

# Fondations en rocher

MÉCANIQUE DES  
ROCHES ET  
OUVRAGES  
SOUTERRAINS

Prof. M. VIOLAY

1. Introduction
2. Fondations superficielles
3. Fondations profondes
4. Fondations de barrage
5. Fondations travaillant en traction

## 1. Introduction

### 1.1. Types de fondations

### 1.2. Mécanismes de rupture

### 1.3. Paramètres de dimensionnement

## 2. Fondations superficielles

## 3. Fondations profondes

## 4. Fondations de barrage

## 5. Fondations travaillant en traction

# 1. Introduction

## Fondations en rocher (de bâtiments, ponts et barrages)



# 1. Introduction

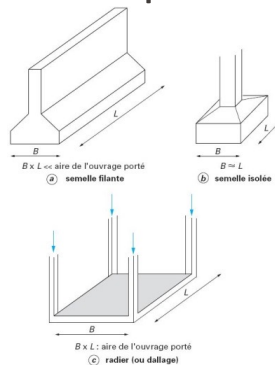


Nécessité d'analyser la résistance et la déformation  
des massifs rocheux sous les fondations

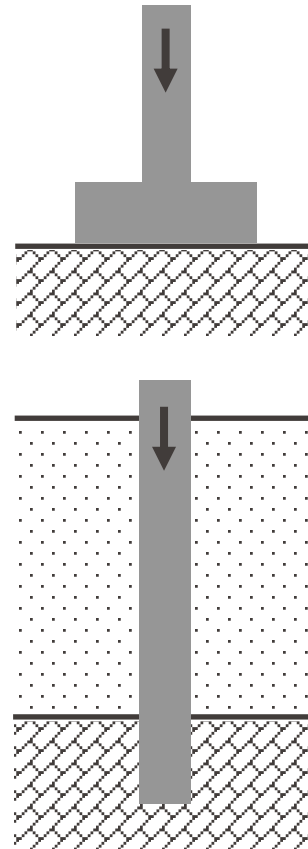


# 1.1 Types de fondations en rocher

**Fondations superficielles:** semelles ou radiers réalisés à même le rocher. La charge est reprise par la capacité portante du rocher.



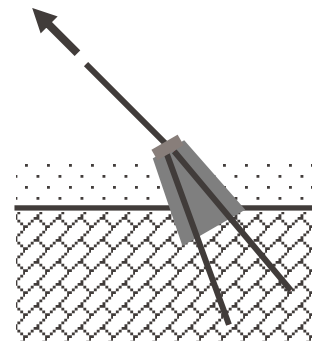
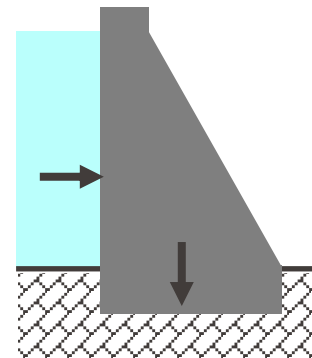
**Fondations profondes:** pieux forés, battus ou (vibro-)foncés dans un horizon rocheux (en fonction de sa qualité). La charge est reprise par frottement latéral et par la base fondée dans le rocher.



# 1.1 Types de fondations en rocher

**Fondations de barrage:** Elles sont posées directement sur la roche et doivent résister à la poussée hydrostatique ainsi qu'au poids propre de l'ouvrage. Les résistances à vérifier sont relatives à la capacité portante et au glissement de l'ouvrage sur la roche.

**Fondations travaillant à la traction:** ancrages au moyen de tirants précontraints ou passifs (e.g. pour éviter un soulèvement de l'ouvrage). Le massif rocheux est sollicité en cisaillement.

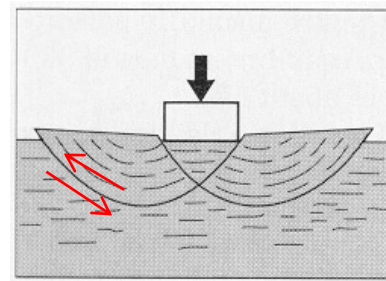




# 1.2 Mécanismes de rupture

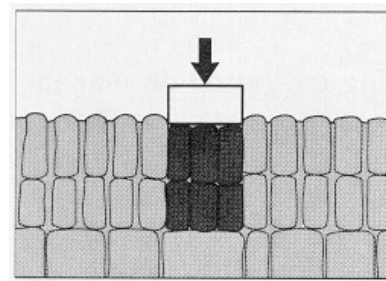
- a. **Cisaillement** d'un massif rocheux de mauvaise qualité, altéré ou fracturé

Pour des massifs rocheux fortement fissurés ou de mauvaise qualité, un poinçonnement généralisé peut se produire.



- b. **Compression** du massif / des joints

Lorsque les joints sont ouverts, la rupture se produit en compression.



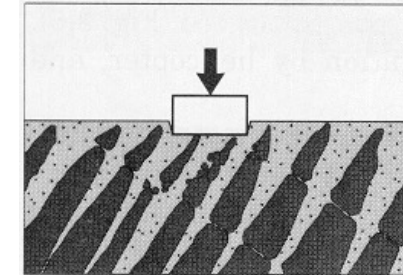
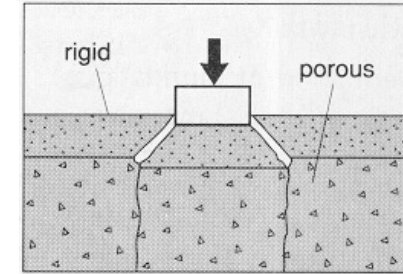
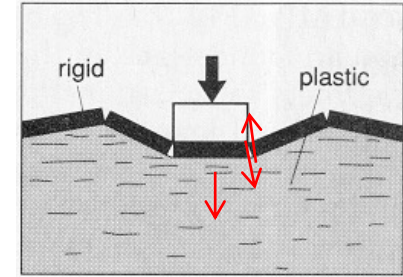


# 1.2 Mécanismes de rupture



## c. Rupture par poinçonnement ou par flexion

Survient lorsqu'une couche rigide surmonte un horizon plus souple.



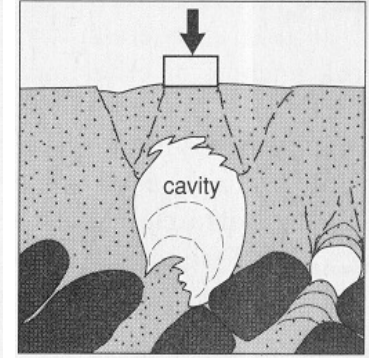
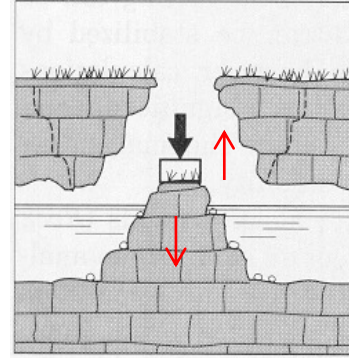
## d. Rupture de pinacles (pic, apex)

## e. Fréquent lorsque la surface du massif rocheux est altérée.

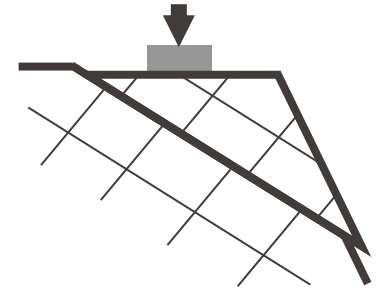
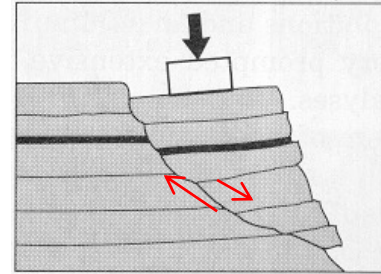
# 1.2 Mécanismes de rupture



- f. Eboulement de cavités rocheuses



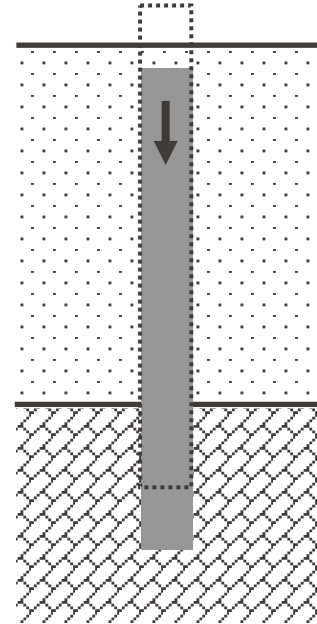
- g. Instabilité de pente due à une charge extérieure et au glissement de blocs.



## 1.2 Mécanismes de rupture



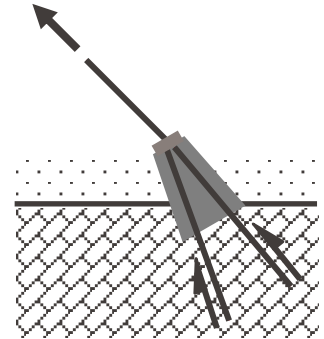
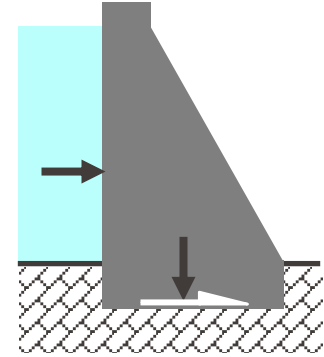
- h. Glissement latéral et tassement important en pointe du pieu.
- i. Fluage pour des sollicitations élevées. Le fluage peut aussi résulter d'une détérioration (mécanique et/ou chimique) du massif rocheux.



