

Chapitre II : Propriétés physiques et géomécaniques des roches

Objectifs visés par ce chapitre

A la fin de ce chapitre l'apprenant sera capable de :

- Déterminer les propriétés géotechniques des massifs rocheux ;
- Identifier un échantillon à travers les différents essais géotechniques ;

1. Introduction

La masse rocheuse est constituée de blocs **rocheux intacts**, séparés par diverses discontinuités formées par les intempéries et d'autres processus géologiques. La **roche intacte** est un morceau de roche **non jointif**. Les fragments de roche et les **carottes utilisés dans les tests de laboratoire** sont généralement des **roches intacts**. La roche intacte elle-même est un matériau non homogène, anisotrope et inélastique. La présence de discontinuités à grande échelle rend la situation encore plus complexe. Les performances techniques d'une masse rocheuse sous des charges externes sont très souvent régies par **la contrainte** et **l'orientation des discontinuités** plutôt que par **les propriétés** de la roche intacte. La présence **d'eau** et les **contraintes initiales** dans la masse rocheuse sont d'autres facteurs qui influencent le **comportement** de la roche. Les **discontinuités** rendent la masse rocheuse **plus faible** que la roche intacte. De plus, les discontinuités permettent **l'accès à l'eau**, aggravant ainsi le problème.

2. Propriétés physiques et géomécaniques des roches

Les propriétés physico-mécaniques des roches ont une grande influence sur la stabilité des terrains. Parmi les propriétés **physiques**, les plus importantes sont : la masse volumique, la porosité, l'indice des vides et le degré de saturation. Les propriétés **géomécaniques** sont : la résistance à la compression simple, la résistance à la traction simple et indirecte (Essai brésilien), la résistance au cisaillement (cisaillement simple, cisaillement par torsion et cisaillement par compression) et la résistance à la charge ponctuelle (Essai Franklin).

2.1 Propriétés physiques des roches

Modèle élémentaire d'une roche : une roche étant composée de trois phases à savoir une phase solide (grains solides cimentés), une phase liquide (généralement l'eau dans les fissures, etc.) et une phase gazeuse (généralement l'air dans les fissures, etc.), il est donc possible, comme le cas des sols, de rassembler chaque phase en un volume partiel unique (**Fig. II.1**).

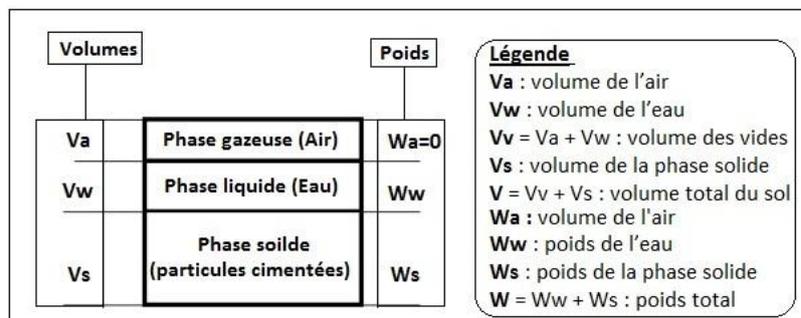


Fig. II.1 – Modèle élémentaire d'une roche.

2.1.1 Poids volumiques de la roche

- Poids volumique humide (spécifique) de la roche (kN/m³) :

$$\gamma_h = W_h/V \dots\dots\dots (II.1)$$
- Poids volumique des grains solides de la roche après broyage (kN/m³) :

- $\gamma_s = W_s/V_s \dots\dots\dots (II.2)$
- Poids volumique de la roche sec (kN/m³) :
 $\gamma_d = W_s/V \dots\dots\dots (II.3)$
- Poids volumique de l'eau (kN/m³) :
 $\gamma_w = W_w/V_v = 10kN/m^3 = 1t/m^3 \dots\dots\dots (II.4)$
- Poids volumique de la roche saturée (kN/m³) :
 $\gamma_{sat} = W/V \dots\dots\dots (II.5)$
- Poids volumique déjaugé de la roche (kN/m³) :
 $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \dots\dots\dots (II.6)$
- Gravité spécifique de la roche (sans unité) :
 $G_s = \gamma_s/\gamma_w \dots\dots\dots (II.7)$

