

Mécanique et propriétés de la matrice rocheuse

MÉCANIQUE DES
ROCHES ET
OUVRAGES
SOUTERRAINS

Prof. M. VIOLAY

Mécanique et propriétés de la matrice rocheuse

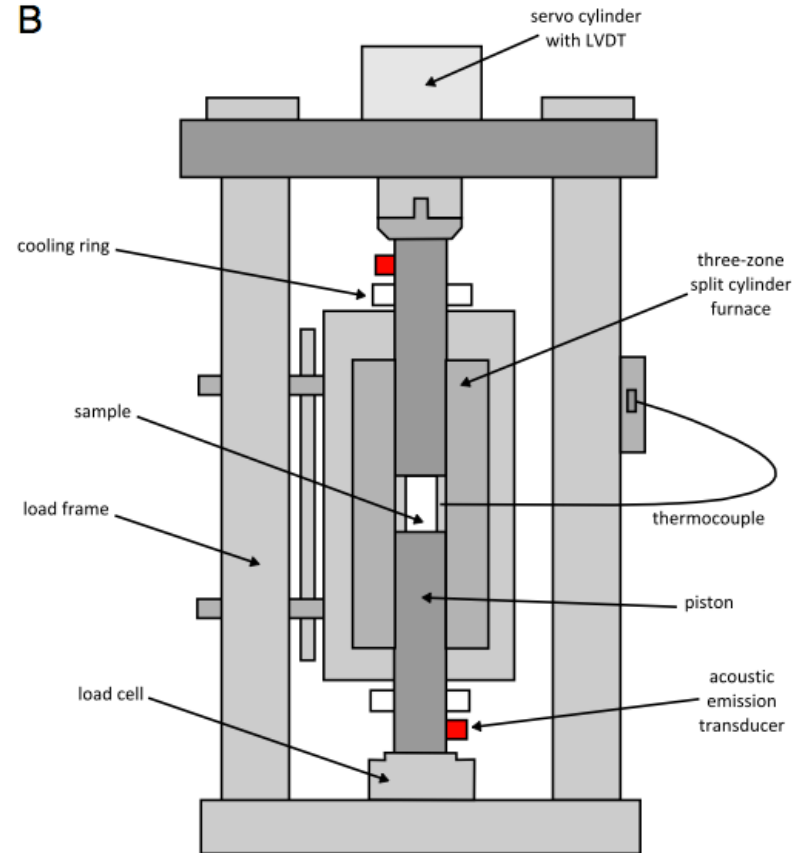
1. Rappel des notions de contraintes et déformations
2. **Comportement mécanique des roches intactes**
 - 2.1. **Compression uniaxiale**
 - 2.2. **Traction**
 - 2.3. **Compression triaxiale**
 - 2.4. **Roches anisotropes**
3. Critères de rupture des roches intactes
 - 3.1. Roches isotropes
 - 3.1.1. *Mohr-Coulomb*
 - 3.1.2. *Griffith*
 - 3.1.3. *Hoek & Brown*
 - 3.2. Roches anisotropes
 - 3.3. Roches tendres et altérées
4. Essais de laboratoire
 - 4.1. Propriétés mécaniques
 - 4.2. Propriétés physiques

Quantités physiques utilisées en MR et unités



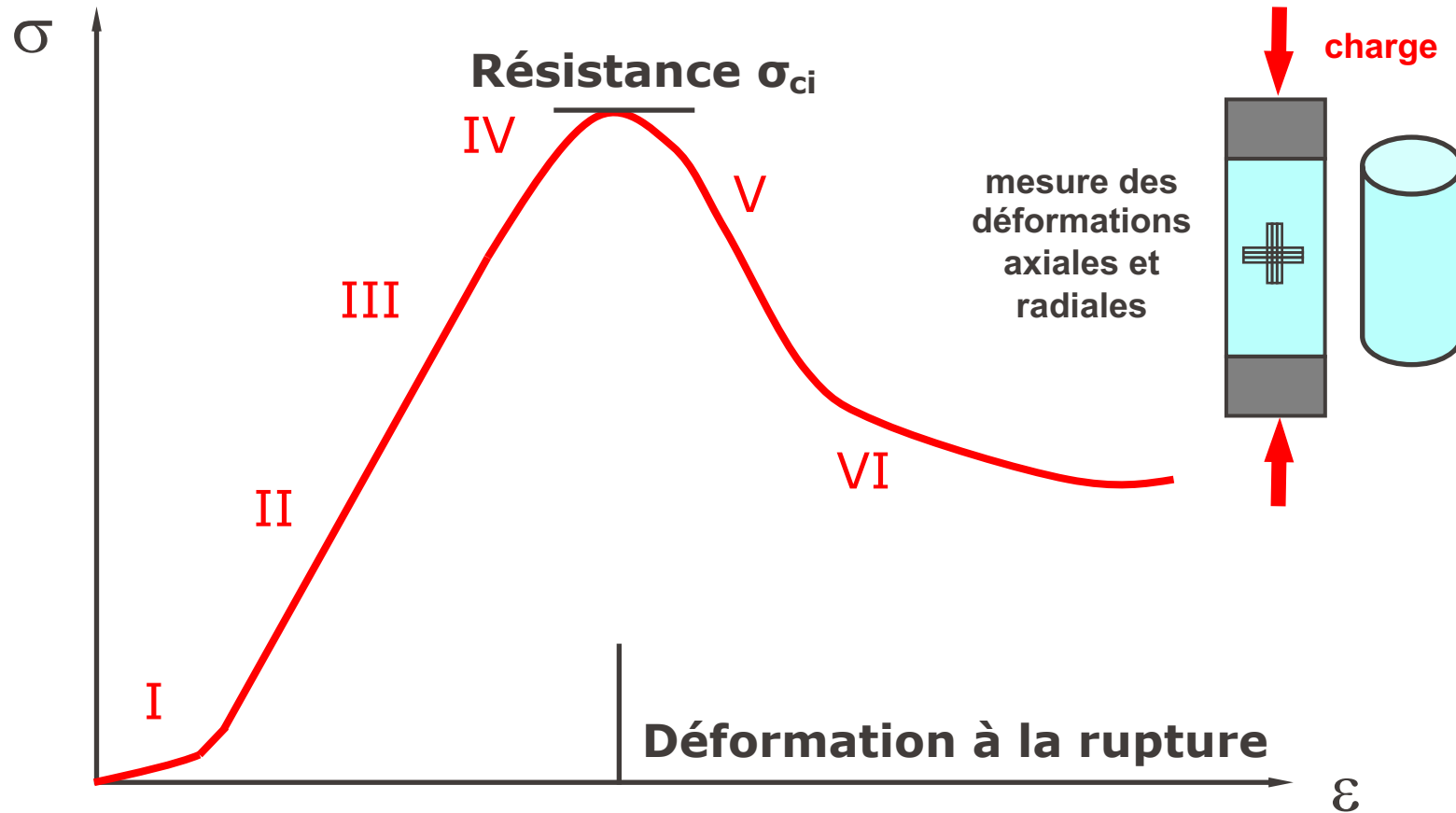
- Force ($\mathbf{F}$) Newton (N, y kN)
- Contrainte (σ) Pascal (Pa, MPa = Nm^{-2})
- Déformation (ϵ) Sans unité / (% $[dI/I]$)
- Vitesse de déformation ($\dot{\epsilon}$) Seconde (s^{-1})
- Contrainte cisailante (τ) Pascal (Pa, MPa)
- Def cisailante (γ) Sans unité (-)
- Poisson Ratio (ν) Sans unité (-)
- Viscosité (η) Pascal x Second (Pa.s)

- Presse rigide
- Cellule de contrainte
- Capteur de déplacement
- Options
- Four
- Emission acoustique





2.1 Comportement en compression uniaxiale



EPFL

2.1 Comportement en compression uniaxiale



Stade I – Les microfissures préexistantes dans la roche se referment sous la sollicitation, entraînant une non-linéarité initiale de la courbe $\sigma - \varepsilon$.

Stade II – La roche a un comportement linéairement élastique avec une courbe $\sigma - \varepsilon$ linéaire, tant axialement que radialement.

Stade III – Initiation, puis propagation de la fissuration aux extrémités des microfissures préexistantes. Le phénomène est stable. La courbe $\sigma - \varepsilon$ axiale est quasi linéaire et est presque réversible. La courbe $\sigma - \varepsilon$ radiale montre une expansion inélastique (dilatance).

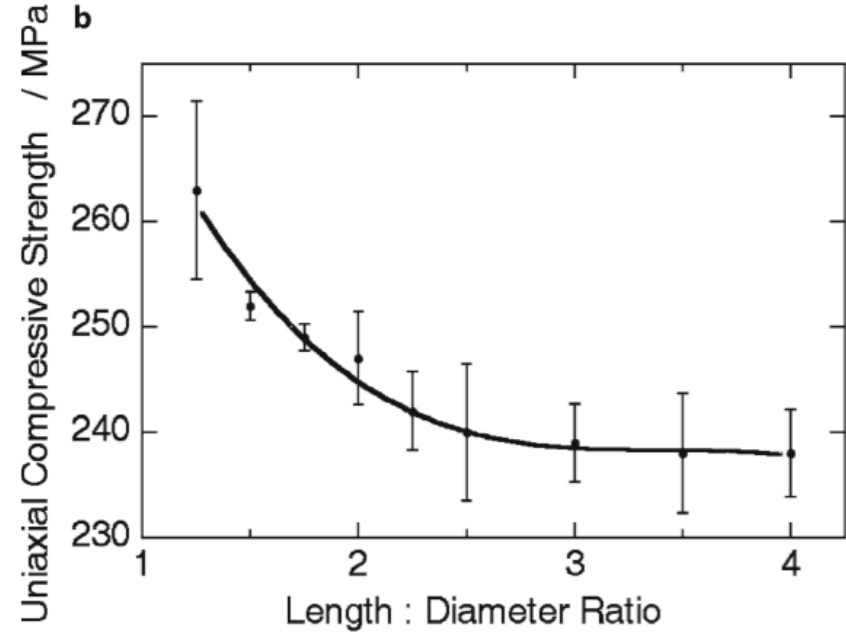
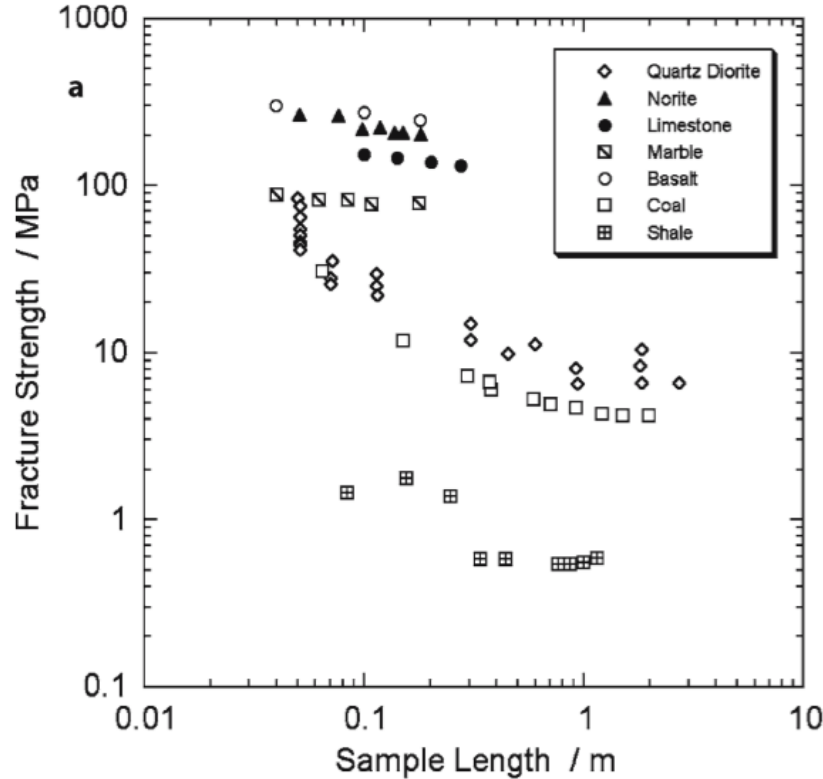


Stade IV – La roche subit une rapide accélération de la microfissuration (coalescence) et de l'augmentation du volume. Le phénomène est instable, la propagation des fissures continuant sous charge constante. La charge critique entre les stades III et IV est la charge de rupture à long terme de la roche.

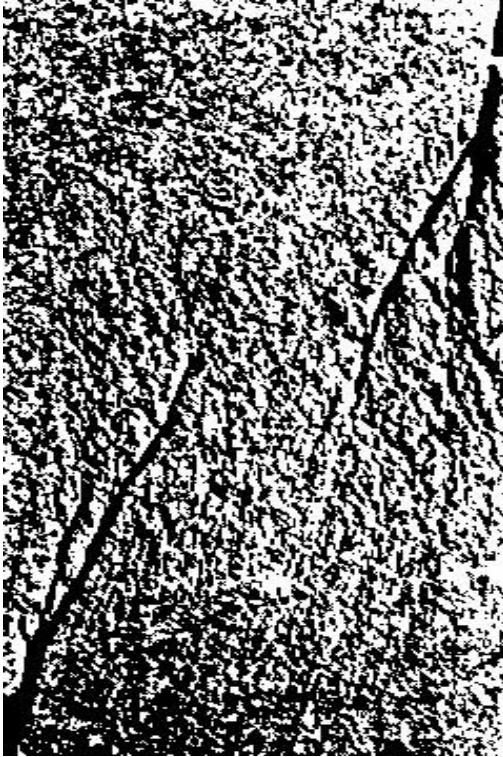
Stade V – La roche a dépassé la contrainte de pic, mais forme encore un tout (un seul bloc), même si la structure interne est fortement endommagée. L'échantillon subit un radoucissement des déformations.

Stade VI – La roche se rompt en plusieurs blocs.

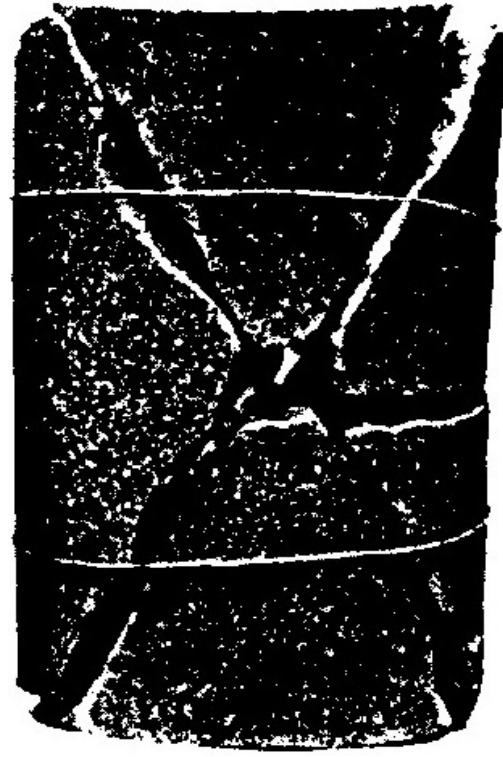
2.1 Comportement en compression uniaxiale



2.1 Comportement en compression uniaxiale



**Près de la contrainte de pic
(IV-V)**



**Après la contrainte de
pic (VI)**

2.1 Comportement en compression uniaxiale



La résistance à la compression uniaxiale σ_{ci} (ou UCS) est la **contrainte ultime** d'un échantillon de roche cylindrique **sous chargement axial**. C'est la plus importante des propriétés mécaniques de la roche, utilisée en dimensionnement, analyse et modélisation.

Roche	$\sigma_{ci} = \text{UCS (MPa)}$
Granite	100 – 300
Dolerite	100 – 350
Gabbro	150 – 250
Basalte	100 – 350
Grès	20 – 170
Schiste	5 – 100
Dolomie	20 – 120
Calcaire	30 – 250
Gneiss	100 – 250
Ardoise	50 – 180
Marbre	50 – 200
Quartzite	150 – 300

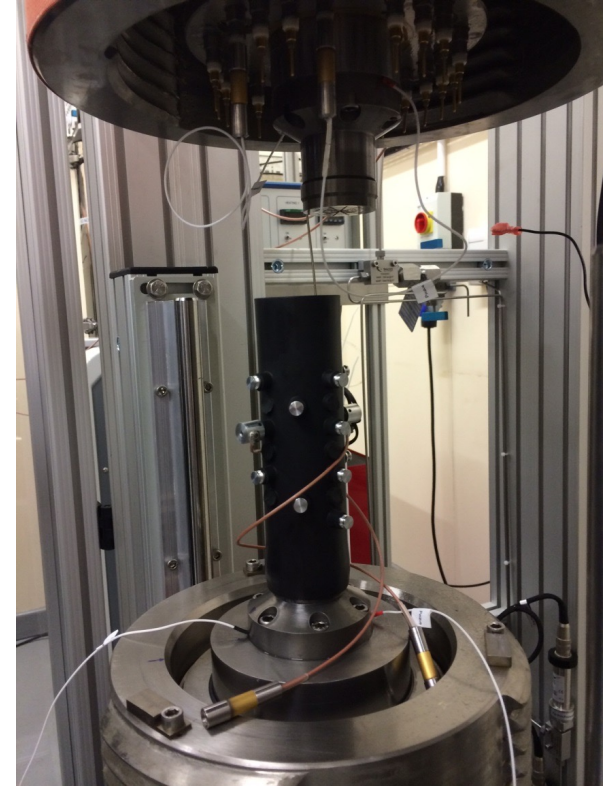
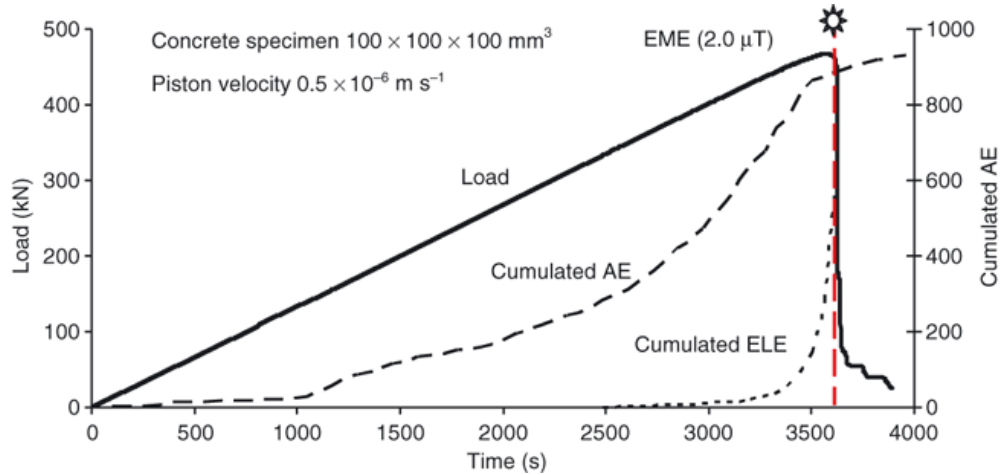


Comportement lors de la rupture

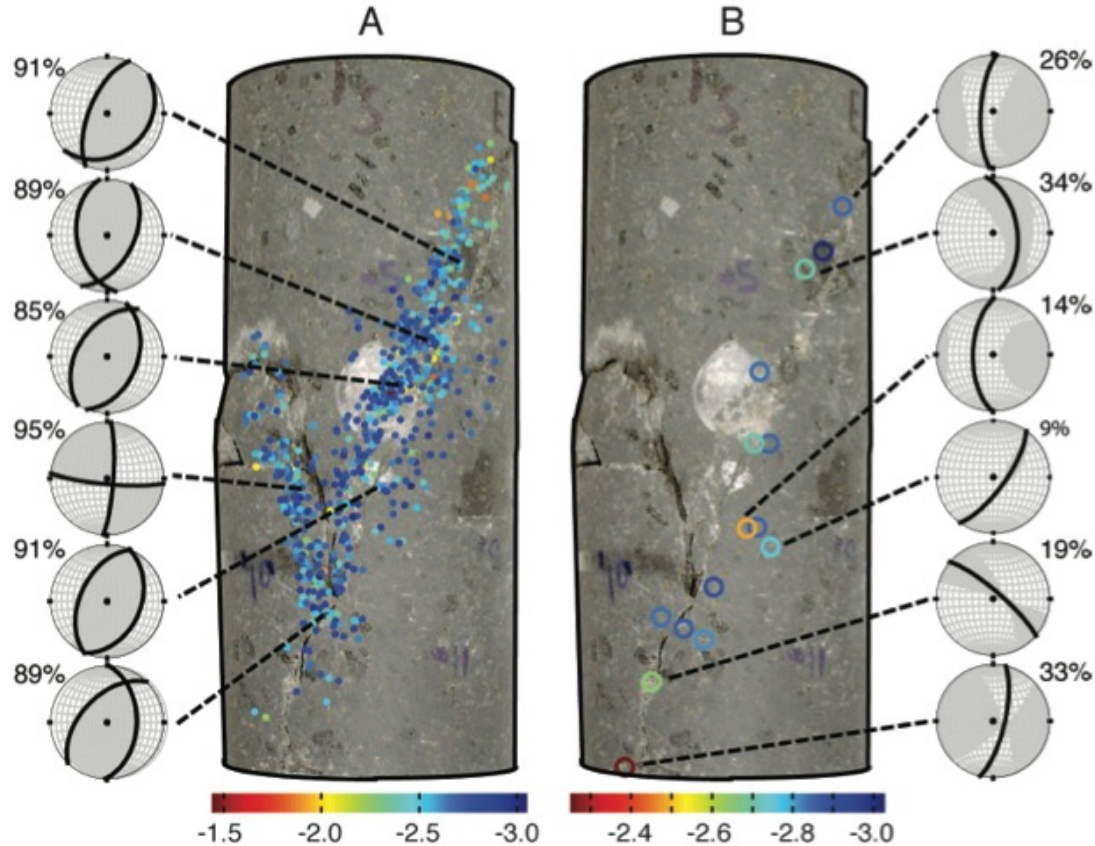
La plupart des roches, incluant les roches ignées cristallines, métamorphiques et sédimentaires, se comportent de manière fragile sous compression uniaxiale. Quelques roches tendres, principalement d'origine sédimentaire, ont un comportement ductile.