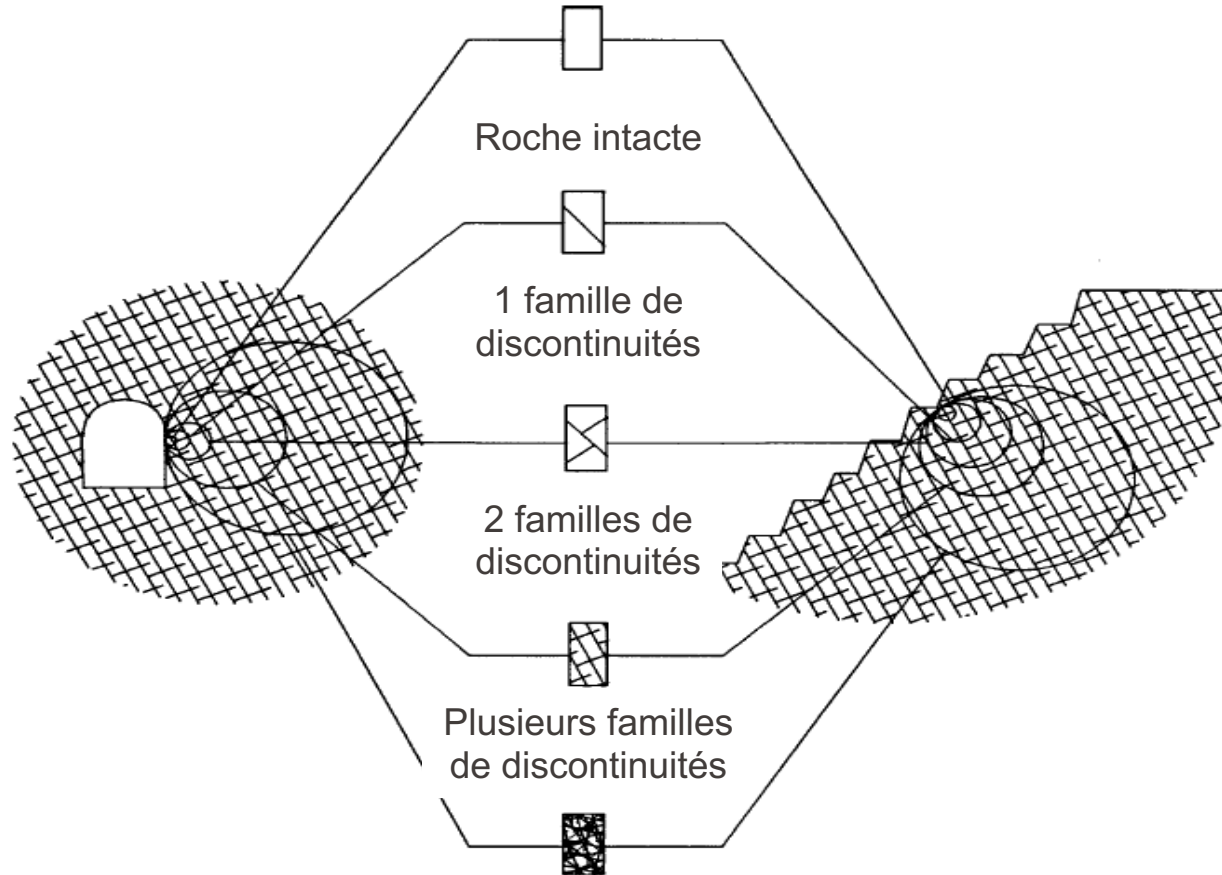
## 1.2 Mécanismes de rupture



- j. Glissement à l'interface entre un barrage et le massif rocheux et/ou rupture du massif de roche situé à l'aval par cisaillement.
- k. Rupture du coulis d'injection ou du massif rocheux par cisaillement, sous forte sollicitation **en traction** de tirants



# 1.3 Paramètres de dimensionnement



# 1.3 Paramètres de dimensionnement



| Type               | Effet sur les fondations                                                                                                                                                                                                      |
|--------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Nature de la roche | Propriétés de résistance et de déformation → capacité portante et tassement<br>Fluage et rupture différée                                                                                                                     |
| Stratigraphie      | Couches superposées → rupture par poinçonnement ou par flexion d'une couche rigide superposée à une couche souple.                                                                                                            |
| Plis               | Surface du massif inclinée due au plissement, ce qui influence la capacité portante<br>La nature des roches peut varier fortement sur peu de distance.                                                                        |
| Faille             | Faille avec pendage aval → instabilité de pente et rupture de fondation<br>Faille avec remplissage → déplacement important dû au matériau de remplissage                                                                      |
| Joints             | Joints ouverts → rupture en compression<br>Joints rapprochés → rupture générale en coin<br>Réseaux de joints → formation de blocs en coin et rupture en cisaillement<br>Joint avec pendage aval → Glissement de blocs rocheux |
| Altération         | Cavité altérée → poinçonnement et cisaillement de la roche située au toit de la cavité<br>Altération du massif rocheux → risque de fluage                                                                                     |
| Karst              | Karstification en surface → endommagement des plissements, dissolution de pinacles<br>Dissolution du massif rocheux → poinçonnement de la roche située au toit de la cavité                                                   |

# 1.3 Paramètres de dimensionnement



## Critère généralisé de Hoek-Brown pour le massif rocheux

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$m_i$  est déterminé par essais ( $\approx \sigma_{ci}/\sigma_{ti}$ ) ou à défaut d'après tableau.

Pour un GSI donné, on peut calculer  $m_b$ ,

$$m_b = m_i \exp [(GSI-100)/28]$$

Pour  $GSI > 25$ , soit des massifs de bonne qualité:

$$s = \exp [(GSI-100)/9] \quad a = 0.5$$

Pour  $GSI < 25$ , soit des massifs de mauvaise qualité:

$$s = 0 \quad a = 0.65 - GSI/200$$



# 1.3 Paramètres de dimensionnement



**Granite**,  $GSI = 75$ ,  $\sigma_{ci} = 150$  MPa,  $m_i = 32$ ,  $a = 0.5$

$$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/28] = 13.1$$

$$s = \exp[(GSI - 100)/9] = 0.062$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (1956 \sigma_3 + 1395)^{0.5}$$

$$\sigma_{cm} = 37 \text{ MPa}, \quad \sigma_{tm} = 0.7 \text{ Mpa}$$

**Molasse**,  $GSI = 20$ ,  $\sigma_{ci} = 65$  MPa,  $m_i = 7$ ,  $s = 0$

$$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/28] = 0.40$$

$$GSI < 25, a = 0.65 - (GSI/200) = 0.55$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (26 \sigma_3 + 0.59)^{0.55}$$

$$\sigma_{cm} = 0.8 \text{ MPa}, \quad \sigma_{tm} = 0$$

| $\sigma_3$ (MPa)       | $\sigma_1$ (MPa) |
|------------------------|------------------|
| 0                      | 37               |
| 0.2                    | 43               |
| 0.4                    | 47               |
| 0.6                    | 51               |
| 0.8                    | 55               |
| 1.0                    | 59               |
| 1.2                    | 63               |
| 1.5                    | 67               |
| 2.0                    | 75               |
| -0.7 ( $\sigma_{tm}$ ) | 0                |

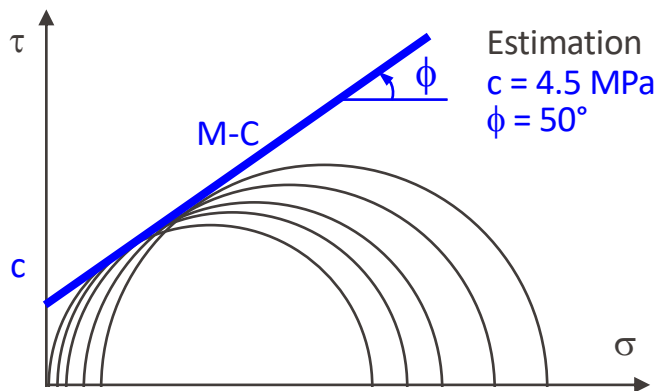
| $\sigma_3$ (MPa)    | $\sigma_1$ (MPa) |
|---------------------|------------------|
| 0                   | 0.8              |
| 0.2                 | 1.8              |
| 0.4                 | 2.8              |
| 0.6                 | 3.6              |
| 0.8                 | 4.3              |
| 1.0                 | 5.0              |
| 1.2                 | 5.6              |
| 1.5                 | 6.5              |
| 2.0                 | 7.8              |
| 0 ( $\sigma_{tm}$ ) | 0                |

# 1.3 Paramètres de dimensionnement

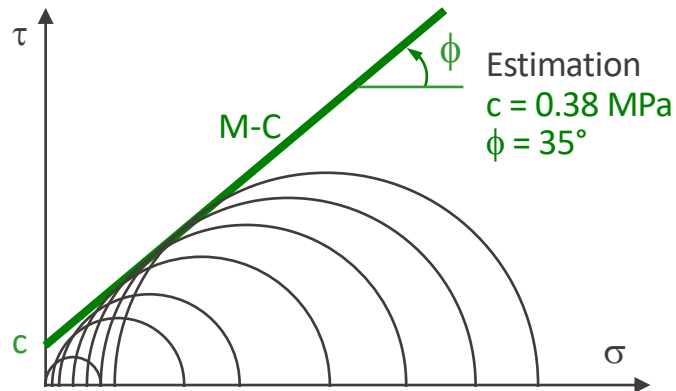
## Cohésion et angle de frottement d'après le critère de Hoek-Brown et les cercles de Mohr

Calculer les contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  avec le critère de Hoek-Brown et dessiner les cercles correspondant à chaque couple  $\sigma_1 - \sigma_3$ . Tracer l'enveloppe de rupture tangente aux cercles et trouver  $c$  et  $\phi$ .

Granite de bonne qualité



Molasse de mauvaise qualité



# 1.3 Paramètres de dimensionnement



## Cohésion et angle de frottement en utilisant RMR

Ces valeurs sont bien souvent inférieures à celles issues des cercles de Mohr.

| RMR     | c (MPa)   | $\phi$ (degree) |
|---------|-----------|-----------------|
| < 20    | < 0.1     | < 15            |
| 21 – 40 | 0.1 – 0.2 | 15 – 25         |
| 41 – 60 | 0.2 – 0.3 | 25 – 35         |
| 61 – 80 | 0.3 – 0.4 | 35 – 45         |
| > 81    | > 0.4     | > 45            |

Estimé avec les  
cercles de Mohr

$$c = 0.38 \text{ MPa} \quad \phi = 35^\circ$$

$$c = 4.5 \text{ MPa} \quad \phi = 50^\circ$$



## Bieniawski (1973 – 1989)

## RMR: Rock Mass Rating

Le système RMR comprend 5 paramètres de base.

1. Résistance de la roche intacte: résistance à la compression uniaxiale ou indice de résistance ponctuelle;
2. RQD;
3. Espacement des joints: espacement moyen de toutes les discontinuités rocheuses;
4. Conditions des joints: ouverture, rugosité, degré d'altération, remplissage;
5. Conditions hydrauliques: écoulement ou pression d'eau.

NB: Pas de prise en compte du coef de friction

# 1.3 Paramètres de dimensionnement



## Estimation de la déformabilité à partir de la qualité des massifs rocheux

Le module d'élasticité des massifs rocheux  $E_m$  [GPa] peut être estimé à partir des indices RMR ou Q, pour des massifs rocheux de qualité moyenne à bonne:

