

UE : Ouvrages Sous Sollicitations Dynamiques et Environnementales

Module : Actions de Neige et Vent

Module : Dynamique des structures

Module : Parasismique

**Module : Interaction Sol structure –Fondations et
Ouvrages souterrains**

Prof. Dashnor HOXHA

dashnor.hoxha@univ-orleans.fr

Plan

- **Problématique de l'interaction sol-structure**
- **Fondations en zone sismique**
- **Fondations profondes : Dimensionnement des groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion**
- **Ouvrages souterrains**
 - **Éléments de la mécanique des roches : propriétés, anisotropie, discontinuité, les différences avec les sols, classement des roches**
 - **Contraintes in situ : évaluation, mesures**
 - **Techniques de construction des ouvrages souterrains**
 - **Méthodes classiques**
 - **Tunneliers**
 - **Interaction revêtement – excavation**
 - **Principes de dimensionnement**
 - **Etat de contrainte isotrope**
 - **Etat de contrainte isotrope**

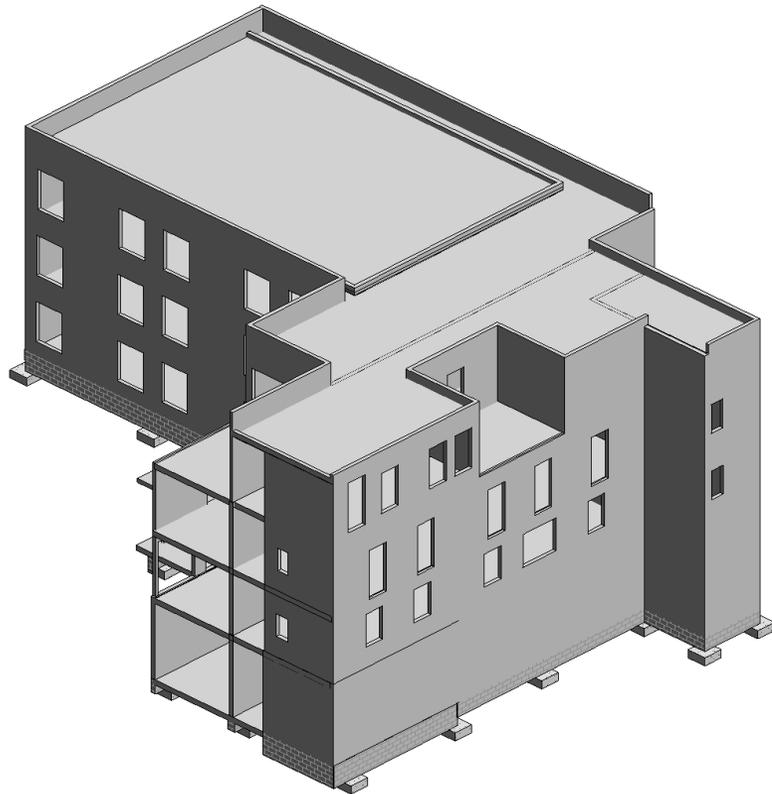
Plan

- **Problématique de l'interaction sol-structure**
- Fondations en zone sismique
- Fondations profondes : Dimensionnement des groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion
- **Ouvrages souterrains**
 - Éléments de la mécanique des roches : propriétés, anisotropie, discontinuité, les différences avec les sols, classement des roches
 - Contraintes in situ : évaluation, mesures
 - Techniques de construction des ouvrages souterrains
 - Méthodes classiques
 - Tunneliers
 - Interaction revêtement – excavation
 - Principes de dimensionnement
 - Etat de contrainte isotrope
 - Etat de contrainte isotrope

Bases théoriques de l'étude de l'interaction sol-structure

Références :

- 1 – Soil Structure Interaction : the real behaviour of structures (1989) Published by ISE, 117pg
- 2 – The Foundation Engineering Handbook, second edition (2014) Ed. CRC, Manjriker Gunaratne
- 3 – Soil Structure Interaction Ed. Elsevier. 1987, 357 pg.



- Conséquences de l'hypothèse d'une terre rigide
 - Efforts dynamique transmis à la structure incorrect
 - Sous-estimation des déplacements et tassement
 - La stabilité des structures non évaluée

Bases théoriques de l'étude de l'interaction sol-structure

Catégories de l'interaction sol-structure

1 – Structures qui sont supportées par le sol

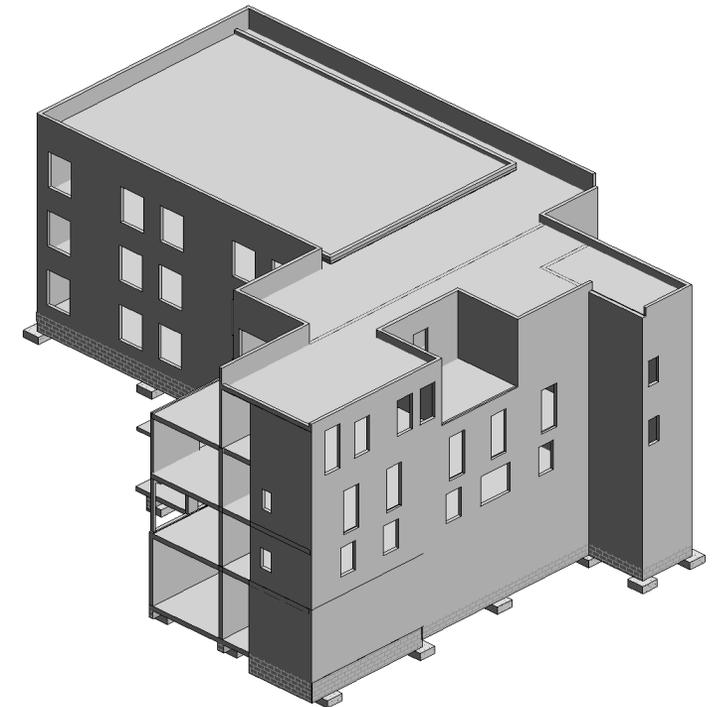
objectif principal : calculer correctement les déplacements/tassements