2.1.2 Paramètres d'état de la roche

- Teneur en eau (%) :
 $\omega = (W_w/W_s) * 100 \dots\dots\dots (II.8)$
- Indice des vides (sans unité) :
 $e = V_v/V_s \dots\dots\dots (II.9)$
- Degré de saturation (%) :
 $S_r = (V_w/V_v) * 100 \dots\dots\dots (II.10)$
- Compacité (%) :
 $C = (V_s/V) * 100 \dots\dots\dots (II.10)$
- Porosité (%) :
 $n = (V_v/V) * 100 \dots\dots\dots (II.11)$

2.1.3 Relations entre caractéristiques physiques

<p>[1] $n = \frac{V_v}{V} *$</p> <p>[2] $n = \frac{e}{1+e}$</p> <p>[3] $n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$</p> <p>[4] $n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}$</p>	<p>[5] $e = \frac{V_v}{V_s} *$</p> <p>[6] $e = \frac{n}{1-n}$</p> <p>[7] $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$</p> <p>[8] $e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$</p>	<p>[9] $w = \frac{W_w}{W_s} *$</p> <p>[10] $w = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$</p> <p>[11] $w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$</p> <p>[12] $w = S_r \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$</p>
<p>[13] $S_r = \frac{V_w}{V_v} *$</p>	<p>[14] $S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w}{e}$</p>	<p>[15] $S_r = \frac{w}{w_{sat}} \text{ (}\gamma_d \text{ constant)}$</p>
<p>[16] $\gamma = (1+w) \cdot \gamma_d$</p> <p>[19] $\gamma = \frac{1+w}{1+e} \cdot \gamma_s$</p>	<p>[17] $\gamma = \gamma_d + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$</p> <p>[20] $\gamma = \frac{\gamma_s + e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{1+e}$</p>	<p>[18] $\gamma = (1-n) \cdot \gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$</p>
<p>[21] $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$</p>	<p>[22] $\gamma_d = (1-n) \cdot \gamma_s$</p>	<p>[23] $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w *$</p>
<p>[24] $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$</p>	<p>[25] $\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1-n)$</p>	<p>[26] $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d$</p>

2.2 Propriétés géomécaniques des roches

2.2.1 Résistance à la compression simple

Elle est déterminée lors de l'essai de compression simple. Dans cet essai, l'échantillon est pris sous forme d'une carotte (éprouvette cylindrique), d'élançement h/D compris entre 2 à 2.5 (h : hauteur; D : diamètre) avec deux faces planes, lisses et parallèles obtenues par une rectification soignée. L'échantillon est ensuite placé entre deux plateaux d'une presse pour l'écrasement (Fig. II.2). On appelle « la résistance à la compression simple, R_c ou σ_c » la contrainte maximale supportée par l'éprouvette à la rupture lors d'un essai d'écrasement (de compression). Elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_c = R_c = F_{max}/S \dots \dots \dots (II.12)$$

Où :

F_{max} : effort maximal appliqué sur l'éprouvette (kN) ;

S : section sur laquelle on applique l'effort F (m^2).

Le module d'élasticité (E) (ou le module de Young) peut être calculé à partir du graphique contrainte-déformation (Fig. II.3). Il est déterminé par la formule suivante :

$$E = \sigma_c / \varepsilon \dots \dots \dots (II.13)$$

Sachant que : $\varepsilon = \Delta L/L$ et $\sigma_c = F/S$ Donc :

$$E = \frac{F * L}{S * \Delta L} \dots \dots \dots (II.14)$$

En mesurant les déformations **longitudinales et axiales** pendant le chargement, on peut mesurer le coefficient de Poisson (ν) (Fig. II.4). Le coefficient de Poisson est défini comme suit :

$$\nu = - \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_a} \dots \dots \dots (II.15)$$

Selon la loi de Hooke, le module de Young et le coefficient de Poisson sont liés au module de compressibilité K et au module de cisaillement G par :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \dots \dots \dots (II.16)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots \dots \dots (II.17)$$

2.2.2 Résistance à la traction simple

En soumettant une éprouvette cylindrique à une traction uniaxiale, la résistance à la traction simple (R_t) est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des particules de l'éprouvette (Fig. II.5).

Elle est donnée par la formule suivante :

$$R_t = F_{max}/S \dots \dots \dots (II.18)$$

Où :

F_{max} : effort maximal appliqué sur l'éprouvette (kN) ;

S : section sur laquelle on applique l'effort F (m^2).

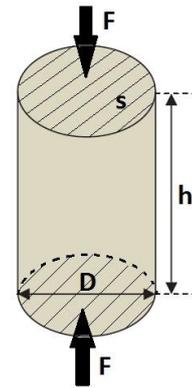


Fig. II.2 – Essai de compression simple.