$$E_m = 25 \log_{10} Q$$

pour  $Q < 1$

$$E_m = 10 (Q \sigma_{ci} / 100)^{1/3}$$

pour  $Q > 1$

$$E_m = 2 \text{ RMR} - 100$$

pour  $\text{RMR} > 50$

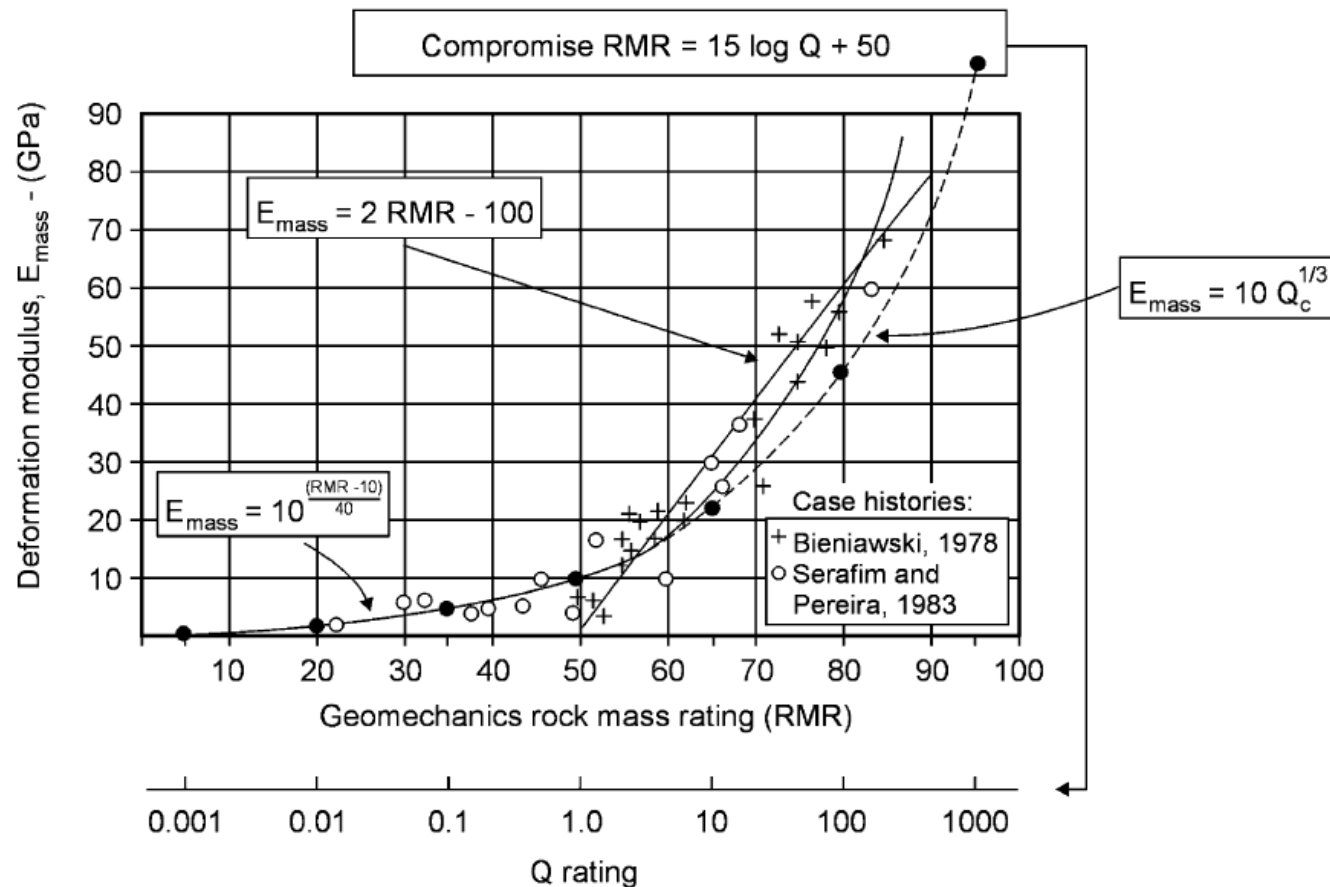
$$E_m = 10^{(\text{RMR} - 10)/40}$$

pour  $20 < \text{RMR} < 85$

$$E_m = 10^{(15 \log Q + 40)/40}$$

(compromise RMR)

# 1.3 Paramètres de dimensionnement



# Fondations en rocher

## 1. Introduction

## 2. Fondations superficielles

### 2.1. Capacité portante

*2.1.1. Massif sain non fissuré*

*2.2.2. Massif moyennement fissuré*

*2.2.3. Massif fortement fissuré*

*2.2.4. Massif de mauvaise qualité*

### 2.2. Tassements

## 3. Fondations profondes

## 4. Fondations de barrage

## 5. Fondations travaillant en traction

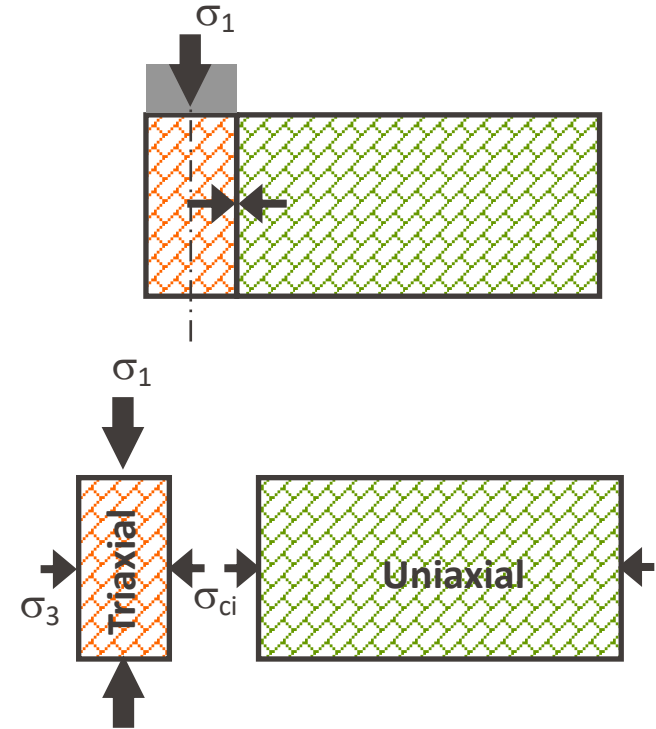
## 2.1.1 Capacité portante – Massif sain non fissuré



### Semelle sur roche intacte

Détermination d'une borne inférieure de la capacité portante en trouvant un champ de contraintes qui satisfasse dans le massif les équations d'équilibre et le critère de rupture.

La capacité portante  $q_p$  est la contrainte axiale  $\sigma_1$  issue d'un essai de compression triaxiale de la roche intacte avec une contrainte latérale  $\sigma_3 = \sigma_{ci}$  qui est la résistance d'un essai de compression simple de la roche adjacente.





## 2.1.1 Capacité portante – Massif sain non fissuré

Résistance uniaxiale:  $\sigma_{ci}$



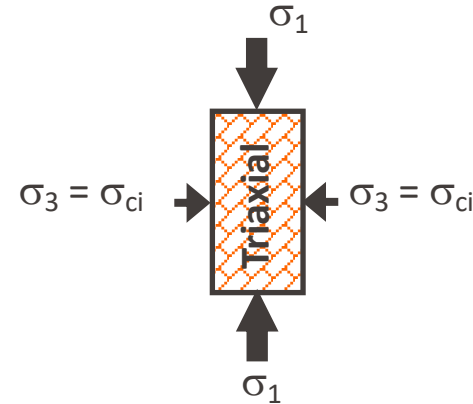
Résistance triaxiale pour  $\sigma_3 = \sigma_{ci}$  :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_i \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{ci} + \sigma_{ci} \left( m_i \cdot \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5}$$

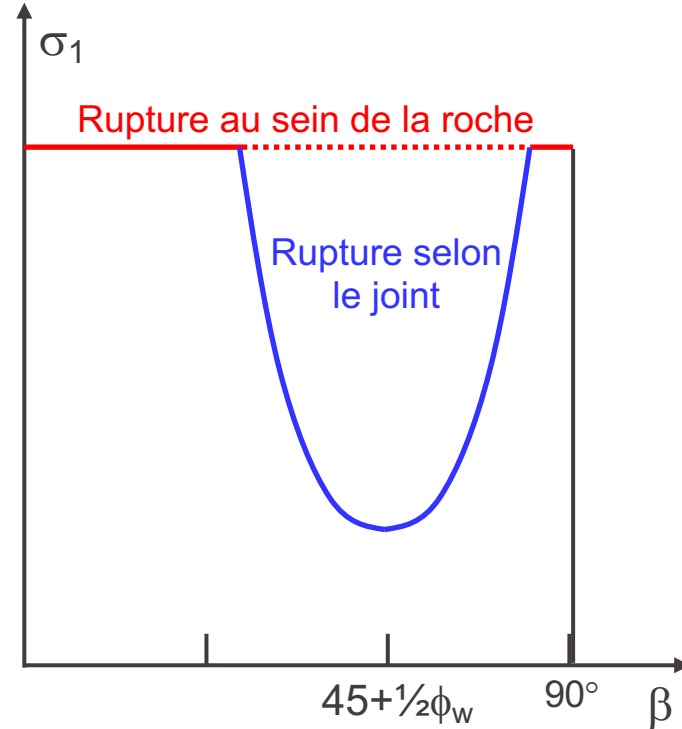
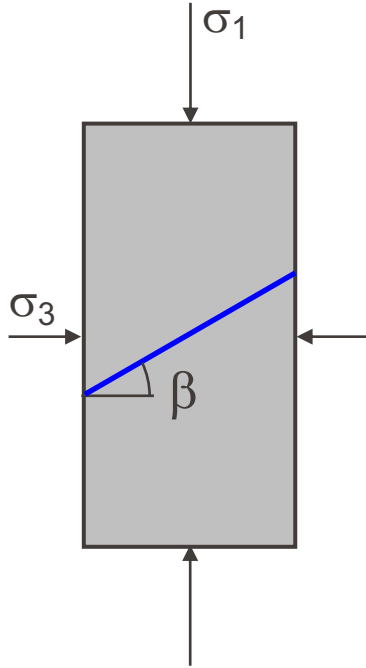
Capacité portante

$$q_p = \sigma_1 = \sigma_{ci} \cdot (1 + \sqrt{m_i + 1})$$



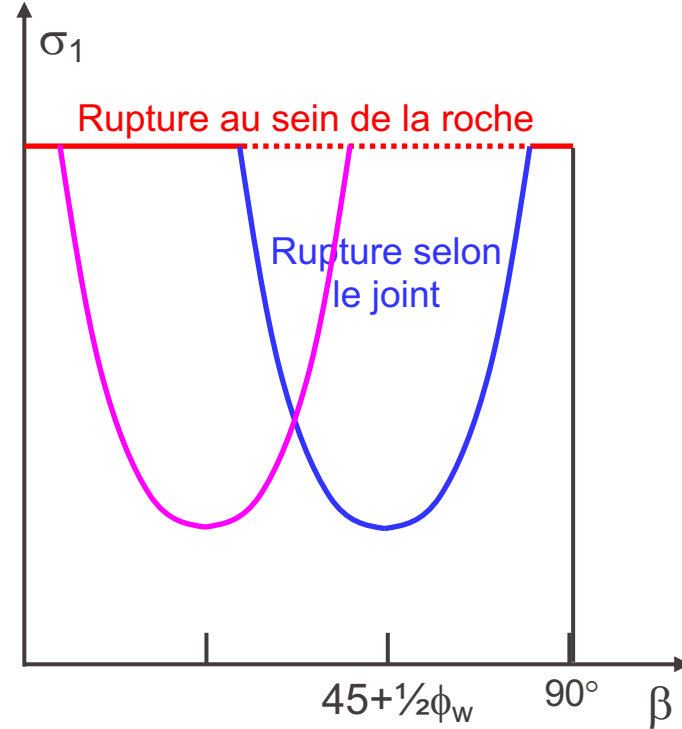
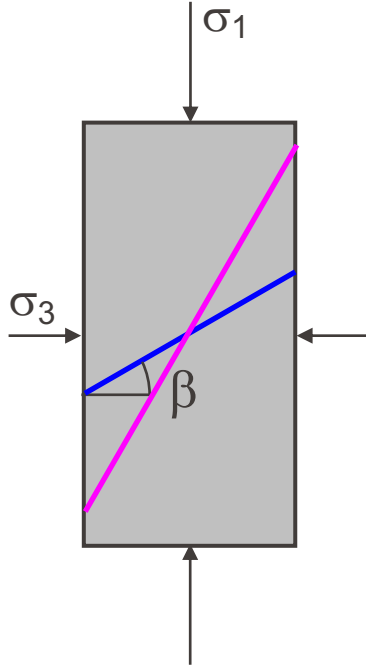
# 2.1.2 Capacité portante – Massif moyennement fissuré

