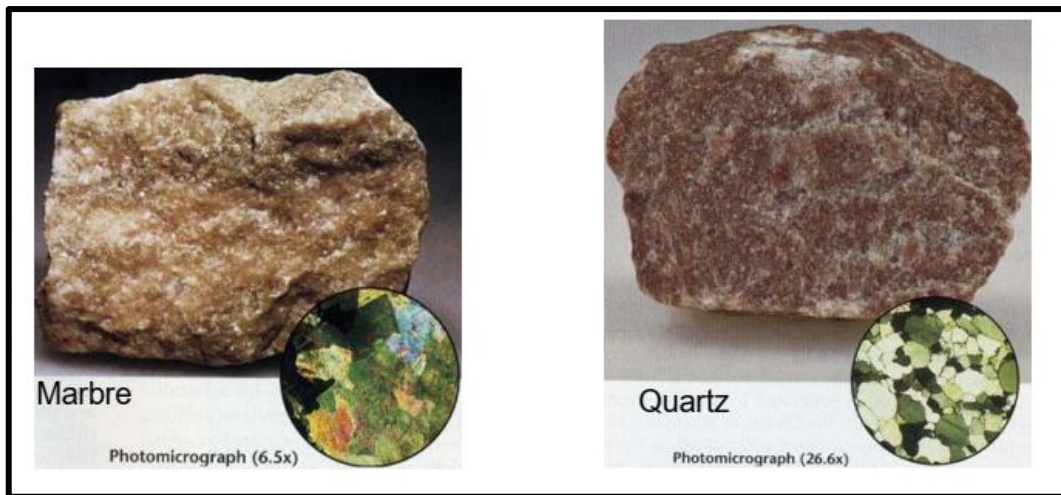


Figure 2.4 Exemples de roches métamorphiques

Le tableau résume les différentes catégories de roches présentées

ROCHES MAGMATIQUES	Famille des Granites	<i>Granite granodiorite, syénite, microgranite, rhyolite, rhyodacite, trachyte, etc.</i>
	Famille des Diorites	<i>Diorite, diorite quartzique, microdiorite, andésite, dacite, trachyandésite, etc.</i>
	Famille des Basaltes et Gabbros	<i>Gabbro, dolérite, péridotite, serpentinite, basalte, pouzzolane, etc.</i>
ROCHES METAMORPHIQUES	Roches métamorphiques massives	<i>Gneiss, amphibolite, cornéenne, quartzite, marbre, etc.</i>
	Roches métamorphiques schisteuses	<i>Schiste, micaschiste, ardoise, etc.</i>
ROCHES SEDIMENTAIRES	Roches carbonatées	<i>Calcaire, craie, dolomie, marne, etc.</i>
	Roches détritiques	<i>Grès, arkose, argilite, pélite, conglomérat, etc.</i>
	Roches salines	<i>Sel gemme, gypse, anhydrite, potasse, etc.</i>
	Roches carbonées	<i>Charbon, lignite, etc.</i>

2. Propriétés physiques des sols et des roches

2.1. Masses volumiques (normes P 94-410-1/2/3)

On définit différentes masses volumiques en fonction de l'état du matériau.

2.1.1. Masse volumique naturelle

C'est le rapport de la masse "humide" ou "naturelle" M au volume total V de l'échantillon, en l'état à réception. Elle a pour expression :

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (t/m^3)$$

2.1.2. Masse volumique sèche

C'est le rapport de la masse sèche M_s de l'échantillon, mesurée après passage à l'étuve, au volume V de l'échantillon, y compris l'air qu'il contient.

ρ_d : Masse volumique du sol sec

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} \quad (t/m^3)$$

2.1.3. Masse volumique des particules :

C'est le rapport de la masse sèche des particules M_s d'un échantillon broyé, au volume V_s des grains (mesure au pycnomètre). Cette caractéristique de la phase solide de la matrice dépend directement de la composition minéralogique de la roche. Elle est obtenue à partir de la formule :

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

2.1.4. Masse volumique du sol saturé

La masse volumique du sol saturé a pour expression :

$$\rho_{sat} = \frac{M_s + M_\omega}{V}$$

2.1.5. Masse volumique déjaugée

$$\rho' = \rho - \rho_\omega$$

La masse volumique de l'eau est $\rho_\omega = \frac{M_\omega}{V_\omega} = 1 t/m^3 = 1 \text{ gr/cm}^3$

2.2. Poids volumiques

Les poids volumiques correspondants aux masses volumiques précédentes sont obtenus par multiplication par l'accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$:

$$\gamma = \rho \cdot g$$

2.3. Le milieu poreux :

2.3.1. La porosité

2.3.1.1 Définition

Dans les roches, la matière minérale forme un squelette solide qui ne remplit pas tout l'espace et dont le complément est le vide. La proportion des vides est appelée porosité

La porosité « n » est par définition, le rapport du volume des vides V_V au volume total V_T

$$n = \frac{V_V}{V_T}$$

Ou par rapport au volume du squelette V_S

$$n = \frac{V_V}{V_T} = \frac{V_T - V_S}{V_T} = 1 - \frac{V_S}{V_T}$$

Mais ces deux expressions diffèrent car les techniques de mesure de V_S et V_V ne sont pas équivalentes.

2.3.1.2. Les principales méthodes de mesure de la porosité :

- Détermination du Volume total :
 - ✓ Mesure directe des dimensions de l'éprouvette.
 - ✓ Poussée d'Archimède dans le Mercure qui ne mouille pas la roche et ne pénètre pas dans les pores sans une forte pression.
- Détermination du Volume des vides :
 - ✓ Absorption d'un fluide mouillant par saturation sous vide.
- Détermination du Volume du solide :
 - ✓ Mesure au pycnomètre de la masse volumique du solide après broyage.
 - ✓ Poussée d'Archimède dans fluide mouillant saturant la roche par différence entre masse sèche et immergée.
 - ✓ Compressibilité des gaz parfaits.

Tableau 2.6 Les différentes classes selon la valeur de la porosité

Classes	Valeurs de la porosité n	Termes descriptifs
P1	$0\% < n < 1\%$	Porosité très faible
P2	$1\% < n < 5\%$	Porosité faible
P3	$5\% < n < 15\%$	Porosité moyenne
P4	$15\% < n < 30\%$	Porosité forte
P5	$30\% < n$	Porosité très forte

2.4. Diagramme des phases

La roche peut être considérée comme un milieu poreux multiphasique : **phase solide**, **phase liquide**, et **phase gazeuse**. Le diagramme de phases représente cet état de manière très simplifiée.

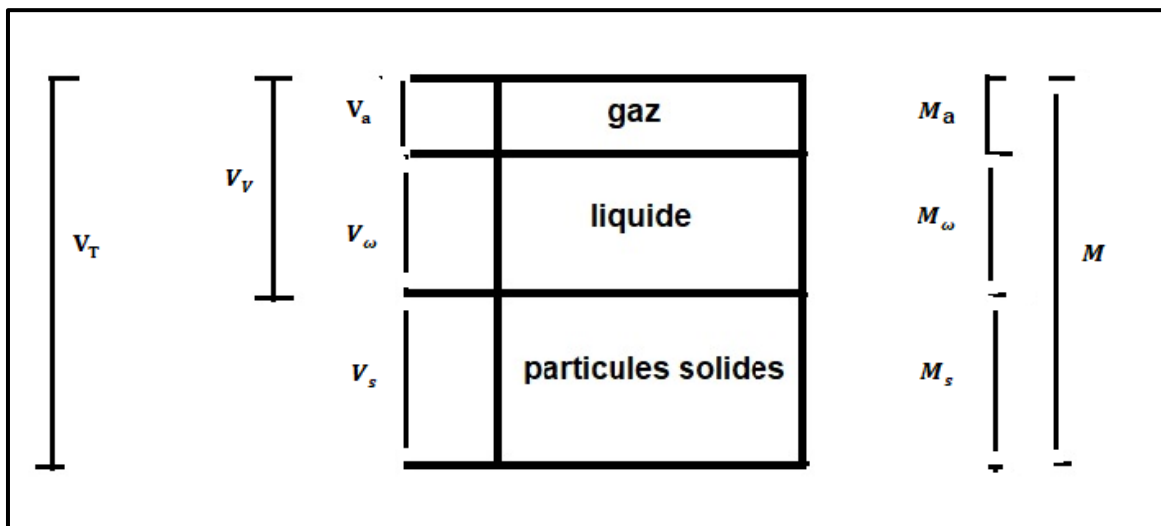


Figure 2.5 Diagramme de phases d'un milieu poreux

$$V = V_T = V_{\text{total}}$$

V_a : Volume de l'air

V_ω : Volume de l'eau

$$V = V_s + V_V$$

Les 5 paramètres sans dimensions décrivant les proportions des phases sont en termes de volumes, soit en termes de masses.

Le premier paramètre est la porosité qui est présentée dans la section précédente.

2.4.1. Indice des vides e

L'indice des vides permet de savoir si les vides sont important ou non. Il est défini comme étant le rapport du volume des vides au volume des grains solides

$$e = V_V/V_S$$

2.4.2. La teneur en eau massique ω

La teneur en eau est définie comme étant le rapport de la masse de l'eau à la masse des particules (grains) solides d'un certain volume de roche ou de sol. Elle est exprimée en pourcentage

$$\omega = \frac{M_\omega}{M_s} \times 100\%$$

Il est à remarquer que cette teneur en eau peut dépasser 100%

2.4.3. La teneur en eau volumique Θ

Cette teneur en eau est relative aux volumes et elle a pour expression :

$$\theta = \frac{V_\omega}{V_s}$$

2.4.4. Le degré de saturation S_r

Il indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$S_r = \frac{V_\omega}{V_V}$$

Lorsque la roche est saturée, $S_r = 100\%$

2.4.5. La densité des constituants solides

La densité des constituants solides est une grandeur adimensionnelle et donne la relation entre le poids ou masse volumique des particules sèches et celle de l'eau.

$$G = \gamma_s/\gamma_\omega = \frac{\rho_s \cdot g}{\rho_\omega \cdot g}$$

2.4.6. Relation entre les différents paramètres

Il existe diverses relations mathématiques entre les différents paramètres adimensionnels de la roche. Le tableau résume certaines relations entre ces différents paramètres physiques.

Tableau 2.7 relation entre les différents paramètres physiques de la roche

	Teneur en eau (w)	Porosité (n)	Indice des vides (e)	Poids volumique (γ)	Poids volumique sec (γ_d)
définition	$\frac{W_w}{W_s}$	$\frac{V_v}{V}$	$\frac{V_v}{V_s}$	$\frac{W}{V}$	$\frac{W_s}{V}$
W		$\frac{n \cdot S_r \gamma_w}{1-n \gamma_s}$	$\frac{e S_r \gamma_w}{\gamma_s}$	$\frac{S_r \gamma_w \cdot \gamma_s - \gamma}{\gamma_s \gamma - S_r \gamma_w}$	$S_r \gamma_w (1/\gamma_d - 1/\gamma_s)$
n	$\frac{W \cdot \gamma}{W \gamma_s + S_r \gamma_w}$		$\frac{e}{1+e}$	$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s - S_r \gamma_w}$	$\gamma_d (1/\gamma_d - 1/\gamma_s)$
e	$\frac{W \gamma_s}{S_r \gamma_w}$	$\frac{n}{1-n}$		$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma - S_r \gamma_w}$	$\gamma_s (1/\gamma_d - 1/\gamma_s)$
γ	$\frac{(1+w) \gamma_s S_r \gamma_w}{w \gamma_s + S_r \gamma_w}$	$\frac{(1-n) \gamma_s + n S_r \gamma_w}{n S_r \gamma_w}$	$\frac{\gamma_s + e S_r \gamma_w}{1+e}$		$(1+w) \gamma_d$
γ_d	$\frac{\gamma_s S_r \gamma_w}{w \gamma_s + S_r \gamma_w}$	$(1-n) \gamma_s$	$\frac{\gamma_s}{1+e}$	$\frac{\gamma}{1+w}$	
S_r	$\frac{W}{\gamma_w (1/\gamma_d - 1/\gamma_s)}$	$\frac{(1-n) w \gamma_s}{n \gamma_w}$	$\frac{W \gamma_s}{e \gamma_w}$	$\frac{\gamma \cdot (1/\gamma_d - 1/\gamma)}{\gamma_w (1/\gamma_d - 1/\gamma_s)}$	$\frac{\gamma \cdot (1/\gamma_d - 1/\gamma)}{\gamma_w (1/\gamma_d - 1/\gamma_s)}$

3. Propriétés acoustiques d'une roche

Les essais ultrasoniques sont des essais non destructifs. Ils permettent l'obtention de plusieurs paramètres liés aux propriétés physico-mécaniques des roches. La caractérisation par des méthodes ultrasoniques est couramment utilisée. Elles se basent sur l'étude de la propagation des ondes de volume P et S caractérisées par leurs vitesses (premières et secondes, d'après l'ordre de la réception).

Pour une onde P, le mouvement vibratoire a lieu suivant la direction de propagation des ondes et affecte le volume de la roche.

V_p est la vitesse d'une onde de compression ou (longitudinale).

V_s est la vitesse d'une onde de cisaillement ou (transversale), dont le mouvement vibratoire a lieu dans un plan normal à la direction de propagation. Elles sont plus lentes que les ondes P et ne se propagent pas dans l'eau.

3.1. Vitesses de propagation des ondes ultrasoniques (norme P 94-411)

L'objectif de l'essai est de déterminer les vitesses des ondes de compression, et de cisaillement, dans un matériau sec et saturé.

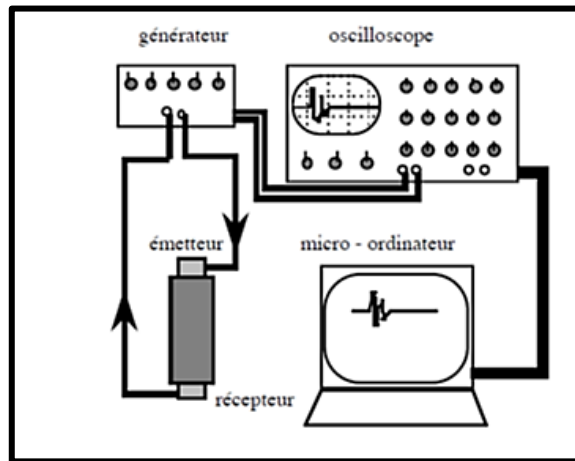


Figure 2.6 Dispositif de mesure des vitesses de propagation des ondes ultrasonique.

Les vitesses des ondes sont mesurées à l'aide d'un dispositif composé d'un générateur, un oscilloscope, deux céramiques piézoélectriques.

Les vitesses sont calculées : V_p ou $V_s = \frac{L}{t}$

L : longueur de l'éprouvette en mètre (m)

t : temps de parcours (s)

3.2. Indice de continuité (NF P18-558 AFNOR, 1990)

Les vitesses de propagation des ondes ultrasoniques renseignent sur l'état d'altération, et/ou la fissuration et la porosité. La mesure des vitesses des ondes dans plusieurs directions peut permettre de mettre en évidence une éventuelle anisotropie, due à une orientation préférentielle des microfissures ou à la structure de la roche.