Les roches se rompent généralement sous faible déformation, typiquement autour de 0.2 à 0.4%. Les roches fragiles, p. ex. les roches cristallines, ont une déformation faible à la rupture, alors que les roches tendres comme les schistes et les argillites tendent à avoir une déformation relativement élevée à la rupture.

2.1 Comportement en compression uniaxiale



2.1 Comportement en compression uniaxiale



2.2 Comportement en traction

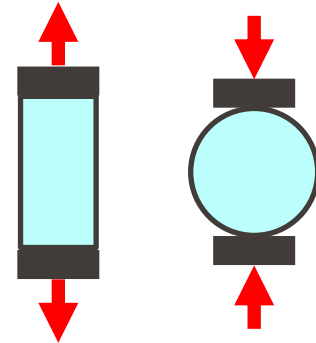


Les roches ont généralement une faible résistance à la traction, due aux microfissures préexistantes.

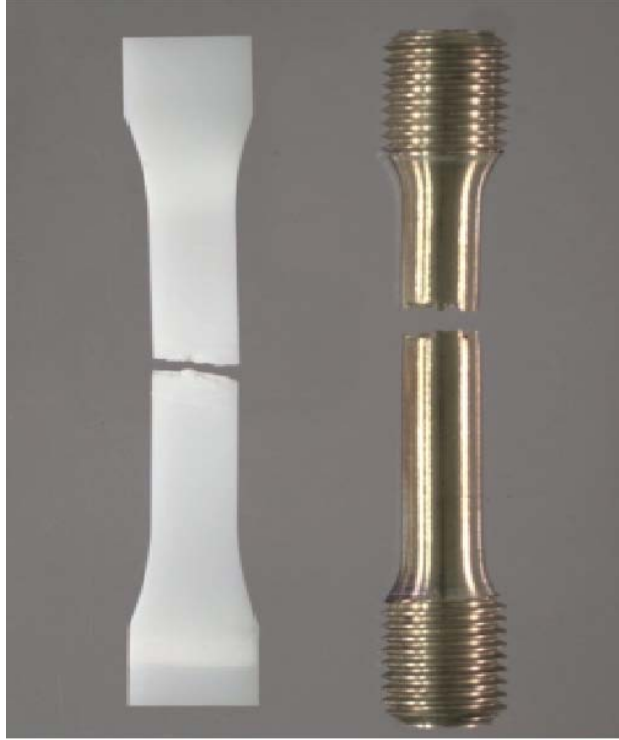
L'existence de ces microfissures peut également être la cause de la rupture soudaine de la roche en traction sous une faible contrainte.

La résistance à la traction de la roche peut être obtenue à partir de plusieurs types d'essais:

- L'essai de traction directe (ou simple)
- L'essai de traction indirecte (ou brésilien)



2.2 Comportement en traction



Tensile Test Specimens



2.2 Comportement en traction

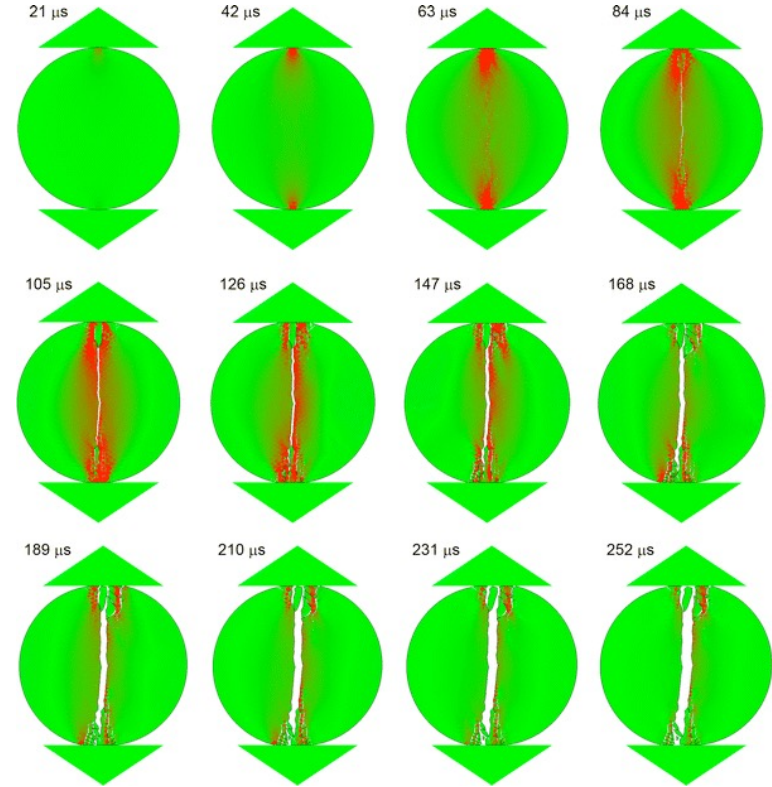


- Matériel homogène
- Tjs non confiné

$$\sigma_{Tensile} = \frac{2 \cdot F_{Compressive}}{\pi \cdot D \cdot L}$$

D : Diametre

L : Longueur



Mahabadi et al., 2010

2.2 Comportement en traction



Roche	$\sigma_{ci} = \text{UCS (MPa)}$	$\sigma_{ti} \text{ (MPa)}$
Granite	100 – 300	7 – 25
Dolerite	100 – 350	7 – 30
Gabbro	150 – 250	7 – 30
Basalte	100 – 350	10 – 30
Grès	20 – 170	4 – 25
Schiste	5 – 100	2 – 10
Dolomie	20 – 120	6 – 15
Calcaire	30 – 250	6 – 25
Gneiss	100 – 250	7 – 20
Ardoise	50 – 180	7 – 20
Marbre	50 – 200	7 – 20
Quartzite	150 – 300	5 – 20

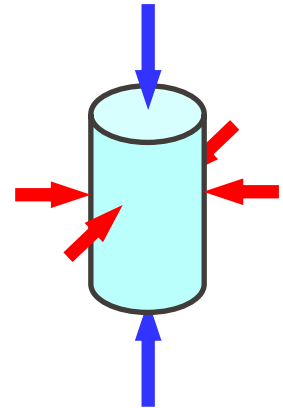
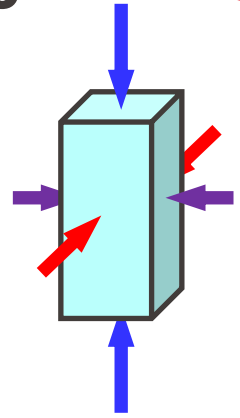
Rapport entre les résistances à la compression et à la traction entre 5 et 30...

2.3 Comportement en compression triaxiale

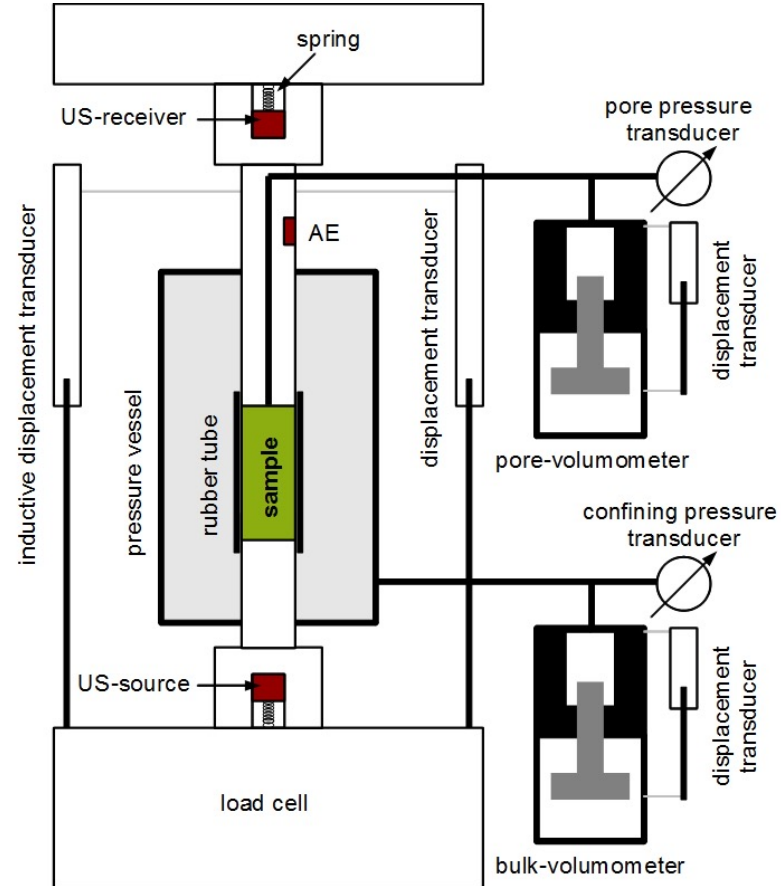
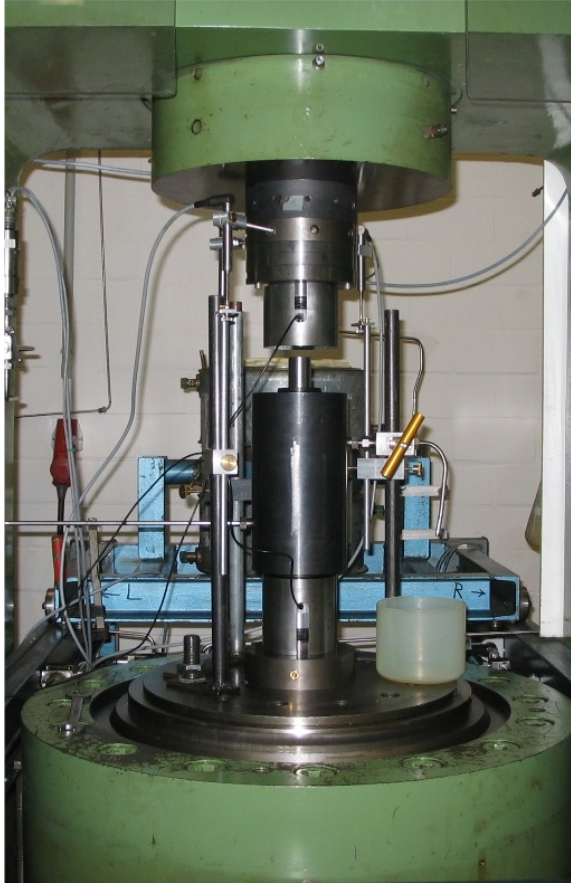
En profondeur, la roche est soumise à des contraintes dans toutes les directions (triaxiales). La résistance à la compression est plus forte en conditions triaxiales.

Un état de compression triaxiale vraie signifie que les 3 contraintes principales sont différentes.

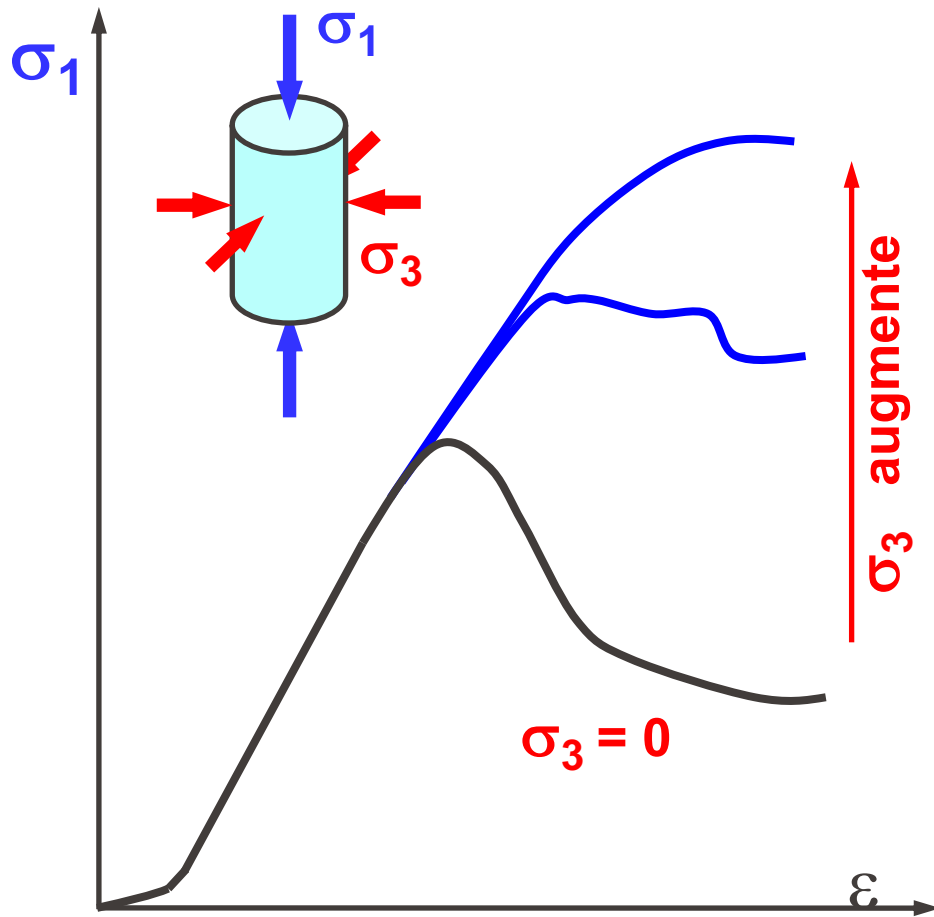
Lors d'essais, on admet souvent que les 2 contraintes radiales sont égales à la contrainte principale mineure (essai triaxial axisymétrique).



2.3 Comportement en compression triaxiale



2.3 Comportement en compression triaxiale



2.3 Comportement en compression triaxiale

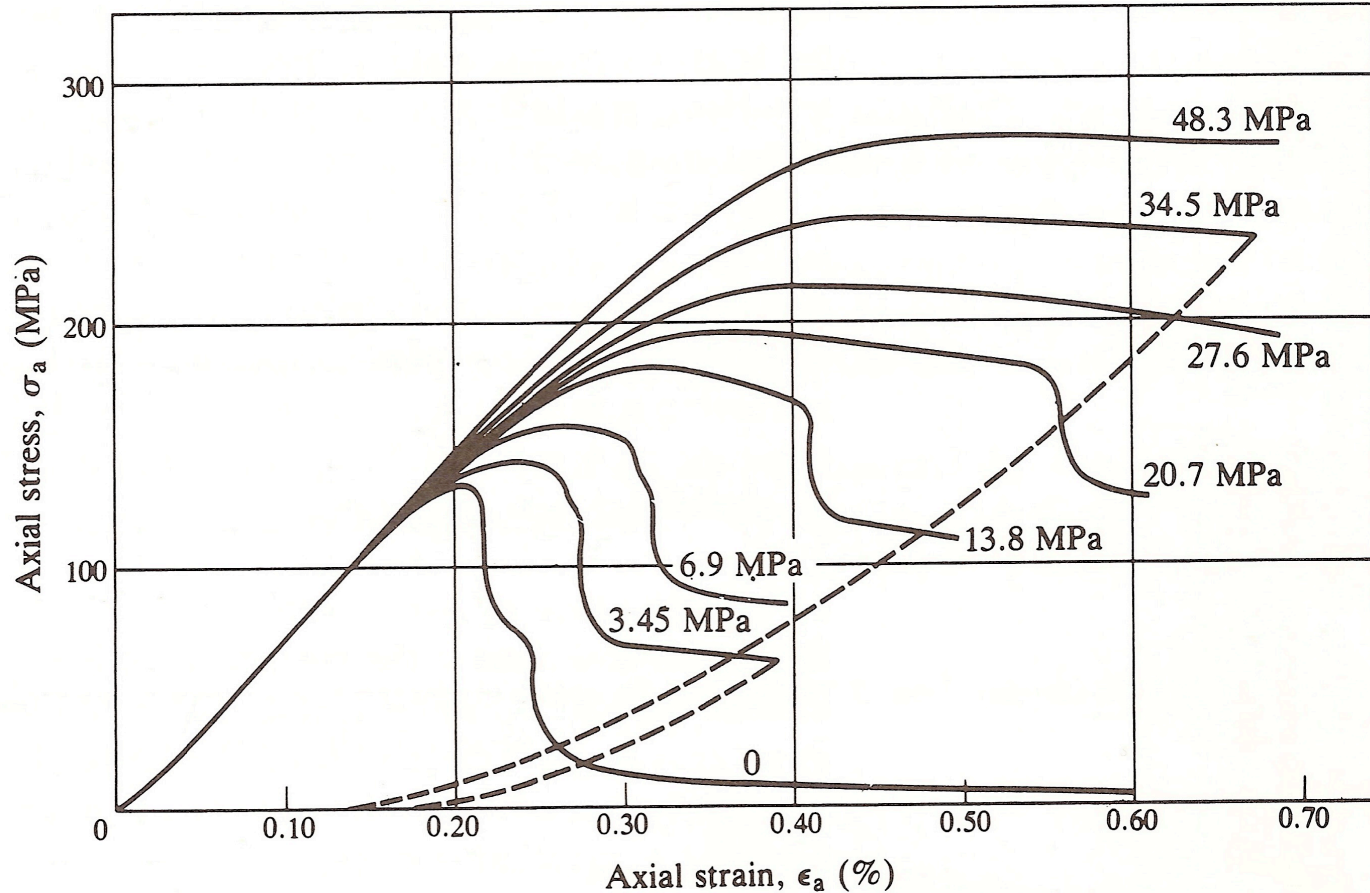


Le comportement de la roche en compression triaxiale change avec l'augmentation de la pression de confinement σ_3 :

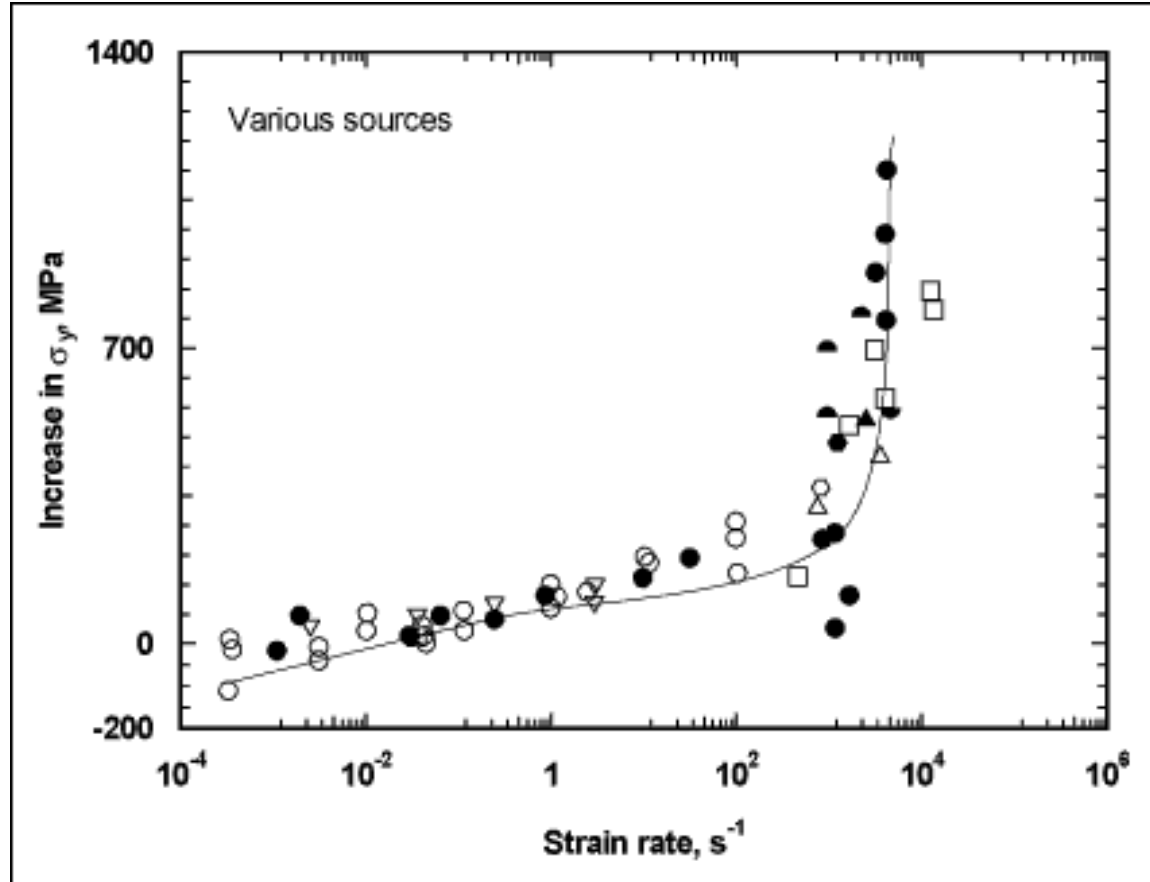
- a) La résistance maximale augmente ;
- b) Le comportement après le pic change graduellement de fragile à ductile.