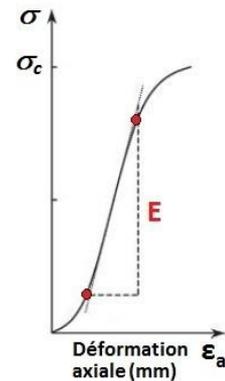


Fig. II.3 – Module de Young.

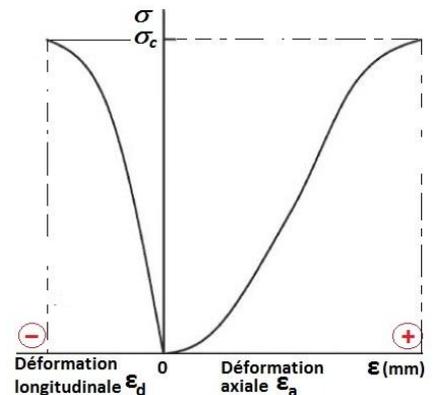


Fig. II.4 – Coefficient de Poisson.

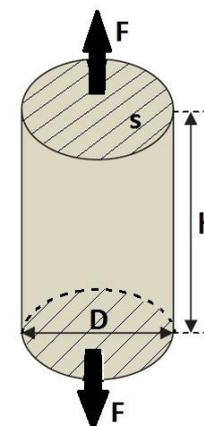


Fig. II.5 – Essai de traction simple.

2.2.3 Résistance à la traction indirecte (Essai brésilien)

L'essai à la traction indirecte (ou l'essai brésilien, R_{tb}) est le plus commun pour les roches. On utilise une éprouvette de longueur à peu près égale au diamètre. L'éprouvette est placée entre deux plateaux d'une presse puis elle est chargée progressivement (Fig. II.6). La résistance à la traction indirecte est donnée par la formule suivante :

$$R_{tb} = \frac{2F_{max}}{\pi DL} \dots\dots\dots (II.19)$$

Où :

F_{max} : effort maximal appliqué sur l'éprouvette (kN) ;

D : diamètre de l'éprouvette (m) ;

L : longueur de l'éprouvette (m).

Remarque : la résistance en traction est fonction de la résistance en compression :

$$R_c = k * R_t \dots\dots\dots (II.20)$$

Avec : $3 < k < 10$ (dans la pratique, on prend $k = 10$).

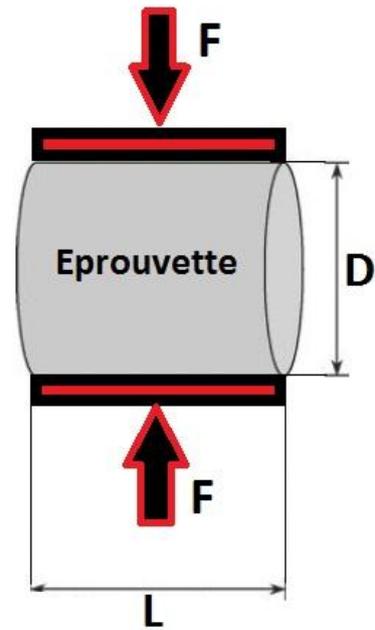


Fig. II.6 – Essai de traction indirect (Essai brésilien).

2.2.4 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement représente la contrainte tangentielle limite à la rupture dans un essai de cisaillement. Trois essais de cisaillement peuvent être distingués à savoir :

2.2.4.1 Résistance au cisaillement simple

La résistance au cisaillement simple (Fig. II.7) est définie par la relation suivante :

$$R_{cis} = F_{max}/S \dots\dots\dots (II.21)$$

Où :

F_{max} : effort tangentiel entraînant la rupture (kN) ;

S : section sur laquelle on applique l'effort F (m^2).

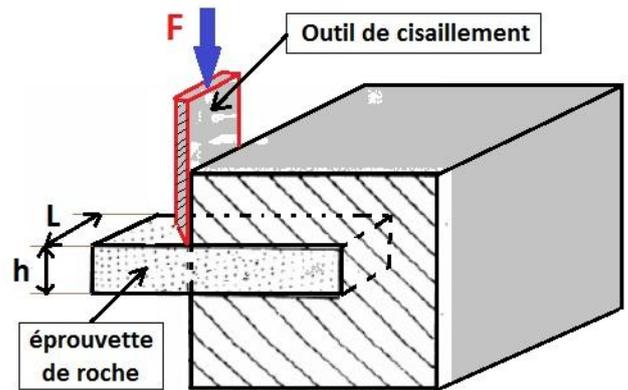


Fig. II.7 – Essai de cisaillement simple.