On distingue :

- les ondes de compression, ou ondes longitudinales, ou ondes P, dont la vitesse est désignée par V_p ;
- les ondes de cisaillement, ou ondes transversales, ou ondes S, dont la vitesse (plus rarement mesurée) est désignée par V_s .

L'indice de continuité IC de la roche est défini comme étant le rapport de vitesse V_p ,

mesurée dans l'échantillon, à la valeur théorique V_p^* calculée à partir de la composition minéralogique de l'échantillon :

$$IC = V_p / V_p^*$$

Où

V_p^* est obtenue en faisant la moyenne harmonique des produits des vitesses des ondes V_{pi} dans les divers minéraux constitutifs de la roche par leur teneur volumique c_i :

$$1 / V_p^* = \sum c_i / V_{pi}$$

Tableau 2.8 valeurs des vitesses théoriques de propagation de certains minéraux

Minéraux	Masse volumique ρ_s (g/cm ³)	V_p (m/s)*
Amphiboles	2,98 - 3,20	7 200
Augite	3,2 - 3,4	7 200
Biotite	2,90	5 130
Calcite	2,71	6 660
Dolomite	2,87	7 900
Magnétite	5,17 - 5,18	7 410
Muscovite	2,83	5 810
Oligoclase	2,64 - 2,67	6 260
Olivine	3,25 - 3,40	8 400
Orthose	2,57	5 690
Quartz	2,65	6 050

Une approximation, généralement possible, consiste à estimer la vitesse théorique V_p^* à partir du tableau 2.9, qui donne les vitesses maximales théoriques pour les principales roches supposées parfaites, sans pores ni fissures.

Tableau 2.9 Vitesses maximales théoriques référence pour les principales roches supposées parfaites

Roches	Vp* (m/s)
Granites et rhyolites	6 000
Diorites	6 500
Gneiss	6 000
Amphibolites	6 500
Calcaires	6 500
Roches siliceuses	6 000

A pétrographie identique, l'indice de continuité diminue avec l'augmentation de la porosité de pores et plus fortement encore, avec celle de la porosité de microfissures. Les classes de continuité en fonction des valeurs de IC sont définies dans le tableau 2.10

Tableau 2.10 Différentes classes selon la valeur de l'indice de continuité IC

CLASSES	VALEURS DE L'INDICE DE CONTINUITE IC	VALEURS DE L'INDICE DE CONTINUITE IC
IC 1	IC > 90 %	Continuité très forte
IC 2	75 % < IC < 90 %	Continuité forte
IC 3	50 % < IC < 75 %	Continuité moyenne
IC 4	25 % < IC < 50 %	Continuité faible
IC 5	IC < 25 %	Continuité très faible

4. Propriétés mécaniques de la roche

Les propriétés mécaniques des roches se divisent en deux classes :

- Les résistances à des sollicitations mécaniques : traction, compression uniaxiale et triaxiale.

- Les paramètres liés à la déformabilité sous l'effet des sollicitations mécaniques : paramètres élastiques (module de Young et coefficient de Poisson) et plastiques (cohésion et angle de frottement interne).

Ces résistances sont étudiées dans le laboratoire, sur des échantillons continus de dimensions centimétriques et de forme généralement cylindriques. La bonne représentativité des résistances obtenues sont généralement tributaire de : la présence de fractures dans le massif, l'hétérogénéité du massif, la variabilité des valeurs au sein d'une même formations géologique et enfin, l'effet d'échelle relatif aux éprouvettes.

Les essais de base pour la détermination des paramètres mécaniques indiqués précédemment sont : l'essai de compression uniaxiale, l'essai de traction indirecte ou Essai Brésilien, et l'essai triaxial.

4.1. Résistance à la compression uniaxiale σ_c ou essai de compression simple : (P94-420)

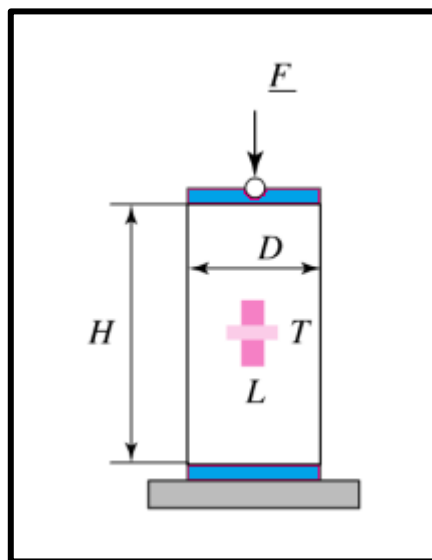


Figure 2.7 Principe de l'essai de compression uniaxiale

L'essai de compression uniaxiale est réalisé sur des éprouvettes cylindriques. Pour les dimensions de l'éprouvette, il est conseillé d'utiliser un élancement (H/D) variant de 2 à 2.5. La contrainte de rupture en compression uni axiale σ_c est définie par

$$\sigma_c = \frac{F_{max}}{A} (Pa)$$

F_{max} : Force axiale maximale atteinte au cours de l'essai (N).

A : Aire de la section transversale circulaire initiale de l'éprouvette (m^2)

Les classes de la roche selon AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain) en accord avec ISRM sont données dans le tableau 2.11

Tableau 2.11 Classification de la roche selon la résistance à la compression (AFTES)

classes	Valeurs de la résistance en compression σ_c	Termes descriptifs de résistance
RC1	$\sigma_c > 200MPa$	Résistance extrêmement élevée
RC2	$100 < \sigma_c < 200MPa$	Résistance très élevée
RC3	$50 < \sigma_c < 100MPa$	Résistance élevée
RC4	$25 < \sigma_c < 50MPa$	Résistance moyenne
RC5	$5 < \sigma_c < 25MPa$	Résistance faible
RC6	$1 < \sigma_c < 5MPa$	Résistance très faible
RC7	$\sigma_c < 1MPa$	Résistance extrêmement faible

Les classes **RC 6 et 7** sont définies comme des roches tendres ou sols raides.

Selon la catégorie de la roche, la résistance à la compression diffère d'une catégorie à une autre. La synthèse des essais réalisés à travers le monde, selon les normes de l'ISRM a permis à Hudson (Hudson, 1989) de proposer des intervalles de valeurs de la résistance à la compression uniaxiale relative aux différentes catégories des roches (Figure 2.9) .

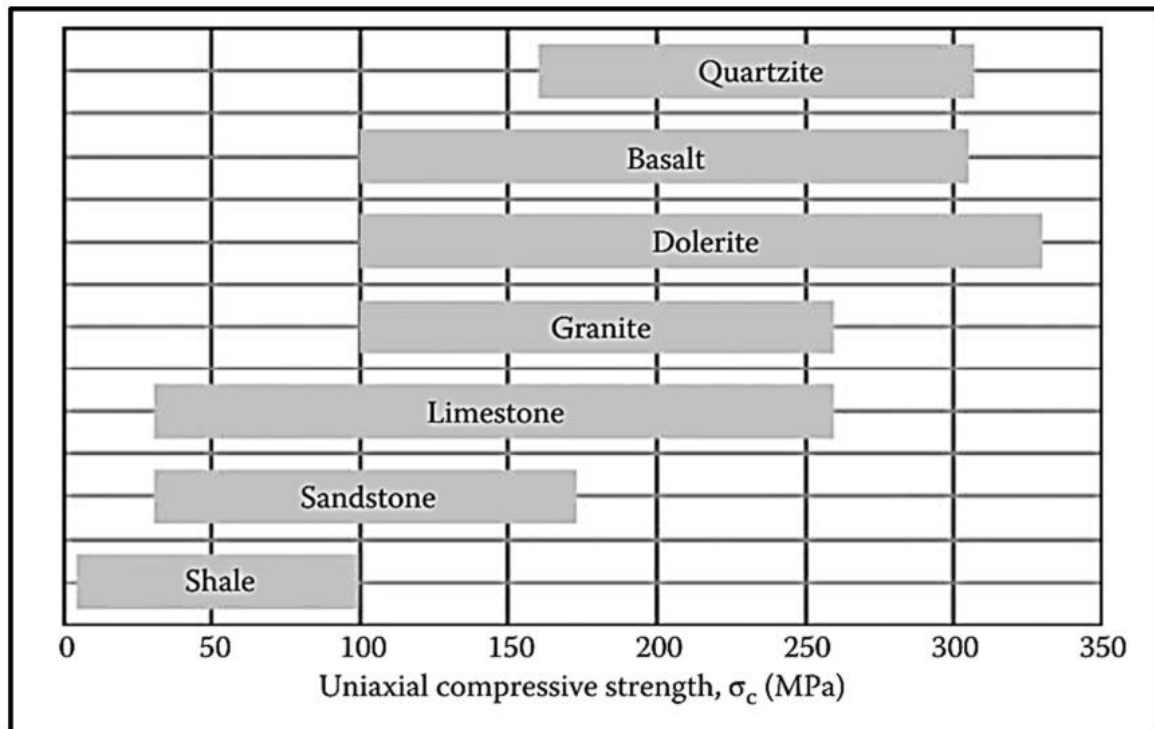


Figure 2.8 Intervalles des valeurs de la résistance à la compression uniaxiale (Hudson, 1989)

4.2. Résistance à la traction indirecte ou Essai Brésilien (P94-422)

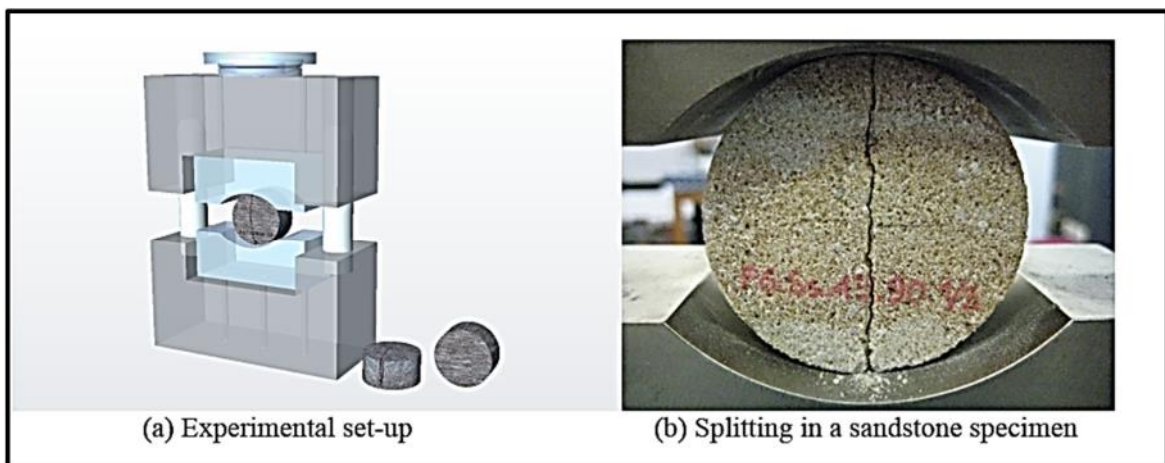


Figure 2.9 Essai Brésilien ou de traction indirecte selon les recommandations de l'ISRM

L'essai consiste à la rupture par pendage d'un échantillon cylindrique de diamètre D et hauteur H soumis à une charge de compression F appliquée sur 02 génératrices opposées. La contrainte de rupture en traction brésilienne σ_{tb} est donnée par la formule :

$$\sigma_{tb} = \frac{2F_{max}}{\pi DH}$$

F_{max} : Charge de rupture

H : hauteur

D : diamètre

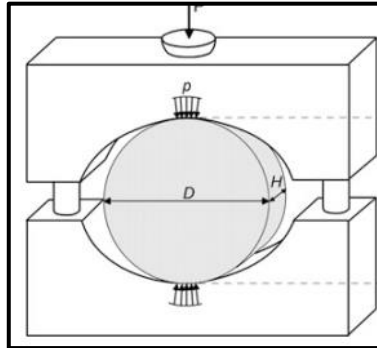


Figure 2.10 Principe de l'essai Brésilien

Toutefois, il existe une première estimation de la résistance à la traction d'une roche intacte à partir de la résistance à la compression uniaxiale :

$$\sigma_{tb} = -\sigma_c/10$$

σ_{tb} et σ_c sont respectivement la résistance à la traction et celle de compression uniaxiale de la roche intacte.

4.3. Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'une roche peut être déterminée à partir de l'**essai à la boîte de cisaillement** (P 94-512-10) ou de l'**essai triaxial** (NF P 94-423).

4.3.1. Essai de cisaillement direct

L'essai de la boîte de cisaillement peut être effectué sur des roches ou des sols meubles peu ou non cohérents, secs ou saturés. Il est considéré comme le plus ancien pratiqué en mécanique des sols. C'est un essai où le chargement est multidirectionnel dans la mesure où la sollicitation de cisaillement peut être réalisée à différents niveaux de confinement.

L'échantillon est placé dans la moitié inférieure de la boîte de cisaillement et encapsulé dans de la résine synthétique ou du mortier. Une bande d'environ 5 mm large au-dessus et au-dessous de la surface de cisaillement doit être exempt de matériau d'encapsulation. L'essai est alors réalisé en appliquant un effort tranchant horizontal T sous une constante charge normale, N.

L'utilisation de la boîte de cisaillement pour déterminer la résistance au cisaillement de la roche intacte peut générer des moments de renversement qui induisent une rupture prématurée par traction. Ainsi, le spécimen romprait en traction plutôt qu'en cisaillement.

Au cours de l'essai, on mesure :

- l'effort normal N ;
- l'effort de cisaillement T ;
- le déplacement horizontal du châssis mobile ;
- le déplacement vertical du piston dans le châssis supérieur.

Les déplacements sont mesurés au moyen de comparateurs à cadran ou de capteurs de déplacements.

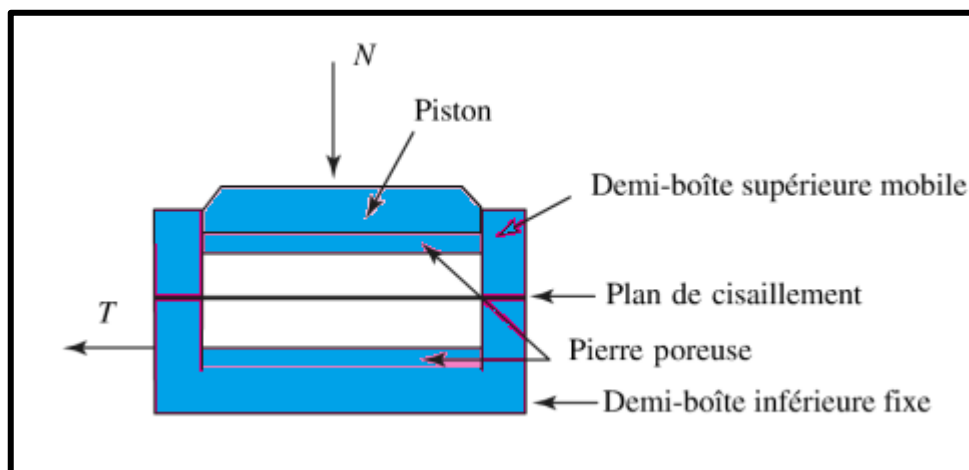


Figure 2.11 Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

4.3.2. Essai triaxial

L'essai de compression triaxiale est dans le principe similaire à celui utilisé pour le sol. L'éprouvette cylindrique est d'abord soumise à la pression latérale, puis une contrainte de déviateur est appliquée. Comme les contraintes sont assez importantes, un type d'équipement spécial est nécessaire pour effectuer le test. La procédure habituelle consiste à appliquer d'abord la pression de confinement (p) tout autour du cylindre, puis à appliquer la contrainte du déviateur lorsque la pression de confinement est maintenue constante. L'échantillon est enfermé dans une enveloppe imperméable. La gaine est généralement faite de caoutchouc résistant à l'huile tel que le polyuréthane. Normalement, l'huile hydraulique est utilisée comme fluide de confinement.