Dans le domaine élastique, le comportement contrainte-déformation est le même qu'en compression uniaxiale.

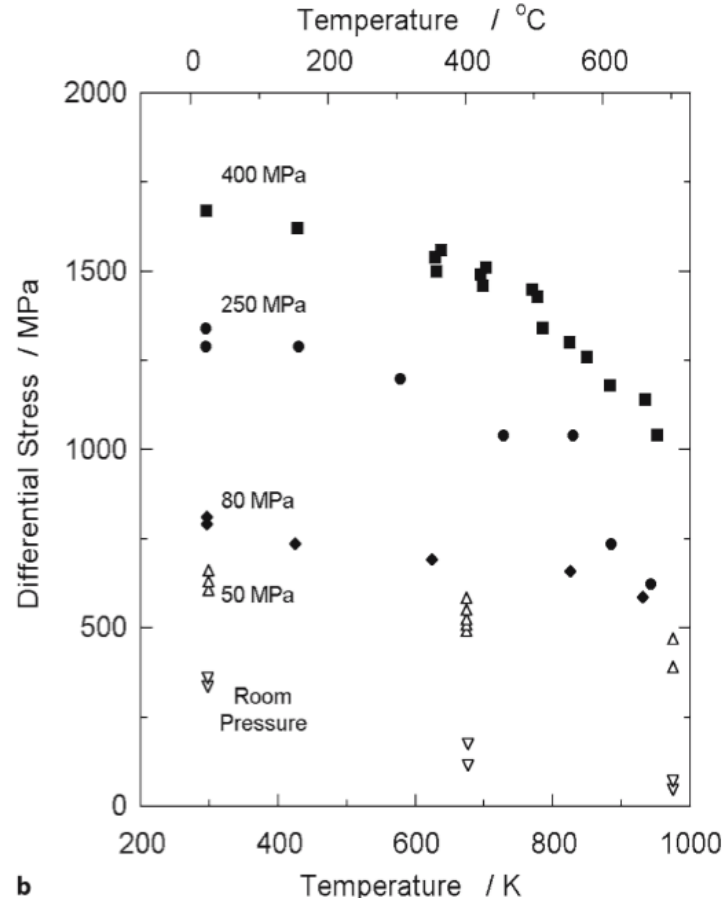
2.3 Comportement en compression triaxiale



2.3 Comportement en compression triaxiale



2.3 Comportement en compression triaxiale

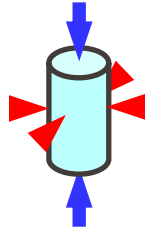
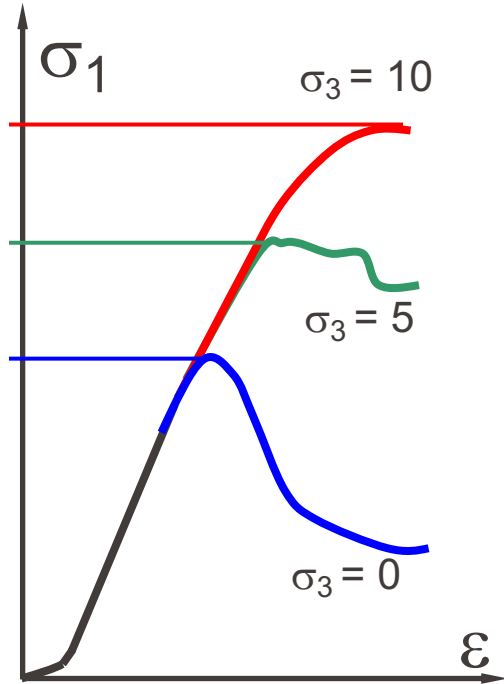


Résistance au cisaillement

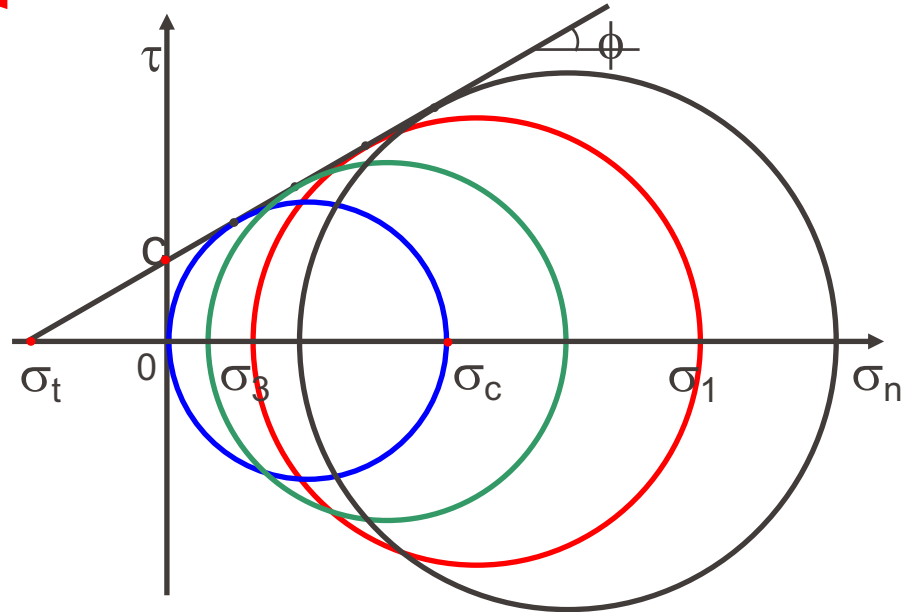
Dans les essais de compression triaxiale, la roche apparaît être en compression. Cependant, elle se rompt en traction et en cisaillement. Pour ce dernier, il y a deux éléments de résistance: la cohésion et le frottement interne. La cohésion est une mesure de liaison interne de la roche. Le frottement interne résulte du contact entre les particules.

A partir d'une série de tests triaxiaux, les contraintes max (σ_1) sont obtenues pour différentes contraintes latérales (σ_3). En traçant les cercles de Mohr, on définit la courbe intrinsèque.

Résistance au cisaillement



En traçant les cercles de Mohr, on définit la courbe intrinsèque. Si on considère un critère de Mohr-Coulomb, on en déduit la cohésion et l'angle de frottement interne.



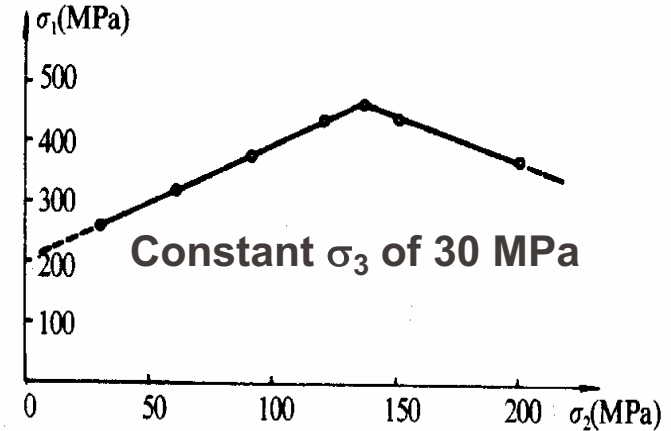
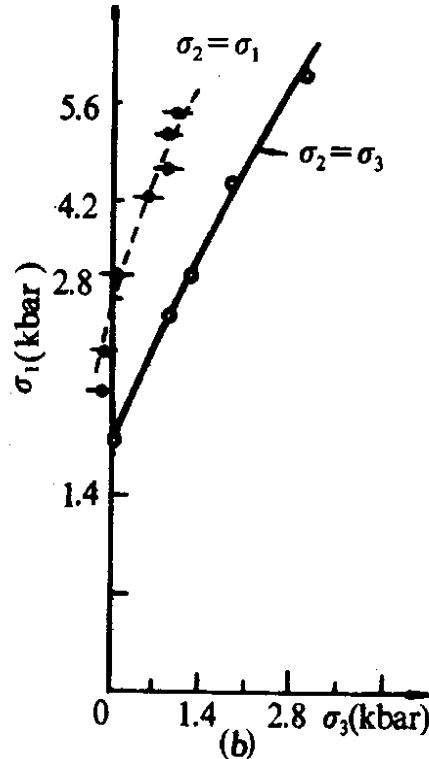
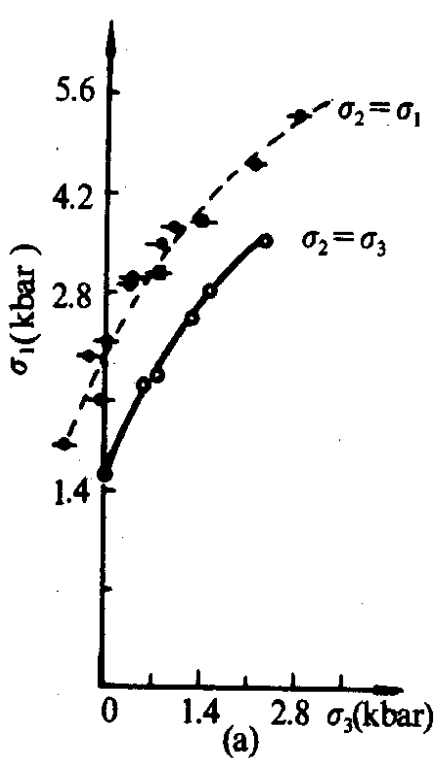
Effet de la contrainte principale intermédiaire

L'essai triaxial axisymétrique donne une résistance sans considérer l'effet de la contrainte intermédiaire principale (σ_2), ce qui en général sous-estime la résistance.

La résistance à la compression triaxiale de la roche augmente généralement avec σ_2 pour un σ_3 donné. Lorsque σ_2 est beaucoup plus grand que σ_3 , la résistance commence à diminuer.

2.3 Comportement en compression triaxiale

Effet de la contrainte principale intermédiaire



2.3 Comportement en compression triaxiale



Le module de Young et le coefficient de Poisson

Le module de Young et le coefficient de Poisson peuvent être déterminés expérimentalement à partir de la courbe contrainte-déformation. Ils semblent ne pas être affectés par le changement de contrainte de confinement σ_3 .

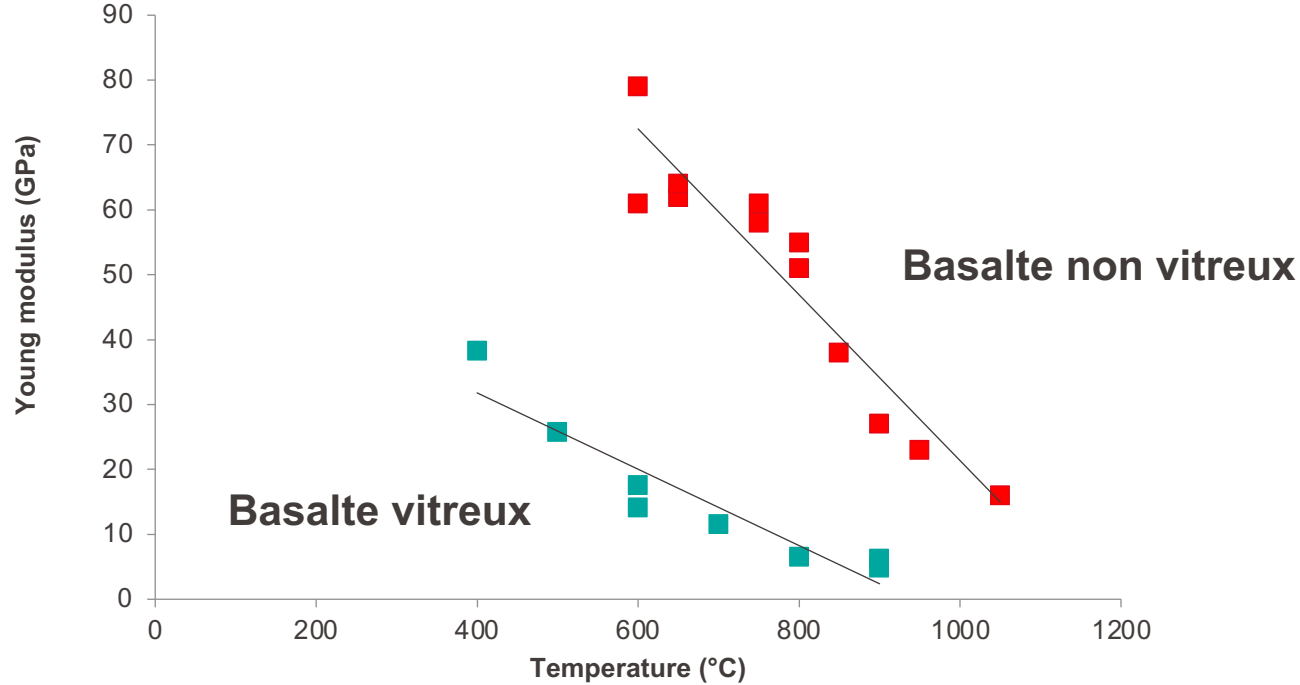
Les roches à haute résistance tendent également à avoir un grand module de Young, dépendant du type de roche et d'autres facteurs.

Pour la plupart des roches, le coefficient de Poisson se situe entre 0.15 et 0.4.

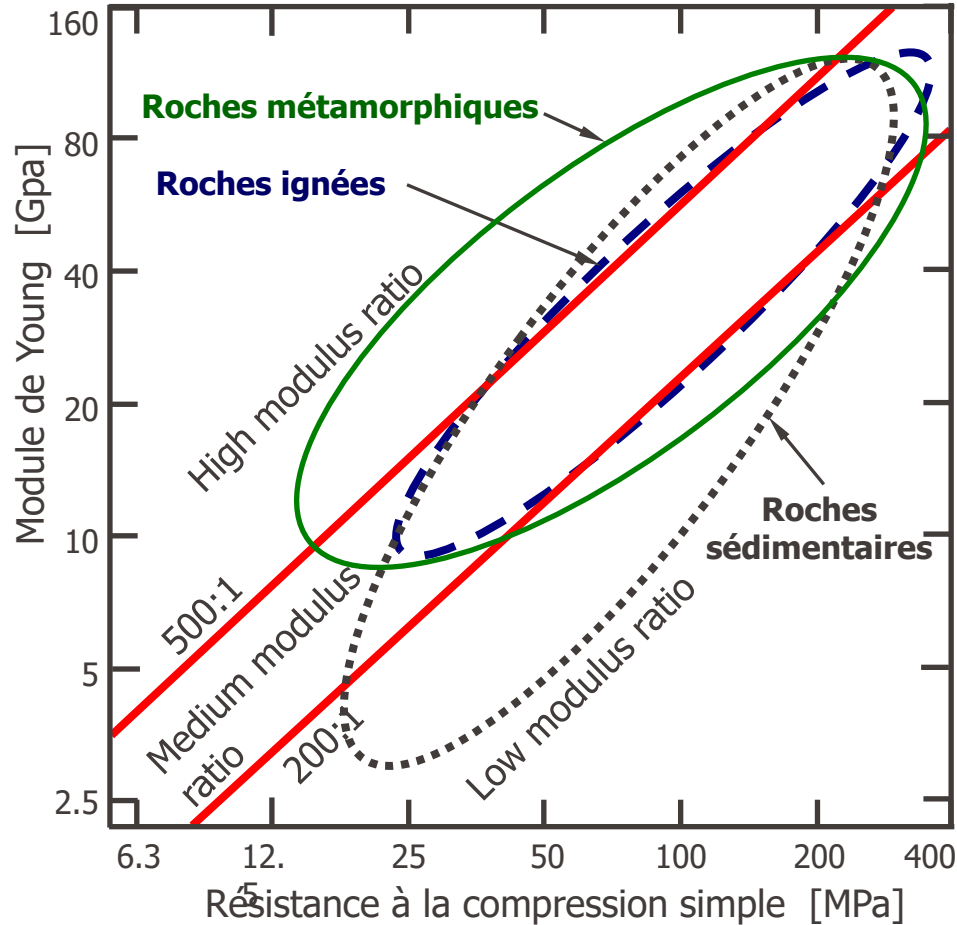
2.3 Comportement en compression triaxiale



Le module de Young et le coefficient de Poisson



2.3 Comportement en compression triaxiale



2.3 Comportement en compression triaxiale



Roche	Direction de mesure par rapport aux couches	E [MPa]
Marnes		50 – 7 000
Molasse de Rossens	Perpendiculaire	1 500 – 2 500
Molasse de Rossens	Parallèle	2 000 – 4 000
Molasse gréso-marneuse	Perpendiculaire	2 000 – 4 500
Molasse gréso-marneuse	Parallèle	2 500 – 12 000
Gneiss de Lucendro	Perpendiculaire	23 400 – 24 000
Granite de Montpezat		38 500 – 57 000
Granite d'Urseren	Perpendiculaire	25 000
Granite d'Urseren	Parallèle	40 000
Grès tendre		10 000 – 14 000
Grès quartzeux		61 000
Calcaire dur		22 300 – 113 000
Schistes		9 000 – 35 000