2.2.4.2 Résistance au cisaillement par torsion

Une éprouvette de forme cylindrique est soumise à un couple de torsion (Fig. II.8). Ce dernier va engendrer des contraintes de cisaillement sur chaque section transversale. Quand ces contraintes atteignent une valeur critique, elle nous donne la résistance au cisaillement par torsion qui est définie par la formule suivante :

$$R_t = \tau_{max} = 16M_t/\pi D^3 \dots\dots\dots (II.22)$$

Où :

M_t : moment de torsion (N.m) ;

D : diamètre de l'échantillon (m).

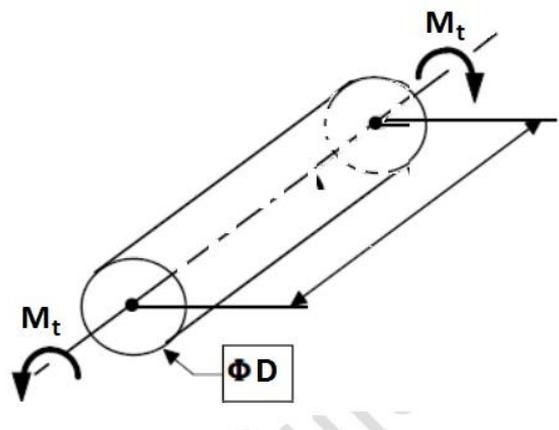


Fig. II.8 – Essai de cisaillement par torsion.

2.2.4.3 Résistance au cisaillement par compression

On applique un effort de compression incliné « F » avec un angle « α » par rapport à la surface de cisaillement (ou plan de cisaillement) (Fig. II.9). la contrainte transmise par l'éprouvette se décompose en une composante normale (σ_N) et une composante tangentielle (τ) respectivement avec l'effort normal (F_N) et l'effort tangentiel (F_T). Quand cette dernière atteint une certaine valeur, l'éprouvette se rompt. Cette valeur critique est la résistance au cisaillement par compression de la roche. Les deux contraintes sont définies par les formules suivantes :

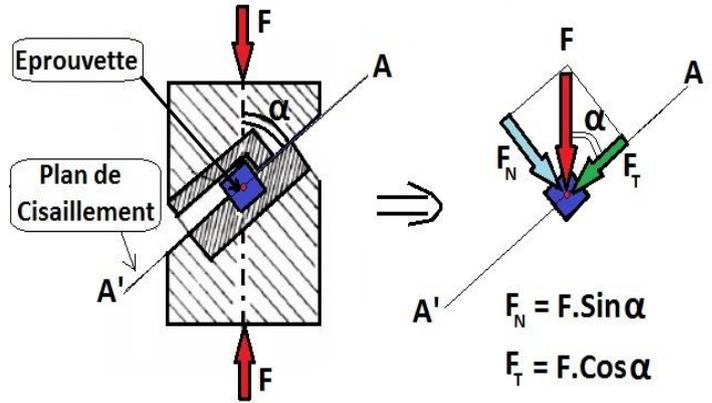


Fig. II.9 – Essai de cisaillement par compression.

$$\sigma_N = F_N/S = F \sin \alpha/S \dots\dots\dots (II.23)$$

$$\tau = F_T/S = F \cos \alpha/S \dots\dots\dots (II.24)$$

Où : σ_N est contrainte normale (kPa); τ est la contrainte tangentielle (kPa); S est la section de l'éprouvette (m).

a)- Paramètres de cisaillement d'une roche

Il est à noter que les échantillons de roches utilisés ont une forme cubique ou cylindrique dont le diamètre est égal à la longueur. L'angle α varie de 30 à 60°. La courbe représentative de τ = f(σ_N) est donnée sur la Fig. II.10, qui est représentée par l'équation linéaire suivante :

$$\tau = \tan \varphi \cdot \sigma_N + C \dots\dots\dots (II.25)$$

Où : C est la cohésion (kPa), φ est l'angle de frottement interne (°), τ est la contrainte tangentielle (kPa), σ_N est la contrainte normale (kPa).

A partir de cette courbe, on peut déterminer graphiquement la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (φ) de l'éprouvette écrasée.