## Critère de résistance orienté pour une famille de joints



# 2.1.2 Capacité portante – Massif moyennement fissuré

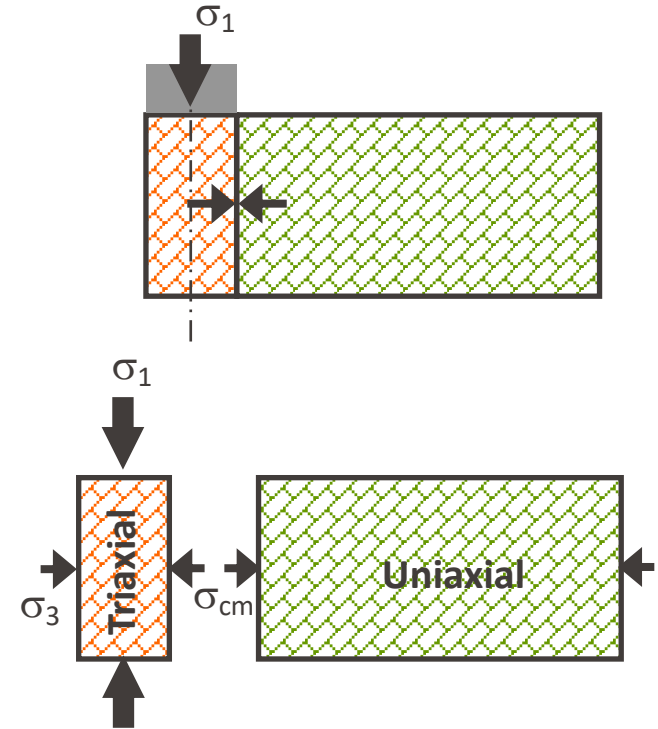
## Critère de résistance orienté pour deux familles de joints



## Semelle sur massif rocheux

Détermination d'une borne inférieure de la capacité portante en trouvant un champ de contraintes qui satisfasse dans le massif les équations d'équilibre et le critère de rupture.

La capacité portante  $q_p$  est la contrainte axiale  $\sigma_1$  issue d'un essai de compression triaxiale du massif rocheux avec une contrainte latérale  $\sigma_3 = \sigma_{cm}$  qui est la résistance d'un essai de compression simple du massif rocheux adjacent.



## 2.1.3 Capacité portante – Massif fortement fissuré

Résistance uniaxiale:  $\sigma_{cm}$

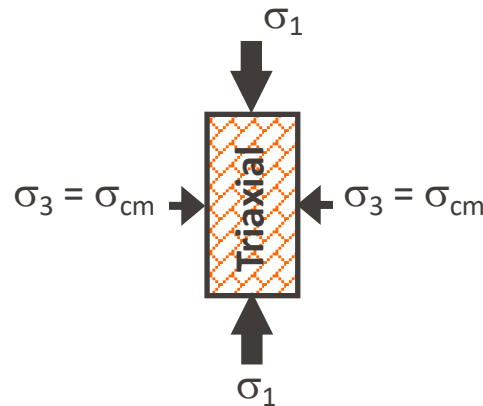
$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^{0.5}$$

Résistance triaxiale pour  $\sigma_3 = \sigma_{cm}$  :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + \sigma_{ci} \left( m_b \cdot \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5}$$

$$q_p = \sigma_1 = \sqrt{s} \cdot \sigma_{ci} \cdot \left( 1 + \sqrt{m_b / \sqrt{s} + 1} \right)$$



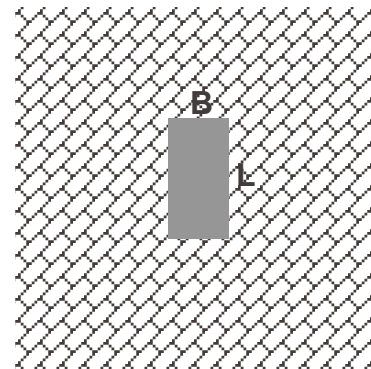
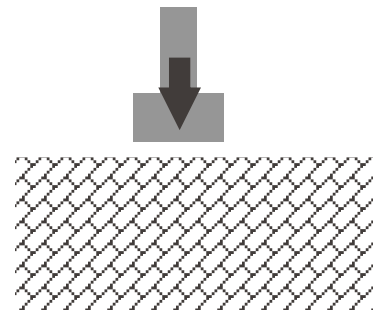
## 2.1.3 Capacité portante – Massif fortement fissuré

### Capacité portante admissible

$$q_a = C_{f1} q_p / FS = C_{f1} \sigma_1 / FS$$

$C_{f1}$  est un facteur de forme. Sa valeur est fournie dans le Tableau F1. FS est un facteur global de sécurité.

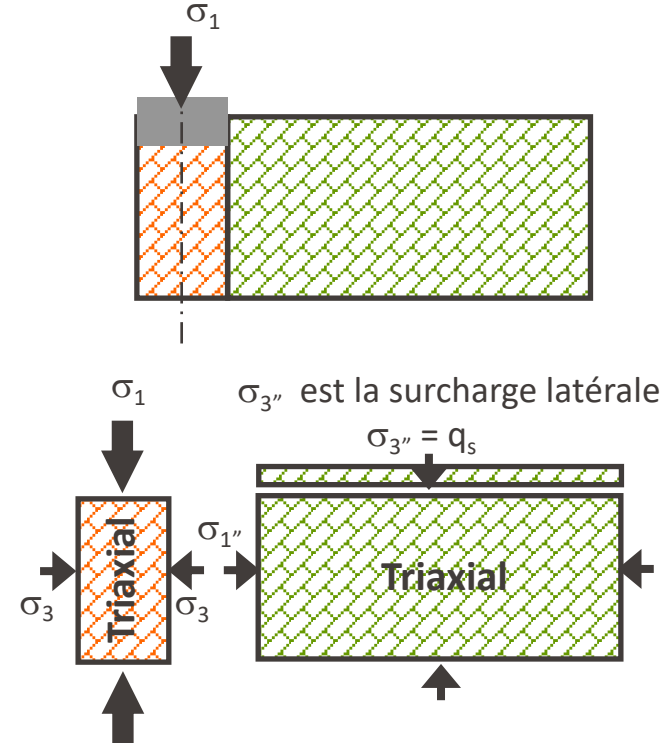
| Tableau F1 | Forme                   | $C_{f1}$ | $C_{f2}$ |
|------------|-------------------------|----------|----------|
|            | filante ( $L/B > 6$ )   | 1.0      | 1.0      |
|            | Rectangle ( $L/B = 2$ ) | 1.12     | 0.9      |
|            | Rectangle ( $L/B = 5$ ) | 1.05     | 0.95     |
|            | Carré                   | 1.25     | 0.85     |
|            | Circulaire              | 1.2      | 0.7      |



### Semelle avec pied "encastré"

Détermination d'une borne inférieure de la capacité portante en trouvant un champ de contraintes qui satisfasse dans le massif les équations d'équilibre et le critère de rupture.

La capacité portante  $q_p$  est la contrainte axiale  $\sigma_1$  issue d'un essai de compression triaxiale du massif rocheux avec une contrainte latérale  $\sigma_3 = \sigma_1''$  qui est la résistance d'un essai de compression triaxiale du massif rocheux adjacent sous  $\sigma_3'' = q_s$



## 2.1.3 Capacité portante – Massif fortement fissuré

Résistance triaxiale du massif adjacent sous la surcharge  $\sigma_3'' = q_s$  :

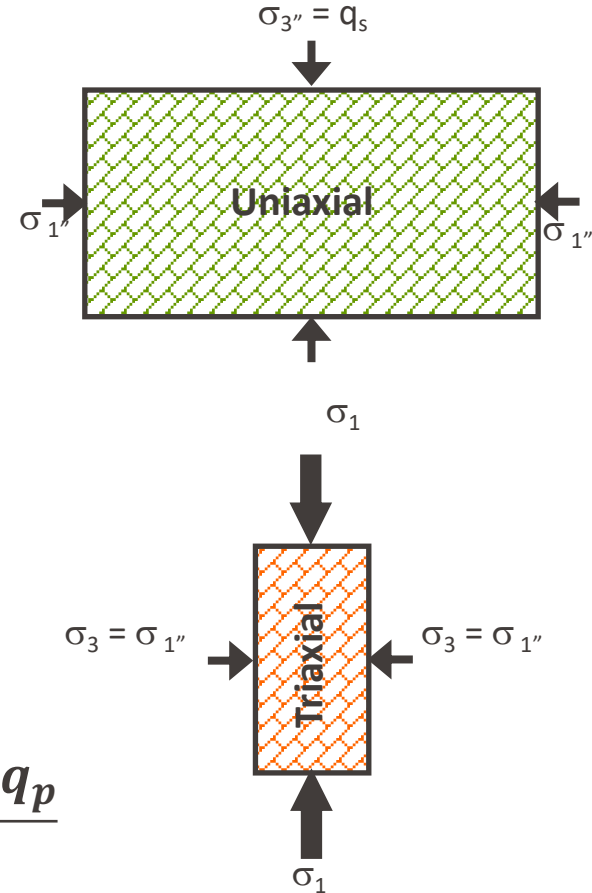
$$\sigma_1'' = q_s + \sigma_{ci} \left( m_b \cdot \frac{q_s}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5}$$

Résistance triaxiale pour  $\sigma_3 = \sigma_1''$  :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5}$$

$$q_p = \sigma_1 = \sigma_1'' + \sigma_{ci} \left( m_b \cdot \frac{\sigma_1''}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5}$$

Capacité portante admissible:  $q_a = \frac{C_{f1} \cdot q_p}{FS}$





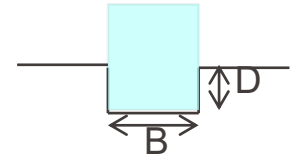
## 2.1.4 Capacité portante – Massif de mauvaise qualité

### Capacité portante admissible (Solution de Bell)

$$q_a = q_p / FS = (C_{f1} \cdot c \cdot N_c + D \cdot \gamma \cdot N_q + 1/2 \cdot C_{f2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma) / FS$$

avec:

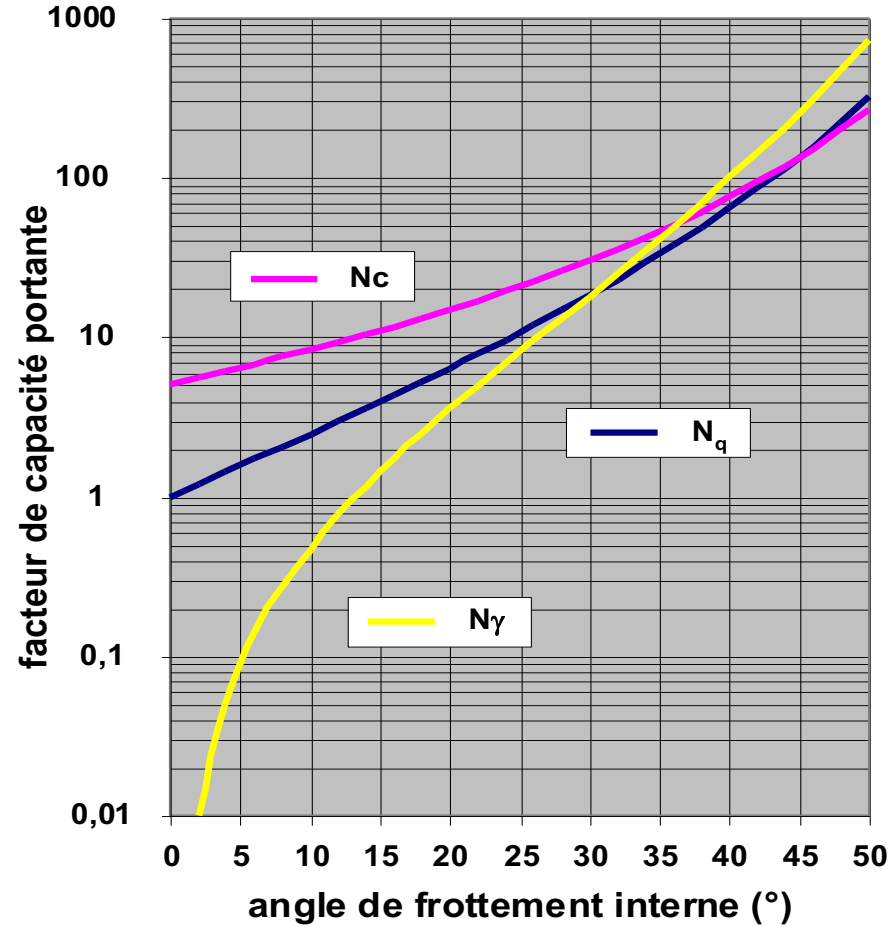
« terme de cohésion »    « terme de profondeur »    « terme de surface »