2.4 Comportement des roches anisotropes

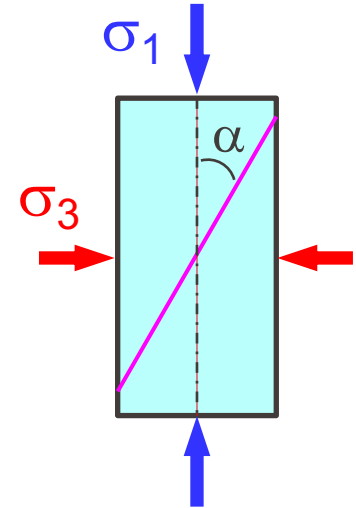


Résistance d'une roche anisotrope

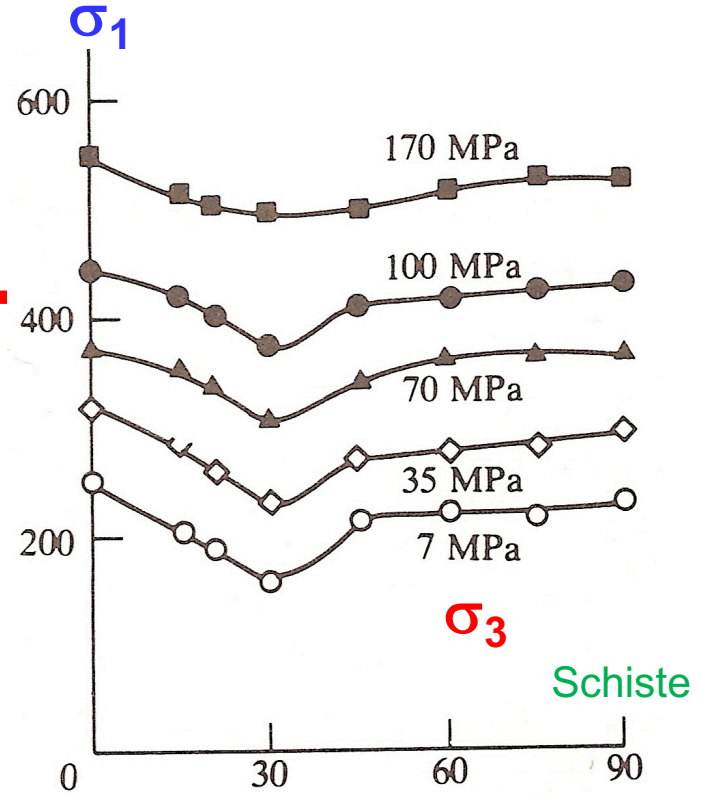
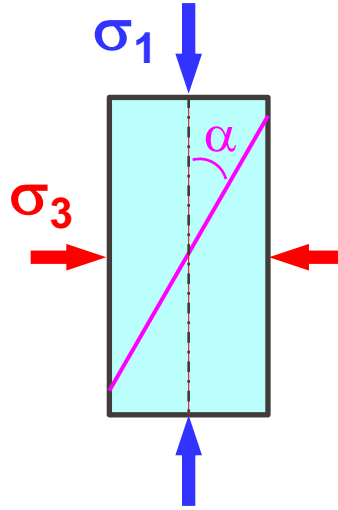
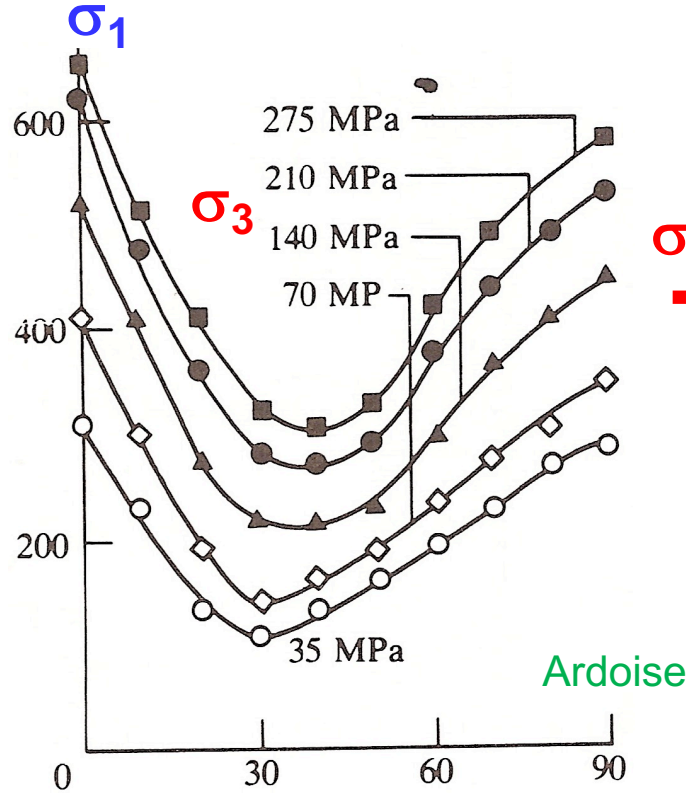
Les roches, telles que le schiste et l'ardoise, ont une isotropie transversale.

Les résistances maximales développées en compression par des roches transversalement isotropes varient selon l'orientation du plan d'anisotropie par rapport aux directions des contraintes principales.

Il en est de même pour la déformabilité de ces roches et leurs paramètres (E et ν).



2.4 Comportement des roches anisotropes



Angle α par rapport à la direction de σ_1

Mécanique et propriétés de la matrice rocheuse

1. Rappel des notions de contraintes et déformations
2. Comportement mécanique des roches intactes
 - 2.1. Compression uniaxiale
 - 2.2. Traction
 - 2.3. Compression triaxiale
 - 2.4. Roches anisotropes
- 3. Critères de rupture des roches intactes**
 - 3.1. Roches isotropes**
 - 3.1.1. Mohr-Coulomb**
 - 3.1.2. Griffith**
 - 3.1.3. Hoek & Brown**
 - 3.2. Roches anisotropes**
 - 3.3. Roches tendres et altérées**
4. Essais de laboratoire
 - 4.1. Propriétés mécaniques
 - 4.2. Propriétés physiques

3.1 Critère de rupture des roches isotropes



Résistance et critères de résistance

La limite de résistance est définie par la contrainte à laquelle le matériau commence à se déformer de façon irréversible (plastique). Cela représente généralement une limite supérieure à la charge qui peut être appliquée.

Un critère de résistance limite est une hypothèse qui est faite pour définir la limite de contrainte sous n'importe quel état de contraintes. Ceci est théoriquement décrit par trois contraintes principales.

3.1 Critère de rupture des roches isotropes



Critères de résistance usuels

Critère de Tresca-Guest

$$\text{Max} (|\sigma_1 - \sigma_2|, |\sigma_2 - \sigma_3|, |\sigma_3 - \sigma_1|) = \sigma_0$$

Critère de von Mises

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2\sigma_0^2$$

Critère de Mohr-Coulomb

$$\max \left(\frac{|\sigma_1 - \sigma_2|}{2} - c + K \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}, \frac{|\sigma_2 - \sigma_3|}{2} - c + K \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2}, \frac{|\sigma_3 - \sigma_1|}{2} - c + K \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2} \right) = 0$$

3.1.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb



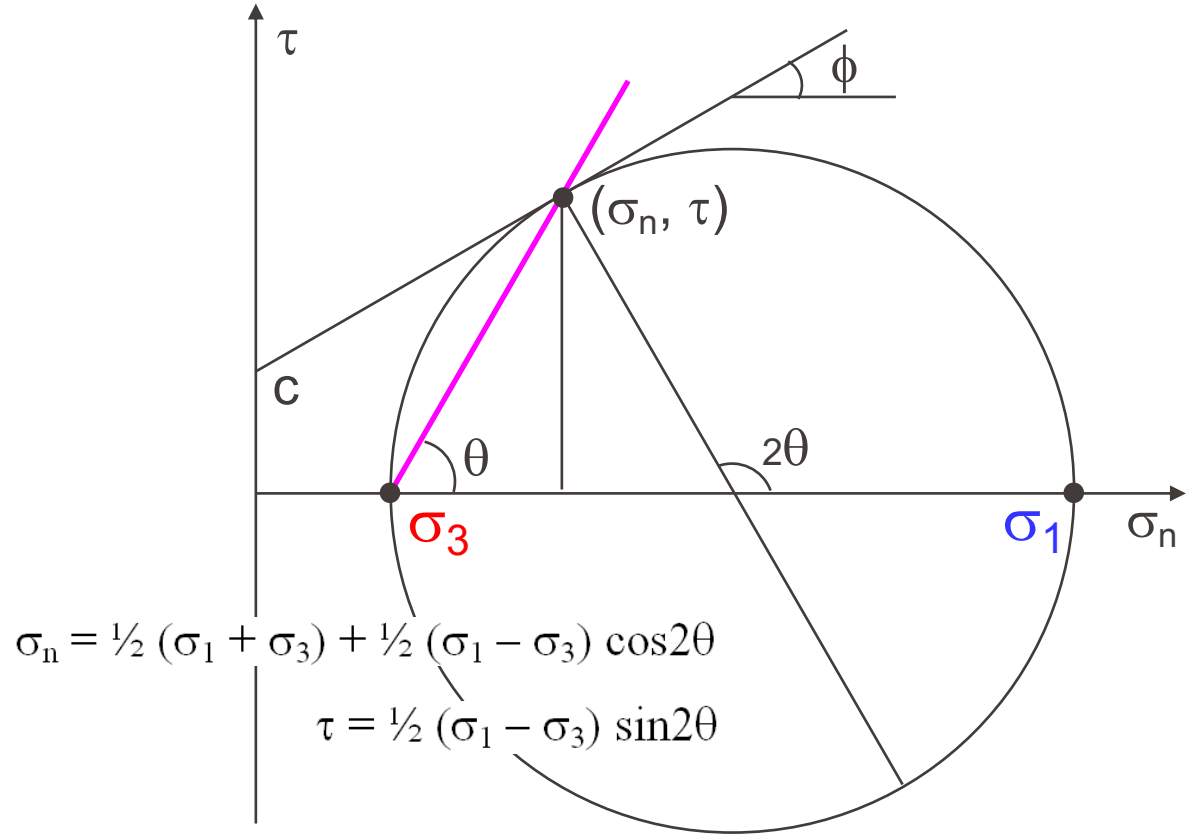
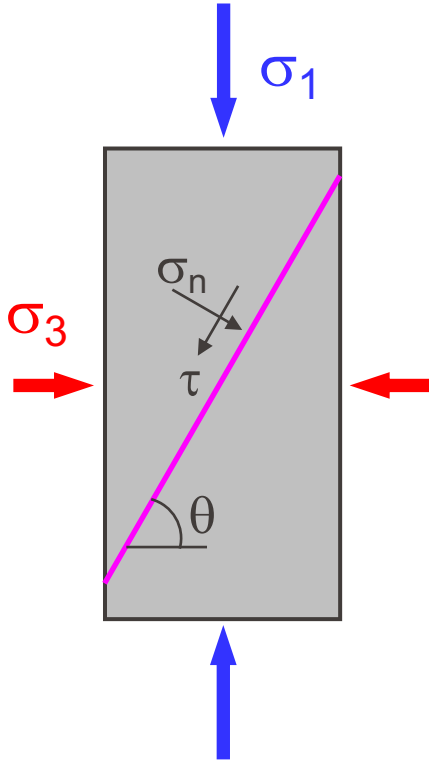
Critère de Mohr-Coulomb pour la roche

Le critère de Mohr-Coulomb considère seulement les contraintes principales majeure et mineure.

Il suppose qu'un plan de cisaillement se développe dans le matériau rocheux. Quand une rupture apparaît, les contraintes développées sur le plan de rupture sont sur la surface limite (enveloppe en 2D).

La résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb se compose de deux parties: une cohésion constante c et une part de frottement fonction de la contrainte normale σ_n et de l'angle de frottement interne ϕ .

3.1.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb



3.1.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb



Critère de Mohr-Coulomb pour la roche

Le critère de Mohr-Coulomb est une ligne droite, avec une intersection de c sur l'axe des τ et un angle de ϕ avec l'axe des σ_n :

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

Le plan de rupture est défini par un angle $\theta = \frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \phi$ par rapport à l'horizontale.

3.1.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb



Le critère de Mohr-Coulomb peut aussi être représenté dans un graphique $\sigma_1 - \sigma_3$

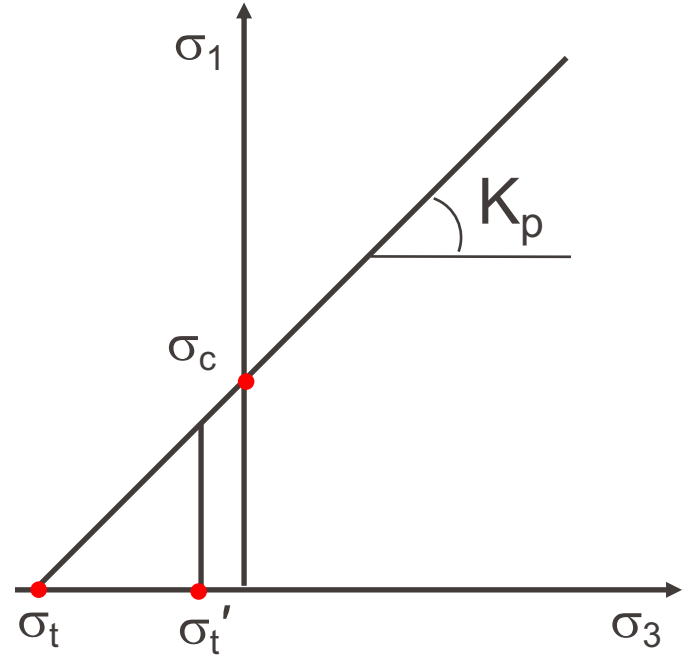
$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot K_p + \sigma_c$$

avec

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\phi = \sin^{-1} \frac{K_p - 1}{K_p + 1}$$

$$c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{K_p}}$$

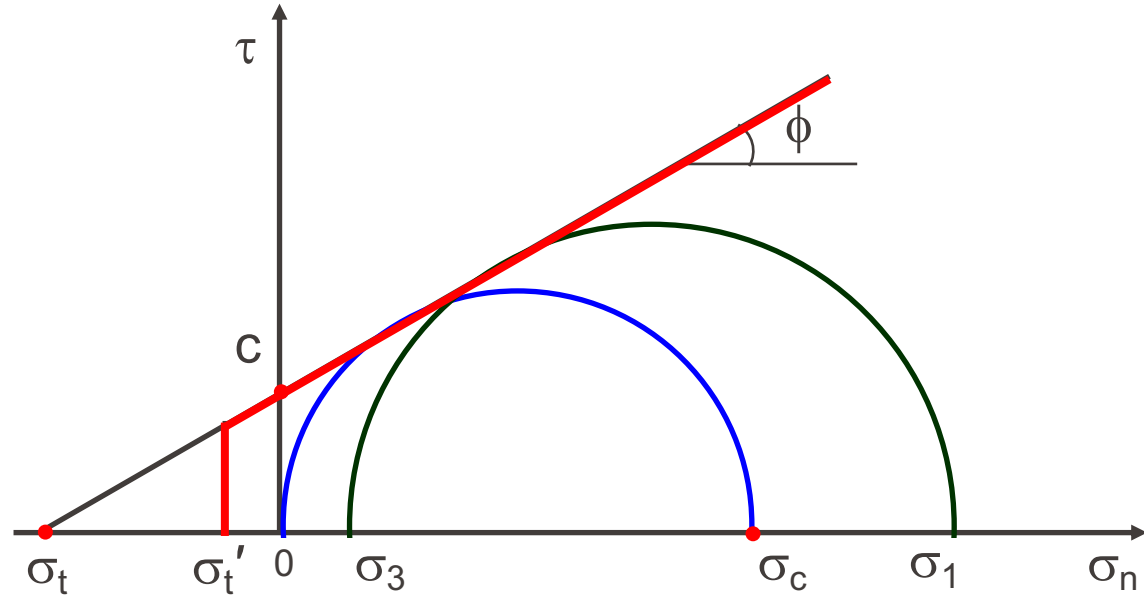


3.1.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb



Commentaires au sujet du critère de Mohr-Coulomb

La résistance à la traction des roches est inférieure à celle déterminée par le critère de Mohr-Coulomb.



On peut fixer un seuil de résistance à la traction comme une fraction de la résistance à la compression uniaxiale: $\sigma_t' = 1/10 \sigma_c$

3.1.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb



Commentaires au sujet du critère de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb n'est valable que pour le domaine des confinement faibles:

- il surestime la résistance à la traction.
- à un haut niveau de confinement, il surestime également la résistance.

Dans les cas où la mécanique des roches traite de problèmes superficiels et de faible confinement, le critère de Mohr-Coulomb demeure largement employé, grâce à sa simplicité et son succès.

3.1.2 Critère de rupture de Griffith



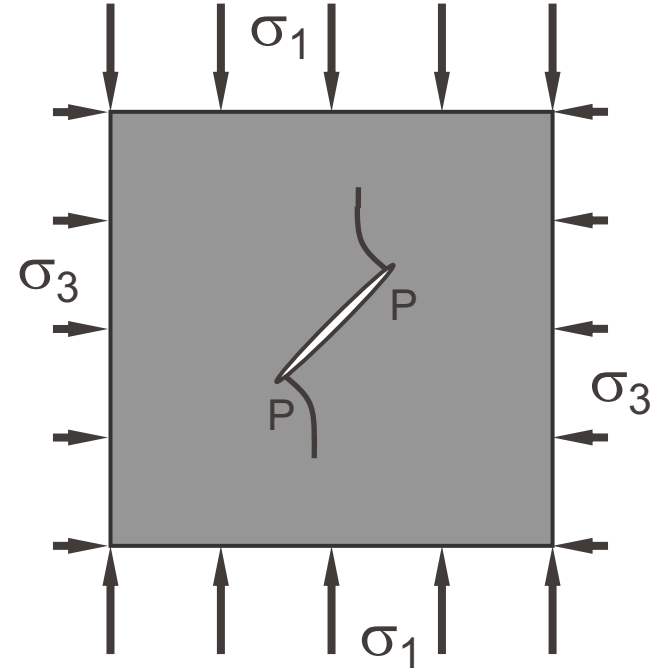
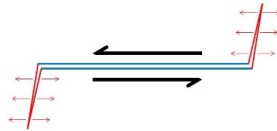
Critère de résistance de Griffith

Le critère de Griffith se base sur la mécanique des ruptures fragiles, utilisant les concepts d'énergie de déformation élastique. Ce critère décrit le comportement de la propagation de fissures de forme elliptique en considérant l'énergie mise en jeu.

L'équation établit que lorsqu'une fissure est capable de se propager suffisamment pour fracturer le matériau, le gain dans l'énergie de surface est égal à la perte d'énergie de déformation.

3.1.2 Critère de rupture de Griffith

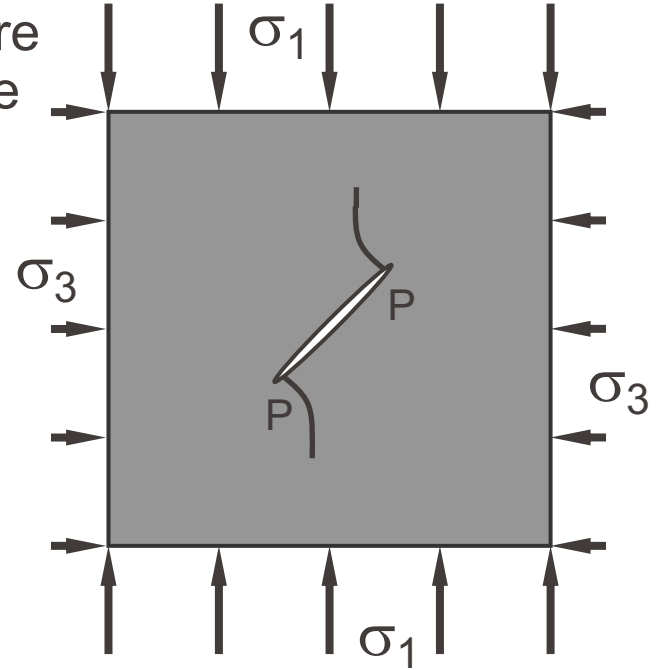
- Une roche contient de nombreuses micro-fissures préexistantes. On les idéalise par des ouvertures de forme elliptique.
- Même sous une sollicitation de compression, des contraintes de traction vont naître au bord de ces ouvertures, près de l'extrémité du grand axe.