objectif secondaire : connaître la distribution des efforts dans la structure (plus compliqué à réaliser)

- structures flexibles
- structures rigides
- réservoirs

2 – Structures supportent la terre

Ouvrages souterrains , tunnels , murs de soutènement...

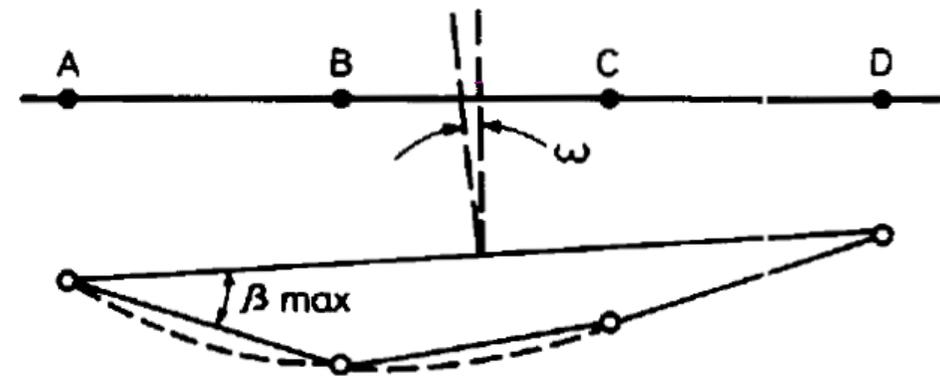
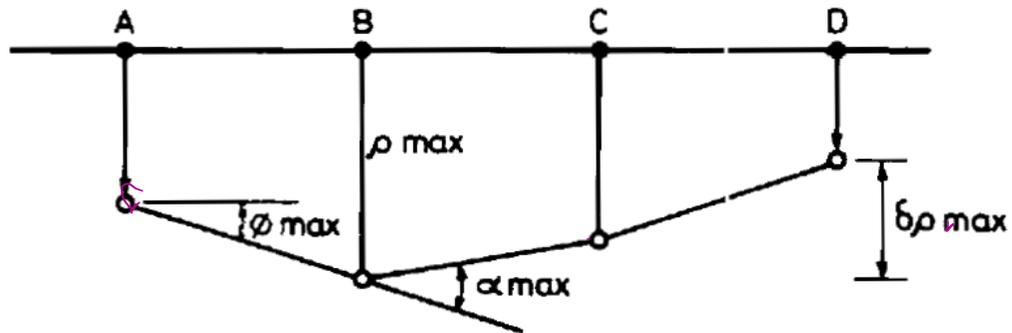
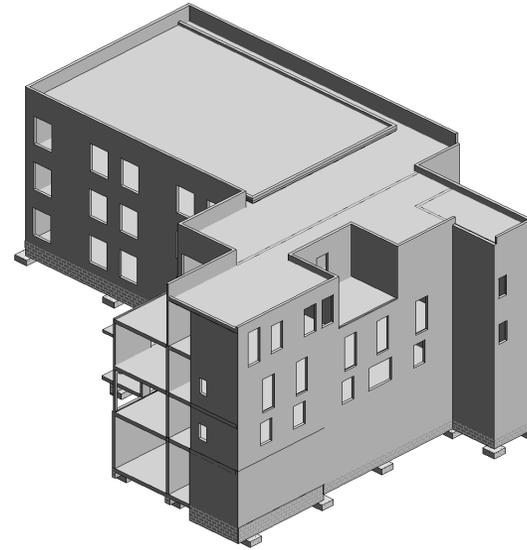


Problématique de l'interaction sol-structure

Catégories de l'interaction sol-structure

1 – Structures qui sont supportées par le sol

- premier problème : déplacement dimensionnement en ELS



Bases théoriques de l'étude de l'interaction sol-structure

Catégories de l'interaction sol-structure

1 – Structures qui sont supportées par le sol

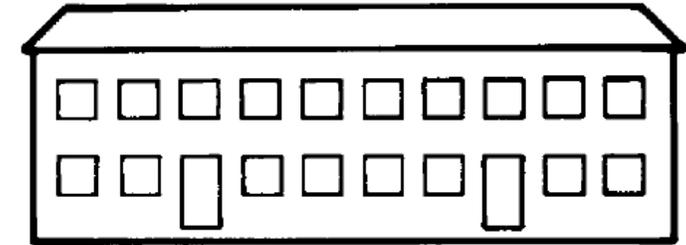
- premier problème : déplacement
dimensionnement en ELU et ELS

(Timoshenko)