- $\gamma$  poids volumique du massif rocheux (N/m<sup>3</sup>)
- $c$  sa cohésion (MPa)
- $C_{f1}$  et  $C_{f2}$  des facteurs de forme, donnés dans le tableau F1
- $N_\phi = \tan^2(45 + 1/2\phi)$  (sans unité) ( $\phi$  frottement interne)
- $N_c = 2 N_\phi^{1/2} (N_\phi + 1)$ ,  $N_\gamma = N_\phi^{1/2} (N_\phi^2 - 1)$ ,  $N_q = N_\phi^2$

Si la semelle est posée sur la surface de la roche et la charge sur la fondation grande (bien supérieure au poids du massif), l'équation peut être simplifiée:  $q_a = (C_{f1} \cdot c \cdot N_c) / FS$

Variations de  
 $N_g$ ,  $N_q$  et  $N_c$   
en fonction de  $\varphi$ .



# 2.1.4 Capacité portante – Massif de mauvaise qualité

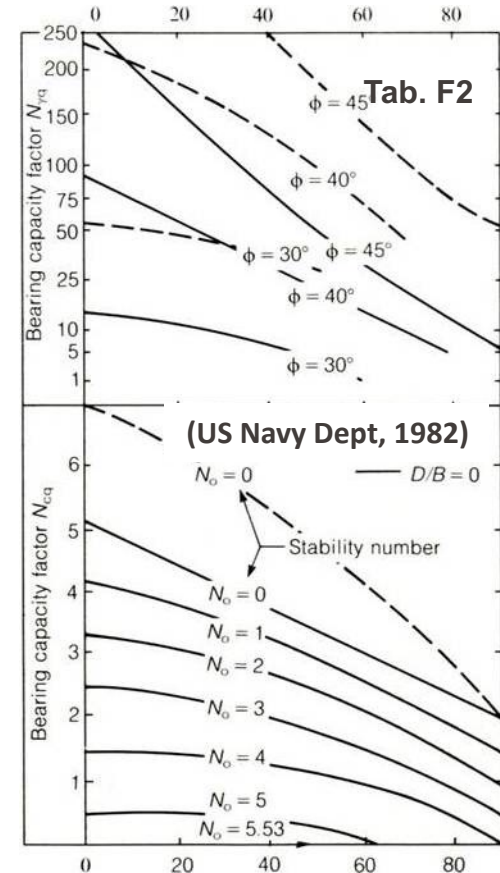
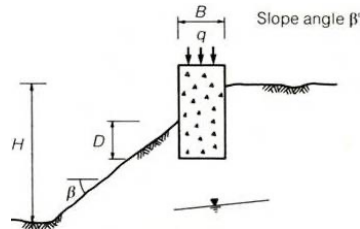
## Capacité portante d'une semelle sur une pente.

$$q_a = (C_{f1} \cdot c \cdot N_{cq} + \frac{1}{2} \cdot C_{f2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_{\gamma q}) / FS$$

$\gamma$  est le poids volumique du massif;  $c$  sa cohésion,  $C_{f2}$  dans Tableau F1.

$N_{cq}$  et  $N_{\gamma q}$  sont des coefficients de portance donnés dans l'abaque F2

$$N_0 = \gamma H / c$$

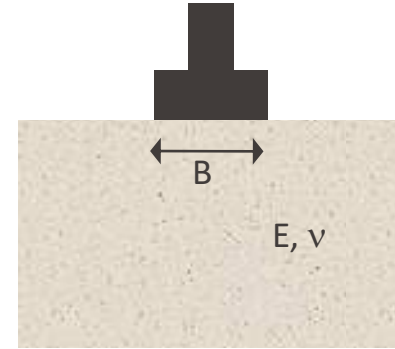


## Semelles sur massif homogène et isotrope

$$\delta = C_d \cdot q \cdot B \cdot (1 - \nu^2) / E$$

avec

- $Q$  ( $\neq Q_a$  &  $Q_p$ ) la pression moyenne uniformément répartie sous la semelle
- $B$  une dimension caractéristique de la fondation: i.e. diamètre si circulaire et largeur si rectangulaire
- $\nu$  et  $E$  respectivement le coefficient de Poisson et le module d'élasticité du massif
- $C_d$  un facteur de forme et de rigidité donné par le Tableau F3



# 2.2 Tassement des fondations superficielles

Tableau F3

**$C_d$  pour le calcul des tassements sous une semelle  
sur un massif homogène et isotrope (Winterkorn & Fang, 1975)**

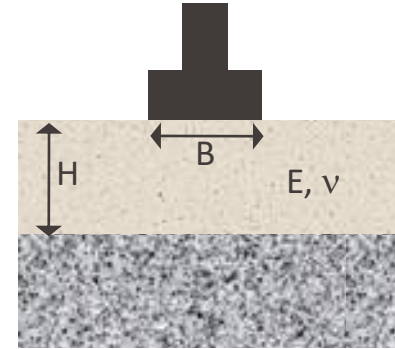
| Forme                | Centre | Coin | Centre côté B | Centre côté L | Moyenne |
|----------------------|--------|------|---------------|---------------|---------|
| Cercle               | 1.00   | 0.64 | 0.64          | 0.64          | 0.85    |
| Cercle (rigide)      | 0.79   | 0.79 | 0.79          | 0.79          | 0.79    |
| Carré                | 1.12   | 0.56 | 0.76          | 0.76          | 0.95    |
| Carré (rigide)       | 0.99   | 0.99 | 0.99          | 0.99          | 0.99    |
| Rectangle (L/B=1.5)  | 1.36   | 0.67 | 0.89          | 0.97          | 1.15    |
| Rectangle (L/B=2)    | 1.52   | 0.76 | 0.98          | 1.12          | 1.30    |
| Rectangle (L/B=3)    | 1.78   | 0.88 | 1.11          | 1.35          | 1.52    |
| Rectangle (L/B=5)    | 2.10   | 1.05 | 1.27          | 1.68          | 1.83    |
| Rectangle (L/B=10)   | 2.53   | 1.26 | 1.49          | 2.12          | 2.25    |
| Rectangle (L/B=100)  | 4.00   | 2.00 | 2.20          | 3.60          | 3.70    |
| Rectangle (L/B=1000) | 5.47   | 2.75 | 2.94          | 5.03          | 5.15    |

## Semelles sur un horizon compressible situé au-dessus d'un horizon rigide

$$\delta = C'_d \cdot q \cdot B \cdot (1 - \nu^2) / E$$

avec

- $q$  la pression moyenne uniformément répartie sous la semelle
- $B$  une dimension caractéristique de la fondation: i.e. diamètre ou largeur
- $\nu$  et  $E$  respectivement le coefficient de Poisson et le module d'élasticité de l'horizon compressible
- $C'_d$  un facteur de forme selon le Tableau F4



# 2.2 Tassement des fondations superficielles

Tableau F4

**$C'_d$  pour le tassement du centre d'une semelle reposant sur une couche élastique située au-dessus d'une couche rigide (Winterkorn & Fang, 1975)**

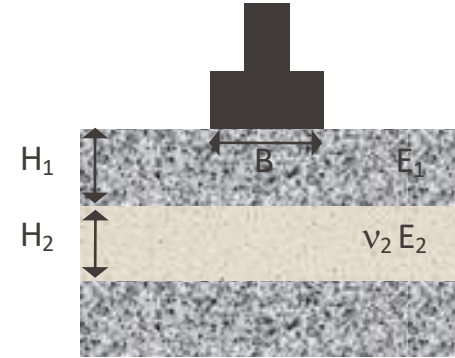
| H/B      | Cercle     | Rectangle |          |       |       |       |        |               |
|----------|------------|-----------|----------|-------|-------|-------|--------|---------------|
|          | Diamètre B | L/B=1     | L/B= 1.5 | L/B=2 | L/B=3 | L/B=5 | L/B=10 | L/B= $\infty$ |
| 0.1      | 0.09       | 0.09      | 0.09     | 0.09  | 0.09  | 0.09  | 0.09   | 0.09          |
| 0.25     | 0.24       | 0.24      | 0.23     | 0.23  | 0.23  | 0.23  | 0.23   | 0.23          |
| 0.5      | 0.48       | 0.48      | 0.47     | 0.47  | 0.47  | 0.47  | 0.47   | 0.47          |
| 1.0      | 0.70       | 0.75      | 0.81     | 0.83  | 0.83  | 0.83  | 0.83   | 0.83          |
| 1.5      | 0.80       | 0.86      | 0.97     | 1.03  | 1.07  | 1.08  | 1.08   | 1.08          |
| 2.5      | 0.88       | 0.97      | 1.12     | 1.22  | 1.33  | 1.39  | 1.40   | 1.40          |
| 3.5      | 0.91       | 1.01      | 1.19     | 1.31  | 1.45  | 1.56  | 1.59   | 1.60          |
| 5.0      | 0.94       | 1.05      | 1.24     | 1.38  | 1.55  | 1.72  | 1.82   | 1.83          |
| $\infty$ | 1.00       | 1.12      | 1.36     | 1.52  | 1.78  | 2.10  | 2.53   | $\infty$      |

## Semelles avec une couche compressible intercalée entre deux horizons rigides

$$\delta = C''_d \cdot q \cdot B \cdot (1 - \nu_2^2) / E'$$

avec

- $q$  la pression moyenne uniformément répartie sous la semelle
- $B$  une dimension caractéristique de la fondation: i.e. diamètre ou largeur
- $E' = (E_1 H_1 + E_2 H_2) / (H_1 + H_2)$
- $C''_d$  un facteur de forme selon le Tableau F5 (identique au Tableau F4, mais en substituant  $H$  par  $(H_1 + H_2)$ ).