- Lorsque ces contraintes de traction deviennent supérieures à la résistance à la traction, une fissure elliptique se développe perpendiculairement à la surface de l'ellipse, puis tend à s'aligner vers la direction de la contrainte principale majeure.

3.1.2 Critère de rupture de Griffith

- Si σ_3 est nulle ou une traction, la fissure s'aligne sur la direction perpendiculaire à σ_3 et continue à croître rapidement
 - phénomène **instable**
 - rupture brutale
- Si σ_3 est une compression, la propagation de la fissure s'arrête car σ_3 referme l'extrémité par compression.
 - phénomène **stable**
 - rupture progressive



La rupture est atteinte par glissement le long de plusieurs microfissures qui se sont rejointes (coalescence)

3.1.2 Critère de rupture de Griffith

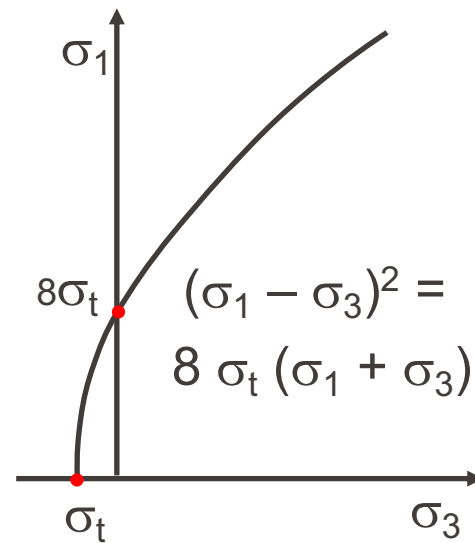
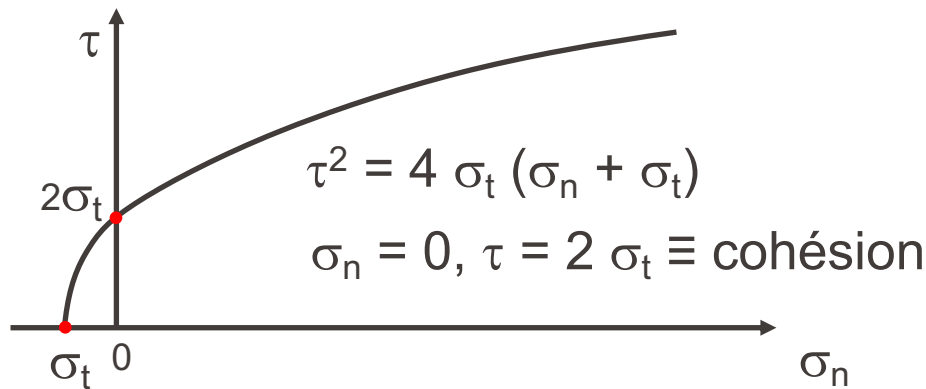


Le critère exprimé en contraintes principales:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 8 \sigma_t (\sigma_1 + \sigma_3) = 0$$

peut aussi être exprimé en termes de contrainte de cisaillement (τ) et de contrainte normale (σ_n) agissant sur le plan contenant l'axe principal de la fissure:

$$\tau^2 = 4 \sigma_t (\sigma_n + \sigma_t)$$



3.1.2 Critère de rupture de Griffith



Commentaires sur le critère de résistance de Griffith

La théorie de compression plane de Griffith ne donne pas un très bon modèle pour la résistance maximale de la roche sous une compression multiaxiale.

Cela donne seulement une bonne estimation de la résistance à la traction, et sous-estime la résistance à la compression, particulièrement sous de grandes contraintes latérales.

Un certain nombre de modifications à la solution de Griffith ont été introduites, mais aujourd'hui elles ne sont pas utilisées.

3.1.3 Critère de rupture de Hoek-Brown



Critère de résistance de Hoek-Brown

L'application des théories classiques de résistance à des roches soumises à un large éventail d'états de contraintes (traction, compression triaxiale sous contrainte de confinement faible et élevée) s'est montrée peu satisfaisante.

Un bon nombre de critères empiriques de résistance ont été introduits pour une utilisation pratique.

Un des critères les plus répandus est celui de Hoek-Brown pour les roches et les massifs rocheux isotropes.

3.1.3 Critère de rupture de Hoek-Brown



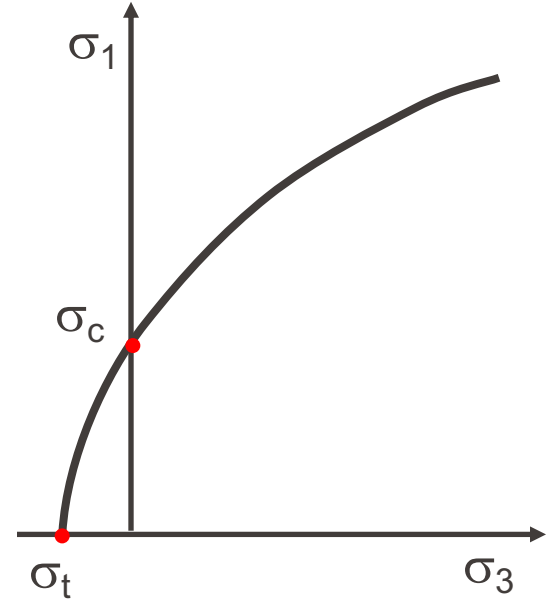
Le critère de Hoek et Brown est exprimé par l'équation :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \cdot \sigma_3 \cdot \sigma_{ci} + \sigma_{ci}^2}$$

ou

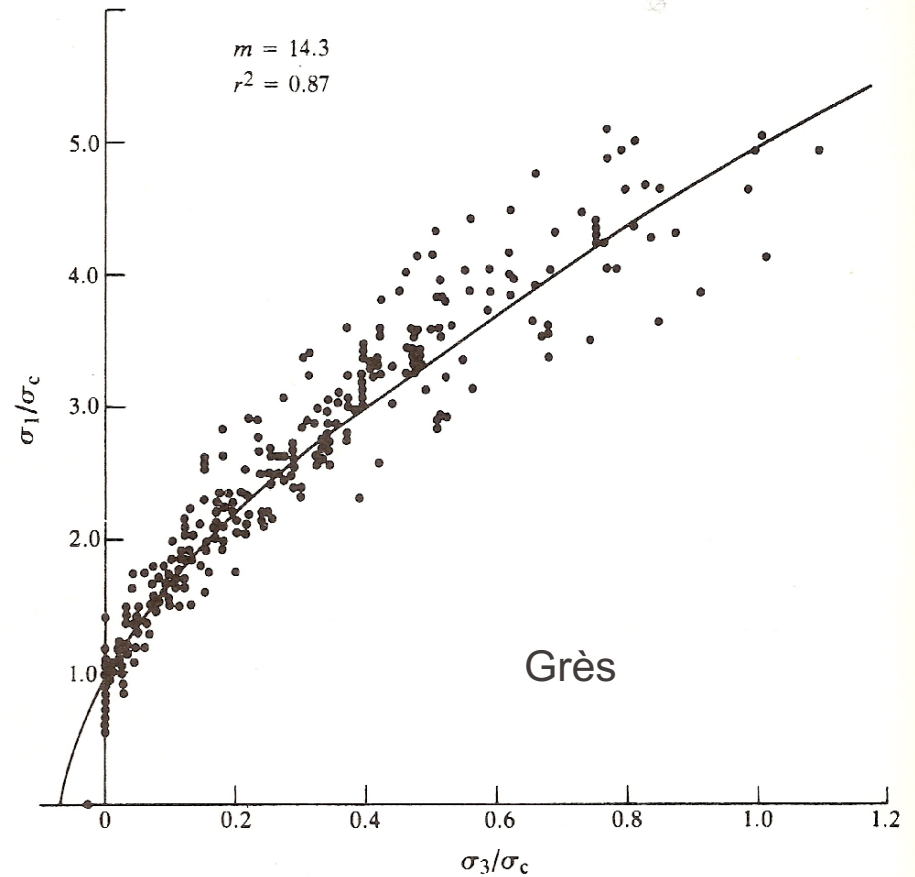
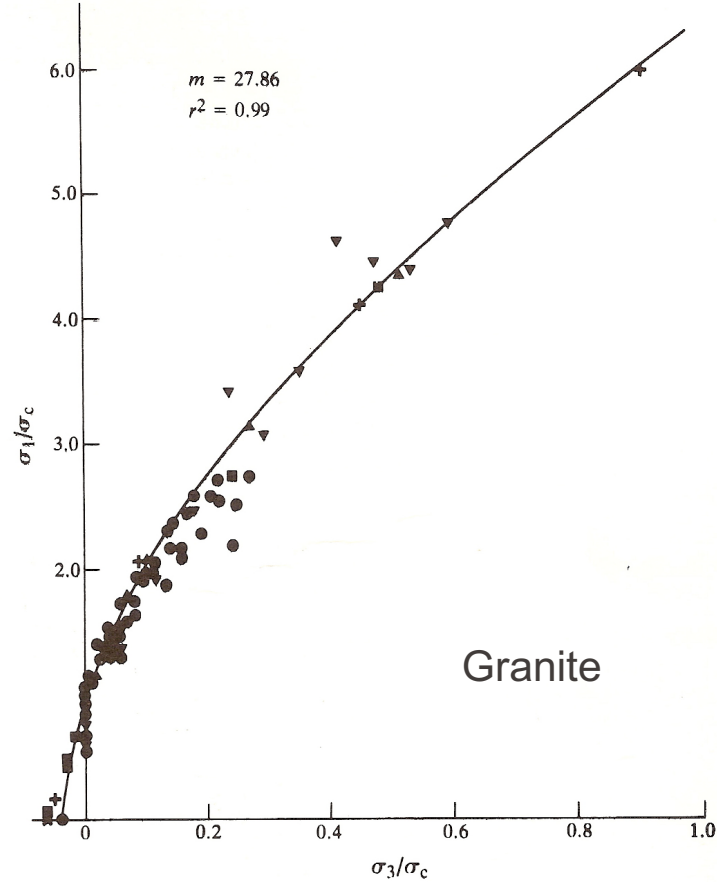
$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \sqrt{m_i \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1}$$



m_i (ou m) étant un paramètre fonction du type de roche
 σ_{ci} : la résistance à la compression simple de la roche

3.1.3 Critère de rupture de Hoek-Brown



3.1.3 Critère de rupture de Hoek-Brown



- $m_i \approx 7$ roches carbonatées avec clivages cristallins bien développés (dolomie, calcaire, marbre);
- $m_i \approx 10$ roches sédimentaires à grain fin et à faible degré métamorphique (silts, schiste, ardoise);
- $m_i \approx 15$ roches sédimentaires à grain grossier et clivages cristallins faiblement développés (grès, quartzite);
- $m_i \approx 17$ roches cristallines ignées à grain fin (andésite, dolérite, diabase, rhyolite, basalte);
- $m_i \approx 25$ roches ignées à grain grossier et roches métamorphiques (gabbro, diorite, granite, gneiss).

3.1.3 Critère de rupture de Hoek-Brown

Type de roche		Nomenclature de la roche et valeur de m_i			
Ignée	Intrusive	Granite 32±3 Granodiorite 29±3	Diorite 25±5 Dolérite (16±5)	Gabbro 27±3 Norite 22±5	Péridotite (25±5)
	Extrusive	Rhyolite (16±5)	Andésite 25±5	Basalte (16±5) Diabase (16±5)	Porphyre (20±5)
	Volcanique		Agglomérat (19±3)	Tuf (13±5)	
Sédimentaire	Détritique	Conglomérat (4±18) Brèche (4±16)	Grès 17±4	Grès fin 7±2 Marne (7±2)	Mudstone 4±2 Schiste (6±2)
	Carbonatée	Calcaire cristallin (12±3)	calcaire sparitique(10±2)	calcaire micritique (9±2)	Dolomie (9±3)
	Chimique		Gypse 8±2	Anhydrite 12±2	
	Organique			Charbon (8±12)	Craie 7±2
Métamorphique	Foliée	Gneiss 28±5	Schiste 12±3	Phyllite (7±3)	Ardoise 7±4
	Légèrement foliée	Migmatite (29±3)	Amphibolite 26±6		
	Non foliée	Quartzite 20±3	Meta-grès (19 ±3)	Hornfels (19±4)	Marbre 9±3

3.1.3 Critère de rupture de Hoek-Brown

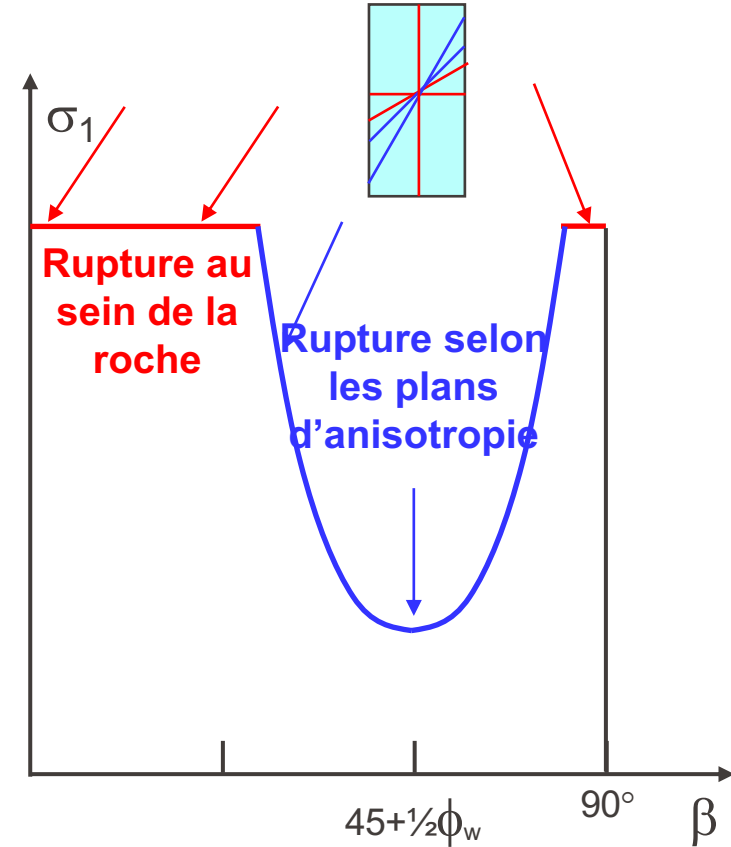
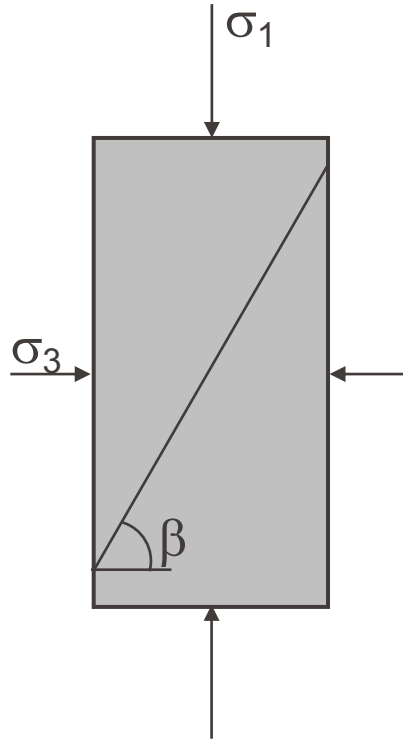


Commentaires sur le critère de Hoek-Brown

L'enveloppe de résistance de Hoek-Brown n'est pas une ligne droite. C'est une courbe. A haut niveau de contrainte, l'enveloppe s'incurve vers le bas, et donne ainsi une évaluation de résistance inférieure à celle de l'enveloppe de Mohr-Coulomb.

C'est un critère empirique basé sur des résultats réels d'essais obtenus sur diverses roches. L'emploi et le choix des paramètres est très facile. Il peut être étendu aux massifs rocheux. Il est employé couramment en mécanique des roches et dans le dimensionnement des ouvrages.

3.2 Critère de rupture des roches anisotropes



3.2 Critère de rupture des roches anisotropes



Solutions analytiques:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{2 (c_w + \sigma_3 \tan \phi_w)}{(1 - \tan \phi_w \cot \beta) \sin 2\beta}$$

Avec: c_w = cohésion du plan de faiblesse

ϕ_w = angle de frottement du plan

β = inclinaison du plan

La résistance minimale apparaît lorsque:

$$\tan 2\beta = -\cot \phi_w \quad \text{ou} \quad \beta = 45 + \frac{1}{2}\phi_w \quad \text{ce qui donne:}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\min} = 2(c_w + \sigma_3 \tan \phi_w) \cdot [(1 + \tan^2 \phi_w)^{1/2} + \tan \phi_w]$$

3.2 Critère de rupture des roches anisotropes



Lorsque le plan de faiblesse est incliné selon un angle de $(45 + \frac{1}{2}\phi_w)$ par rapport à l'horizontale, la résistance est minimale.

Pour les roches, ϕ_w se situe entre 30 et 50° et par conséquent β vaut 60 à 70° .

Dans les essais triaxiaux, un échantillon de roche intacte se rompt généralement en formant un plan cisailé orienté d'un angle de 60 à 70° .

Si la roche contient un plan de faiblesse préexistant, ce dernier devient en général le plan de rupture, car la résistance de la roche y est plus faible.

3.3 Critère de rupture des roches tendres



Comportement des roches tendres et/ou altérées

Les roches, dont la résistance à la compression uniaxiale est inférieure à **25 MPa**, sont considérées comme des roches tendres ou faibles. Les roches tendres sont habituellement des sédiments en cours de consolidation et solidification.

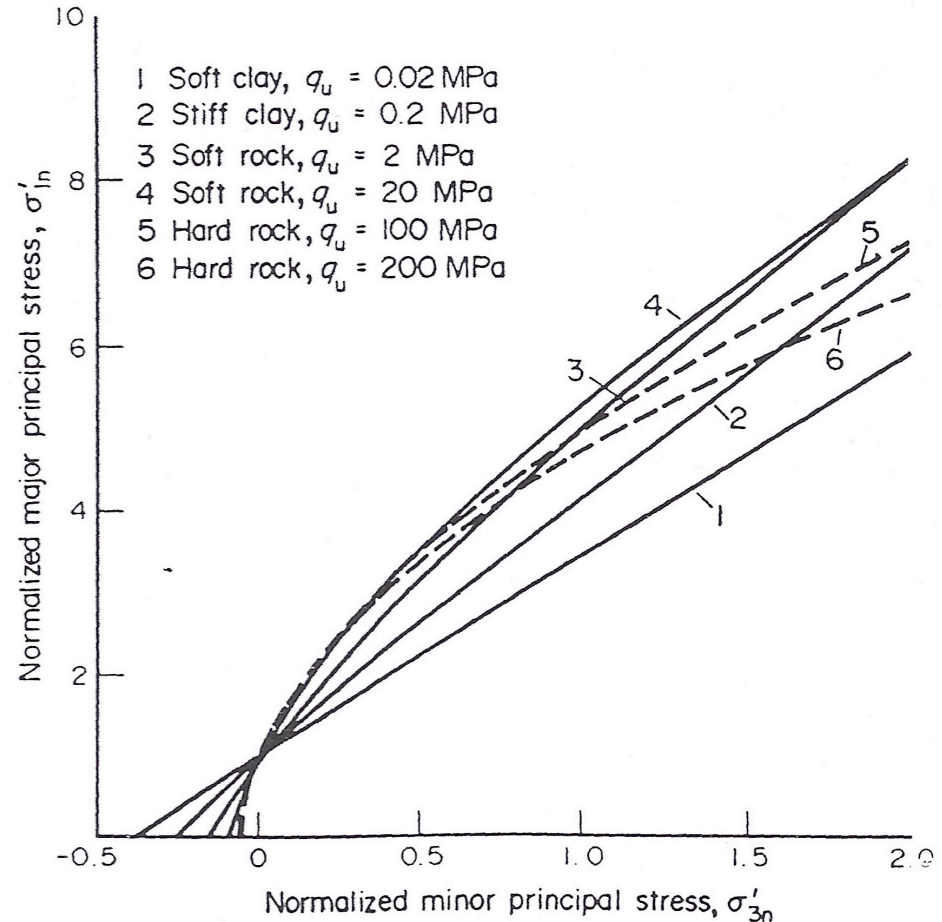
Les roches altérées peuvent également être molles ou faibles.