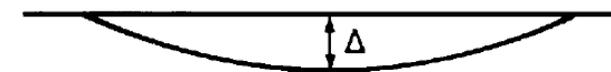
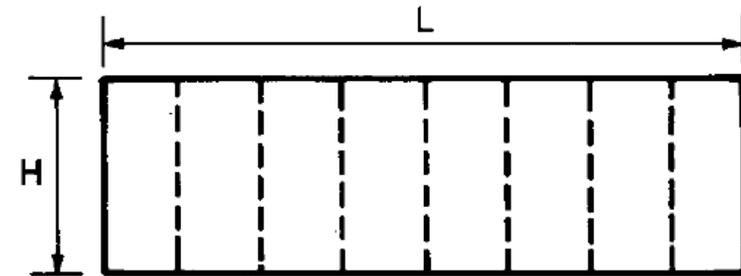
$$\Delta = \frac{P L^3}{48 EI} \left[1 + \frac{18}{L^2} \cdot \frac{I}{H} \cdot \frac{E}{G} \right]$$

$$\frac{\Delta}{L} = \epsilon_{b(\max)} \cdot \frac{L}{12y} \left[1 + \frac{18}{L^2} \cdot \frac{I}{H} \cdot \frac{E}{G} \right]$$

$$\frac{\Delta}{L} = \epsilon_{d(\max)} \left[1 + \frac{L^2}{18} \cdot \frac{H}{I} \cdot \frac{G}{E} \right]$$



Actual building



Deflected shape of soffit beam



Problématique de l'interaction sol-structure

Catégories de l'interaction sol-structure

1 – Structures qui sont supportées par le sol

- premier problème : déplacement
dimensionnement en ELU et ELS

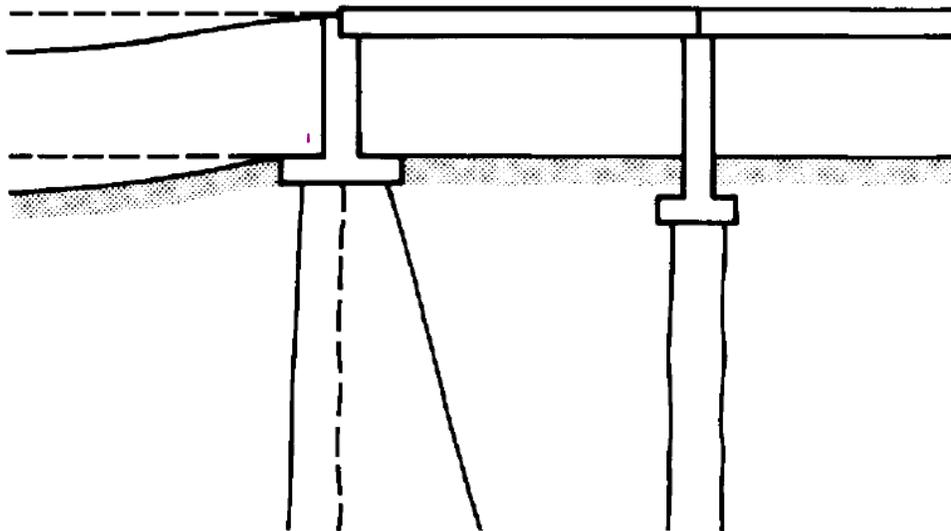
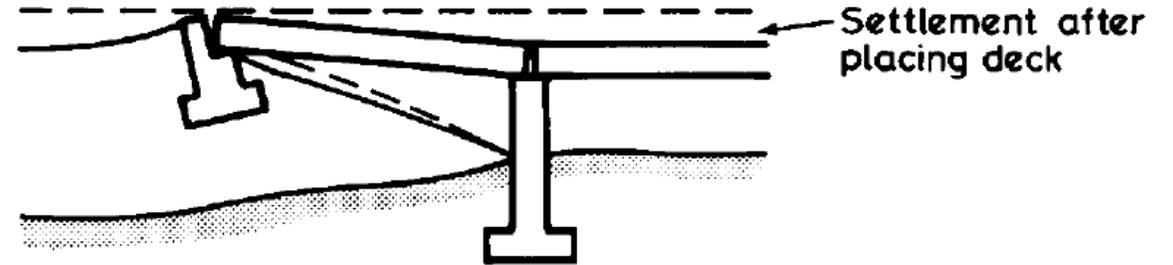
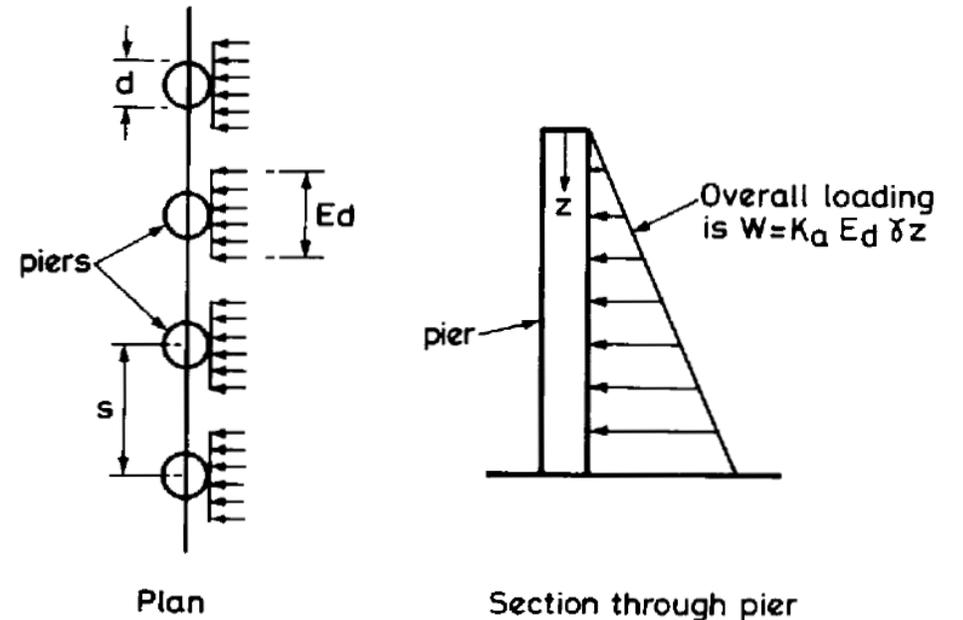