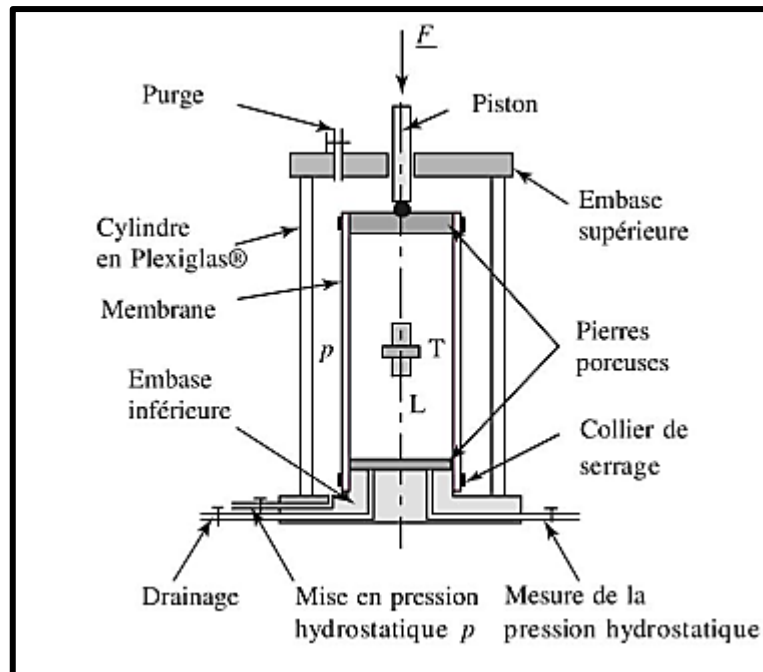


Figure 2.12 Schéma du dispositif de l'essai triaxial

Il est à signaler que pour des raisons de coûts et pour un calcul préliminaire, l'essai de poinçonnement (entre pointes) ou Essai de Franklin est utilisé à la place de l'essai de compression uniaxiale.

4.4. Autres essais

4.4.1. Essai Franklin : résistance à la compression entre pointes (P94-429)

L'essai Franklin est un essai de résistance qui consiste à rompre des fragments de roches de forme quelconque ou provenant de carottages, entre deux pièces coniques à terminaison sphérique (dimensions normalisées).



Figure 2.13 Appareillage de l'essai de Franklin

L'épaisseur des échantillons entre ces deux pointes peut varier de 25 à 100 mm (il est usuel de pratiquer cet essai sur des morceaux de carottes de 50 mm de diamètre). Le résultat s'exprime sous forme d'un indice I_s en MPa.

$$I_s = F/D^2$$

F : charge de rupture

D : diamètre ou distance entre pointes

L'indice correspondant à un diamètre de 50 mm est noté : I_{s50}

La classification de l'ISRM, en fonction de l'indice de Franklin permet d'obtenir sept catégories (Tableau 2.12).

Tableau 2.12 La classification de la roche selon l'indice de Franklin I_s (ISRM)

classes	Valeurs de I_s (MPa)	Termes descriptif
RC1	$I_s > 10MPa$	Extrêmement élevée
RC2	$4 < I_s < 10$	Très élevée
RC3	$2 < I_s < 4$	Elevée
RC4	$1 < I_s < 2$	Moyenne
RC5	$5 < \sigma_c < 25MPa$ I_s déconseillé	Faible
RC6	$1 < \sigma_c < 5$ I_s déconseillé	Très faible
RC7	$1 > \sigma_c$ I_s déconseillé	Extrêmement faible

Il est à signaler que les classes RC5, RC6, et RC7, il est conseillé de se fier aux résultats de l'essai de compression (σ_c)

L'essai franklin peut être réalisé avec un matériel très léger sur chantier ; par corrélation, il permet d'obtenir une évaluation de la valeur de la résistance à la compression σ_c :

$$20 I_{s50} < \sigma_c < 27 I_{s50}$$

A partir de la corrélation

$$\sigma_c = K \cdot I_{s50}$$

Avec

$$K = (14 + 0,175 D)$$

Pour le cas d'un diamètre de 50 mm ($D=50\text{mm}$)

$$K = 22,75 \Rightarrow \sigma_c = I_{s50} \times 22,75 \quad (\text{C'est la relation de Bieniawski})$$

Lorsque les essais sont effectués sur une série d'éprouvettes. Le procès-verbal doit fournir le nombre d'essai, et les infos sur chaque essai. On peut utiliser la valeur moyenne de l'indice de résistance.

4.4.2. Essais ultrasoniques et propriétés mécaniques liées à la déformabilité

Les paramètres liés à la déformabilité des roches peuvent être déterminés à partir des essais acoustiques. En effet, ces essais permettent la détermination des paramètres élastiques : le module de Young et le coefficient de Poisson.

La mesure du temps de propagation d'une onde ultrasonique dans une roche permet de remonter aux modules élastiques.

Dans le cas d'un matériau isotrope, le calcul du coefficient de poisson, et du module de Young E , sont obtenus à partir des relations suivantes :

$$\nu = \frac{1 (V_P/V_S)^2 - 2}{2 (V_P/V_S)^2 - 1}$$

$$E = \rho \cdot V_P^2 \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

ρ est la masse volumique de la roche en kg/m^3

Souvent, on mesure seulement V_p et le module de Young E est déduit en supposant : $\nu = 0,25$

EXERCICE D'APPLICATION

Exercice N°1

Un échantillon de roche saturée à une masse de 1526gr, après passage à l'étuve sa masse n'est plus que 1053gr.

Le constituant des grains solides à une densité de 2,7 on demande :

- La teneur en eau ω
- L'indice des vides e
- La porosité n
- Le poids volumique humide γ_n
- La densité humide γ_n/γ_ω

On prendra $g=9,81m/s^2$

Corrigé de l'exercice

1) La teneur en eau ω :

$$\omega = \frac{M_\omega}{M_s}$$

La masse de l'eau contenue M_ω

$$M_\omega = 1526 - 1053 = 473 \text{ gr}$$

$$\omega = \frac{473}{1053} = 0,45 = 45\%$$

2) L'indice des vides : $e = \frac{V_v}{V_s}$

L'échantillon est saturé donc $V_\omega = V_v$

$$\rho_\omega = \frac{M_\omega}{V_\omega} \rightarrow V_\omega = \frac{M_\omega}{\rho_\omega} = \frac{473}{1000} = 473 \text{ m}^3$$

$$G = \frac{\rho_s}{\rho_\omega} = 2.7 \rightarrow \rho_s = 2.7 = \frac{M_s}{V_s} \rightarrow V_s = \frac{M_s}{\rho_s} = \frac{1053}{2.7} = 390 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{473}{390} = 1,21$$

3) La porosité n

$$n = \frac{V_V}{V} = \frac{473}{473 + 390} = 0.55$$

4) Le poids volumique humide γ_n

$$\gamma_n = \frac{M_n \cdot g}{V} = \frac{1,526,9,81}{0,86310^{-3}m^3} = \frac{14,97}{0,86310^{-3}} = 17,34KN/m^3$$

5) La densité humide :

$$\gamma_n/\gamma_\omega = \frac{17,34 \cdot 10^3}{9,81 \cdot 10^3} = 1,77$$

Exercice N°2 :

Un essai de compression uniaxiale est réalisé sur un échantillon cylindrique de diamètre 10 cm et de hauteur 25cm. La rupture s'est produite quand l'effort maximal atteint est 250 KN.

Déterminer la résistance à la compression de la roche et la classe de cette roche.

Corrigé de l'exercice :

$$\sigma_c = \frac{F_{max}}{A} (Pa)$$

$$A = 3.14 \times 0.1^2 / 4 = 78.5 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{F_{max}}{A} = \frac{250 \cdot 10^3}{78.5 \times 10^{-5}} = 0.3 \text{ GPa}$$

Selon la classification AFTES, la roche a une résistance extrêmement élevée (RC1)

Exercice N°3 :

Un essai de traction indirecte par la méthode brésilienne est réalisé sur un échantillon de roche de diamètre 50 cm et un élancement de 2.5. La rupture s'est produite sous un effort de 30 KN. Déterminer la résistance à la traction de cette roche.

Corrigé de l'exercice :

L'élanement a pour expression : $e = H/D$

La résistance à la traction indirecte a pour expression :

$$\sigma_{tb} = \frac{2F_{max}}{\pi DH} = \frac{60000}{3.14.(0.5).(0.5).(2.5)} = 30.61 \text{ KPa}$$

Exercice N°4 :

Un essai franklin est réalisé sur des fragments de roches de diamètre 5 cm. L'effort maximal atteint pour rompre cette roche est 600 N

Calculer l'indice de Franklin. En déduire la résistance à la compression selon la relation de Bieniawski

Corrigé de l'exercice :

L'expression de l'indice de Franklin :

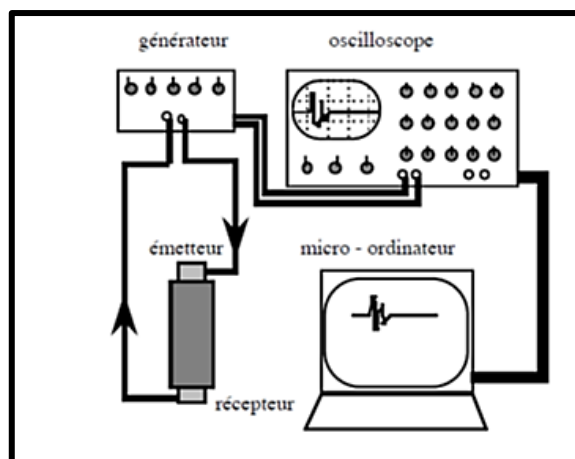
$$I_s = F/D^2 = (6 \times 10^2)/2500 = 0.24 \text{ MPa}$$

Déduction de la valeur de la résistance à la compression selon la relation de Bieniawski :

$$\sigma_c = K \cdot I_{s50} = 22.75 \times 0.24 = 5.46 \text{ MPa}$$

Exercice N°5 :

Pour déterminer les propriétés élastiques d'une roche intacte de masse volumique 2.7 t/m^3 prélevée un échantillon de forme cylindrique de diamètre $D = 10 \text{ cm}$ et d'un élanement de 2.5 a été placé dans le dispositif (voir figure)



Les enregistrements recueillis pour les ondes P sont les suivants :

Le temps de parcours de P est de $4.5 \cdot 10^{-5}$ s,

5. Déterminer la vitesse caractéristique V_p pour cette onde
6. Calculer le module de Young E, en supposant que le coefficient de Poisson a une valeur de 0.25.

Corrigé de l'exercice :

L'expression de la vitesse de l'onde P est

$$V_p = \frac{L}{t} = (0.25)/(4.5 \cdot 10^{-5}) = 0.55 \times 10^4$$

en appliquant la relation

$$E = \rho \cdot V_p^2 \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

$E = 68.06 \text{ GPa}$

Conclusion

Les propriétés physiques de la roche à savoir : la teneur en eau, la porosité, le degré de saturation, l'indice des vides, et la porosité, sont importantes pour la caractérisation de la roche intacte. Elles sont obtenues à partir d'essais de laboratoire.

Les essais mécaniques de base permettent d'avoir une bonne connaissance du comportement de la roche vis-à-vis des sollicitations mécaniques, tant sur le plan de la résistance que sur le plan de déformabilité.

CHAPITRE III

DIVERSES PROPRIETES DE LA ROCHE

Introduction

La connaissance de certaines propriétés intrinsèques à la roche, hormis les propriétés physico-mécaniques est indispensable. Parmi ces propriétés, on peut citer la résistance à l'usure, la forabilité et l'altération physio chimique. La mécanisation poussée des méthodes de forage et de creusement nous oblige à connaître le degré d'abrasivité et la forabilité des roches pour le dimensionnement et le choix du matériel mécanique adéquat. L'altération physico chimique de la roche est sous diverses formes : effet du gel/dégel, dissolution de la roche et le gonflement des particules argileuses. Ces derniers, diminuent certaines caractéristiques mécaniques et influent sur Le comportement de la roche au sein de l'ouvrage même, et des matériaux granulaires employés dans domine du génie civil et des routes.

1. La résistance à l'usure des roches

1.1 Essai Los Angeles (N.F. P18.573)



Figure 3.1 Appareillage de l'essai Los Angeles

Cet essai a pour but d'évaluer **la résistance à la fragmentation par chocs**. Les gravillons testés sont en général de granularités 6-10, 10-14 ou 25-50 mm. Il consiste à mesurer la quantité p d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau P (5 kg) aux chocs de boulets normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles (Un broyeur cylindrique

à boulets de 711 mm de diamètre), exécutant 500 ou 1 000 révolutions suivant la granularité à une vitesse de rotation de 30 à 33 tr/min.

Le coefficient Los Angeles défini par :

$$L_A = 100 \frac{m}{M}$$

avec m (g) masse du passant au tamis de 1,6 mm,

M (g) masse initiale de granulats.

1.2. Essais Deval (NF P18-577) et micro-Deval (NF P18-572)

La production de fines par frottement des granulats entre eux ou au contact d'outils métalliques est liée aux propriétés d'usure ou d'attrition de la roche. L'essai Deval porte sur la résistance à l'usure de tous les granulats de classe granulaire 25-50 mm, utilisés surtout pour le ballast des voies ferrées. Il est aujourd'hui souvent remplacé par l'essai micro-Deval.



Figure 3.2 Appareil micro-Deval

L'essai micro-Deval permet de mesurer la résistance à l'usure des roches. Cette résistance à l'usure pour certaines roches n'est pas la même à sec ou en présence d'eau. L'appareil est composé de 04 cylindres creux en acier inox d'épaisseur supérieure ou égale à 3mm. La classe granulaire soumise à cet essai comporte : 4-6.3 mm ; 6.3-10mm ; 10-14mm ; et 25-50mm.

. Le coefficient de l'usure MDE est défini par la formule :

$$M_{DE} = 100 \frac{m}{M}$$

Avec :

m (gr) est la masse du passant au tamis de 1,6 mm,

M (gr) est la masse initiale de granulats.