# 2.2 Tassement des fondations superficielles

Tableau F5

| C'' <sub>d</sub> pour le tassement du centre d'une semelle reposant sur un massif constitué d'une couche élastique entre deux horizons rigides (Winterkorn & Fang, 1975) |            |           |          |       |       |       |        |       |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|-----------|----------|-------|-------|-------|--------|-------|
| (H <sub>1</sub> +H <sub>2</sub> )/B                                                                                                                                      | Cercle     | Rectangle |          |       |       |       |        |       |
|                                                                                                                                                                          | Diamètre B | L/B=1     | L/B= 1.5 | L/B=2 | L/B=3 | L/B=5 | L/B=10 | L/B=∞ |
| 0.1                                                                                                                                                                      | 0.09       | 0.09      | 0.09     | 0.09  | 0.09  | 0.09  | 0.09   | 0.09  |
| 0.25                                                                                                                                                                     | 0.24       | 0.24      | 0.23     | 0.23  | 0.23  | 0.23  | 0.23   | 0.23  |
| 0.5                                                                                                                                                                      | 0.48       | 0.48      | 0.47     | 0.47  | 0.47  | 0.47  | 0.47   | 0.47  |
| 1.0                                                                                                                                                                      | 0.70       | 0.75      | 0.81     | 0.83  | 0.83  | 0.83  | 0.83   | 0.83  |
| 1.5                                                                                                                                                                      | 0.80       | 0.86      | 0.97     | 1.03  | 1.07  | 1.08  | 1.08   | 1.08  |
| 2.5                                                                                                                                                                      | 0.88       | 0.97      | 1.12     | 1.22  | 1.33  | 1.39  | 1.40   | 1.40  |
| 3.5                                                                                                                                                                      | 0.91       | 1.01      | 1.19     | 1.31  | 1.45  | 1.56  | 1.59   | 1.60  |
| 5.0                                                                                                                                                                      | 0.94       | 1.05      | 1.24     | 1.38  | 1.55  | 1.72  | 1.82   | 1.83  |
| ∞                                                                                                                                                                        | 1.00       | 1.12      | 1.36     | 1.52  | 1.78  | 2.10  | 2.53   | ∞     |

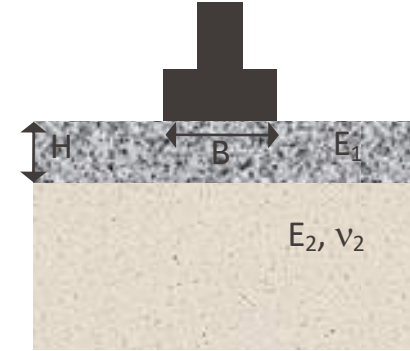
## Semelle sur un horizon rigide avec un horizon compressible au-dessous.

- i. Calculer le tassement comme si toutes les couches étaient compressibles avec un facteur de forme  $C_d$  (Tableau F3)

$$\delta_{\infty} = C_d \cdot q \cdot B \cdot (1 - \nu_2^2) / E_2$$

- ii. Déterminer  $H/B$  et  $E_1/E_2$ , puis le facteur de correction  $a$  selon Tableau F6. Le tassement final est donné par:

$$\delta = a \cdot \delta_{\infty}$$



# 2.2 Tassement des fondations superficielles

Tableau F6

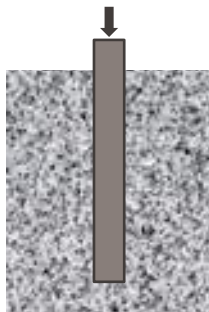
Facteur de correction  $\alpha$  pour le tassement d'une semelle reposant sur un horizon rigide au-dessus d'un horizon compressible (Winterkorn & Fang, 1975)

| H/B      | $E_1/E_2$ |       |       |       |       |
|----------|-----------|-------|-------|-------|-------|
|          | 1         | 2     | 5     | 10    | 100   |
| 0        | 1.0       | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 0.1      | 1.0       | 0.972 | 0.943 | 0.923 | 0.760 |
| 0.25     | 1.0       | 0.885 | 0.779 | 0.699 | 0.431 |
| 0.5      | 1.0       | 0.747 | 0.566 | 0.463 | 0.228 |
| 1.0      | 1.0       | 0.627 | 0.399 | 0.287 | 0.121 |
| 2.5      | 1.0       | 0.550 | 0.274 | 0.175 | 0.058 |
| 5.0      | 1.0       | 0.525 | 0.238 | 0.136 | 0.036 |
| $\infty$ | 1.0       | 0.500 | 0.200 | 0.100 | 0.010 |

# Fondations en rocher

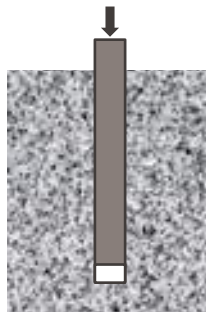
1. Introduction
2. Fondations superficielles
- 3. Fondations profondes**
  - 3.1. Capacité portante**
  - 3.2. Tassement**
4. Fondations de barrage
5. Fondations travaillant en traction

# 3.1 Capacité portante des fondations profondes



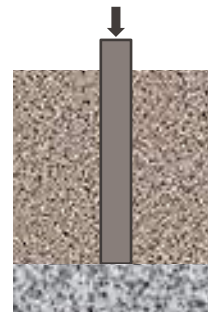
Pieu en rocher avec effort repris par frottement latéral et par la base.

Souvent  $Q_s > Q_b$



Pieu en rocher avec effort uniquement repris par frottement latéral, à cause d'une mauvaise réalisation de la base ou d'une couche de faible portance.

$Q_b = 0$



Pieu dans un terrain meuble reposant sur du rocher. Frottement latéral faible et grand effort en pointe.

$Q_b \gg Q_s$

# 3.1 Capacité portante des fondations profondes



## Frottement Latéral et «Capacité Portante» des Pieux

- Les pieux forés dans la roche sont soutenus par frottement latéral et par la capacité portante.
- Frottement latéral: la résistance au cisaillement de l'interface roche-béton doit être estimée.
- Capacité portante : la résistance du rocher est utilisée.
- Tassement: les déplacements du rocher ainsi que du béton doivent être estimés.

# 3.1 Capacité portante des fondations profondes



## Frottement Latéral :

Résistance latérale admissible

$$Q_s = \tau_s \cdot \pi \cdot D \cdot L / FS \text{ (Q en KN)}$$

$\tau_s$  est la résistance au cisaillement unitaire mobilisable à l'interface rocher-pieu,  $D$  le diamètre du pieu,  $L$  la longueur du pieu

$$\tau_a = \tau_s / FS \approx R \cdot \sigma_{cm}^{1/2} = \text{résistance au cisaillement admissible}$$

$\sigma_{cm}$  est la résistance à la compression uniaxiale du massif rocheux,  $R$  est la rugosité du forage (0.3 si les ondulations > 10mm, 0.25 si les ondulations < 10mm)

# 3.1 Capacité portante des fondations profondes



## «Capacité Portante» du Pieu

Résistance en pointe admissible

$$Q_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \cdot \sigma_{1m(b)} / FS$$

$\sigma_{1m(b)}$  est la résistance à la compression triaxiale du massif rocheux en dessous de la base du pieu, D son diamètre.

La résistance triaxiale du massif rocheux peut être estimée avec le critère de Hoek-Brown.

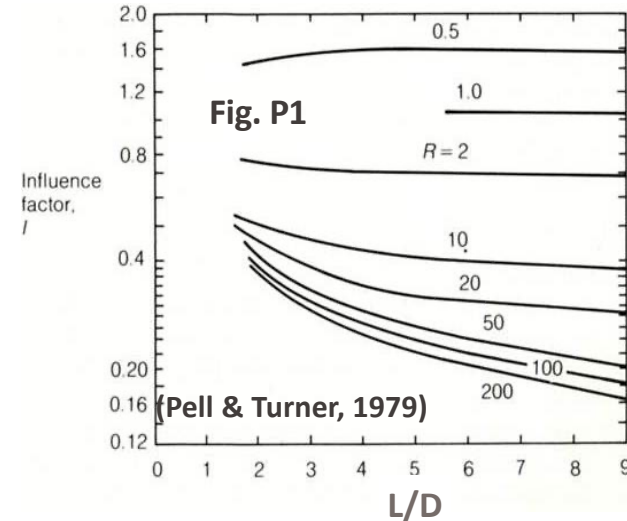
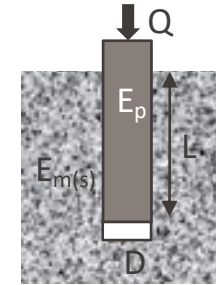


## Tassement d'un pieu travaillant par frottement latéral

$$\delta = Q \cdot I / (D \cdot E_{m(s)})$$

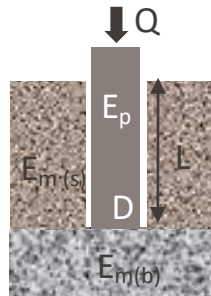
avec:

- $Q$  la charge appliquée
- $D$  le diamètre du pieu
- $E_{m(s)}$  le module d'élasticité du massif rocheux autour du pieu
- $I$  un facteur d'influence donné dans la Figure P1

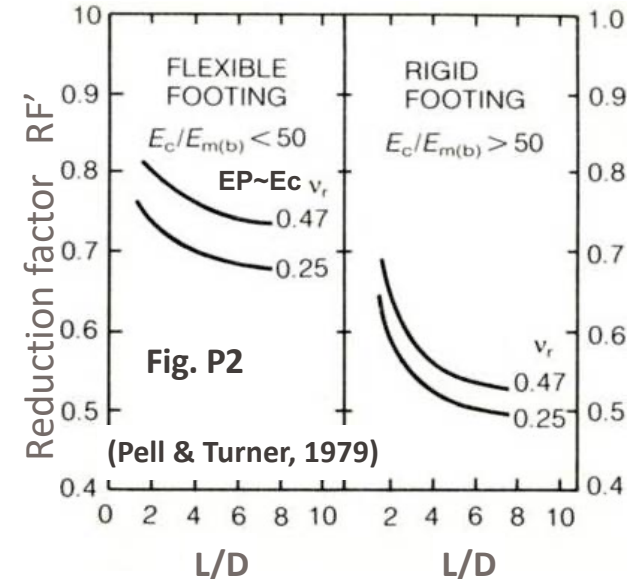


## Tassement d'un pieu travaillant en pointe

$$\delta = \underbrace{(4 \cdot Q / \pi \cdot D^2) \cdot (L / E_p)}_{\text{Déformation du pieu}} + \underbrace{(4 \cdot Q / \pi \cdot D^2) \cdot [RF' \cdot C_d \cdot D \cdot (1 - \nu^2) / E_{m(b)}]}_{\text{Déformation de la roche}}$$



- Q la charge appliquée
- D le diamètre du pieu
- L la longueur du pieu
- $E_p$  le module d'élasticité du pieu
- $\nu$  et  $E_{m(b)}$  le coefficient de Poisson et le module d'élasticité du rocher
- $C_d$  un facteur de forme selon Tableau F3
- $RF'$  facteur de réduction selon Figure P2