Fig. 11 Piled bridge abutment

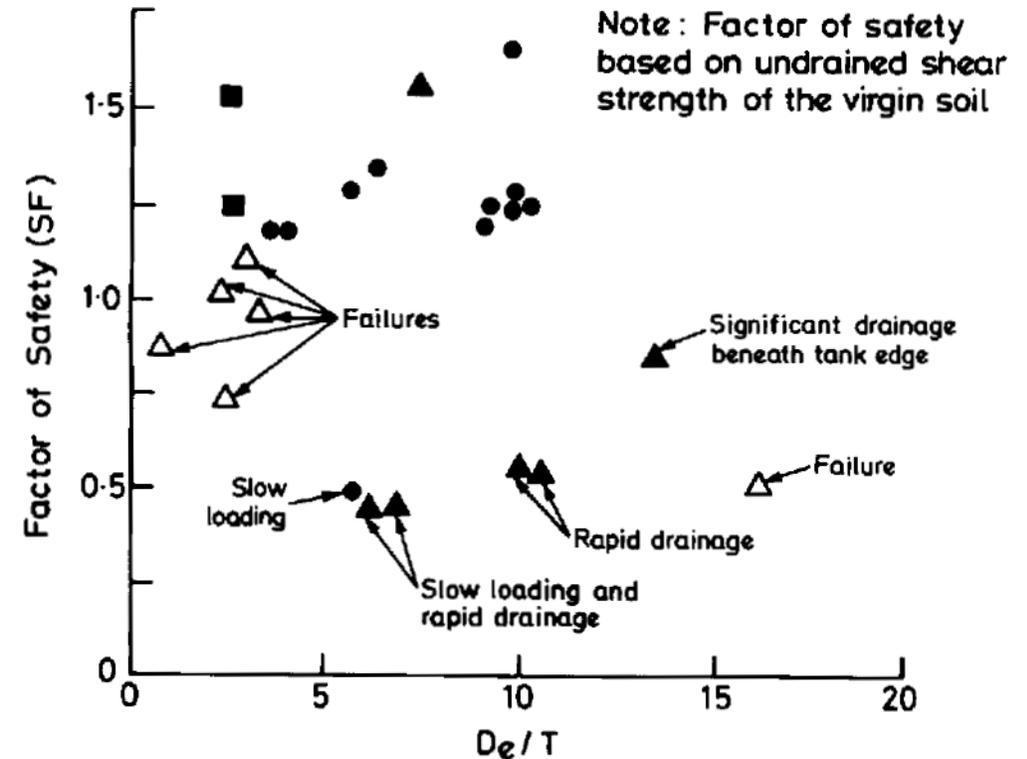
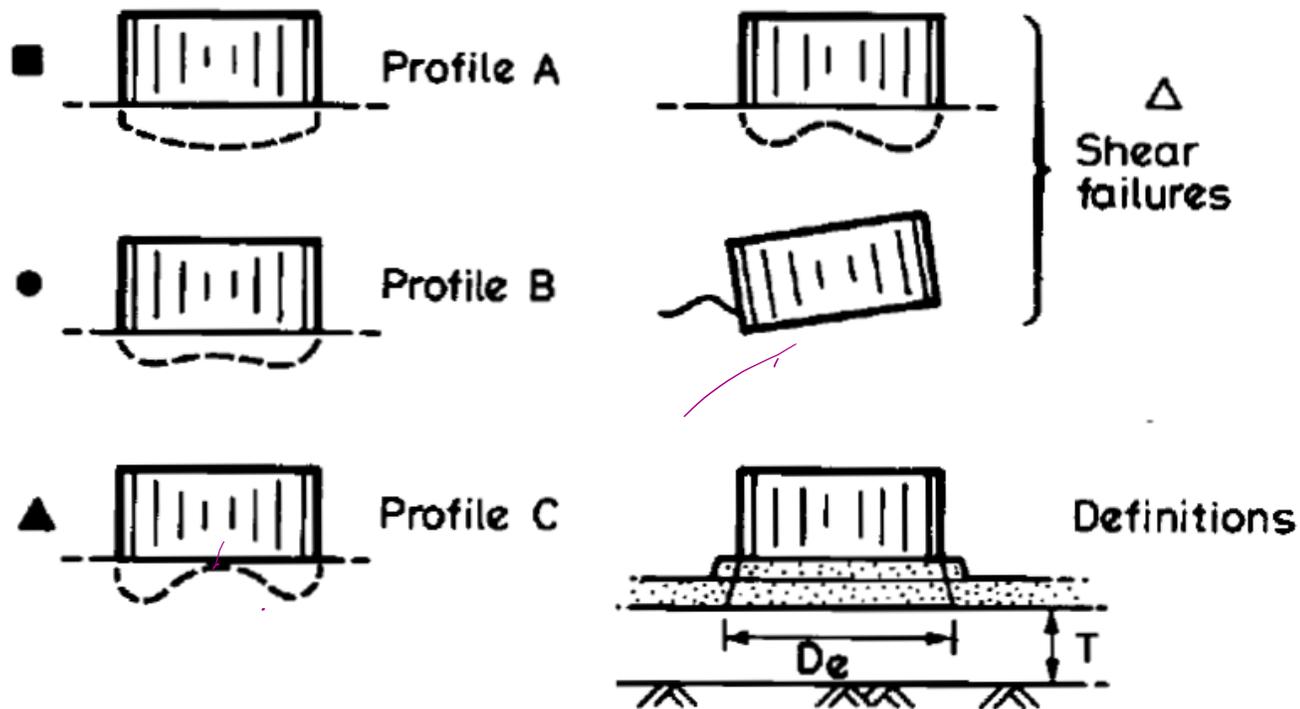