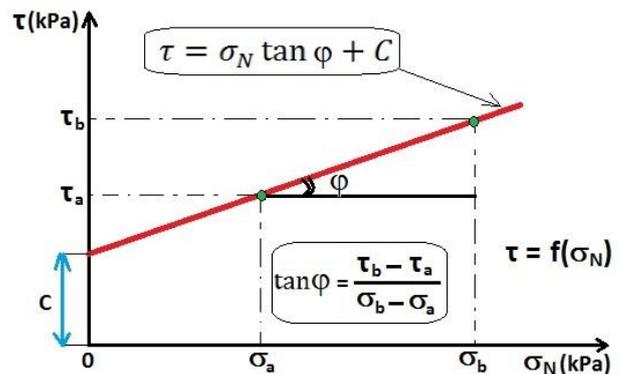


Fig. II.10 – Courbes intrinsèque d'un échantillon de roche

Remarque :

La cohésion (C) peut être calculée en connaissant les résistances en compression simple et en traction à savoir :

$$C = \frac{R_c R_t}{2 \sqrt{R_c R_t - 3R_t^2}} \dots\dots\dots (II.26)$$

La relation entre la résistance en compression simple (R_c) et les paramètres de cisaillement (C et φ) est :

$$R_c = \frac{2C \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \dots\dots\dots (II.27)$$

La relation entre la résistance à la traction directe (R_t) et les paramètres de cisaillement (C et φ) est :

$$R_t = \frac{2C \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \dots\dots\dots (II.28)$$

b)- Cercle de Mohr et son utilité en mécanique des roches

Le cercle de Mohr est très utilisé en mécanique des sols et des roches pour l'interprétation des essais de

cisaillement en laboratoire et pour l'analyse des problèmes de stabilité dans lesquels l'une des directions principales reste constante (calculs bidimensionnels, par exemple) (Fig. II.11). Ce cercle possède des propriétés géométriques utiles où le rayon « R » et le centre « OC » de ce dernier peuvent être calculés par les deux équations suivantes :

$$R = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \dots \dots \dots (II.29)$$

$$OC = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \dots \dots \dots (II.30)$$