Par définition cette quantité, est appelée suivant la méthode employée :

Coefficient micro Deval sec du granulat (M_{DS})

Coefficient micro-Deval en présence d'eau du granulat (M_{DE})

2. L'abrasivité des roches

L'abrasivité caractérise la capacité d'une roche à provoquer l'usure d'un outil tel que pièce de concasseur, taillant de forage (tableau 5), molette ou pic de machine foreuse ; cette propriété est importante pour les travaux d'exploitation des matériaux rocheux, en souterrain comme à ciel ouvert. En effet, elle conditionne fortement le rendement des outils, le taux de remplacement et par conséquent le cout du chantier. Elle dépend à la fois de la teneur en minéraux durs (quartz notamment) et de la résistance de l'assemblage des grains (cohésion de la roche).

Il existe deux essais pour quantifier l'abrasivité des roches :

- L'essai Cerchar (NF P 94-430.1)
- L'essai LCPC (AFNOR P18-579)

L'essai Cerchar est utilisé pour la détermination de l'abrasivité seulement des roches, alors que celui de LCPC, peut être mené sur des roches ou des sols.

2.1. Essai Cerchar :

L'essai Cerchar a été développé dans le centre d'études et de recherches des charbonnages en France. Il est destiné exclusivement au domaine des roches. L'échantillon est placé dans un étau sous un foret d'acier soigneusement affûté par une pointe conique à 90° d'angle au sommet. Ce foret est chargé à 70N et déplacé de 10mm sur la surface d'échantillon : on exprime en 1/10 de mm, du méplat produit par frottement. Cette valeur définit l'abrasivité de la roche.

L'abrasivité de la roche est représentée par un indice : **Indice d'abrasivité (IAC)**. Le quartz est considéré comme la roche la plus abrasive.

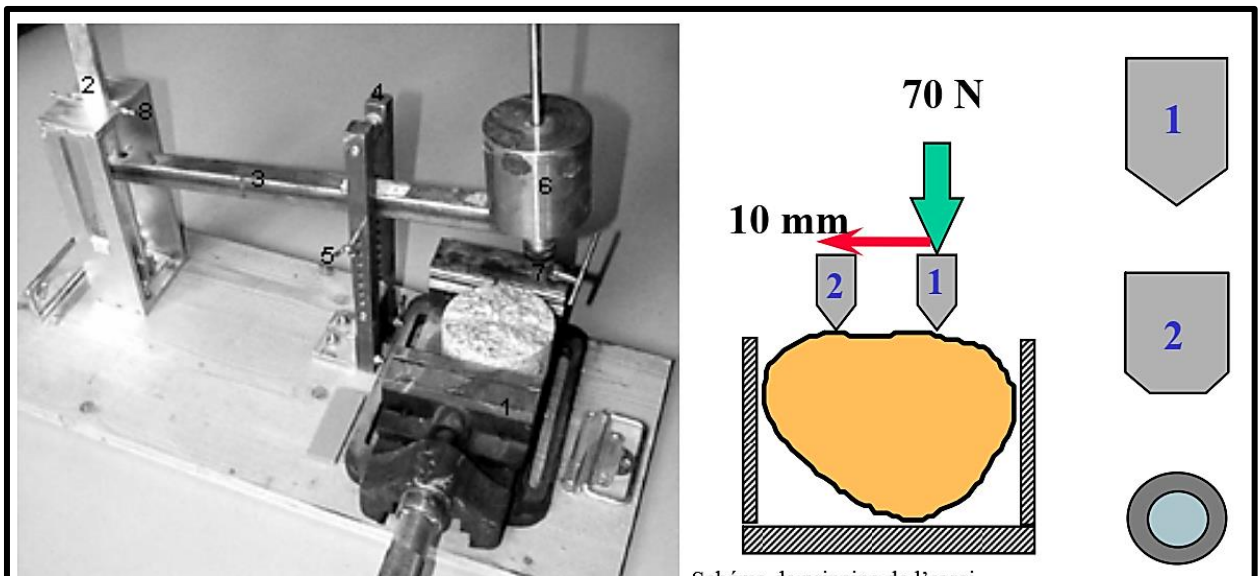


Figure 3.3 Appareillage de l'essai Cerchar et principe de l'essai de Cerchar

L'indice Cerchar d'abrasivité (IAC) est calculé à partir de la formule

$$IAC = 10 \cdot d / C$$

Avec : d est la mesure du méplat après l'essai (en mm)

C est un coefficient de correction, dont la valeur est généralement égale à l'unité (c= 1mm)

Tableau 3.1 L'échelle d'abrasivité de l'essai Cerchar

Index ICA	Echelle d'abrasivité
< 0.3	Pas abrasif
0.3 - 0.5	Très peu abrasif
0.5 - 1	Peu abrasif
1 - 2.0	abrasif
2 - 4.0	Très abrasif
4.0 - 6.0	Extrêmement abrasif
6.0 - 7.0	Quartz

2.2. Essai LCPC

L'essai d'abrasivité LCPC a été réalisé au niveau de L'école Centrale des Ponts et Chaussée. Cet essai est adapté aux roches dont la résistance à la traction est supérieure à 1 MPa. Il consiste à faire tourner une plaquette d'acier pendant 5min à 44500tr/min dans 500 gr de roches préalablement broyée et tamisée à la dimension 4-6 mm

La plaquette (25×20×5mm) présente une dureté correspondant à une valeur Rockwell B 60-75

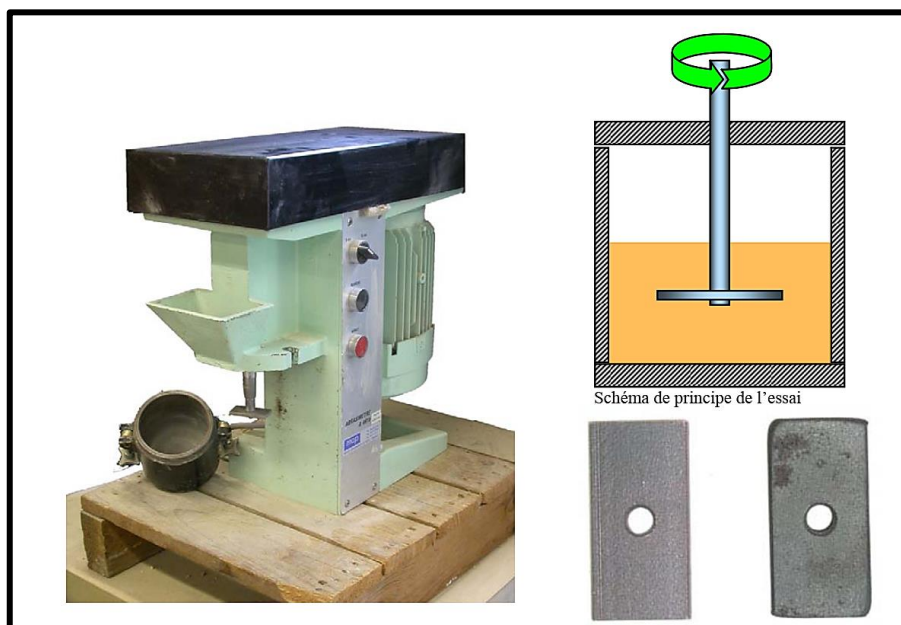


Figure 3.4 Appareillage de l'essai LCPC et son principe

L'indice d'abrasivité est égal au rapport de la perte de masse de la plaquette à la masse du matériau à l'essai. Le coefficient d'abrasivité s'exprime en gr/tonne et varie de 0 à plus 2000 pour des roches pas abrasives à très abrasives.

$$ABR = \frac{P_0 - P}{G_0}$$

P_0 : Masse de la plaquette avant essai (gr)

P : Masse de la plaquette après essai (gr)

G_0 : Masse de l'échantillon en (t)

Tableau 3.2 Echelle d'abrasivité pour l'essai LCPC

ABR gr/t	Echelle	exemple
0-500	Très faible	Schistes, calcaires
500-1000	faible	Grés molasse
1000-1500	moyenne	Gneiss
1500-2000	élevée	granites
>2000	Très élevée	Quartzites

La durée de vie (mesurée en mètre foré) d'un taillant de forage, pour des roches peu abrasives et abrasives est présentée dans le Tableau 3.3

Tableau 3.3 Durée de vie d'un taillant pour les roches abrasives et peu abrasives

Taillant de forage	Longueur forée (m)			
	Roche abrasive		Roche peu abrasive	
Taillant fileté à picots > 64 mm ou taillant fond de trou à picots	400 à 1 000		1 200 à 2 500	
Taillant fileté à plaquettes	200 à	400	800 à 1 000	
Fleuret monobloc	150 à	200	600 à	800

3. La Forabilité

La forabilité d'une roche exprime la facilité avec laquelle un outil de forage pénètre dans la roche. Elle dépend d'un certain nombre de paramètres, en particulier de la résistance, la dureté et la texture de la matrice rocheuse, et de son abrasivité. Il existe différents essais pour quantifier la forabilité d'une roche.

Parmi ces essais on peut distinguer le DRI et l'indice de fragilité.

3.1. DRI (Drilling Rate Index)

Le DRI ou indice de forabilité exprime l'aptitude d'une roche au forage. Elle se base sur deux essais (Sievers' J-miniature drill test) et l'essai de friabilité

3.1.1. Détermination de l'indice de la résistance à la pénétration d'un foret

(Sievers' J-miniature drill test)

C'est l'essai le plus employé tant dans le domaine minier que dans le domaine du génie civil. Initialement, l'essai miniature de foret a été employé pour mesurer la dureté des échantillons de roche. La valeur est définie comme la valeur moyenne de la profondeur mesurée de 4 à 8 trous en (1/10) mm après 200 révolutions du l'outil de forage miniature (de diamètre 8 mm). le petit de foret, d'angle de sommet 99° est chargé avec une masse de 20kg.

3.1.2. L'essai de friabilité

L'essai de friabilité donne une bonne mesure pour la capacité de la roche de résister écrasé par des impacts répétés. La méthode d'essai a été développée en Suède. Plusieurs versions modifiées de l'essai ont été développées pour différents buts.

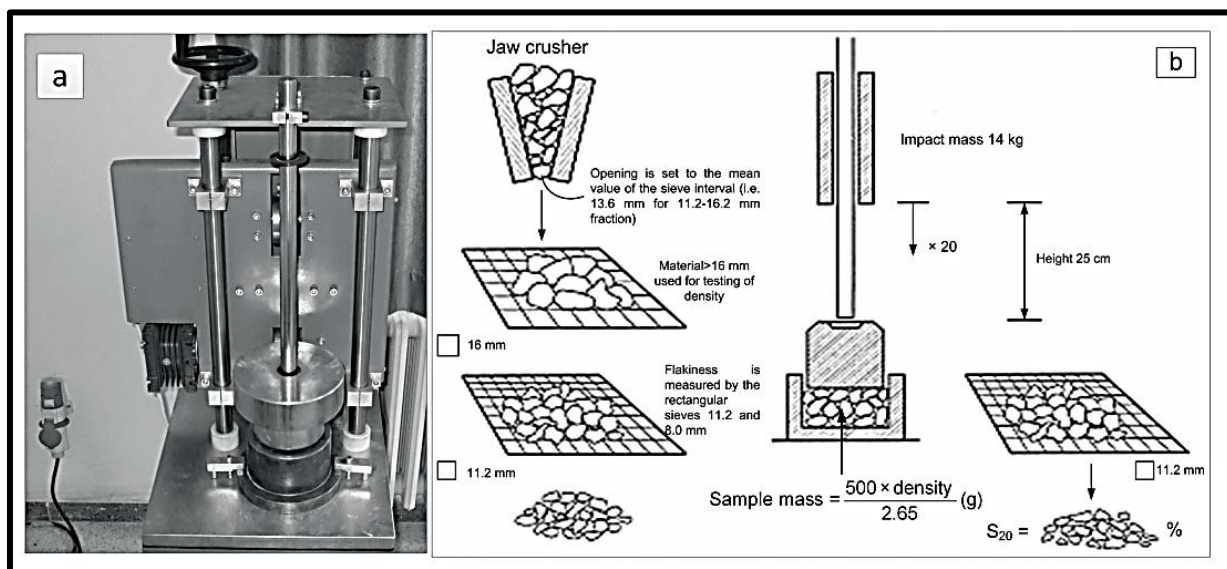
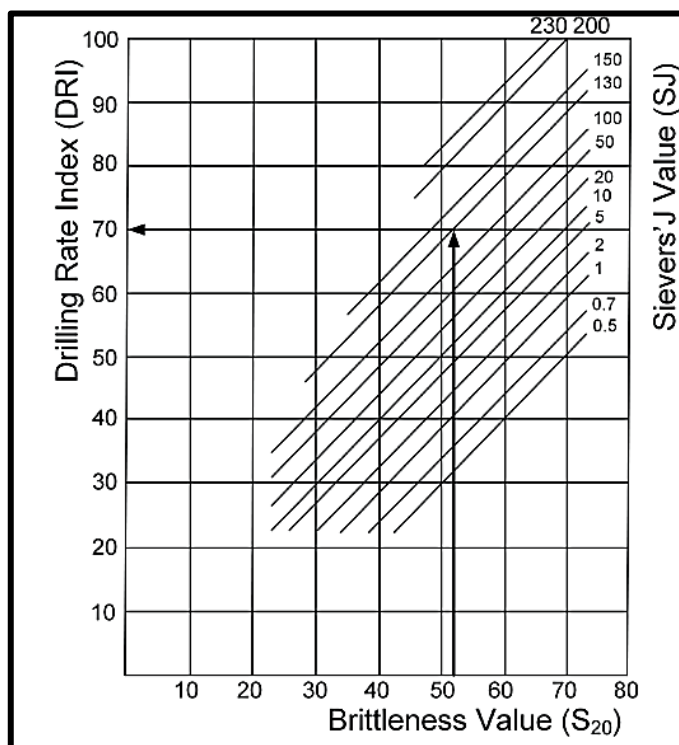


Figure 3.5 Appareillage et principe de l'essai de friabilité

L'estimation du DRI se fait en croisant les valeurs obtenues lors de l'essai miniature du foret, et celui de friabilité à partir du Tableau 3.4

Tableau 3.4 Détermination de l'indice de forabilité ou DRI



3.2. Indice de fragilité FR

Lors des travaux souterrains, il est courant d'utiliser à la place des essais de forabilité un indice calculé à partir des essais mécaniques : l'indice de fragilité. Cet indice a l'avantage de tenir compte du comportement mécanique de la roche sous des sollicitations en compression et en traction indirecte. Cet indice est surtout pris en compte lors des études préalable de choix de matériel et de dimensionnement des roches dures lors des travaux de creusement ou d'excavation.

L'indice de fragilité FR est défini par le rapport entre la résistance à la compression uniaxiale et celle à la traction indirecte (Essai Brésilien)

$$FR = \sigma_c / \sigma_{tb}$$

σ_c est la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte.

σ_{tb} est la résistance à la traction indirecte ou Essai Brésilien de la roche intacte.