Les roches tendres peuvent avoir un comportement à la compression isotrope semblable à celui des sols consolidés.

3.3 Critère de rupture des roches tendres

La résistance des roches tendres se situe entre celle des sols et des roches dures.

La résistance des sols est généralement représentée par le critère de Mohr-Coulomb (ligne droite), alors que pour les roches dures on utilise le critère de Hoek-Brown (courbe).



3.3 Critère de rupture des roches tendres



Avec l'augmentation de la résistance de la roche, les caractéristiques passent progressivement du critère linéaire de M-C pour les sols au critère parabolique H-B pour les roches dures:

$$\sigma_1/\sigma_c = \{[\sigma_3 (1 + \sin\phi)]/[B \sigma_c (1 - \sin\phi)] + 1\}^B$$

Avec $1.0 \geq B \geq 0.5$.

B s'approche de 1.0 pour les sols et l'équation devient le critère linéaire de Mohr-Coulomb (M-C).

B s'approche de 0.5 pour les roches et l'équation devient une enveloppe parabolique semblable au critère de Hoek-Brown (H-B).

Mécanique et propriétés de la matrice rocheuse

1. Rappel des notions de contraintes et déformations
2. Comportement mécanique des roches intactes
3. Critères de rupture des roches intactes

4. Essais de laboratoire

4.1. Propriétés mécaniques

4.1.1. Compression simple

4.1.2. Traction simple et brésilienne

4.1.3. Compression triaxiale

4.1.4. Résistance ponctuelle

4.1.5. Ténacité de fracture

4.1.6. Essai de gonflement

4.2. Propriétés physiques

4.2.1. Densité, porosité, teneur en eau

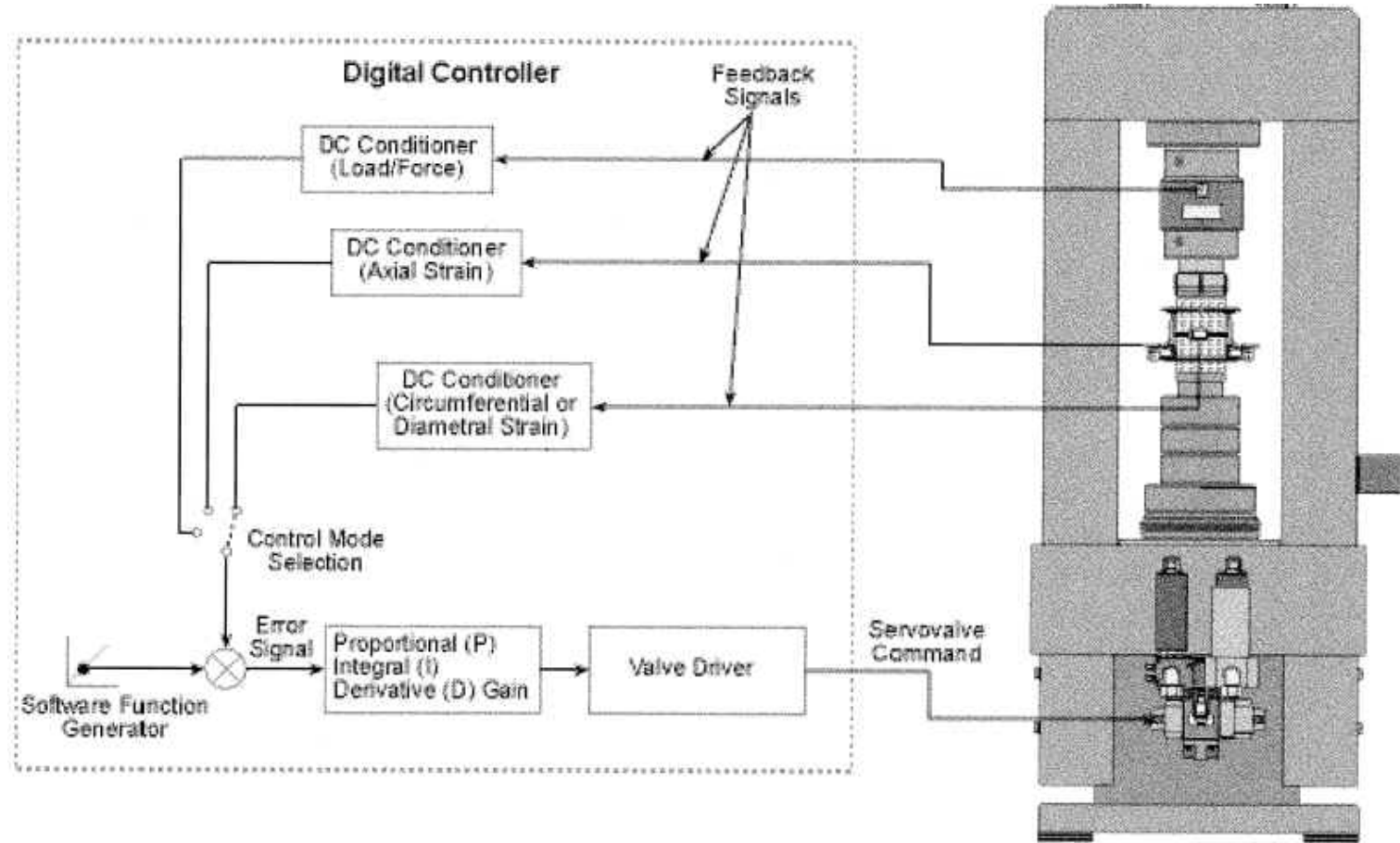
4.2.2. Perméabilité

4.2.3. Dureté

4.2.4. Abrasivité

4.2.5. Vitesse d'onde ultrasonique

4.1 Essais de laboratoire – Propriétés mécaniques



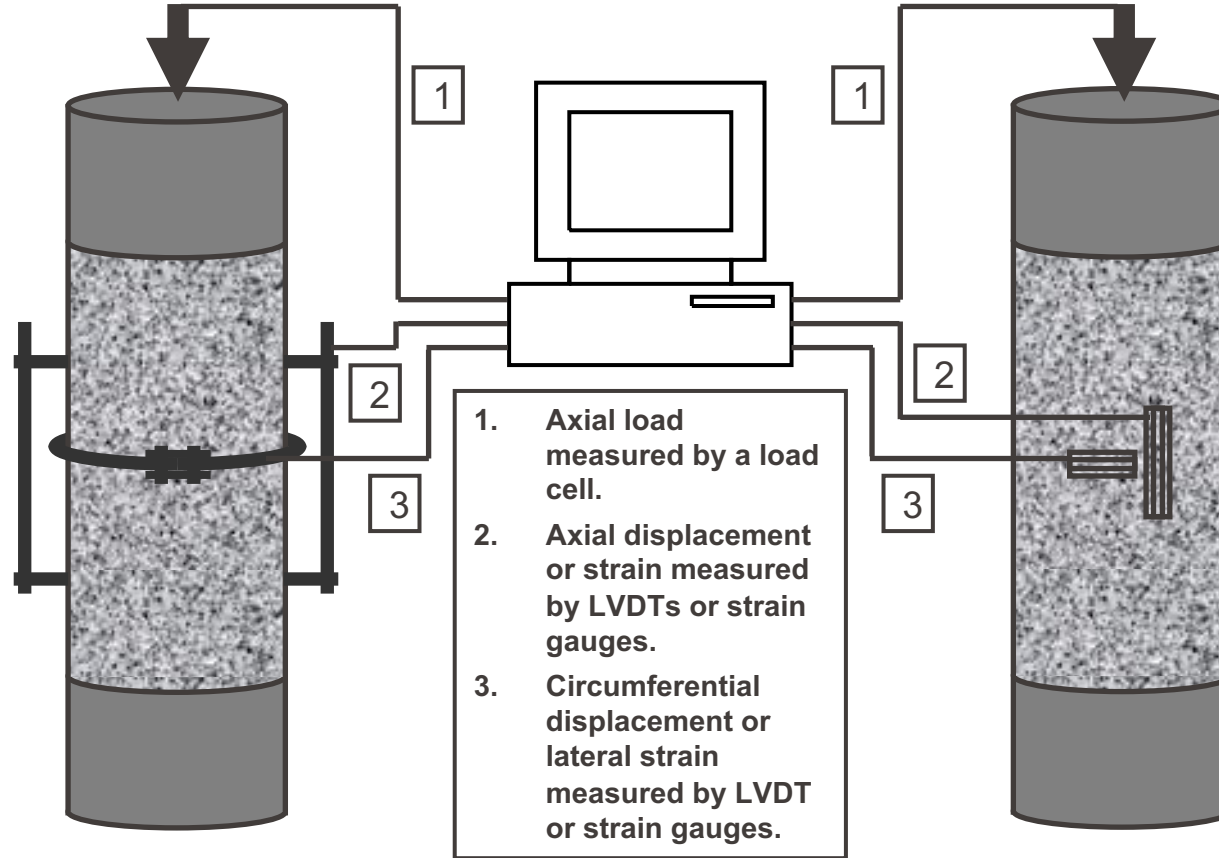
4.1 Essais de laboratoire – Propriétés mécaniques



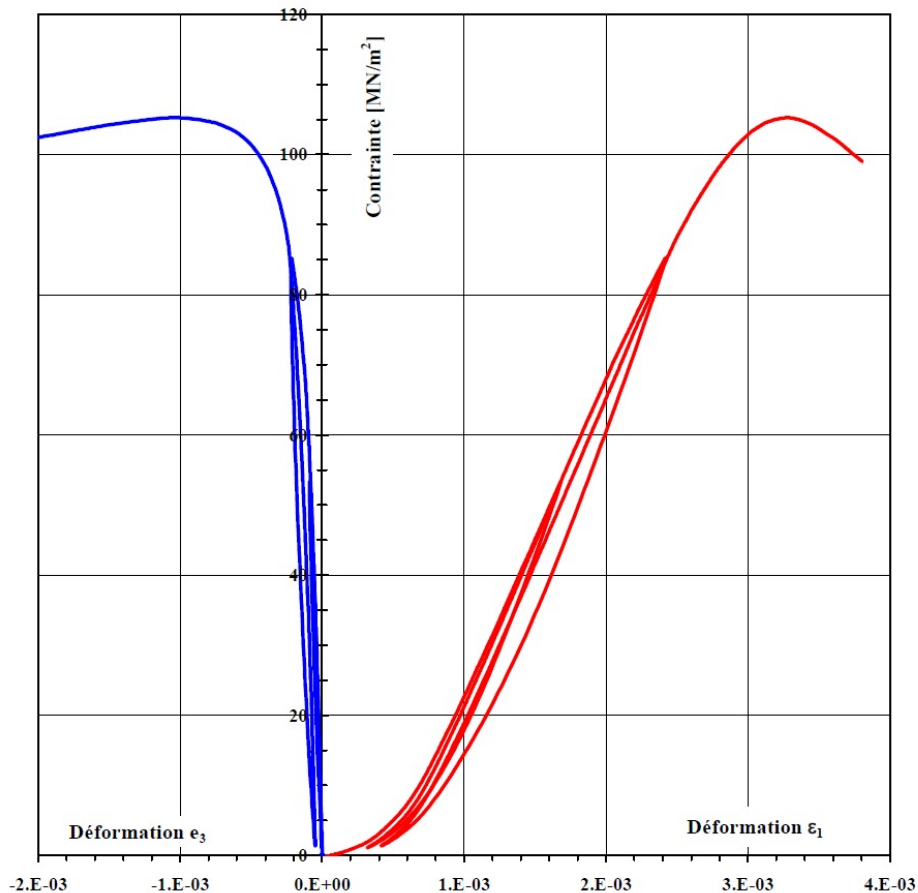
Presses 500 kN et 2000 kN



4.1.1 Essai de compression simple



2.1 Essai de compression simple



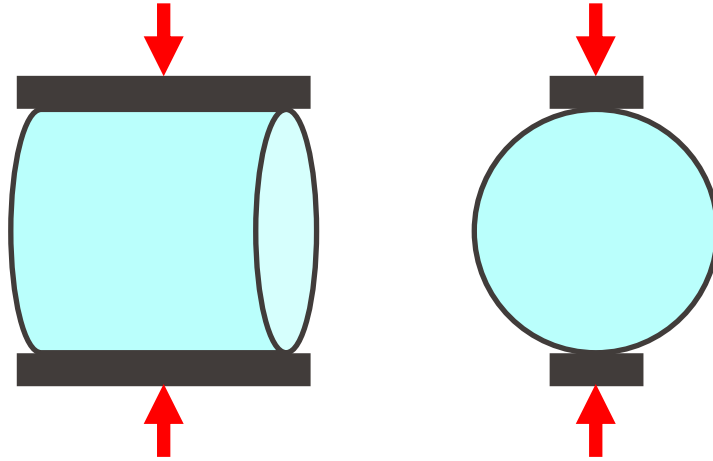
$\varnothing \geq 55 \text{ mm}$

$H \geq 2 \varnothing$

$\rightarrow \sigma_{ci}$

$\rightarrow E \text{ pour } \sigma_{ci}/2$

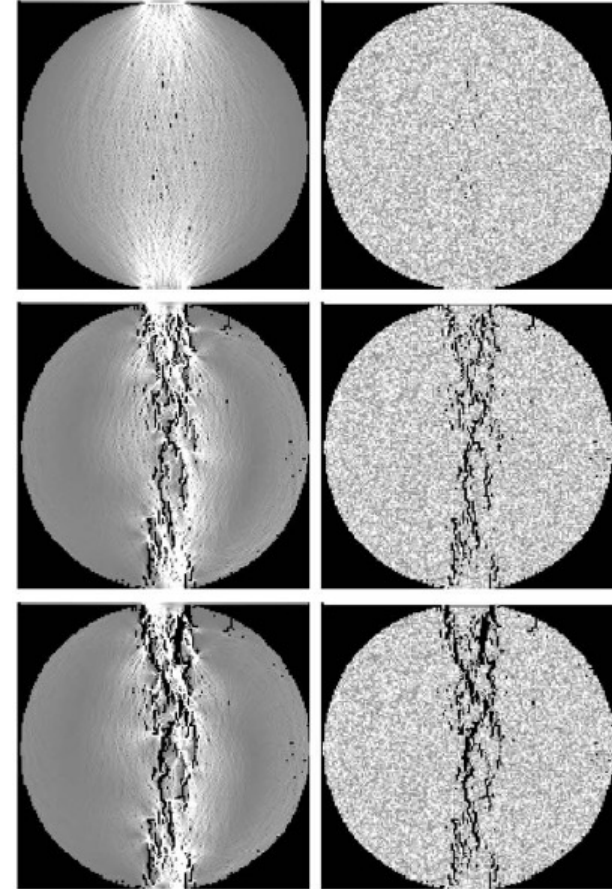
4.1.2 Essai brésilien (ou de traction indirecte)



$$\varnothing \geq 55 \text{ mm}$$

$$L \geq \varnothing$$

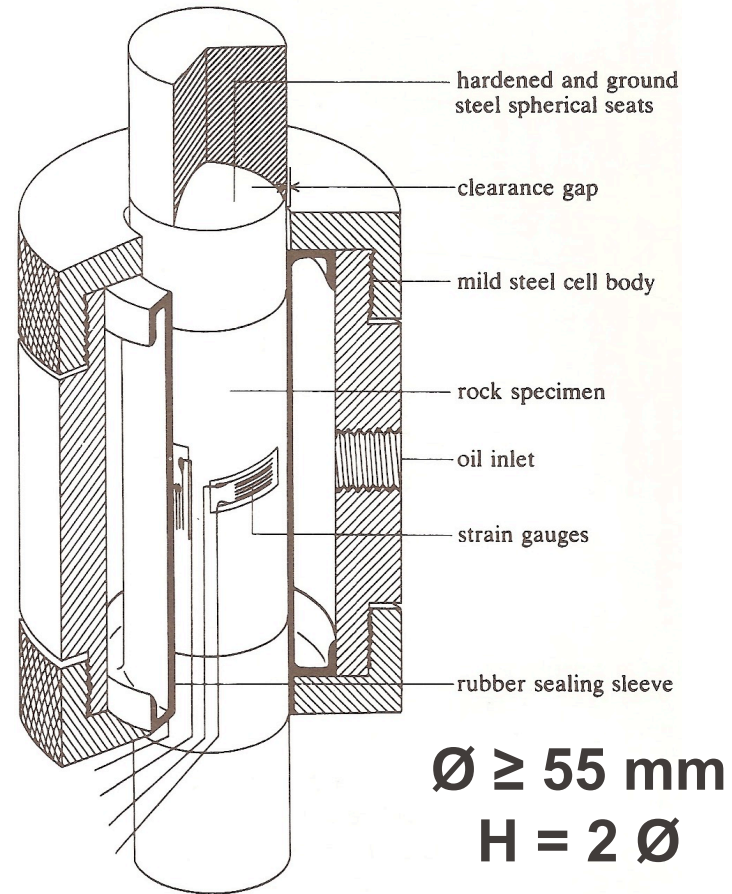
$$\sigma_{ti} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot \varnothing \cdot L}$$



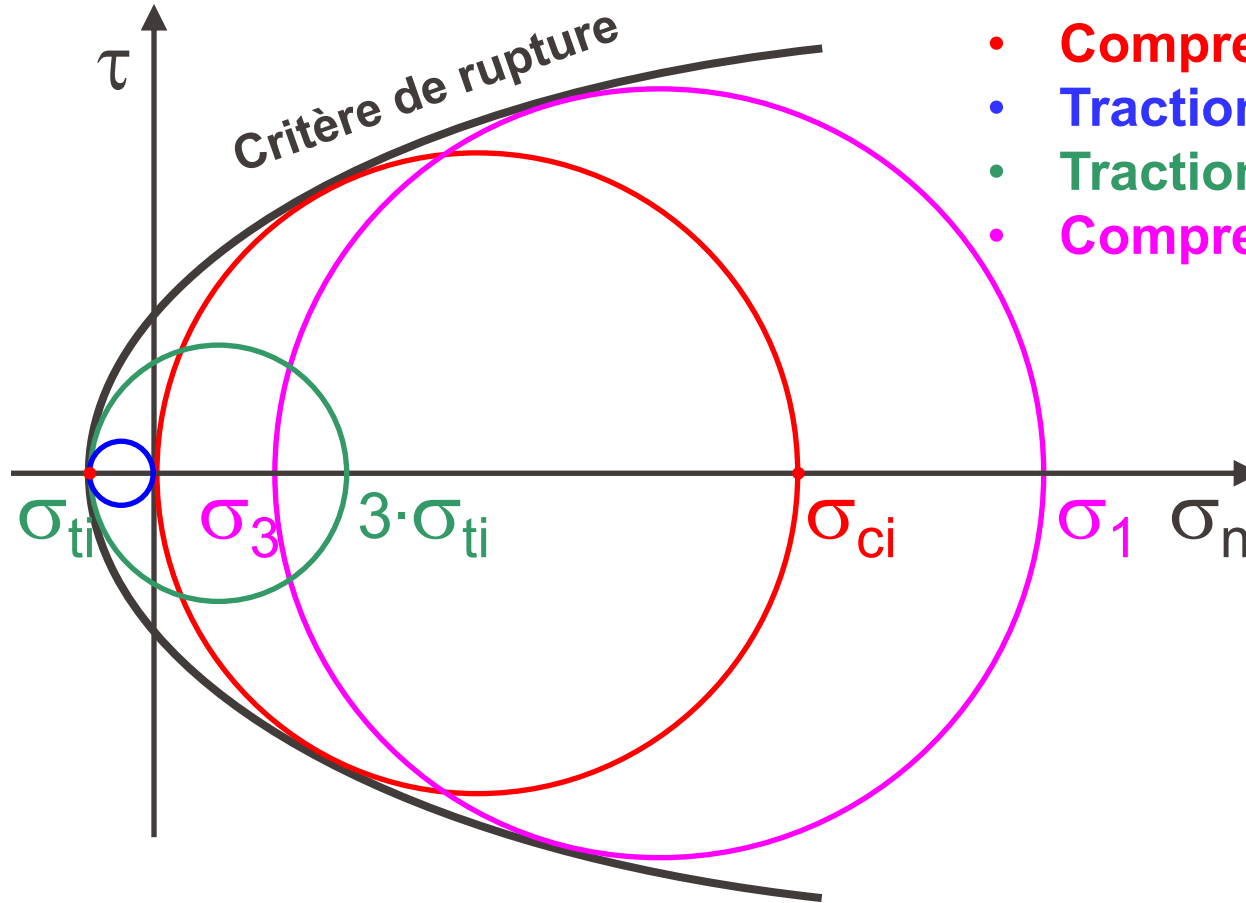
4.1.3 Essai de compression triaxiale



Cellule de Hoek



4.1.3 Essai de compression triaxiale

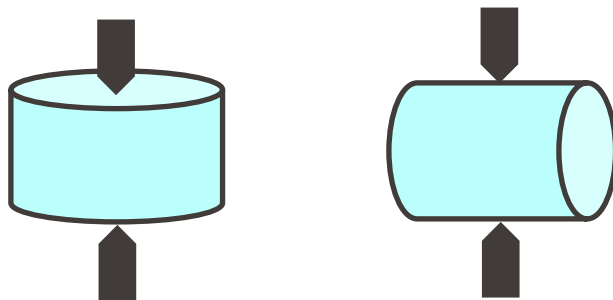


- **Compression uniaxiale**
- **Traction uniaxiale**
- **Traction indirecte**
- **Compression triaxiale**

4.1.4 Essai de résistance ponctuelle

L'essai de résistance ponctuelle est un essai d'indice simple pour la roche. Il peut être réalisé sur le terrain.