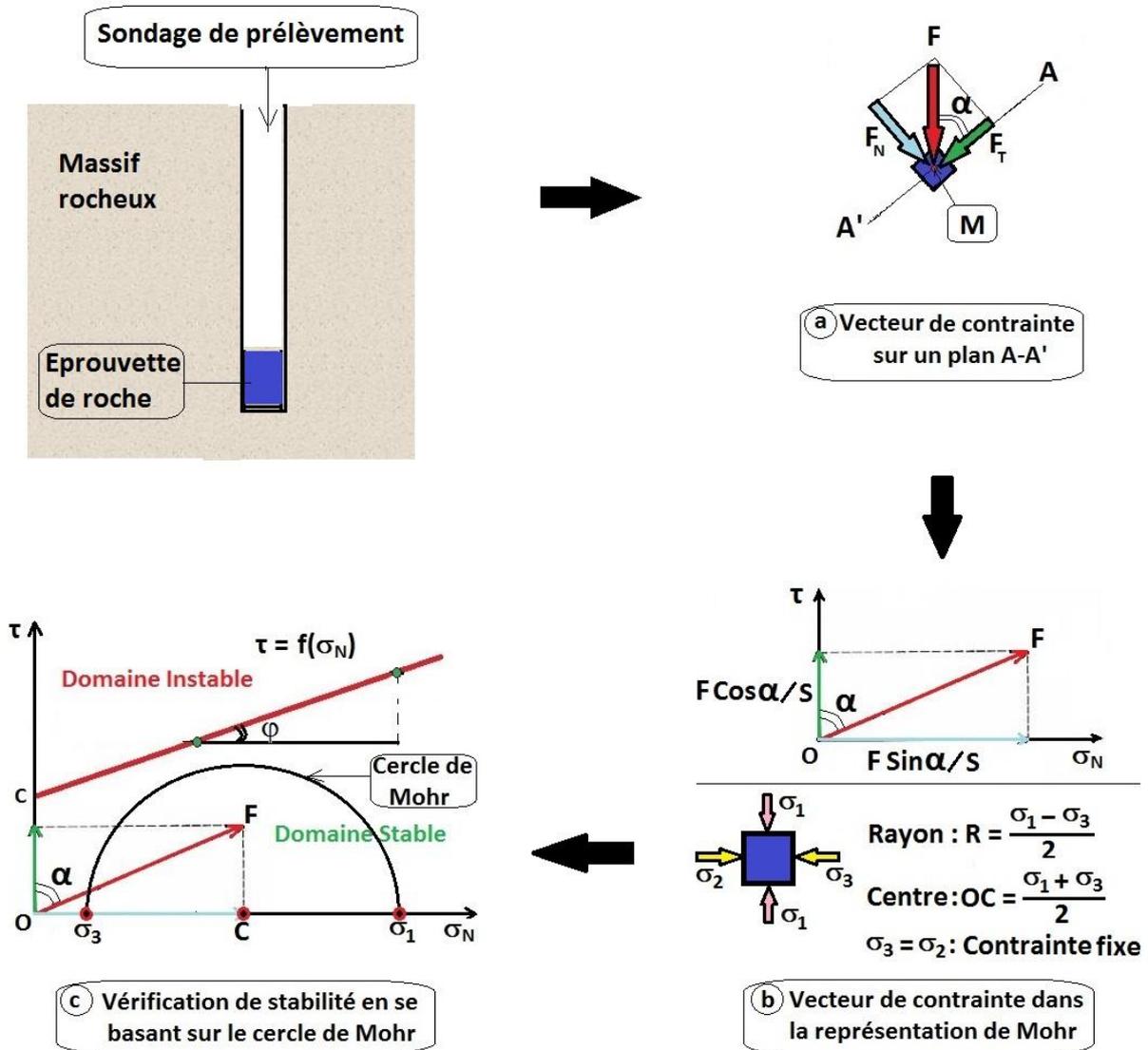


Fig. II.11 – Cercle de Mohr et domaine d'application en mécanique des roches.

c)- Vérification de la stabilité des massifs rocheux

La résistance au cisaillement est composée de deux composantes à savoir (Fig. II.12):

- Une résistance cohésive représentée par la cohésion « C » ;
- Une résistance frictionnelle représentée par le terme de frottement

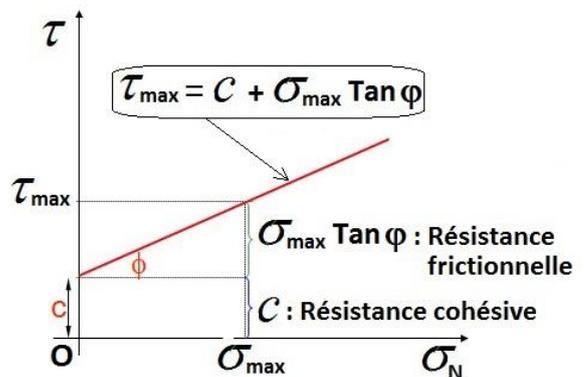


Fig. II.12 – Résistance cohésive et frictionnelle.

La Fig. II.13 montre le mécanisme de déclenchement d'une rupture dans massif rocheux en se basant sur les propriétés du cercle de Mohr.