## 3.2 Tassement des fondations profondes



**Tassement d'un pieu travaillant par frottement latéral et en pointe.**

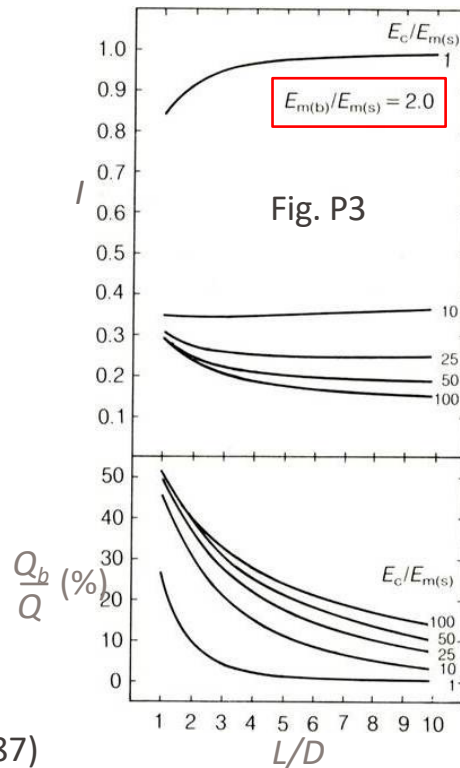
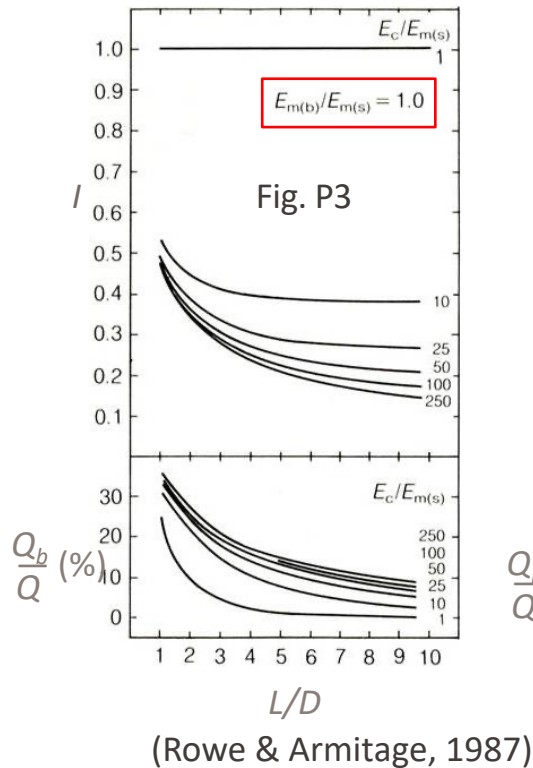
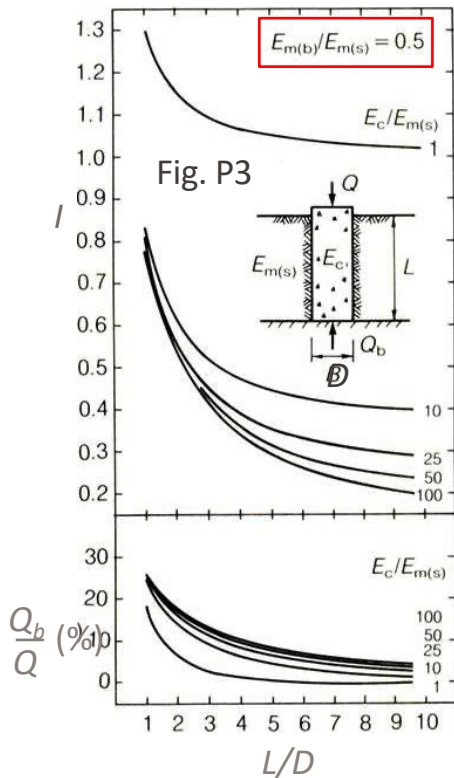
$$\delta = Q I / D E_{m(s)}$$

avec :

- $Q$  la charge appliquée
- $D$  le diamètre du pieu
- $E_{m(s)}$  le module d'élasticité de la roche forée
- $I$  le facteur d'influence donné dans la Figure P3

Utiliser la Figure P3 pour estimer le pourcentage de charge reprise en pointe. Contrôler que l'effort à la base et le frottement latéral ne dépassent pas les valeurs admissibles.

# 3.2 Tassement des fondations profondes



Facteur d'influence et répartition des efforts

# Fondations en rocher

1. Introduction
2. Fondations superficielles
3. Fondations profondes
- 4. Fondations de barrage**
5. Fondations travaillant en traction

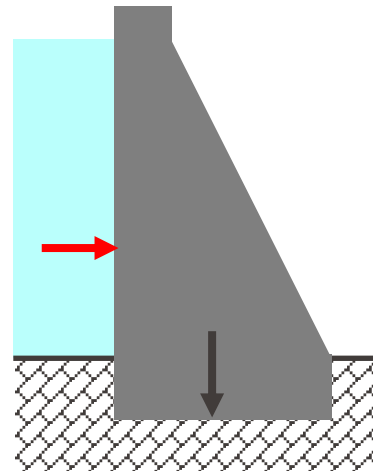
## 4. Fondations de barrage



### Fondation pour barrage-poids

Les barrages sont souvent construits sur de bons rochers de fondation. Ceux-ci doivent supporter le poids du barrage et la pression hydrostatique.

La capacité portante n'est pas souvent un problème. La rupture de la fondation en cisaillement due à la poussée de l'eau l'est, en revanche, beaucoup plus souvent.



# 4. Fondations de barrage



## Résistance au glissement

### i. Sur une surface horizontale

FS = résistance totale / sollicitations tangentielles

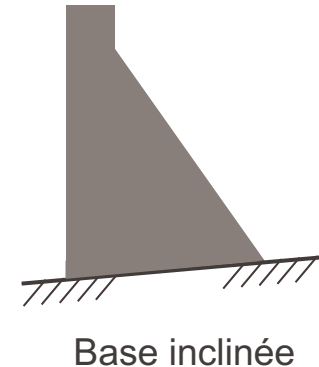
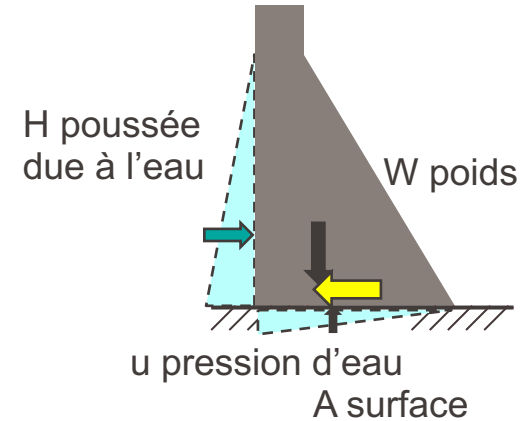
$$FS = [c \cdot A + (\sum w - \sum u) \cdot \tan \phi] / \sum H$$

$c$  = cohésion,  $\phi$  = friction angle

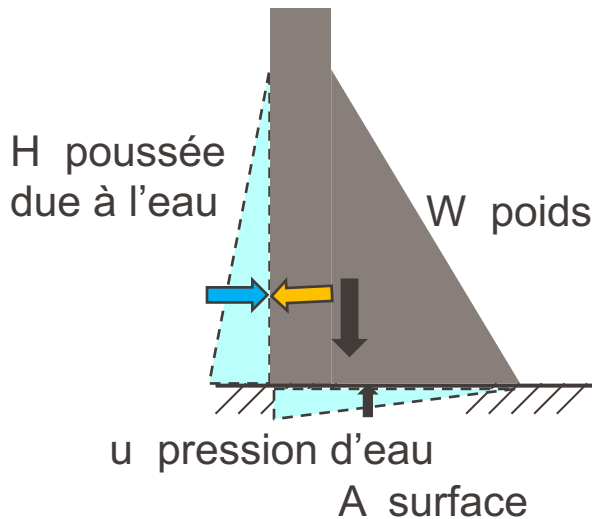
### ii. Sur une surface inclinée

Faire la projection des forces sur le plan incliné

FS = résistance totale / sollicitations tangentielles



# 4. Fondations de barrage



Strength > stress

$$\begin{aligned}\text{Strength} &= \text{friction à interface barrage/ rocher} \\ &= C^* + \sigma n^{\text{eff}} \cdot \tan(\phi) \\ &= C^* + (\sigma n - p f) \cdot \tan(\phi)\end{aligned}$$

Stress = poussée due à l'eau

→ Equilibre des forces

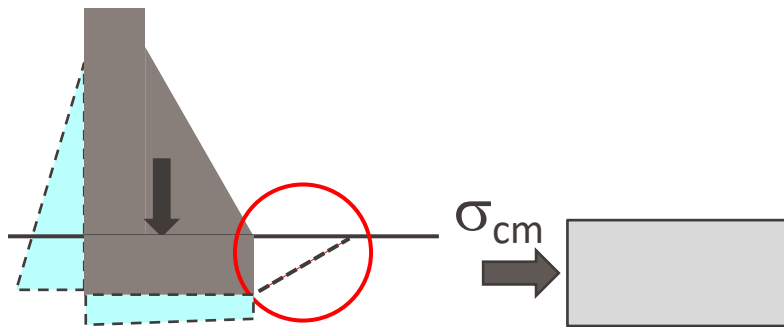
$$\begin{aligned}F_{\text{orange}} &= (C + (\sigma n - PF) \cdot \tan(\phi)) \cdot A \\ &= CA + (\sum W - \sum u) \cdot \tan(\phi)\end{aligned}$$

$$F_{\text{bleue}} = \sum H$$

$$FS = [c \cdot A + (\sum w - \sum u) \cdot \tan \phi] / \sum H$$



## Pied de Barrage encastré



FS = (résistance au glissement + résistance du massif rocheux au pied aval du barrage) / sollicitation en glissement

i. Résistance au glissement =  $c \cdot A + (\Sigma V - \Sigma u) \cdot \tan \phi$

$c$  = cohésion,  $\phi$  = angle de frottement

ii. Résistance du massif rocheux =  $\sigma_{cm} = s^{1/2} \cdot \sigma_{ci}$

$s = \exp [(GSI - 100)/9]$  (pour un bon rocher)

$\sigma_{ci}$  = résistance en compression uniaxiale de la roche

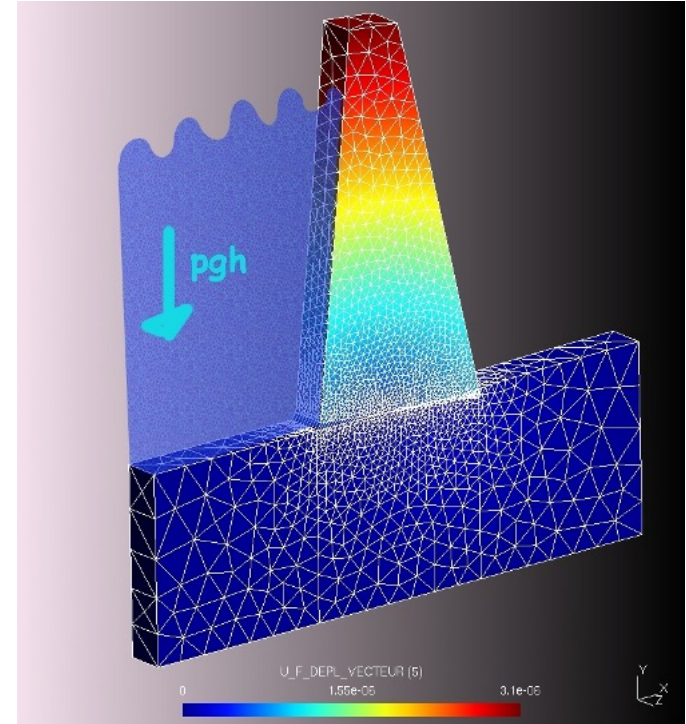
iii. Sollicitation : Poussée de l'eau ( $\Sigma H$ )

# 4. Fondations de barrage



## Stabilité du barrage et déplacement

Suite à la complexité de la géométrie des fondations ainsi qu'à une distribution des efforts fortement non-linéaire, le recours à une analyse numérique (MEF=element fini) est très courante.