Il donne l'**indice de résistance ponctuelle** $I_{s(50)}$.



Granite	5 – 15
Gabbro	6 – 15
Andesite	10 – 15
Basalte	9 – 15
Grès	1 – 8
Mudstone	0.1 – 6
Calcaire	3 – 7
Gneiss	5 – 15
Schiste	5 – 10
Ardoise	1 – 9
Marbre	4 – 12
Quartzite	5 – 15

4.1.4 Essai de résistance ponctuelle



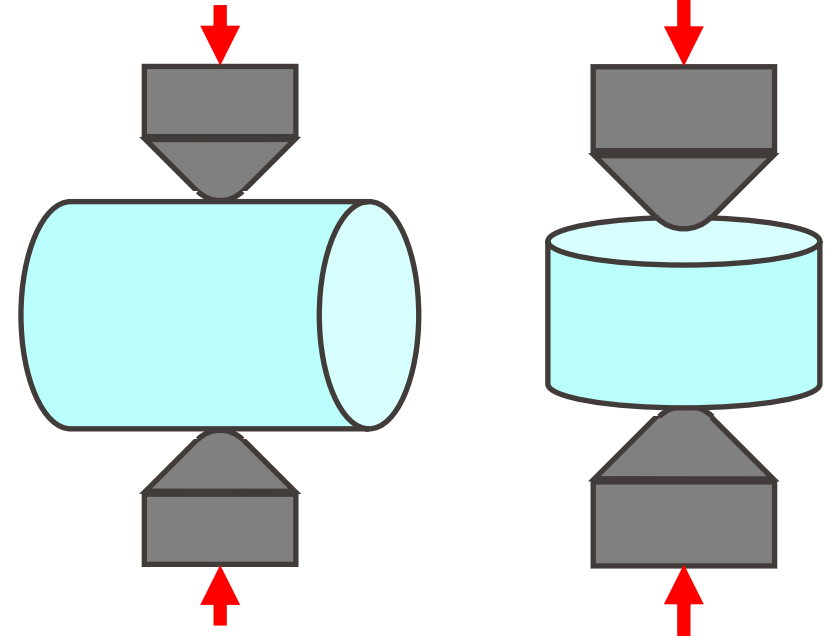
Corrélation entre l'indice de résistance ponctuelle et les résistances:

$$\sigma_c \approx 22 I_{s(50)}$$

Ce facteur de corrélation peut varier entre 10 et 30.

$$\sigma_t \approx 1.25 I_{s(50)}$$

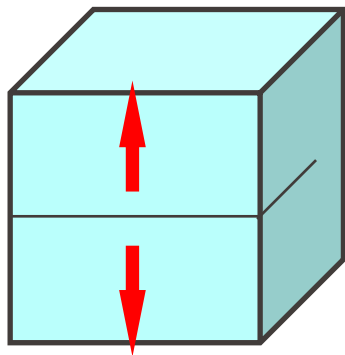
$I_{s(50)}$ devrait être utilisé comme un indice de résistance indépendant.



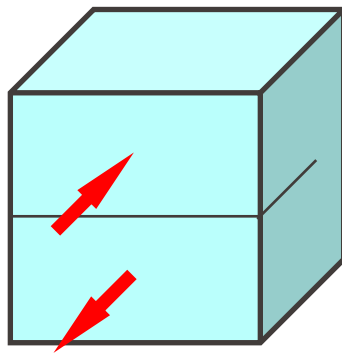
4.1.5 Essai de ténacité de fracture



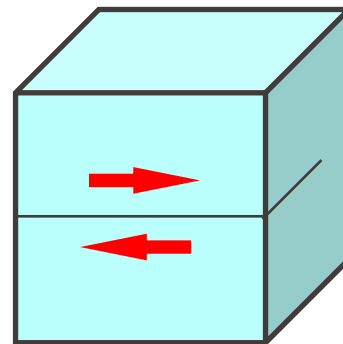
La **ténacité de fracture** de la roche mesure la résistance à la propagation d'une fissure. Cette résistance peut être mesurée pour 3 types de sollicitations différentes: mode I, mode II, mode III.



Mode I



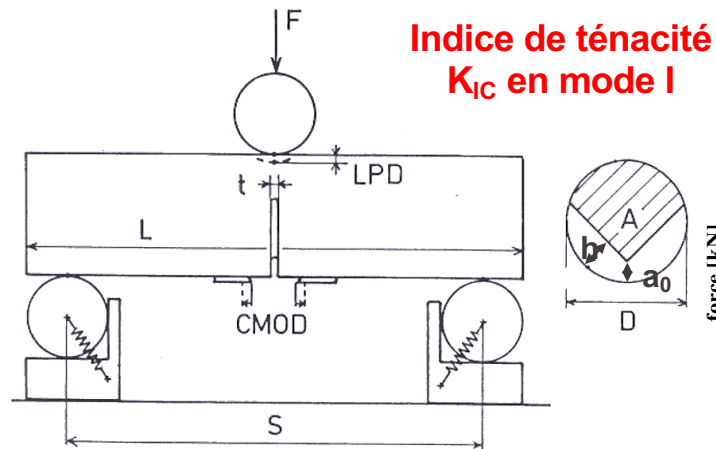
Mode II



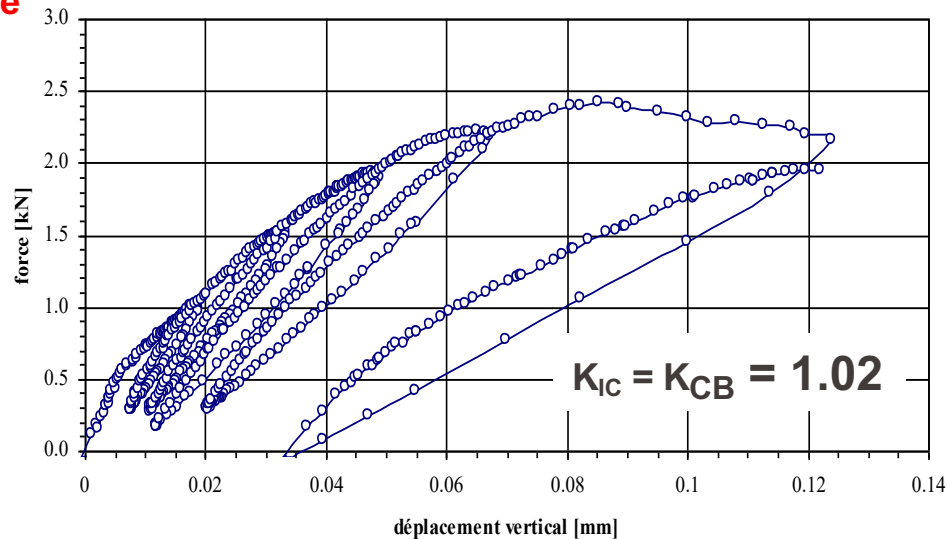
Mode III

Associés à ces 3 types de sollicitations, il y a donc 3 indices de ténacité, K_{IC} , K_{IIC} et K_{IIIC} .

4.1.5 Essai de ténacité de fracture



D	L	S	h	a_0	t
55	220	183	13.8	8.3	1.0
60	240	200	15.0	9.0	1.0
80	320	266	20.0	12.0	1.0



$$K_{CB} = A_{\min} \cdot F_{\max} / D^{1.5}$$

$$A_{\min} = \left[1.84 + 7.15 a_0 / D + 9.85 (a_0 / D)^2 \right] \cdot S / D$$



4.1.5 Essai de ténacité de fracture



Quelques valeurs typiques de l'indice de ténacité de fracture K_{IC} en mode I

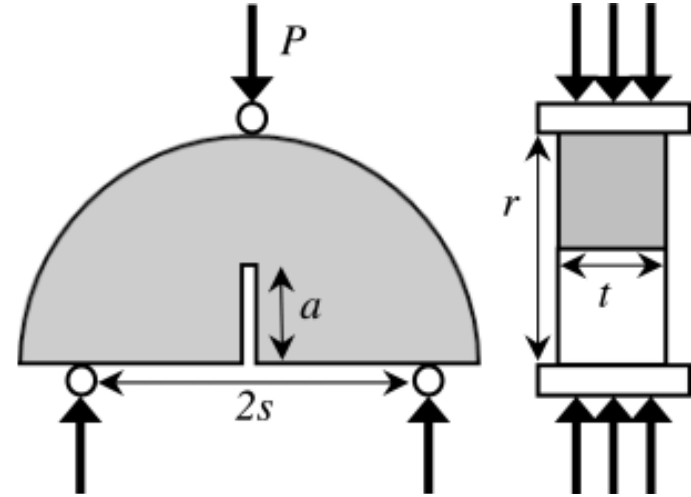
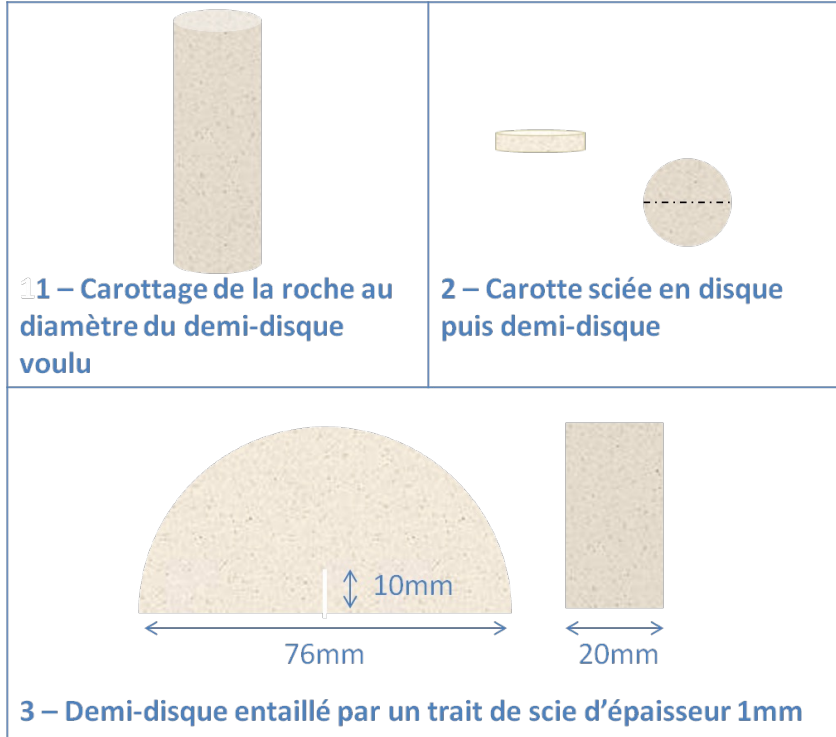
En mécanique des roches, le mode I est associé à l'initiation de la fracture et à sa propagation dans le matériau.

Granite	0.11 – 0.417
Dolerite	>0.41
Gabbro	>0.41
Basalt	>0.41
Grès	0.027 – 0.041
Schiste argileux	0.027 – 0.041
Calcaire	0.027 – 0.041
Gneiss	0.11 – 0.41
Schiste	0.005 – 0.027
Ardoise	0.027 – 0.041
Marbre	0.11 – 0.41
Quartzite	>0.41

4.1.5 Essai de ténacité de fracture



Autre type d'essais de **ténacité de fracture** de la roche

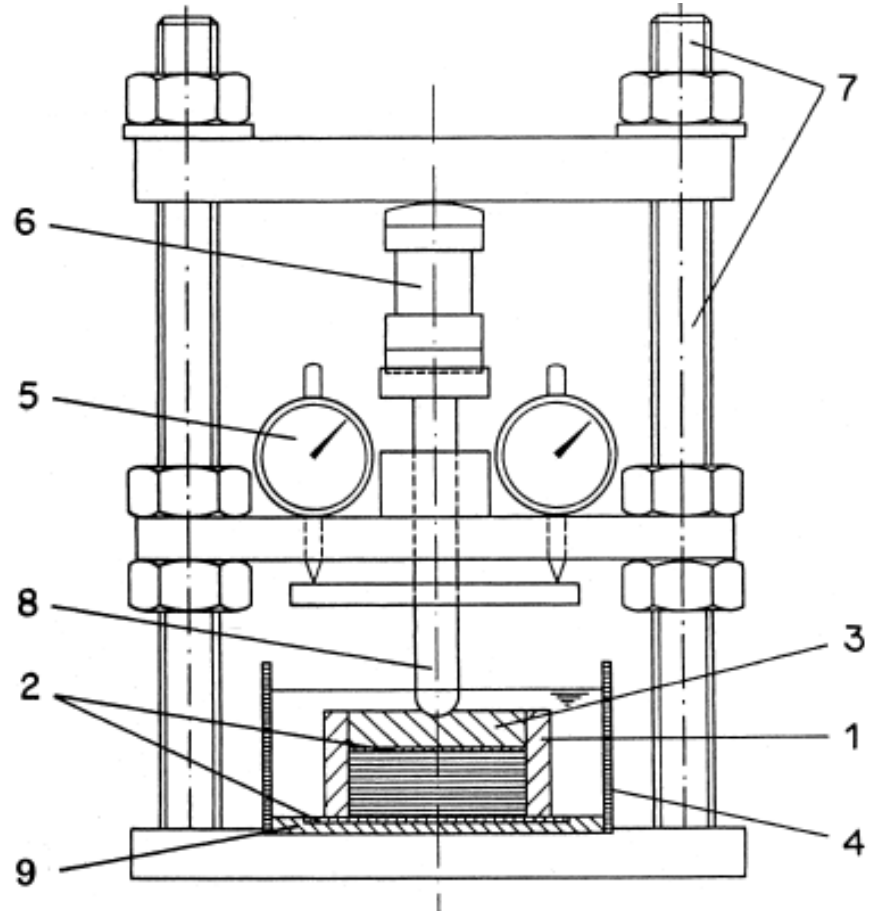


flexion trois-points d'un demi-disque de roche entaillé

4.1.6 Essai de gonflement



- (1) Steel ring.
- (2) Porous metal plate.
- (3) Steel loading plate.
- (4) Container.
- (5) Dial gauges.
- (6) Load measuring device.
- (7) Frame.
- (8) Loading piston.
- (9) Steel plate.



Mécanique et propriétés de la matrice rocheuse

1. Rappel des notions de contraintes et déformations
2. Comportement mécanique des roches intactes
3. Critères de rupture des roches intactes

4. Essais de laboratoire

4.1. Propriétés mécaniques

- 4.1.1. *Compression simple*
- 4.1.2. *Traction simple et brésilienne*
- 4.1.3. *Compression triaxiale*
- 4.1.4. *Résistance ponctuelle*
- 4.1.5. *Ténacité de fracture*
- 4.1.6. *Essai de gonflement*

4.2. Propriétés physiques

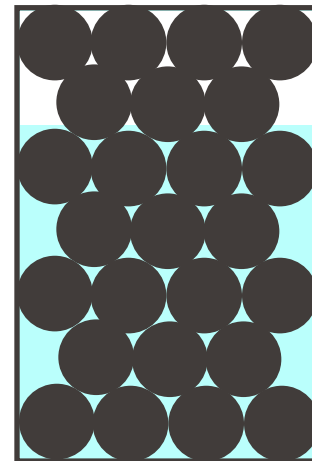
- 4.2.1. *Densité, porosité, teneur en eau*
- 4.2.2. *Perméabilité*
- 4.2.3. *Dureté*
- 4.2.4. *Abrasivité*
- 4.2.5. *Vitesse d'onde ultrasonique*

4.2.1 Densité, porosité, teneur en eau



Propriétés physiques standards:

- **Densité** = masse du solide / volume du solide
- **Porosité** = volume des vides / volume du solide
- **Teneur en eau** = volume d'eau / volume du solide



4.2.1 Densité, porosité, teneur en eau



La densité sèche de la roche se situe entre 2.5 et 2.8 g/cm³ ou tonne/m³. Une forte densité correspond généralement à une faible porosité.

La porosité est généralement faible pour les roches cristallines, par exemple le granite (<5%), et peut être forte pour les roches sédimentaires clastiques, par exemple le grès (jusqu'à 50%). La porosité affecte la perméabilité.

La teneur en eau dépend du degré de saturation. La roche humide tend à avoir une résistance légèrement plus faible.

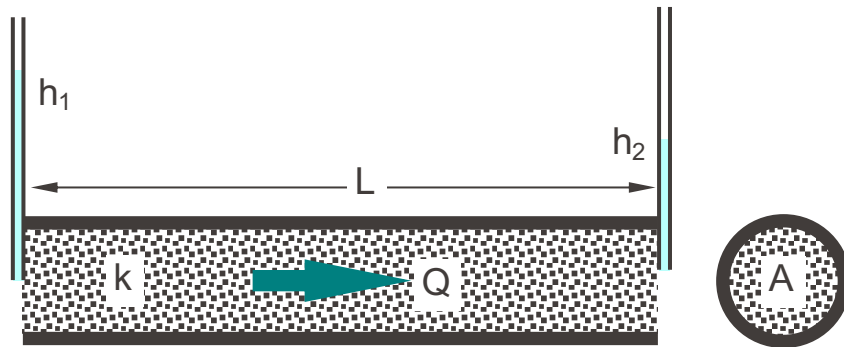
4.2.2 Perméabilité

La perméabilité est une mesure de la capacité d'un matériau à permettre l'écoulement d'un fluide en son sein.

Elle est obtenue par la loi du Darcy:

$$Q = A K (h_1 - h_2) / L$$

$$K = k \cdot \rho \cdot g / \mu$$



Q = débit

k = conductivité hydraulique (m/s)

A = section

L = longueur

h_1, h_2 = charge hydraulique



La plupart des roches (matrice rocheuse) ont une perméabilité très faible.

La perméabilité de la matrice rocheuse est régie par la porosité. Les roches poreuses telles que le grès ont habituellement une perméabilité élevée tandis que les granites ont une faible perméabilité.

Excepté pour les roches poreuses, la perméabilité de la matrice rocheuse a peu d'intérêt. En effet, dans un massif rocheux, l'écoulement se concentre dans les fissures.