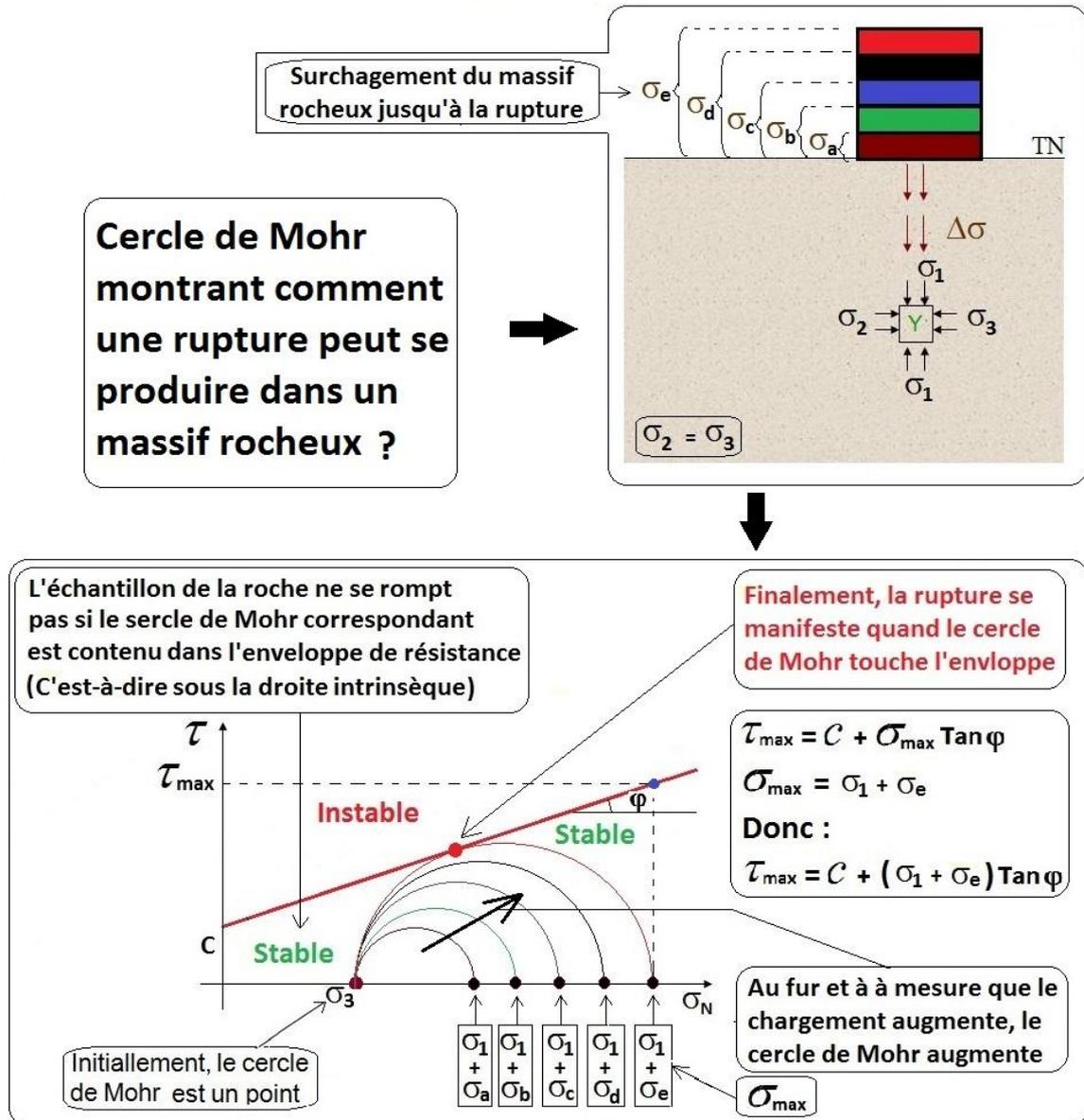


Fig. II.13 – Cercle de Mohr montrant le mécanisme de la rupture d'une roche prélevée à partir d'un massif rocheux.

La Fig. II.14 montre bien l'exemple d'une vérification de la stabilité d'un massif rocheux vis-à-vis le risque d'un glissement de terrain à différentes profondeurs suivant le principe du cercle de Mohr.

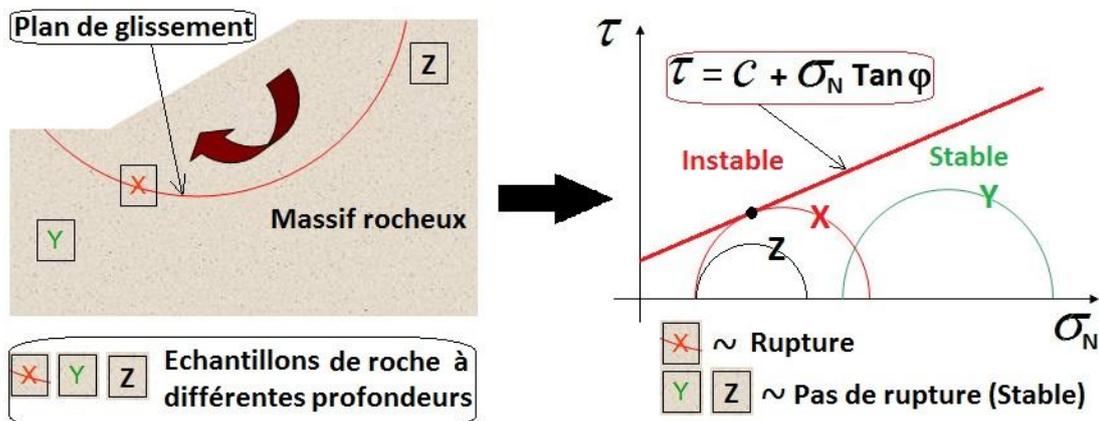


Fig. II.14 – Exemple de la rupture d'une roche en profondeur suivant le cercle de Mohr.

2.2.5 Résistance à charge ponctuelle (Essai Franklin)

L'essai de résistance à charge ponctuelle (ou l'essai Franklin) est le plus commun pour la classification des roches. On utilise une éprouvette de longueur égale au diamètre (Fig. II.15a). L'éprouvette est diagonalement placée entre deux plateaux conique (Fig. II.15b) d'une presse puis elle est chargée progressivement jusqu'à la rupture. Cet essai s'applique sur les roches ayant une résistance égale à ou supérieure à 5 MPa. Le paramètre obtenu de cet essai est appelé « **indice de résistance à charge ponctuelle, I_s** » qui est calculé en fonction de la charge de rupture « F_{max} » et de le diamètre de l'éprouvette « D ». L'indice de résistance à charge ponctuelle non corrigé « I_s » est défini par la relation suivante :

$$I_s = F_{max}/D^2 \dots\dots\dots (II.31)$$

Où :

F_{max} : effort maximal appliqué sur l'éprouvette (kN) ;

D : diamètre de l'éprouvette (m) ;

I_s : L'indice de résistance à charge ponctuelle non corrigé (kN/m²).