# Fondations en rocher

1. Introduction
2. Fondations superficielles
3. Fondations profondes
4. Fondations de barrage
- 5. Fondations travaillant en traction**

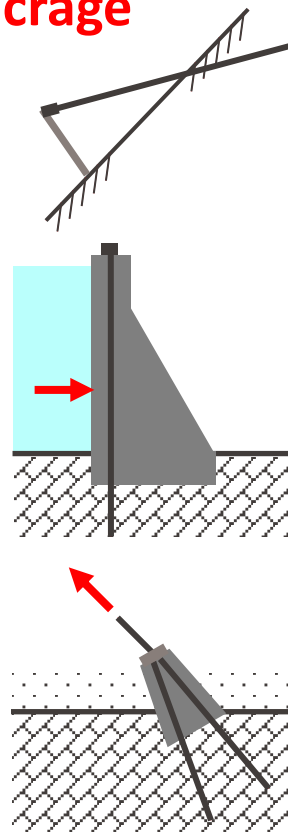
## 5. Fondations travaillant à la traction



### Fondation soumise à la traction par des tirants d'ancrage

Des tirants d'ancrage et des injections de coulis de ciment peuvent être utilisés pour reprendre des efforts de traction au droit de l'appui d'ouvrages.

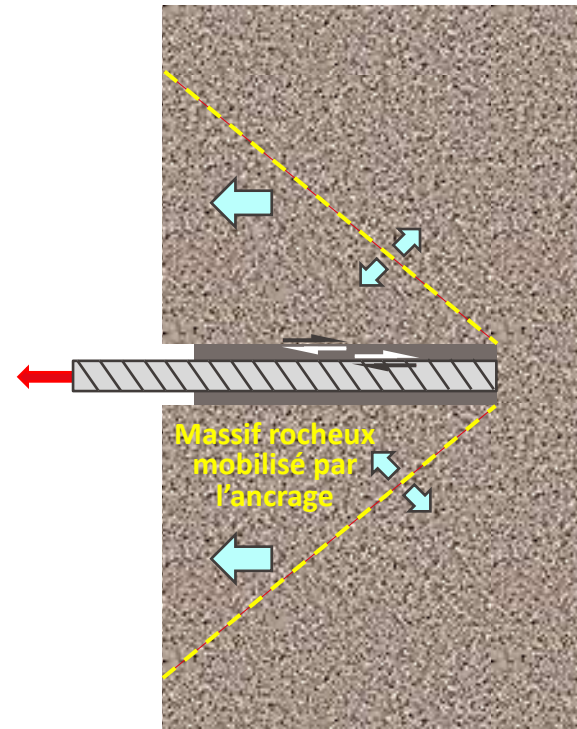
Les tirants d'ancrage sont utilisés pour des ouvrages de protection contre les chutes de blocs, des fondations de barrages, des massifs d'ancrage.



# 5. Fondations travaillant à la traction

## Résistance à la traction des tirants

La traction est transmise de l'ancrage au massif rocheux par un coulis de ciment. Cette interface rocher-ancrage est sollicitée en cisaillement. La roche reprend l'intégralité de la charge et une rupture de celle-ci n'est pas exclue.



## 5. Fondations travaillant à la traction



### Dimensionnement des fondations soumises à traction

- i. Le diamètre des ancrages doit être suffisant pour reprendre la charge de dimensionnement.
- ii. La longueur de forage doit être estimée sur la base des résistances au cisaillement entre le coulis et la roche et entre la barre et le coulis.
- iii. La longueur de l'ancrage dépend aussi de la résistance du massif rocheux. Il faut estimer le volume (cône) de roche mobilisée, son poids propre ainsi que la résistance au cisaillement.

## Scellement des tirants d'ancrage

En général, la résistance au cisaillement à l'interface coulis de ciment-barre est le double de celle à l'interface coulis de ciment-rocher. Il faut donc prendre cette dernière pour le dimensionnement. La charge admissible est définie comme suit:

$$Q_a = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot D \cdot L_b \cdot \tau_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_b \cdot \sigma_c / 20$$

Factor de sécurité

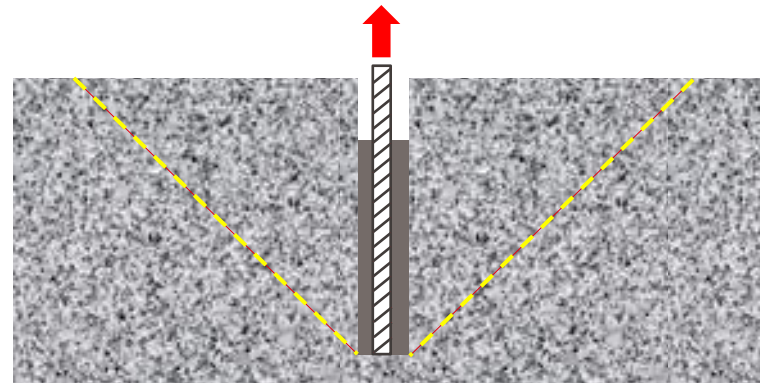
- D diamètre effectif du forage
- $L_b$  longueur du forage
- $\tau_{ult}$  résistance ultime de l'interface coulis-rocher (essai de traction ou spécifications du produit ou  $\approx 1/10 \cdot \sigma_c$ ).

## 5. Fondations travaillant à la traction

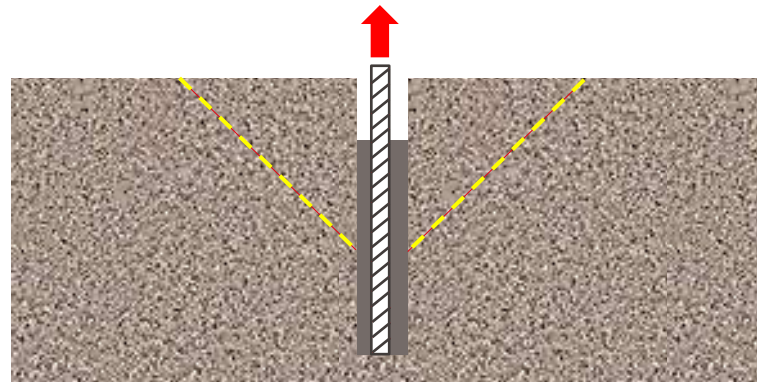


### Ligne de rupture

Dans des massifs rocheux de bonne qualité, la rupture se développe depuis l'extrémité de l'ancrage.



Dans des massifs rocheux de mauvaise qualité, la rupture la plus probable se développe depuis la mi-longueur du scellement.





# 5. Fondations travaillant à la traction

## Résistance au soulèvement du massif d'ancrage

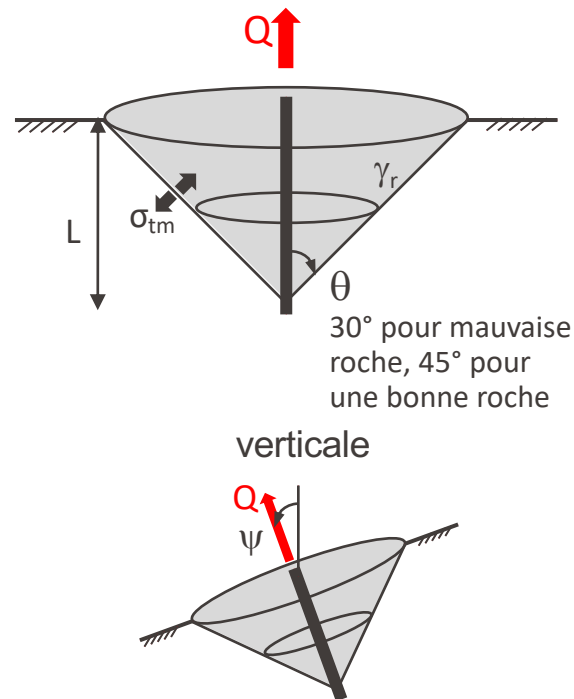
La résistance vis-à-vis du soulèvement comprend la contribution du poids propre du rocher  $W_c$  et la résistance du rocher le long du cône de rupture  $F_r$ .

$$W_c = \frac{1}{3} \cdot \gamma_r \cdot \pi \cdot L^3 \cdot \tan^2 \theta$$

$$F_r = \sigma_{tm} \cdot \pi \cdot L^2 / \cos^2 \theta$$

Résistance vis-à-vis du soulèvement:

$$Q = (F_r + W_c \cdot \cos \psi) / FS$$

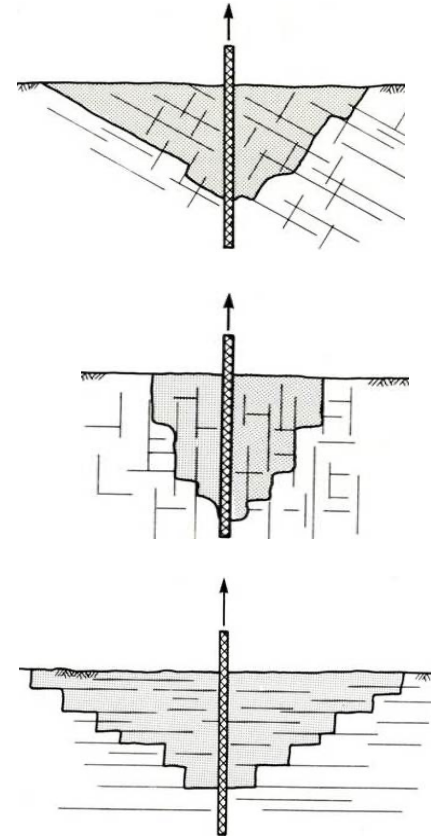


# 5. Fondations travaillant à la traction



## Résistance au soulèvement du massif d'ancrage

La résistance à l'arrachement d'un massif d'ancrage dépend du système de discontinuités. La géométrie et la taille du cône de rupture sont fortement influencées par le réseau de discontinuités. De plus, les fissures diminuent fortement la résistance à la traction du massif et dès lors la résistance au soulèvement du massif d'ancrage.



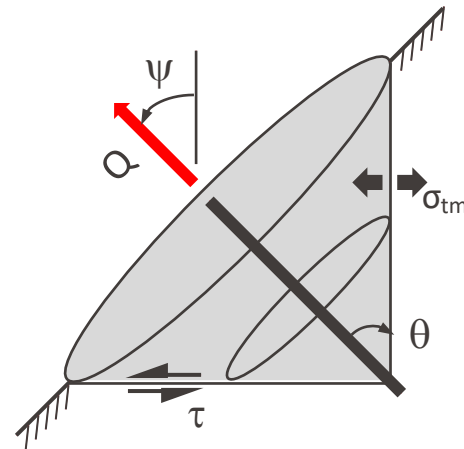
## 5. Fondations travaillant à la traction



### Ancrage fortement incliné

Quand  $\psi > (90 - \theta)$ , certaines régions situées en partie inférieure du cône sont sollicitées en cisaillement, alors que les autres le sont en traction.

Pour un bon rocher:  $\tau \gg \sigma_{tm}$



# 5. Fondations travaillant à la traction

## Autres conditions

Pour des ancrages dirigés vers le bas, la direction de la résultante du poids propre du cône doit être analysée. La moitié inférieure du cône est sollicitée en cisaillement.

En présence d'une nappe phréatique, le poids effectif du massif rocheux doit être pris en compte.