Cet indice est utilisé pour caractériser la forabilité et le comportement à la rupture des roches dures ($\sigma_c > 25MPa$)

FR varie usuellement entre 5 et 30. Les classes de fragilité sont données dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 Classification selon la valeur de l'indice de fragilité

classes	Valeurs de l'indice de fragilité FR	Termes descriptifs
FR1	$FR > 25$	Très fragile
FR2	$15 < FR < 25$	fragile
FR3	$10 < FR < 15$	Moyennement fragile
FR4	$FR < 10$	Peu fragile

4. Altérabilité

On appelle altérabilité la sensibilité d'une roche aux modifications du milieu environnant.

Les principales modifications qui peuvent survenir sont :

1. modifications thermiques : exposition au gel ou au dégel des roches anciennement à l'abri
2. modifications des paramètres caractérisant les fluides circulant ou séjournant dans la roche : décomposition chimique, pression, température, vitesse de circulation...
3. modifications de l'état de contrainte de la roche entraînant la diminution ou la disparition du confinement (mise à l'affleurement ou extraction).

L'altération physico-chimique traduit la capacité de gonflement, ou de dissolution d'une roche. Cette altération physico-chimique englobe tous les processus de modification de l'état d'une roche susceptibles de conduire assez rapidement à une réduction notable des caractéristiques mécaniques. Ces processus sont essentiellement : le délitage, la dissolution et le gonflement.

- A. Le délitage affecte plus particulièrement les roches "schisteuses" ou présentant localement des zones "schisteuses", il apparaît suite à l'action de la décompression, de l'humidité de l'air ambiant ou des circulations d'eau et se manifeste par une perte totale de cohésion entre les différents feuillets constituant la roche. L'étude géotechnique doit permettre d'estimer ce risque au moyen d'essais spécifiques adaptés à chacun des cas et dont les procédures et méthodes d'interprétation doivent être indiquées en détail.
- B. La dissolution concerne essentiellement les évaporites dont les représentants les plus couramment rencontrés dans le domaine du génie civil sont le gypse et l'anhydrite. Dans un tel cas, il convient de déterminer le risque de dissolution et d'entraînement de matériau qui dépend du degré de fissuration, des proportions relatives d'anhydrite et de gypse et des conditions hydrogéologiques (circulations ou non) ;

- C. Le gonflement des argiles est un phénomène qui peut provoquer de sérieux problèmes dans les chantiers. L'essai de gonflement à l'œdomètre (**NFP 94-091**), permet de déterminer la pression de gonflement à volume constant, et le potentiel de gonflement d'une roche. Il est impératif donc, de déterminer la présence ou non parmi des minéraux de smectites (minéraux argileux expansifs en présence d'eau dont le type est la montmorillonite). Cette détermination doit être effectuée par des analyses minéralogiques (détermination aux rayons X, essai au bleu de méthylène).

EXERCICES D'APPLICATION

Exercice N°1 :

Déterminer l'indice de fragilité d'une roche intacte ayant une résistance à la compression uniaxiale de 35.2 MPa, et résistance à la traction indirecte à l'essai Brésilien de 800 KPa.

Corrigé de l'exercice :

L'indice de fragilité est donné par :

$$FR = \sigma_c / \sigma_{tb}$$

$$FR = 35.2 / 0.8 = 44$$

Cette roche est considérée comme : roche fragile

Exercice N°2 :

Après lavage et séchage, il est resté 709 g de matériau d'un échantillon de sable. Après tamisage, on recueille la fraction retenue sur un tamis de 160 μm et passant un tamis de 5 mm et on y prélève une prise d'essai de 500,2 g. On introduit cette quantité, dans la jarre avec la charge abrasive et l'eau. Après le cycle de rotation, on récupère tout le matériau, qui est ensuite lavé, séché et tamisé. La masse cumulée au tamis de 80 μm , à la fin de l'essai, est de 338,5 g. Calculer la friabilité de ce sable.

Corrigé de l'exercice :

Le coefficient de friabilité est $= (500.2 - 338.5) / 500.2 = 0.323 = 32.3 \%$

Conclusion :

Diverses propriétés intrinsèques sont cruciales dans le domaine du Génie Minier et celui du Génie civil. Parmi ces propriétés, on a présenté : l'abrasivité de la roche, la résistance à l'usure de la roche, la forabilité, et l'altération physico-chimique. Cette dernière propriété influe négativement sur la stabilité des ouvrages et la durabilité des matériaux rocheux.

CHAPITRE IV

HYDRAULIQUE DES ROCHES ET DES SOLS

Introduction

La présence et la circulation de l'eau souterraine à travers les massifs influencent considérablement le comportement de ces derniers. Dès lors, la mécanique des sols et des roches, s'intéressent particulièrement au phénomène d'écoulement de l'eau dans les interstices (pores et fissures). L'eau agit de deux formes d'interaction avec les milieux poreux : elle se déplace dans les pores et exerce une pression sur la partie solide et la déforme.

Ce chapitre traite d'une part, le phénomène de la perméabilité de la roche à partir de la Loi de Darcy. D'autre part, la détermination du coefficient de perméabilité à partir des essais de laboratoire et sur terrain.

1. L'eau souterraine

Le sol et les roches sont constitués de vides pouvant être remplis d'eau. Cette eau souterraine provient principalement de la pluie et de la neige. Une partie de cette eau s'écoule et s'infiltré dans le sol atteignant par gravité les couches imperméables, créant, dans la plupart du temps, deux zones : une zone non saturée dans la partie supérieure et une zone inférieure saturée. Dans la première zone, le sol peut varier d'un état sec à un état proche de la saturation complète. Dans certaines conditions, cette zone peut être absente même ; le sol comporte alors qu'une seule zone, la zone saturée.

1.1. Les types d'eau souterraine

On distingue trois types d'eau souterraine :

- L'eau de rétention
- L'eau capillaire
- L'eau libre ou gravitaire

Dans la zone non saturée, on trouve normalement deux types d'eau : l'eau de rétention et l'eau capillaire. L'eau de rétention est maintenue dans les vides du sol par les forces d'attraction. Elle ne peut donc pas s'écouler sous l'effet des forces de gravité, et il est impossible de l'évacuer

par drainage ou pompage. Les forces d'attraction varient selon la nature du sol : dans le cas des argiles, elles sont très grandes, et l'eau retenue dans les vides porte le nom d'eau adsorbée. Lorsqu'elle est présente, l'eau capillaire est retenue dans les vides du sol par capillarité, formant ainsi la frange capillaire. L'eau capillaire comme l'eau de rétention ne peut être ni drainée, ni pompée. Dans la zone saturée, on trouve de l'eau capillaire et de l'eau gravitaire. L'eau gravitaire occupe la plus grande partie de cette zone : elle s'écoule librement sous l'action des forces de gravité et s'accumule en une nappe d'eau libre à laquelle on peut s'alimenter par pompage. La surface de la nappe d'eau libre porte le nom de surface libre. Pour connaître sa profondeur, on se sert le plus souvent d'un tubage de forage ou d'un piézomètre ouvert.

1.2. Les types de nappes d'eau souterraine

Une nappe d'eau souterraine est une accumulation d'eau libre. Suivant sa position et les conditions qui l'entourent, la nappe d'eau souterraine peut prendre trois formes :

- La nappe d'eau libre ou nappe phréatique
- La nappe perchée
- La nappe d'eau captive

La nappe d'eau libre, plus souvent appelée nappe phréatique, est une quantité d'eau plutôt volumineuse qui se repose sur la première couche importante de sol ou roche imperméable rencontrée à partir de la surface du sol. C'est la plus fréquente des trois, et elle est habituellement composée de deux zones de saturation. Sa surface libre n'est pas horizontale, mais tend plutôt à suivre la configuration du sol.

La nappe perchée, est une petite quantité d'eau qui repose au-dessus de la nappe phréatique, sur une couche de matériau imperméable de dimensions restreintes.

La nappe captive est une accumulation d'eau emprisonnée entre deux matériaux imperméables. Elle est généralement sous pression et la hauteur de sa surface libre est différente de celle de la nappe phréatique. Les puits artésiens s'alimentent des nappes captives.

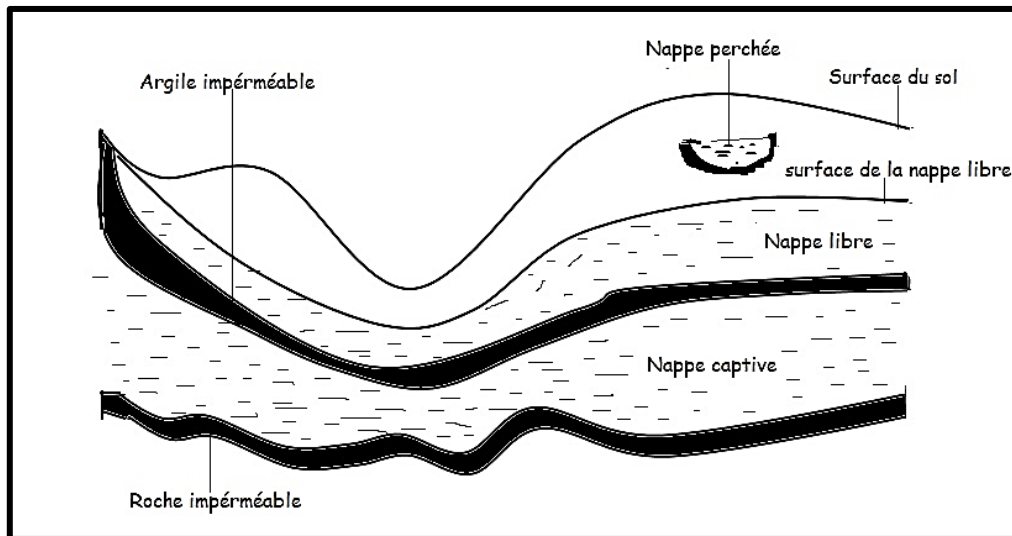


Figure 4.1 Les nappes d'eau souterraine

2. Notions de mécanique des fluides

A titre de rappel, on présente dans cette partie quelques notions importantes de mécanique des fluides.

2.1. Rappel sur la charge hydraulique

Considérons un fluide parfait i.e. incompressible et non visqueux. Si ce fluide est en mouvement et que sa vitesse ne varie pas dans le temps, c'est-à-dire que son mouvement est permanent, les particules suivent des trajectoires invariables dans le temps. Dans ce cas la trajectoire = filet liquide = ligne de courant (nous rappelons que la ligne de courant est la ligne tangente au vecteur vitesse en chacun de ces points à l'instant considéré). On appelle charge hydraulique la quantité H :

$$H = \frac{V^2}{2 \cdot g} + \frac{P}{\rho_w g} + z$$

z étant l'altitude du point,

P est la pression,

ρ_w est la masse volumique du fluide.

2.2. Gradient hydraulique

Selon le Théorème de Bernoulli, la charge hydraulique d'un liquide parfait est constante.. Cependant, lors de l'écoulement de l'eau sous l'action de la pesanteur à travers les vides d'un terrain : les forces de frottement (dues aux force de viscosité entre les molécules) vont diminuer de l'énergie. Cette énergie dissipée est appelée : **perte de charge** (la perte de charge est notée

j).

Généralement, on tient compte des variations de la charge dans l'espace qu'à la charge elle-même.

Lorsqu'une particule parcourt la distance L, le gradient hydraulique I est défini comme la variation de la charge hydraulique lorsqu'une particule parcourt une distance L.

$$I = \overrightarrow{\text{grad}}(H) = \frac{\Delta H}{L} = \frac{dh}{dl}$$

2.3. Nombre de Reynolds

L'écoulement d'un fluide peut se produire de deux manières différentes selon les conditions locales de vitesse. A faible vitesse, cet écoulement est appelé *laminaire*. Lorsque la vitesse, ce régime est appelé *turbulent*.

Le passage d'un régime d'écoulement à un autre dépend de la valeur d'un paramètre adimensionnel : le nombre de Reynolds

$$R_e = \frac{UD}{\nu}$$

Où :

U : vitesse caractéristique de l'écoulement

D : est une des dimensions géométrique

ν : viscosité cinématique du fluide (la viscosité cinématique de l'eau à 20°C est de 10^{-6} m²/s)

3. L'écoulement de l'eau dans les terrains :

3.1. Notion de perméabilité

Pour que l'eau circule dans un terrain il est nécessaire que les vides (pores et fissures) soient interconnectés. La perméabilité caractérise l'aptitude d'une roche (ou de tout autre milieu poreux) à laisser circuler des fluides au sein de son espace poreux.

3.2. La loi Darcy

La loi qui décrit l'écoulement d'un fluide en milieu poreux est la loi de Darcy. Cette loi expérimentale simple montre que le débit volumique Q à travers une colonne de sable de longueur L est proportionnel à la section S de la colonne et au gradient de la charge hydraulique

$$(I = \overrightarrow{\text{grad}}(H) = \frac{\Delta H}{L})$$

$$\frac{Q}{S} = K \frac{\Delta H}{L} = K \cdot i = V$$

Le facteur de proportionnalité K est appelé coefficient de perméabilité ou conductivité hydraulique ; K a la dimension d'une vitesse

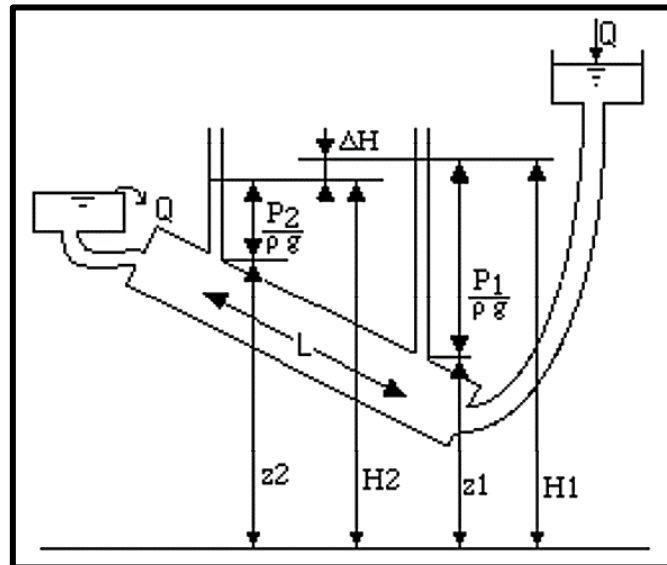


Figure 4.2 Expérience de Darcy

La perméabilité est homogène à une surface, son unité SI est le (m^2) . En pratique on utilise souvent le Darcy avec l'équivalence $1 \text{ Darcy} = 0.987 \cdot 10^{-12} m^2$

3.3. Limites de la loi de Darcy

Dans le cas de gradients hydraulique élevés, on observe qu'il n'y a plus de proportionnalité entre le gradient et la vitesse d'écoulement. D'où la nécessité d'introduire le nombre de Reynolds R_e

La loi de Darcy est applicable tant que la valeur de R est inférieure à 10. On dit que c'est un **régime laminaire**.