Problématique de l'interaction sol-structure

Catégories de l'interaction sol-structure

1 – Structures qui sont supportées par le sol

- premier problème : déplacement (réservoirs)
dimensionnement en ELU et ELS



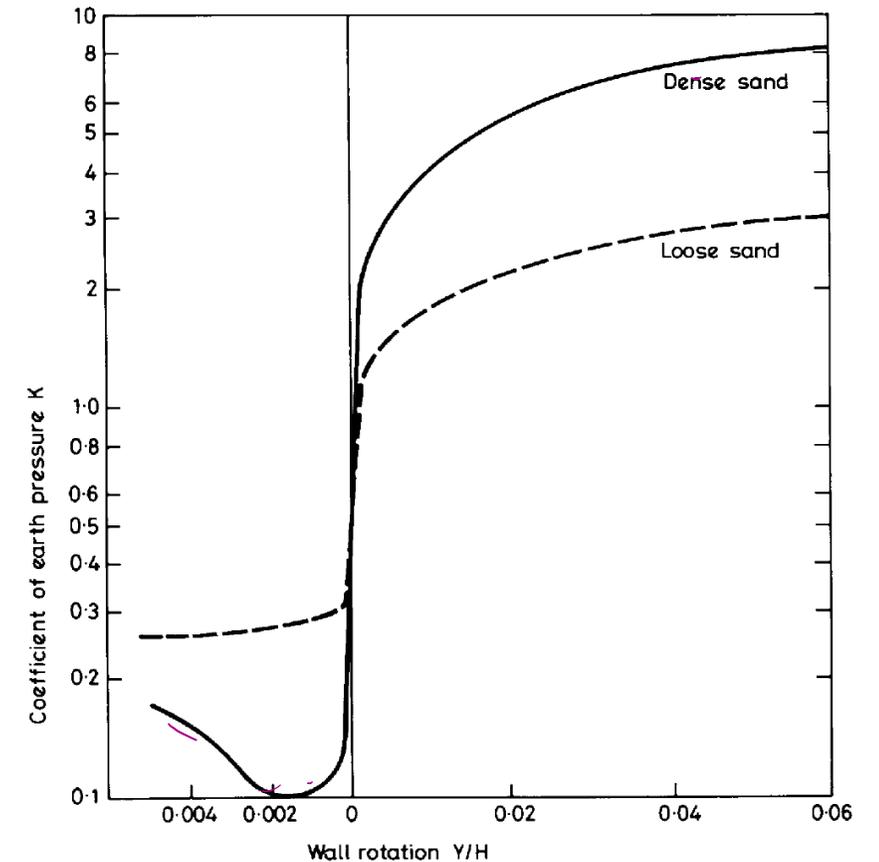
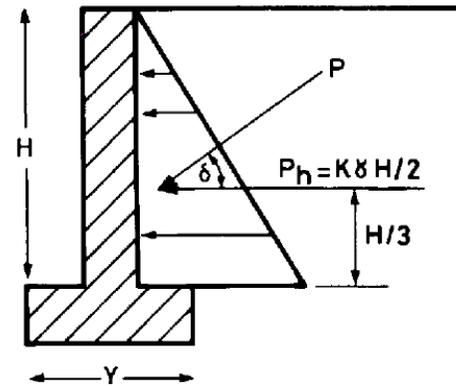
Problématique de l'interaction sol-structure