4.2.3 Dureté



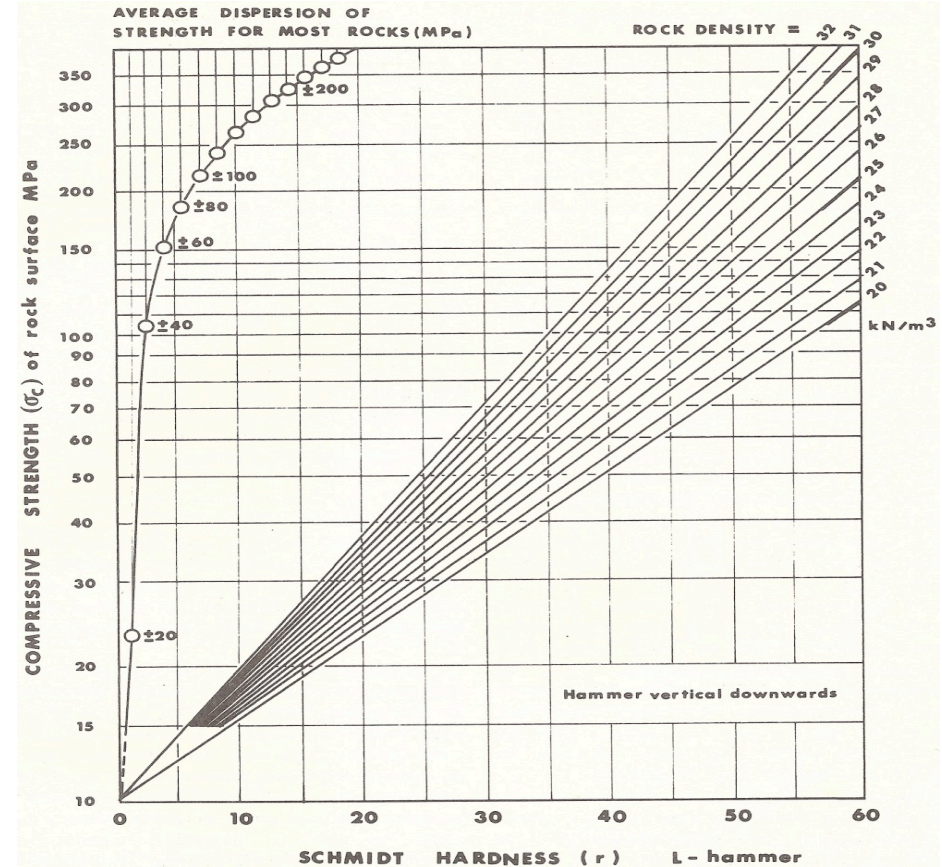
La **dureté** est la caractéristique d'un matériau à résister à une déformation permanente. La dureté de la matrice rocheuse dépend de plusieurs facteurs, notamment sa composition minérale et sa densité.

Une mesure typique de la dureté de la matrice rocheuse est faite à l'aide d'un dispositif appelé marteau de Schmidt (ou scléromètre).



4.2.3 Dureté

La **dureté** évaluée au marteau de Schmidt peut être corrélée à la résistance de la roche.



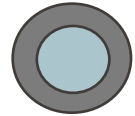
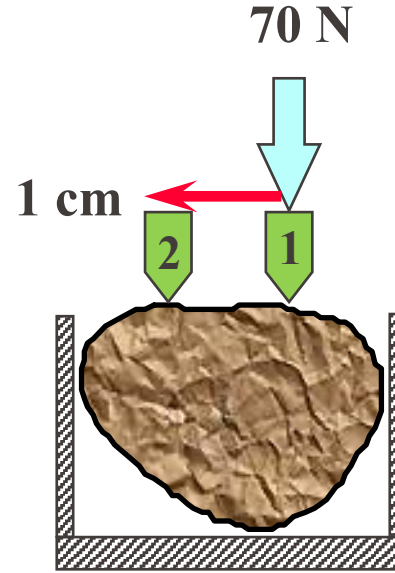
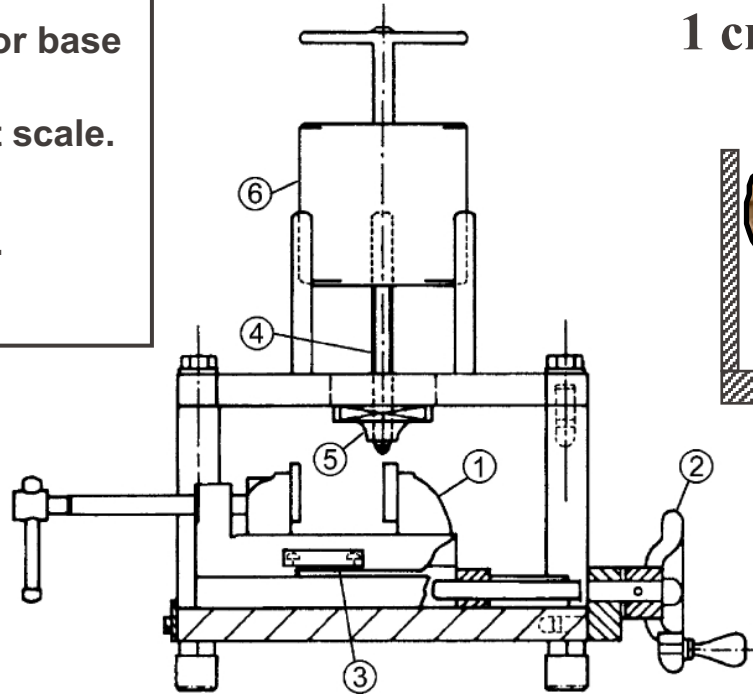
L'**abrasivité** mesure l'abrasion de la roche par rapport à d'autres matériaux, p. ex. acier.

L'abrasivité est fortement influencée par le pourcentage de quartz dans la roche. Une forte teneur en quartz entraîne une plus grande abrasivité.

L'abrasivité peut être mesurée par divers essais, les plus courants étant les essais Cerchar (indice d'abrasivité Cerchar ICA) et LCPC (indice ABR).

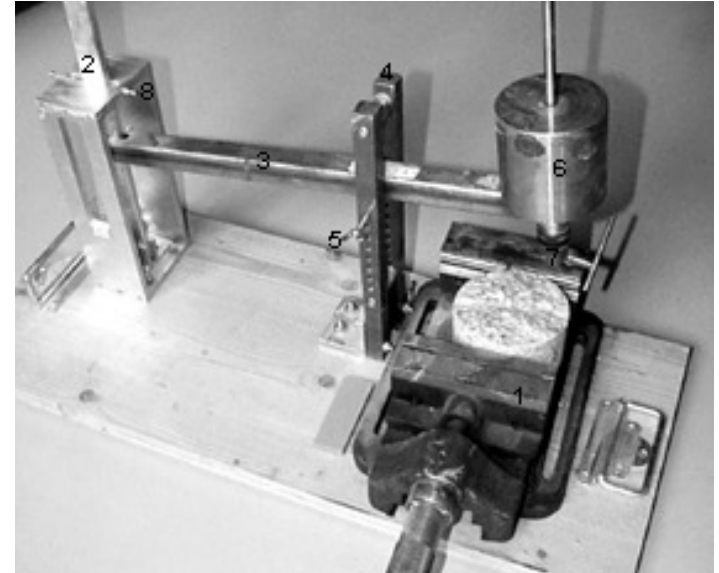
Essai Cerchar

- (1) Rock sample holder.
- (2) Hand wheel for base movement.
- (3) Displacement scale.
- (4) Steel stylus.
- (5) Stylus holder.
- (6) Dead weight.

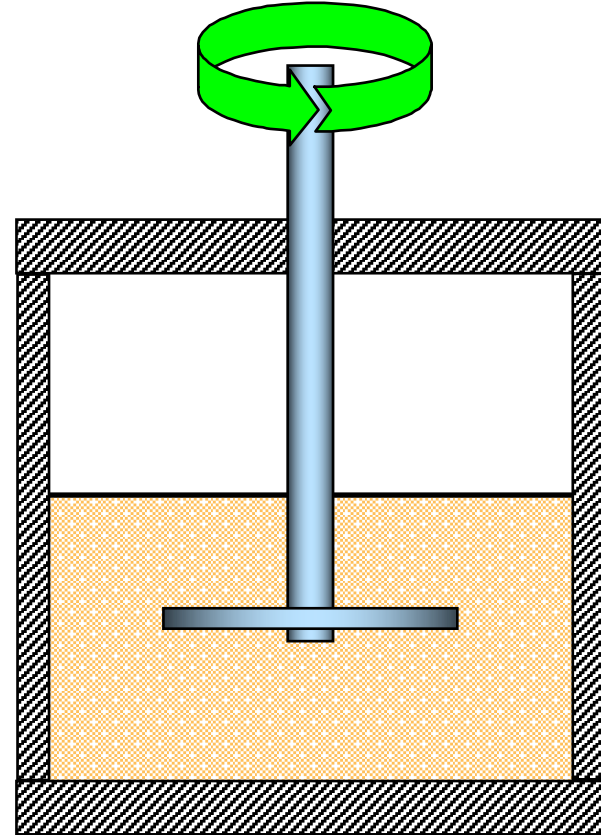


Indice d'abrasivité Cerchar (ICA)

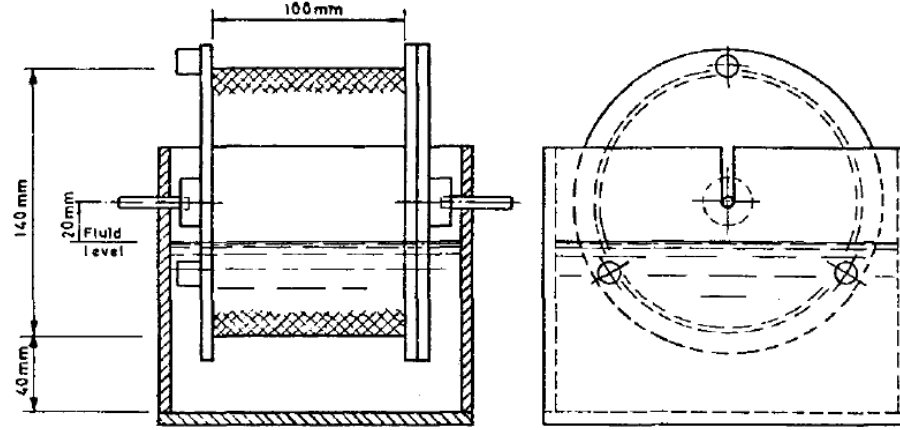
Granite	4.5 – 5.3
Diorite	4.2 – 5.0
Andésite	2.7 – 3.8
Basalte	2.0 – 3.5
Grès	1.5 – 3.5, 2.8 – 4.2
Schiste argileux	0.6 – 1.8
Calcaire	1.0 – 2.5
Gneiss	3.5 – 5.3
Ardoise	2.3 – 4.2
Quartzite	4.3 – 5.9



Essai LCPC



4.2.4 Altérabilité



4.2.5 Vitesse d'onde ultrasonique



Deux types d'ondes sont souvent utilisés dans les mesures de la vitesse: **l'onde longitudinale (P)** et **l'onde de cisaillement (S)**. L'onde P est la plus rapide et par conséquent elle est la plus communément utilisée dans les mesures de vitesse d'ondes.

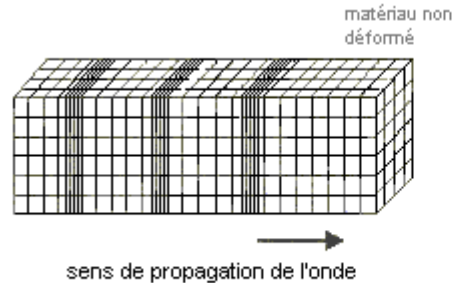


Schéma A

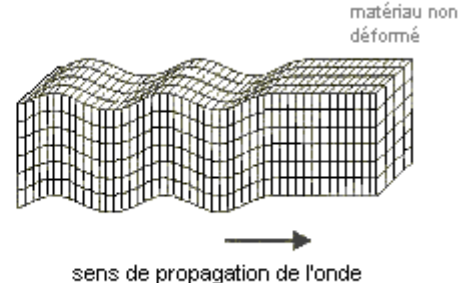


Schéma B

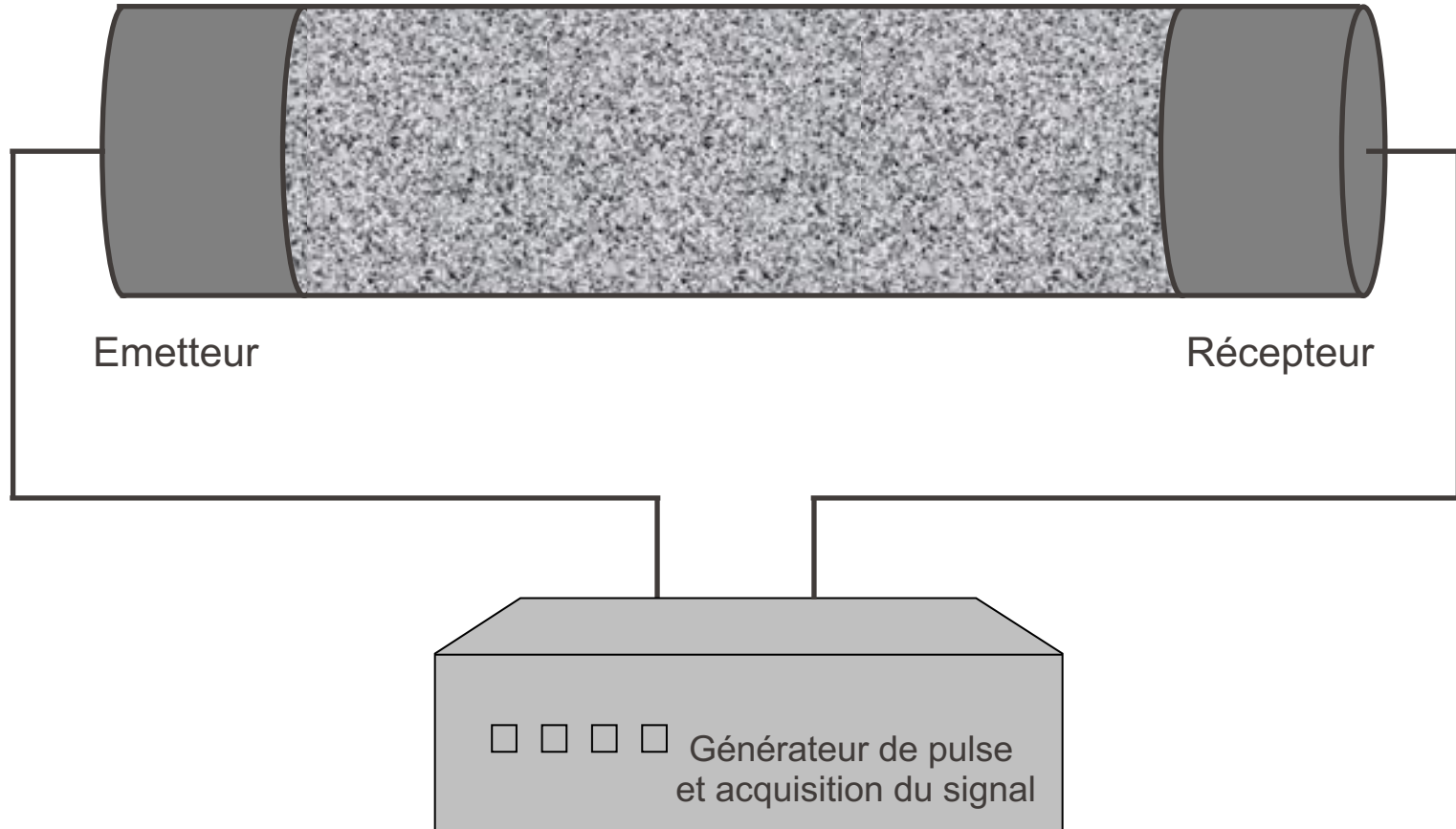
4.2.5 Vitesse d'onde ultrasonique



La vitesse d'onde est liée au degré de compacité (densité et porosité) de la roche. Une roche bien compactée a généralement une vitesse élevée pour autant que les grains soient bien en contact et que les ondes puissent passer à travers les grains solides.

La vitesse d'onde P des roches ignées, gneiss et quartzite est de 5000-7000 m/s, Pour les schistes argileux, le grès et les conglomérats, la vitesse vaut 3000-5000 m/s.

4.2.5 Vitesse d'onde ultrasonique



Vitesse d'onde et module de déformation

La vitesse d'onde peut être utilisée pour estimer les modules de la roche. Les modules estimés sont en général légèrement plus grands que ceux déterminés par des essais statiques.

Module élastique $E_s = \rho v_p^2$ (GPa), (g/cm³), (km/s)

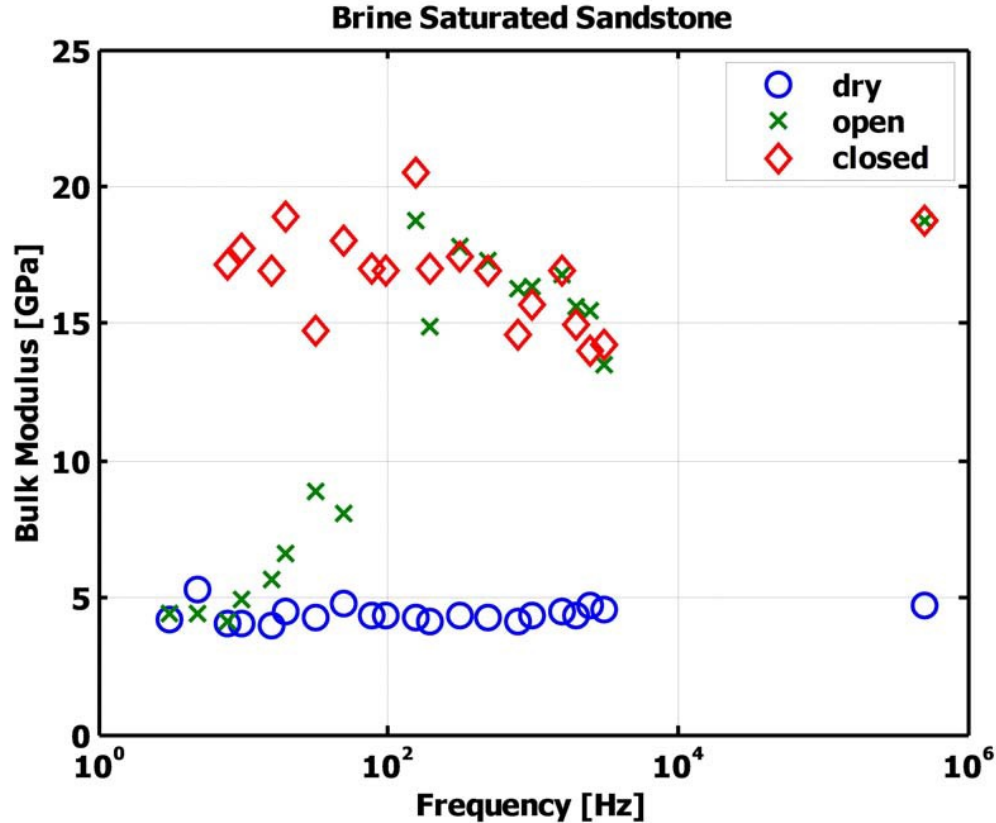
Module de cisaillement $G_s = \rho v_s^2$ (GPa), (g/cm³), (km/s)

Coefficient de Poisson $\nu_s = [1 - 2(v_s/v_p)^2] / \{2[1 - (v_s/v_p)^2]\}$

4.2.5 Vitesse d'onde ultrasonique



Vitesse d'onde et dépendance en fréquence



Densité, porosité et teneur en eau
Essai de compression uniaxiale
Essai de compression triaxiale
Essai de traction brésilien
Essai de résistance ponctuelle
Mesure de la vitesse d'onde ultrasonique
Dureté au marteau de Schmidt (scléromètre)
Essai d'abrasivité Cerchar
Essai de durabilité
Essai de gonflement libre