Si la valeur du nombre de Reynolds R_e varie de 10 à 100, le régime d'écoulement est **un régime de transition**

Au-delà d'une valeur de 100, le régime d'écoulement est dit **turbulent** à l'intérieur des pores. Toutefois, en pratique sauf dans les milieux très perméables et à proximité des ouvrages de captage, la valeur critique du nombre de Reynolds en milieu poreux n'est jamais atteinte, et l'on reste toujours dans un régime d'écoulement laminaire.

4. Mesure du coefficient de perméabilité

La mesure du coefficient de perméabilité des sols ou roches s'effectue en laboratoire, sur des échantillons de sol de petit volume, ou sur le terrain dans des forages. Les essais in situ donnent souvent une image plus représentative au massif car ils prennent en compte les hétérogénéités du terrain.

4.1. Mesure de perméabilité en laboratoire

Selon l'ordre de grandeur des perméabilités à mesurer, différentes techniques peuvent être utilisées en laboratoire. Pour les fortes perméabilités, les techniques qui sont basées sur l'établissement d'un écoulement à travers un volume représentatif de sol ou roche sont préférables. La perméabilité est ainsi déduite par application directe de la loi de Darcy.

La mesure directe de la perméabilité des sols en laboratoire s'effectue selon deux procédures : méthodes à charge constante, et à charge variable. Pour des perméabilités très faibles, une méthode transitoire est appliquée. Elle consiste à estimer la perméabilité à partir de l'analyse de la diffusion d'un incrément de pression dans un échantillon de roche en système fermé.

4.1.1. Essai à charge constante

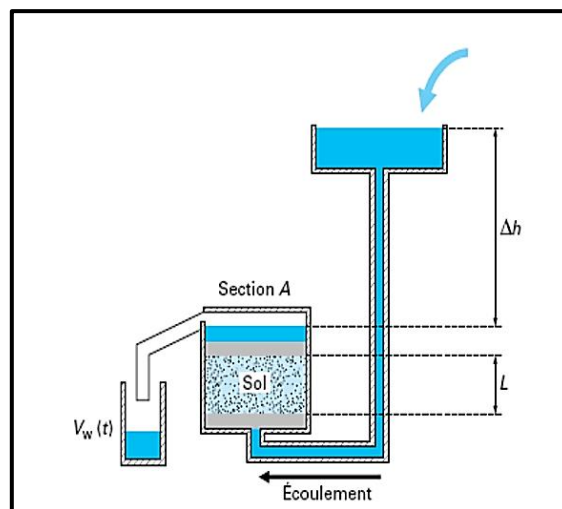


Figure 4.3 Principe de l'essai à charge constante

Les essais à charge constante entretiennent une différence de charge Δh constante entre les deux extrémités d'une éprouvette de sol d'épaisseur L et de section S et l'on mesure la quantité d'eau $V(t)$ qui traverse l'éprouvette au cours du temps. Le coefficient de perméabilité est égal à :

$$K = \frac{\text{débit}}{\text{gradient}} = \frac{V(t_2) - V(t_1)}{S(t_2 - t_1)} \cdot \frac{L}{\Delta h}$$

$V(t_2)$ et $V(t_1)$ sont respectivement les quantités d'eau qui ont traversé l'éprouvette aux temps t_1 et t_2

4.1.2. Essai à charge variable

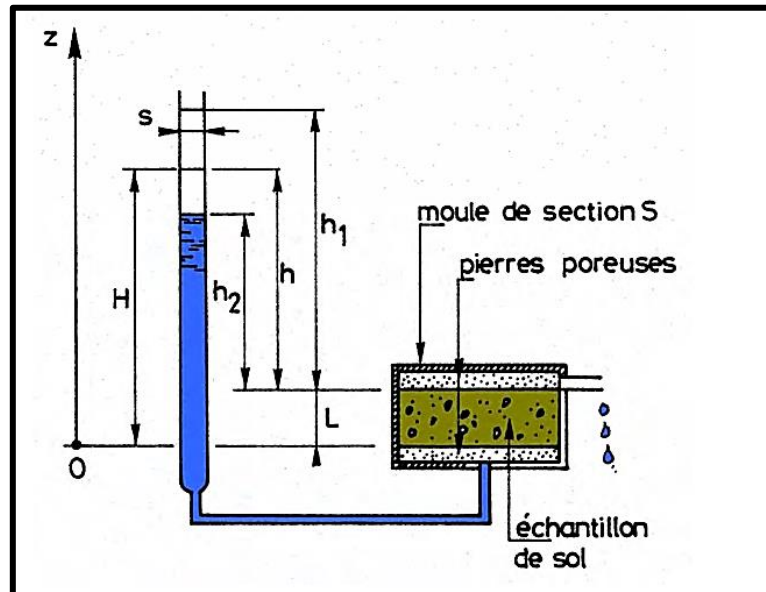


Figure 4.4 Principe de l'essai à charge variable

Destiné aux terrains de très faible perméabilité, l'essai se base sur la mesure du temps pendant lequel, la charge change de H_1 à H_2 . La mesure du débit est impossible.

L'expression de K est donnée comme suit :

$$K = \frac{s}{S} \cdot \frac{L}{l} \cdot \text{Ln}\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

4.2. Mesure de la perméabilité sur chantier

Comme les essais de laboratoire les techniques de mesure en place de la perméabilité des massifs reposent sur deux types d'essais :

- Essais à charge constante (éventuellement imposée par un pompage à débit constant)
- Essais à charge variable.

On peut aussi distinguer des essais ponctuels qui intéressent un volume de sol limité autour d'un point d'essai, et des essais à grande échelle, dans lesquels on sollicite un massif plus étendu.

4.2.1. Essais ponctuels

L'essai de Lefranc et l'essai Lugeon sont des essais de perméabilité qui créent dans une zone limitée autour d'un dispositif de mesure et donne une estimation de la perméabilité locale. On

impose une variation de charge par pompage ou par apport d'eau dans une cavité cylindrique de diamètre B et de hauteur, créée dans le sol à la base d'un forage

Selon la norme AFNOR, l'essai d'eau Lefranc (NF EN ISO 22282-2) est réalisé en place dans les sols fins ou grenus sous la nappe dont le coefficient de perméabilité présumé est supérieur à une valeur de l'ordre de 1.10^{-6} m/s. L'essai permet de déterminer un coefficient de perméabilité locale qui peut être nettement différent du coefficient de perméabilité en grand.

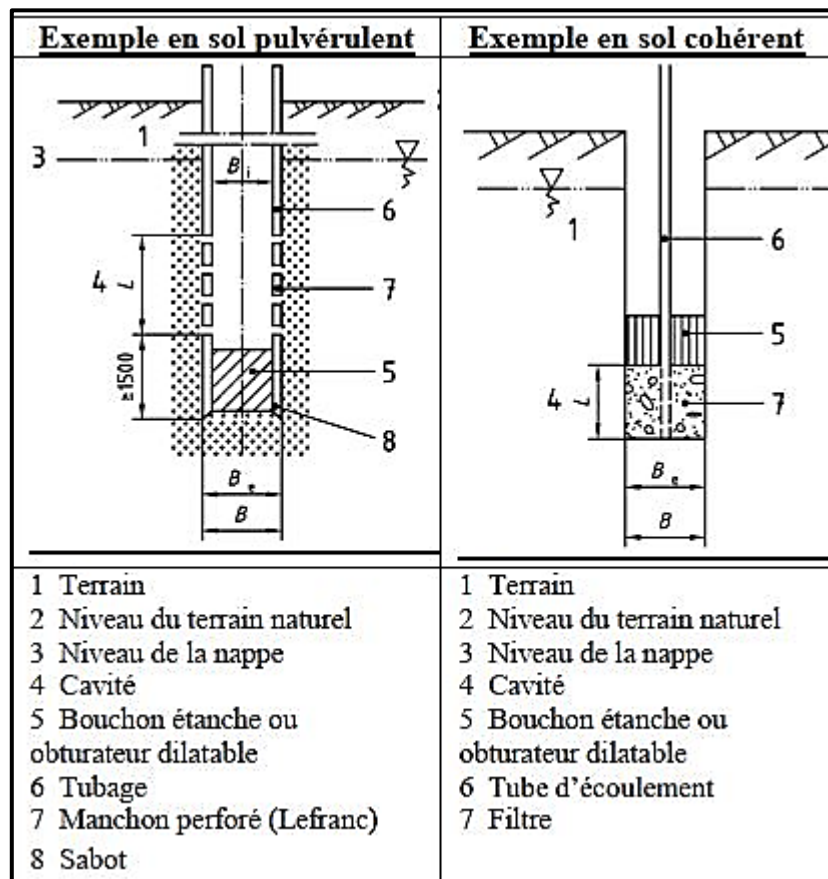


Figure 4.5 Essai de Lefranc (Principe)

L'essai d'eau de Lugeon (NF EN ISO 22282-2) est un essai en place réalisé en sondage. Il s'applique au rocher et aux sols cohérents de résistance mécanique compatible avec la pression imposée pendant l'essai. Il est destiné à évaluer la possibilité de circulation d'eau dans le sol et à déceler des hétérogénéités ou des fissurations. Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage de dimensions connues et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pression, pendant un temps donné.

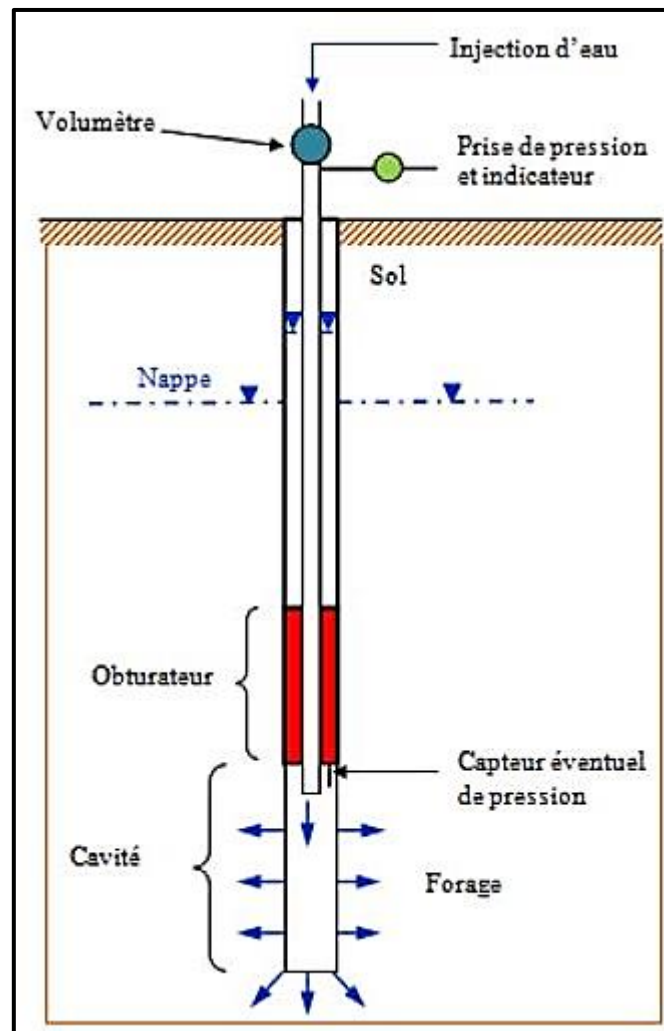


Figure 4.6 Principe de l'Essai de Lugeon

4.3. Variabilité de la perméabilité des roches

La variabilité présente une large gamme de valeurs. Il existe plus de quatorze ordres de grandeurs séparant les roches les plus perméables des roches les moins perméables.

Du point de vue pratique, une perméabilité de 01 Darcy est une forte perméabilité. Dans le domaine pétrolier, la perméabilité des roches réservoirs intéressantes est supérieure à une centaine de **milli Darcy**. Pour le domaine de stockage des déchets radioactifs, on table sur une perméabilité bien inférieure au **micro Darcy**.

EXERCICES D'APPLICATION

Exercice N°1 :

Un échantillon de roche à 15 cm de hauteur et 5.5 cm de diamètre, il est placé dans un perméamètre à niveau car L'eau percole à travers l'échantillon sous une charge de 40cm. En 6 secondes on recueille 40gr d'eau. Quelle est la valeur du coefficient de perméabilité K ?

Corrigé de l'exercice :

L'écoulement est régi par la loi de Darcy $\frac{Q}{S} = v = Ki$

Le débit de percolation $Q = v.S$

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\pi \frac{D^2}{4}} = \frac{4\varphi}{\pi D^2} = \frac{4 \times 40}{\pi (5.5)^2 \cdot 6} = 0.28 \text{ cm/s}$$

$$i = \frac{h}{L} = \frac{40}{15} = 2.66$$

$$K = \frac{v}{i} = \frac{0.28}{2.66} = 0.105 \text{ cm/s}$$

Exercice N°2 :

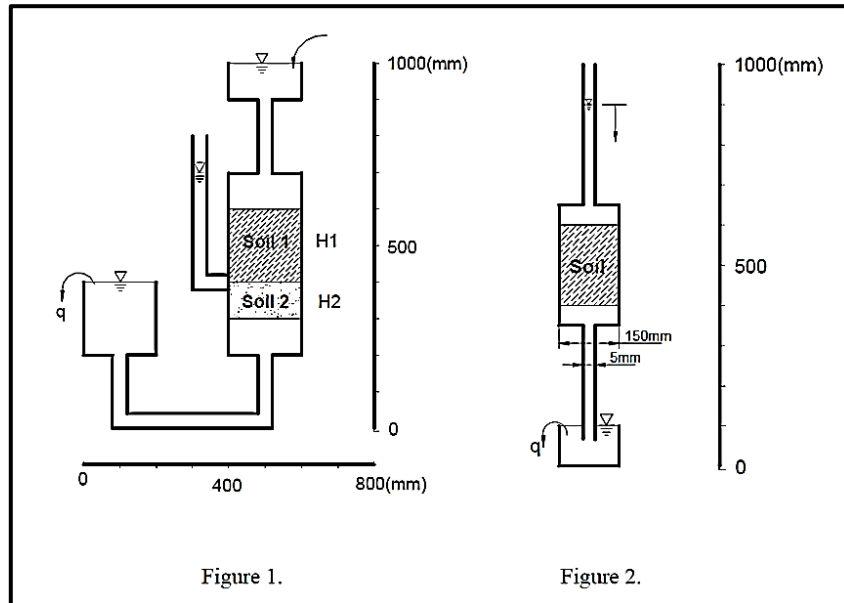
On procède au calcul de la perméabilité à niveau constant et variable pour des échantillons de sol.

Un échantillon de sol de 20 cm de hauteur et de 15 cm de diamètre, est placé dans un perméamètre à charge variable (cas de la Figure N°2). Le débit de charge est de 80 cm. On mesure la perméabilité à travers un tube de 0.5 cm de diamètre.