Catégories de l'interaction sol-structure

2 – Structures supportant la terre

Murs de soutènement

Rigide

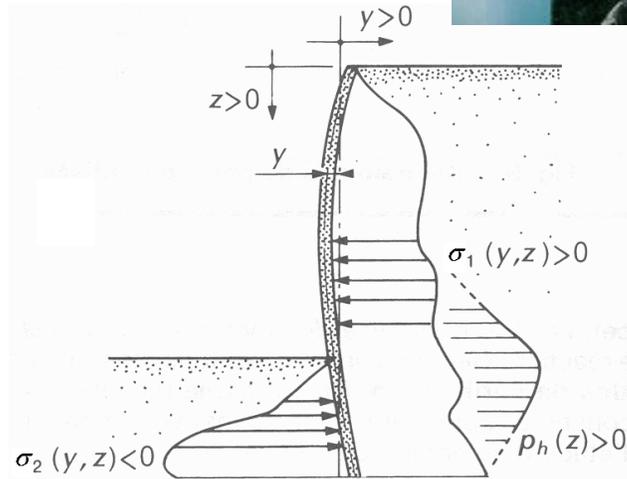


Problématique de l'interaction sol-structure

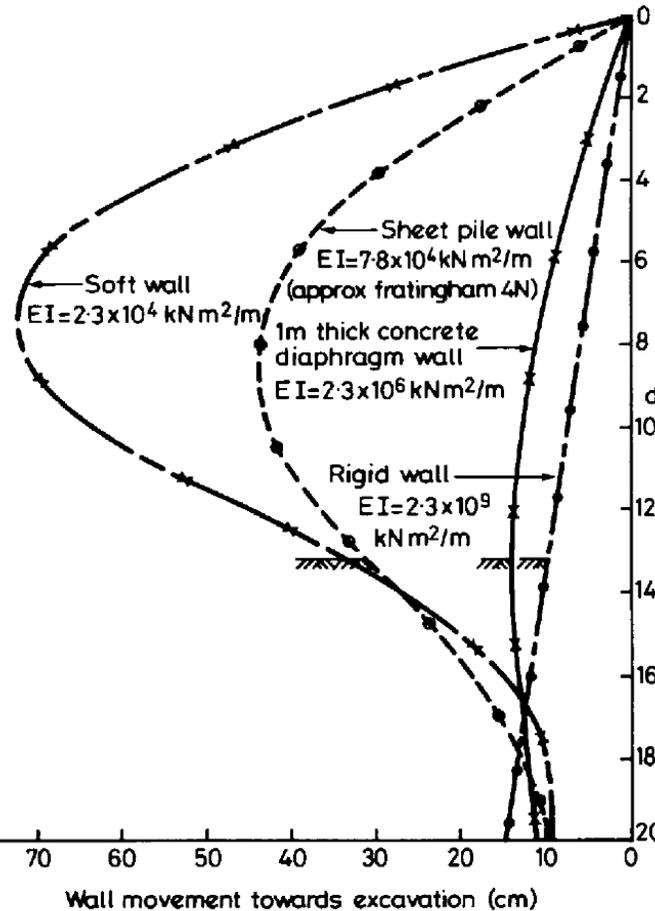
Catégories de l'interaction sol-structure

2 – Structures supportant la terre Murs de soutènement

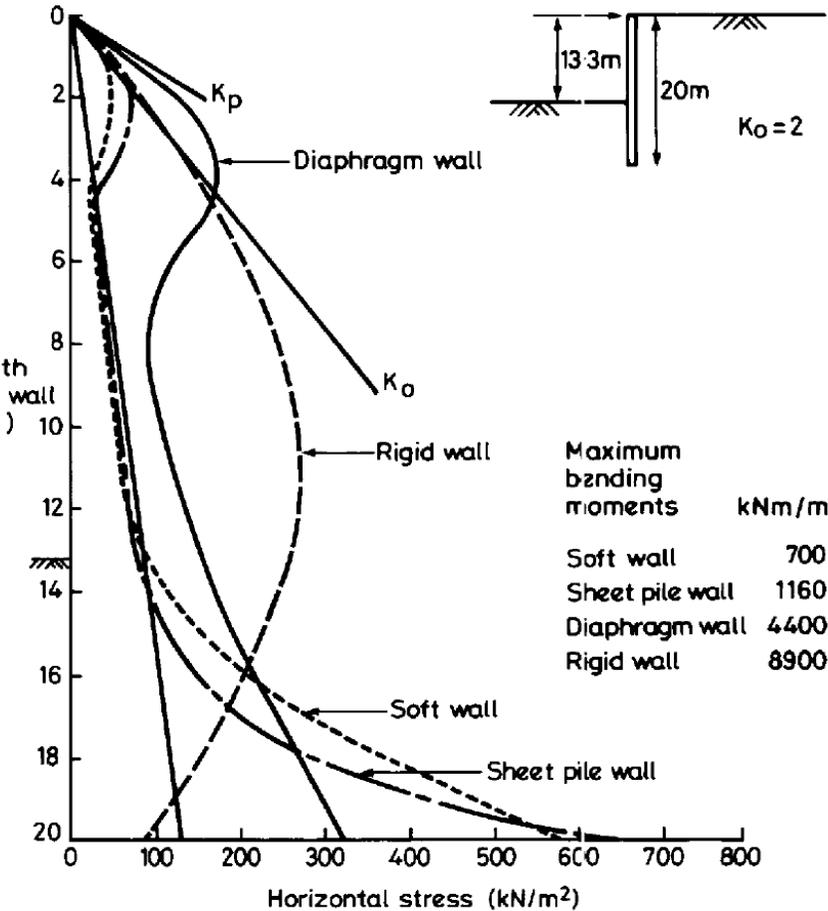
Souple



$\sigma_1(y, z) > 0$ pression du sol à droite de l'écran
 $\sigma_2(y, z) < 0$ pression du sol à gauche de l'écran
 $p_h(z) > 0$ pression hydraulique différentielle