Remarque : Il a été observé que « I_s » augmente avec « D », il est donc souhaitable de disposer d'un indice de résistance à charge ponctuelle unique de l'échantillon de roche dont il sera utilisé pour la classification de la résistance de la roche. **L'indice de résistance à charge ponctuelle** corrigé « $I_{s(50)}$ » est défini comme la valeur de « I_s » obtenue si « D » est égal à 50 mm. Il peut être calculé comme suit :

$$I_{s(50)} = I_s * \left[\frac{D}{50} \right]^{0.45} \dots\dots\dots (II.32)$$

2.2.6 Désignation de la qualité de la roche (RQD)

La RQD (Fig. II.16) est un moyen simple et peu coûteux pour reconnaître les zones rocheuses de faible qualité qui peut nécessiter encore plus des reconnaissances supplémentaires pour faire une étude exhaustive. La RQD peut être calculé comme suit :

$$RQD(\%) = \frac{\sum \text{longueurs de pièces} \geq 10 \text{ cm}}{\text{longueur totale de la course}} * 100 \dots\dots (II.33)$$

La RQD sert aujourd'hui de paramètre standard pour les échantillons de forage et constitue une valeur de base pour les principaux systèmes de classification des masses rocheuses : système de classification de la masse rocheuse (RMR) et Q-système.

Sources :

- **Nagaratnam Sivakugan, Sanjay Kumar Shukla and Braja M. Das (2013)** «Rock Mechanics: An Introduction», Taylor & Francis Group, LLC.
- **Zhao Jian (2008)** «Rock Mechanics (Mécanique des roches)», Course Lectures 2008, 1ère partie – Roches et massifs rocheux, EPFL-ENAC- Laboratoire de Mécanique des Roches (LMR).
- **ASTM D3967-08**. Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens.
- **ASTM D5731-08**. Standard test method for determination of the point load strength index and application to rock strength classifications.
- **ASTM D6032-08**. Standard test method for determining rock quality designation (RQD) of rock core.
- **ASTM D7012-07e1**. Standard test method for compressive strength and elastic modulus of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures.
- https://www.academia.edu/10045835/Les_propri%C3%A9t%C3%A9s_des_roches_mini%C3%A8res
- http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-Sols/chap3/prop-geom.html

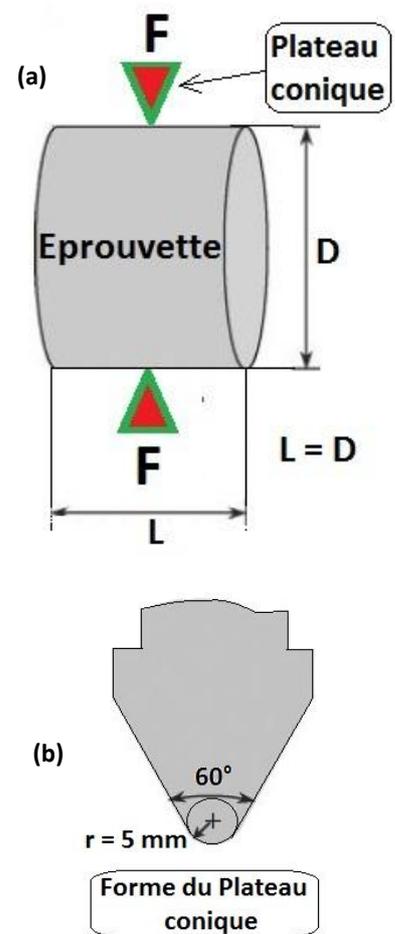


Fig. II.15 – Essai de résistance ponctuelle (Essai Franklin).

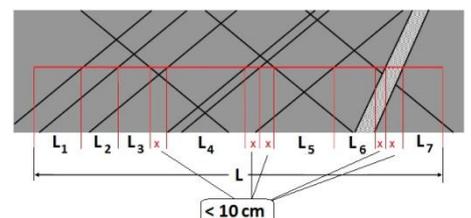


Fig. II.16 – Exemple pour le calcul du RQD.