- Trouver l'expression du coefficient de perméabilité K, puis calculez sa valeur, sachant que la charge varie par rapport au temps d'une valeur :

$$\frac{dh}{dt} = 0.01 \text{ mm/s}$$

- Calculer les coefficients de perméabilité K_1 et K_2 dans le cas de la Figure N°1 (cas d'un débit constant), pour un débit de $200 \text{ mm}^3/\text{s}$. le diamètre des échantillons est 20 cm, $H_1 = 200 \text{ mm}$ et $H_2 = 100 \text{ mm}$



Corrigé de l'exercice

1. En utilisant la relation :

$$K = \frac{s}{S} \cdot \frac{L}{l} \cdot \text{Ln}\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

- L'expression $\frac{dh}{dt} = 0.01 \text{ mm/s}$ veut dire qu'il y'a une perte de 1 mm pour un temps de 100 secondes

Donc $h_1 = 800 \text{ mm}$ et $h_2 = 799 \text{ mm}$

Le calcul donne $K = 2.78 \cdot 10^{-6} \text{ mm/s}$

$$2. \quad Q = v \cdot S$$

$$v = Q/S = 6.37 \text{ mm/s}$$

Le débit étant constant : $Q_{\text{sol1}} = Q_{\text{sol2}}$

La surface de l'échantillon sol1 est égale à celle de l'échantillon sol2

$$\text{Donc } V_{\text{sol1}} = V_{\text{sol2}}$$

$$V = K \frac{\Delta H}{L} = K \cdot i$$

Pour le sol1 : V_{sol1}

$$V_{sol1} = K1 \frac{\Delta H1}{L1} = K1 \cdot i_{sol1}$$

$$K1 = 4.24 \cdot 10^{-3} mm/s$$

Pour le sol 2 :

$$V_{sol2} = K2 \frac{\Delta H2}{L2} = K2 \cdot i_{sol2}$$

$$K2 = 2.12 \cdot 10^{-3} mm/s$$

Conclusion :

La présence et la circulation de l'eau souterraine à travers les massifs influencent considérablement le comportement de ces derniers. La connaissance du mouvement de l'écoulement à travers la perméabilité de la roche/sol, et la détermination du coefficient de perméabilité à partir d'essais de laboratoire, et in situ constitue une étape importante, lors de certains travaux d'excavation et de construction.

CHAPITRE V

NOTION DE CONTRAINTE ET DEFORMATION

Introduction

Au sein des massifs rocheux, il existe une compression naturelle due au poids du terrain qu'on appelle un état de contrainte. Il est impératif de l'étudier dans la perspective de l'analyse et du dimensionnement d'un ouvrage. Sous l'effet de l'ingénierie (creusement, construction, terrassement, extraction, etc.) cet état peut changer et un nouvel état d'équilibre doit être retrouvé : d'où la nécessité de quantifier cet états de contrainte.

1. Principe des contraintes

La compression interne naturelle des roches, au sein de l'écorce terrestre se définit en chaque point. L'introduction du concept de contrainte nous permet d'étudier l'état de contrainte en chaque point à partir du postulat de Cauchy : quand on soumet un corps à l'action de forces extérieures, des contraintes s'établissent par réaction, à l'intérieur de ce corps

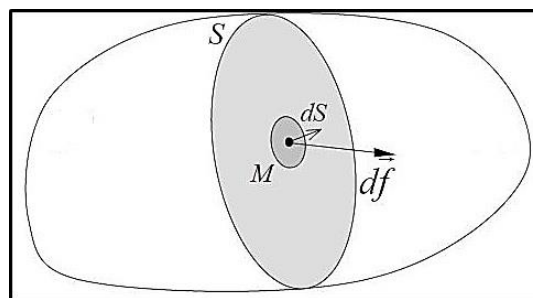


Figure 5.1 Principe de contrainte

Une contrainte est une force divisée par une surface. Si on considère une surface élémentaire ds d'un solide de normale n tournée vers l'extérieur de ce solide, subissant une force df , la contrainte T est le rapport entre force et surface quand la surface tend vers zéro

$$T = \lim_{s \rightarrow 0} \frac{df}{ds}$$

Elle est homogène à une pression et est exprimée, dans le système international (SI) en pascal. En mécanique des roches, on utilise classiquement le méga pascal (MPa) alors qu'en mécanique des sols on reste en général en kilopascal (kPa).

Le but de la mécanique appliquée aux matériaux est de calculer la contrainte s'exerçant en un point sur une facette donnée. Cette contrainte est représentée par un vecteur \vec{T}

2. Contrainte normale et de cisaillement

La composante du vecteur \vec{f} , perpendiculaire à la facette, représente la contrainte normale (σ_n équivaut à une pression), alors que la composante parallèle à la facette est une contrainte tangentielle ou de cisaillement notée : τ .

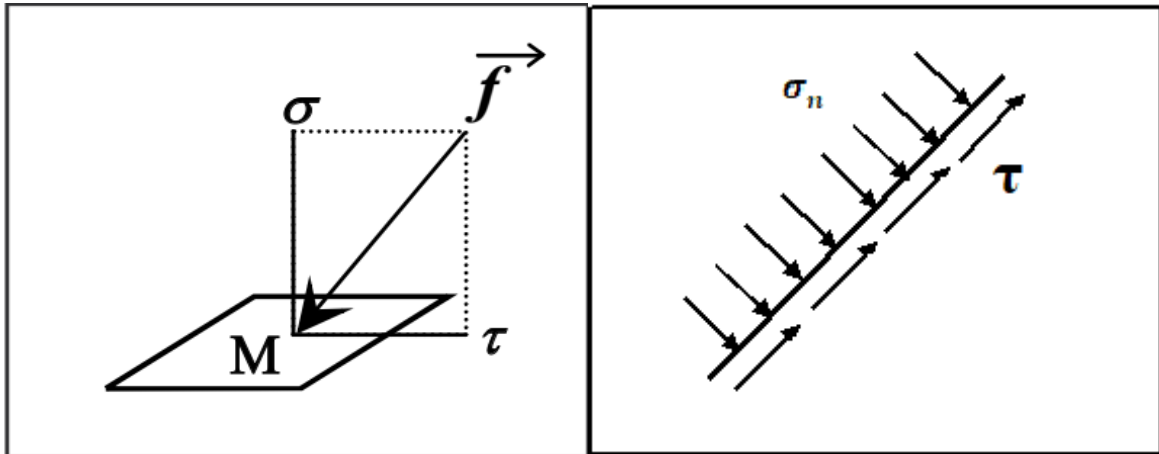


Figure 5.2 Composantes d'une contrainte

3. Tenseur de contraintes

Soit une facette d'un élément cubique sur laquelle s'exerce une force selon un repère (O, X, Y, Z)

Selon l'axe OX, on obtient (01) contrainte normale et (02) composantes de cisaillement selon les autres axes OY et OZ

- Selon OX, on obtient : σ_{xx} ; τ_{xy} ; τ_{xz}
- Selon OY on obtient : σ_{yy} ; τ_{yx} ; τ_{yz}
- Selon OZ on obtient : σ_{zz} ; τ_{zx} ; τ_{zy}

Pour représenter l'état global de notre élément, on utilisera : **le tenseur de contraintes**

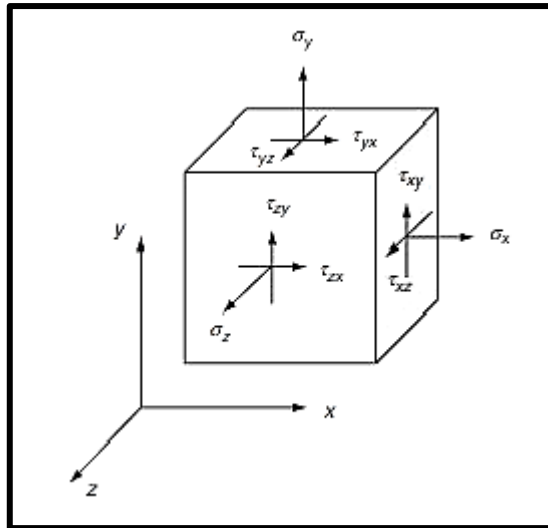


Figure 5.3 Etat de contrainte général d'un élément cubique

L'expression du tenseur de contraintes est donnée par l'expression

$$\boldsymbol{\sigma}_{xyz} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

C'est un tenseur d'ordre 2 : (3^n) ; $3^2 = 9$ composantes.

(On peut aussi considérer que Le tenseur de contraintes est une matrice carrée où les lignes sont les composantes agissant sur chaque facette)

4. Contraintes principales

Les contraintes sont dites principales quand les contraintes tangentielles sont nulles. Elles agissent sur un plan parallèle à la normale et forment un repère principal.

Le tenseur de contraintes principales est décrit comme suit :

$$\boldsymbol{\sigma}_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Selon le principe $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$

σ_1 est la contrainte majeure

σ_2 est l'intermédiaire

σ_3 est la mineure

En mécanique des roches et des sols, ces trois contraintes correspondent à une contrainte verticale notée : σ_v , et deux horizontales notées : σ_H et σ_h

5. Notion de déformation

Un solide soumis à l'action de forces, subi des déformations. De la même manière qu'a été défini l'état de contraintes autour d'un point, on peut définir l'état de déformations autour d'un point. Il est caractérisé par deux parties bien distinctes : une déformation linéaire définie par une variation de la longueur, et une déformation angulaire représentant le changement de direction.

En mécanique des milieux continus, on utilise la théorie des petites déformations, c'est-à-dire que les déformations d'un milieu peuvent être décrites par la combinaison linéaire d'allongement ou raccourcissement (ϵ) et de distorsion ou déformation angulaires (γ)

La théorie montre aussi que pour déterminer les déformations qui ont lieu dans toutes les directions autour d'un point, il suffit de connaître les valeurs de six quantités :

$$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy} = \gamma_{yx}, \gamma_{zy} = \gamma_{yz}, \gamma_{xz} = \gamma_{zx}$$

C'est-à-dire les déformations dans les directions Ox, Oy, et Oz autour de ce point.

Les déformations mentionnées s'expriment en fonction des déplacements respectifs u, v et w du solide déformé à partir des expressions suivantes :

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x}; & \gamma_{xy} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y}; & \gamma_{yz} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \\ \epsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z}; & \gamma_{xz} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \end{aligned}$$

Ce qui permet d'avoir le tenseur de déformations :

$$\epsilon_{xyz} = \begin{bmatrix} \epsilon_x & \gamma_{xy}/2 & \gamma_{xz}/2 \\ \gamma_{xy}/2 & \epsilon_y & \gamma_{yz}/2 \\ \gamma_{xz}/2 & \gamma_{yz}/2 & \epsilon_z \end{bmatrix}$$

La variation de volume d'un petit élément autour d'un point est donnée par :

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$$

Dans le repère principal de déformations, les distorsions sont nulles et on obtient le tenseur suivant :

$$\varepsilon_{1,2,3} = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix}$$

6. Contraintes géostatiques

Au sein des massifs rocheux, il existe une compression naturelle due au poids du terrain qu'on appelle un état de contrainte. Cet état de contrainte qui représente le poids du terrain en tout point d'une surface donnée à une profondeur donnée augmente avec la profondeur. Il correspond à la contrainte naturelle ou géostatique.

On appelle contrainte naturelle (ou géostatique) la contrainte s'exerçant dans un sol à surface horizontale, ou sur une facette horizontale, avant tout chargement ; elle correspond généralement au poids des terres qui surmontent le point considéré.

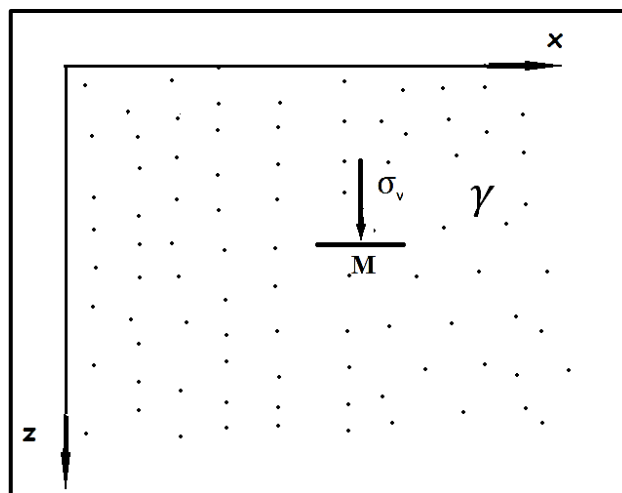


Figure 5.4 Contrainte géostatique

Il est important de rappeler que pour un état de contrainte principal ; en **mécanique des roches et des sols**, ces **trois contraintes correspondent à une contrainte verticale notée : σ_v** , et **deux horizontales notées : σ_H et σ_h**

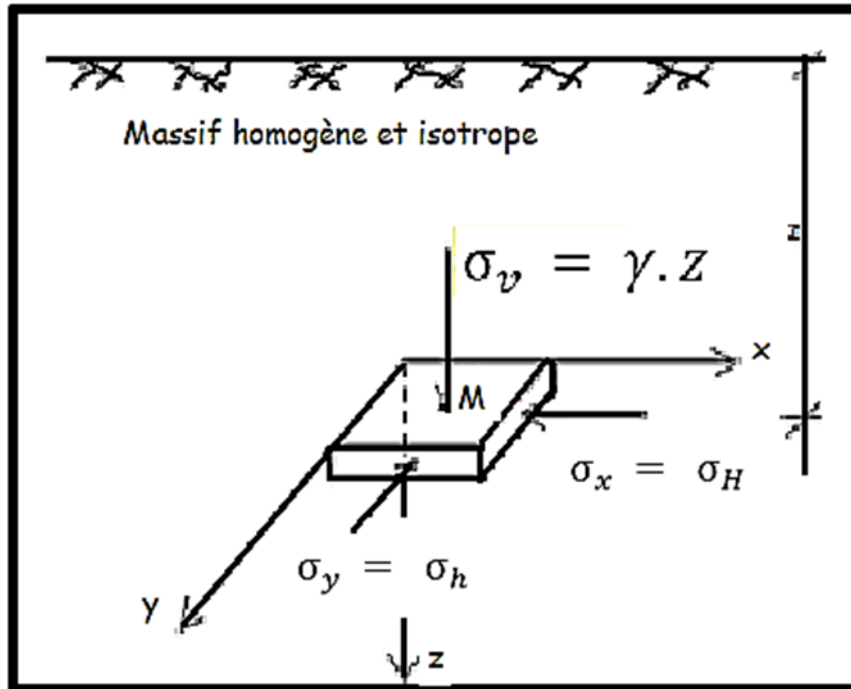


Figure 5.5 Contrainte verticale et horizontales

7. Contrainte due à la pression de l'eau ou pression interstitielle

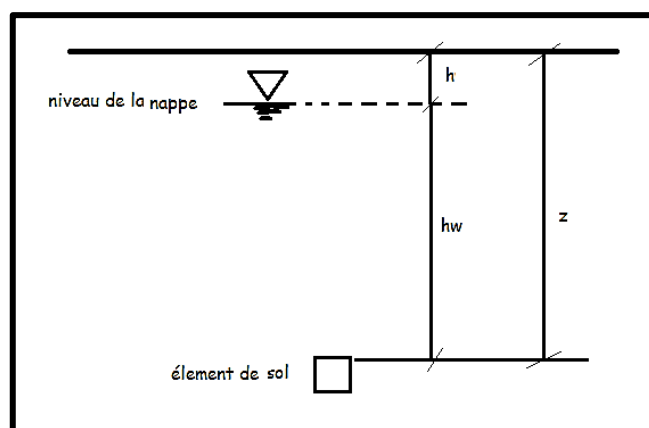


Figure 5.6 Pression interstitielle agissant sur un élément de sol

Dans une nappe d'eau en équilibre, l'augmentation de la pression de l'eau est proportionnelle à la profondeur. Cette pression est dite pression interstitielle.