(a) Wall displacements



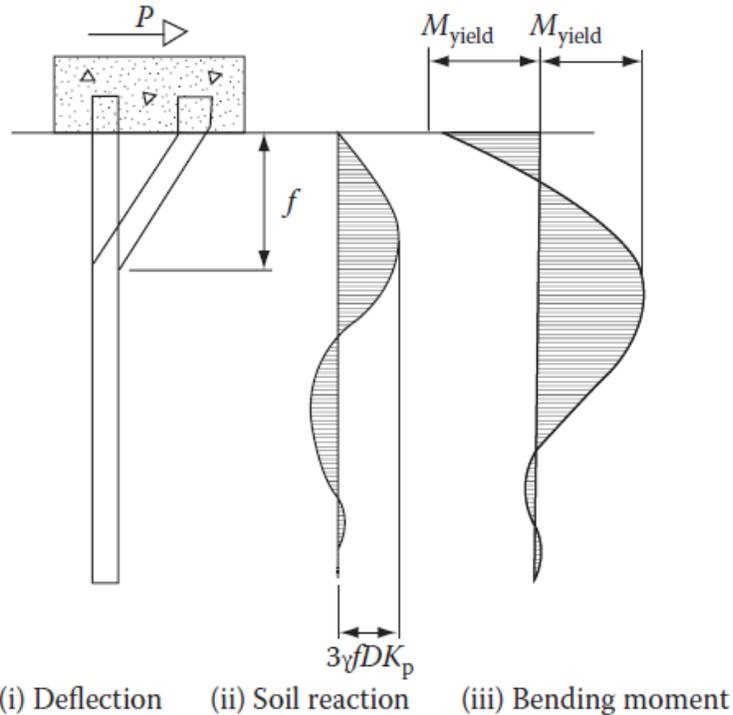
(b) Earth pressures down back of wall

Problématique de l'interaction sol-structure

Catégories de l'interaction sol-structure

2 – Structures supportant la terre : structures enfouies dans la terre

Pieux inclinés Pieux chargés latéralement



Ouvrages souterrains

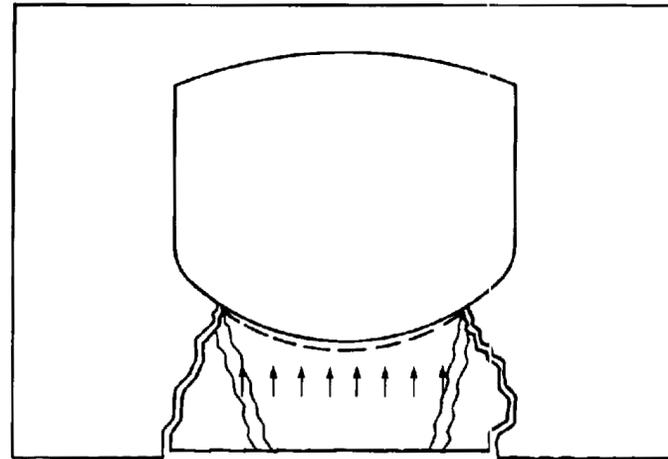
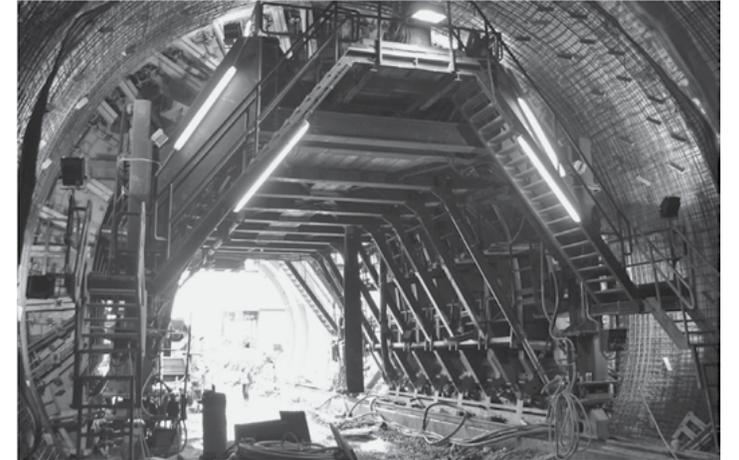


Fig. 58 Loosening loads on a shallow opening



Plan

- **Problématique de l'interaction sol-structure**
- **Fondations en zone sismique**
- **Fondations profondes : Dimensionnement des groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion**
- **Ouvrages souterrains**
 - **Éléments de la mécanique des roches : propriétés, anisotropie, discontinuité, les différences avec les sols, classement des roches**
 - **Contraintes in situ : évaluation, mesures**
 - **Techniques de construction des ouvrages souterrains**
 - **Méthodes classiques**
 - **Tunneliers**
 - **Interaction revêtement – excavation**
 - **Principes de dimensionnement**
 - **Etat de contrainte isotrope**
 - **Etat de contrainte isotrope**

Fondations en zone sismique

Eurocode 8

Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Prescriptions relatives au choix du site et aux sols de fondation