Elle a pour expression :

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

Avec u : pression interstitielle, en KPa

γ_w : Poids volumique de l'eau, en KN/m³

h_w : Profondeur sous la surface de la nappe d'eau (en équilibre hydrostatique), en mètre (m)

8. Les contraintes verticales totales

Les contraintes initiales sont donc celles qui résultent du seul effet du poids du terrain. Mais, lorsqu'il y'a une présence d'eau, le poids volumique total doit tenir compte du poids de l'eau présente dans les pores, on parle de contraintes totales.

A une profondeur z un élément unitaire est soumis à l'état de contraintes verticales et horizontales (Figure 5.5). La contrainte verticale totale équivaut au poids des terres au-dessus du niveau z réparti sur la surface de l'élément unitaire.

$$\text{Si } \gamma = \frac{P}{V} \quad (1) \quad \text{et} \quad \sigma_v = \frac{P}{S} \quad (2)$$

De la relation (1)

$$poids = \sigma_v = \gamma \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot z$$

De la relation (2)

$$\sigma_v = \frac{\gamma \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot z}{l_1 \cdot l_2}$$

En simplifiant, on obtient finalement

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

La contrainte verticale totale au niveau d'une couche donnée, est égale au produit du poids volumique de la couche considérée à la profondeur de cette dernière.

8.1. Cas des couches stratifiées

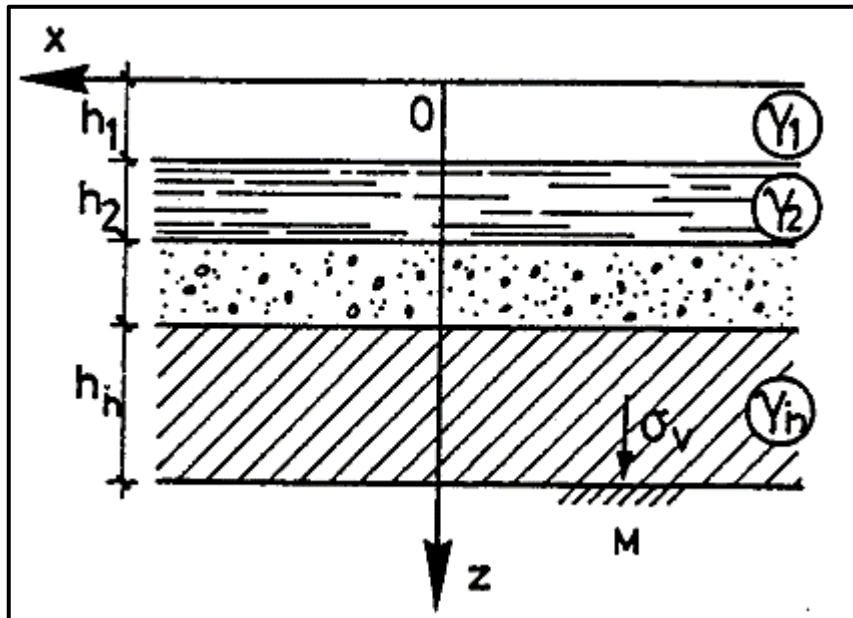


Figure 5.7 Contrainte verticale pour un sol stratifié

Pour connaître la contrainte verticale dans un massif constitué de n couches horizontales, on utilise la relation

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

Où n : nombre de couches de différentes natures

h_i est l'épaisseur des couches respectives

8.2. Contraintes effectives

Le postulat de Terzaghi (1920), introduit le concept de contraintes effectives. en présence d'eau. La contrainte verticale totale, agissant sur une facette est la somme d'une contrainte

qui agit en compression, et en cisaillement sur le squelette des grains, et la pression d'eau qui agit seulement en compression (l'eau étant incompressible et n'ayant aucune résistance au cisaillement).

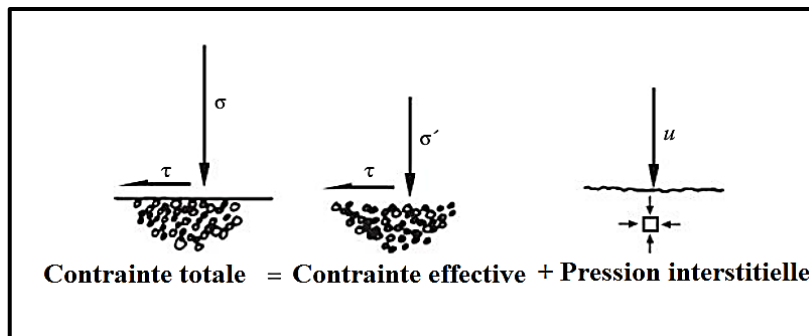


Figure 5.8 Notion de contrainte effective

Connaissant la contrainte totale verticale σ_v et la pression interstitielle u à la même profondeur, on peut calculer la contrainte effective verticale

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

9. Contraintes horizontales

Le calcul des contraintes horizontales est plus complexe. Mais, l'expérience montre que les contraintes horizontales effectives sont en général proportionnelles aux contraintes effectives verticales.

Le rapport de ces contraintes est appelé « Coefficient de pression des terres en repos », et noté : K_0

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

K_0 varie largement en fonction de la nature des sols et de leur histoire géologique. Il vaut fréquemment de 0.4 à 0.6 pour les sables et les graves, et de 0.5 à 1 pour les argiles.

Pour les roches et à cause du mouvement des plaques tectoniques, causant les séismes et les déformations d'ordre structurales (plis, faille etc.) ; les contraintes horizontales sont généralement plus élevées que celles verticales. **Le coefficient noté K est généralement supérieure à l'unité ($K > 1$).**

La valeur du coefficient K , pour les roches, se base sur des corrélations. Parmi ces corrélations, on trouve celle de Hoek et Brown (1980) (voir Figure 5.9). Cette corrélation se base sur la relation du coefficient K et la profondeur z du terrain.

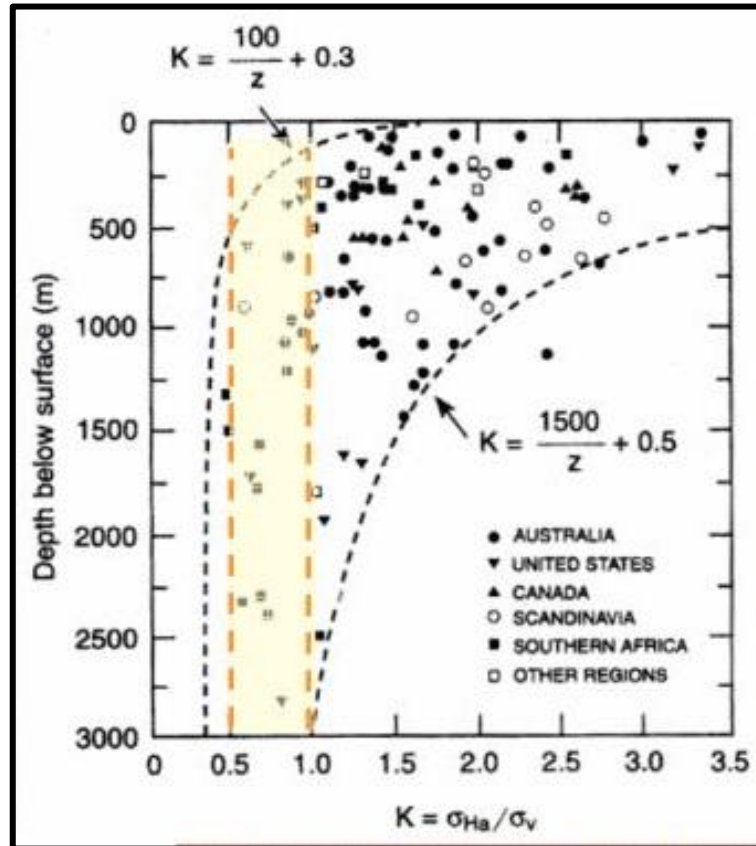
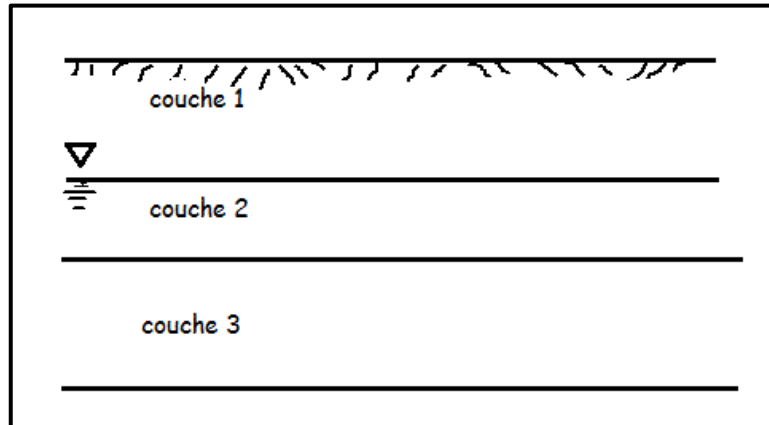


Figure 5.9 Variation du coefficient K (Hoek & Brown, 1980)

EXERCICES D'APPLICATION

Exercice

Soit un terrain composé de couches stratifiées horizontales (Figure 1). Le niveau de la nappe d'eau est à 10 m du niveau du terrain.



Les propriétés physiques des couches sont résumées dans le tableau :

Couches	Masse volumique gr/cm ³	Puissance de la couche (m)	Coefficient des terres au repos K
Couche 1	2.5	10 m	0.8
Couche 2	2.6	5 m	1.1
Couche 3	2.7	13 m	1.3

- Calculez les contraintes verticales et horizontales totales pour chaque couche.
- Calculez les pressions interstitielles et les contraintes effectives

(On prendra $g = 10 \text{ m/s}^2$)

Corrigé de l'exercice

En appliquant les différentes relations et le postulat de Terzaghi, on obtient les résultats résumés dans le tableau ci-dessous.

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

Couches	σ_v KPa	σ_h KPa	u KPa	σ'_v KPa
Couche 1	250	200	0	250
Couche 2	380	718	50	330
Couche 3	731	950.3	180	551

Conclusion :

Les études de stabilité des ouvrages pendant les travaux d'excavation, et de creusement, imposent la connaissance de l'état de contraintes au sein du massif, et sa quantification.

Les contraintes verticales et horizontales sont les composantes principales de cet état.

En présence d'eau, l'application du postulat de Terzaghi, et l'introduction du concept de contraintes effectives doit être pris en compte.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

- AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain), (2003) : Caractérisation des massifs rocheux utile à la l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrain. GT1R1F1
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering New York, John. Wiley & Sons.
- CFMR (Comité Français de Mécanique des roches), (2000). Manuel de Mécanique des roches Tome 1 : Fondements, Ecole des mines de Paris Les presses de l'Ecole des mines de Paris
- CFMR (Comité Français de Mécanique des roches), (2004). Manuel de Mécanique des roches Tome 2 : les applications, Les presses de l'Ecole des mines de Paris
- Degoutte, G. , Royet, P. (2009). Aide mémoire de mécanique des sols, Presse AgroParisTech (ENGREF)
- Durville, JL. , Héraud, H, (1995) Description des roches et des massifs rocheux, Techniques de l'ingénieur, Mécanique des sols et géotechnique , Traité construction et Travaux publics, C352.
- Holtz, RD., Kovacs, WD., (1981), An introduction to Geotechnical Engineering, Prentice-Hall.
- Hudson, J. A. (1989). Rock Mechanics Principles in Engineering Practice, CIRIA.
- ISRM. (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials, Int J Rock Mech Min Sci. 16 (2), 135-140.
- Léreau, J., (2005). Cours de Géotechnique, INSA de Toulouse
- Magnan, J.P (2000). Mécanique des roches et des sols, Presse école nationale des ponts et chaussée de Paris
- Mathier, J. F., (Swiss Testing), Abrasivité des roches. EPF Lausanne
- NF EN ISO 22282-2 (AFNOR, 2014). Reconnaissance et essais géotechniques - Essais géohydrauliques - Partie 2 : essai de perméabilité à l'eau dans un forage en tube ouvert- Essai d'eau Lefranc
- NF EN ISO 22282-3 (AFNOR, 2014. Reconnaissance et essais géotechniques - Essais géohydrauliques - Partie 3 : essais de pression d'eau dans des roches. Essai d'eau Lugeon.
- NF P94-420 (AFNOR, 2000), Roches. Détermination de la résistance à la compression uniaxiale.
- NF P18-558 (AFNOR, 1990). Granulats - Détermination de l'indice de continuité
- NF P18-572 (AFNOR, 1990). Granulats - Essai d'usure micro-DEVAL
- NF P18-573 (AFNOR, 1990). Granulats – Essai de Los Angeles.

- NF P18-577 (AFNOR, 1990). Granulats - Essai d'usure DEVAL
- NF P18-579 (AFNOR, 2013). Granulats - Détermination des coefficients d'abrasivité et de broyabilité.
- NF P94-410 1/2/3 (AFNOR, 2001). Roche - Détermination des propriétés physiques des roches
- NF P94-411 (AFNOR, 2002). Roche. Détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques
- NF P94-422 (AFNOR, 2001). Roche - Détermination de la résistance à la traction - Méthode indirecte - Essai brésilien.
- NF P94-430-1 (AFNOR, 2000). Roches - Détermination du pouvoir abrasif d'une roche
- Powrie, W. (2014), Soil mechanics concepts and applications, CRC Press.
- Schlösser, F. (1989). Eléments de mécanique des sols. Presse école nationale des ponts et chaussée de Paris
- Schmitt, N. , Berthaud, Y., De Buhan, P. Aide-mémoire de Mécanique des Sols 3ème Edition. Dunod, 2018, 978-2-10-077649-8.
- Soukatcheff, VM. (2011), Géotechnique, Ecole des Mines de Nancy
- Tremblay, D., Robitaille, V. (1997). Mécanique des sols- Théorie et pratiques, Modulo éditeur
- XP P94-429 (AFNOR, 2002). Roches - Résistance sous charge ponctuelle - Essai Franklin.
- YENICE, H., (2019). Determination of Drilling rate Index Based on rock Strength Using regression Analysis. An Acad Bras Cienc .DOI 10.1590/0001-3765201920181095
- Zhang, L. (2006). Engineering Properties of Rocks, Volume 4 (1st Edition), Elsevier Science,
- Zhao, J. (2008). Cours de mécanique des roches, Laboratoire de mécanique des roches (LMR), EPF Lausanne.