Evaluation du site «afin de s'assurer que les **dangers** potentiels de **rupture, d'instabilité des pentes, de liquéfaction, et de forte susceptibilité à la densification** soient minimisés en cas d'agression sismique

1. Proximité de failles sismiques actives

*« Les bâtiments de catégories d'importance II, III, IV définies dans l'EN 1998-1:2004, **4.2.5** ne doivent pas être construits à proximité immédiate de failles tectoniques reconnues comme étant sismiquement actives »*
dans les documents officiels

2. Stabilité des pentes : calcul de l'effort sismique, méthode pseudo statique tenant compte de l'effort horizontal et vertical

Fondations en zone sismique

Eurocode 8

Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Prescriptions relatives au choix du site et aux sols de fondation

Evaluation du site « ...afin de s'assurer que les **dangers** potentiels de **rupture, d'instabilité des pentes, de liquéfaction, et de forte susceptibilité à la densification** soient minimisés en cas d'agression sismique

3. Sols potentiellement liquéfiables

Evaluation de la susceptibilité à la liquéfaction exigée : lorsque le sol de fondation comprend des couches étendues ou des lentilles épaisses de sable lâche, au dessous du niveau de la nappe phréatique, et lorsque ce niveau est proche de la surface du sol.

Pour l'essai SPT, les valeurs mesurées de l'indice de pénétration N_{SPT} , exprimé en coups/30 cm, doivent être normalisées à une pression effective de référence de 100 kPa et à un rapport de l'énergie d'impact à l'énergie théorique de chute libre égal à 0,6. Pour des profondeurs inférieures à 3 m, il convient de réduire de 25 % les valeurs N_{SPT} mesurées

Fondations en zone sismique

Eurocode 8

Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Prescriptions relatives au choix du site et aux sols de fondation

Evaluation du site « ...afin de s'assurer que les **dangers** potentiels de **rupture, d'instabilité des pentes, de liquéfaction, et de forte susceptibilité à la densification** soient minimisés en cas d'agression sismique

Pour l'essai SPT, les valeurs mesurées de l'indice de pénétration N_{SPT} , exprimé en coups/30 cm, doivent être normalisées à une pression effective de référence de 100 kPa et à un rapport de l'énergie d'impact à l'énergie théorique de chute libre égal à 0,6. Pour des profondeurs inférieures à 3 m, il convient de réduire de 25 % les valeurs N_{SPT} mesurées

La normalisation relative aux effets de la surcharge due au terrain peut être effectuée en multipliant la valeur mesurée de N_{SPT} par le facteur $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, où σ'_{vo} (kPa) est la contrainte effective des terres agissant à la profondeur à laquelle la mesure SPT a été réalisée, cela au moment de sa réalisation. Le coefficient de normalisation $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ doit être compris entre 0,5 et 2

Fondations en zone sismique

Eurocode 8

Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

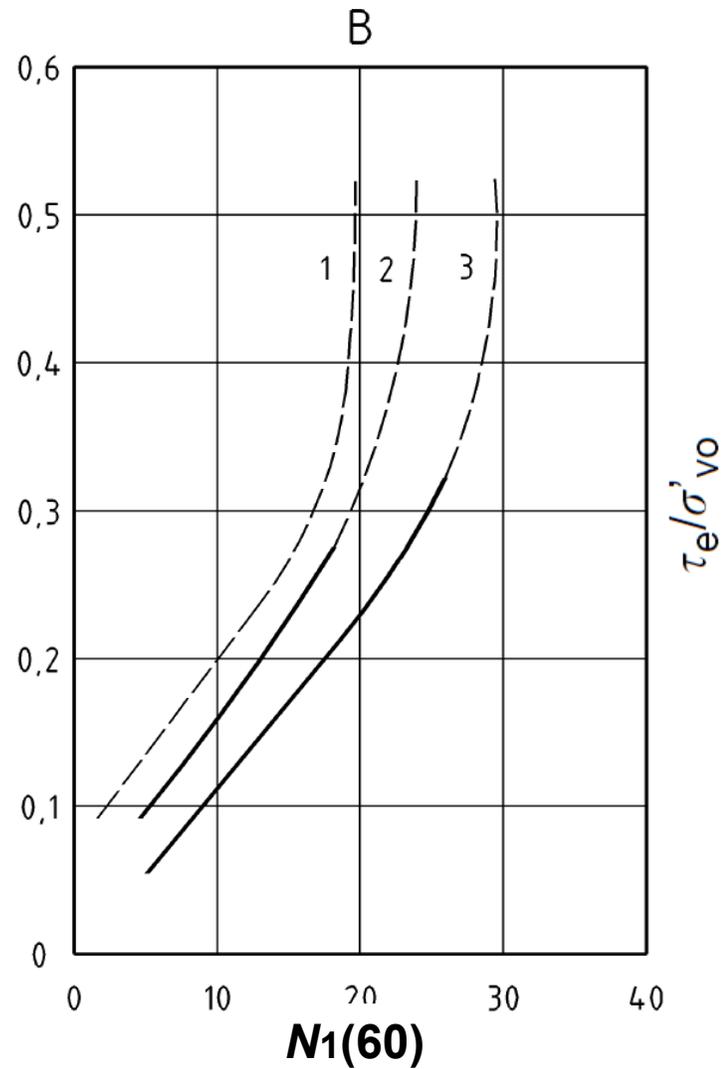
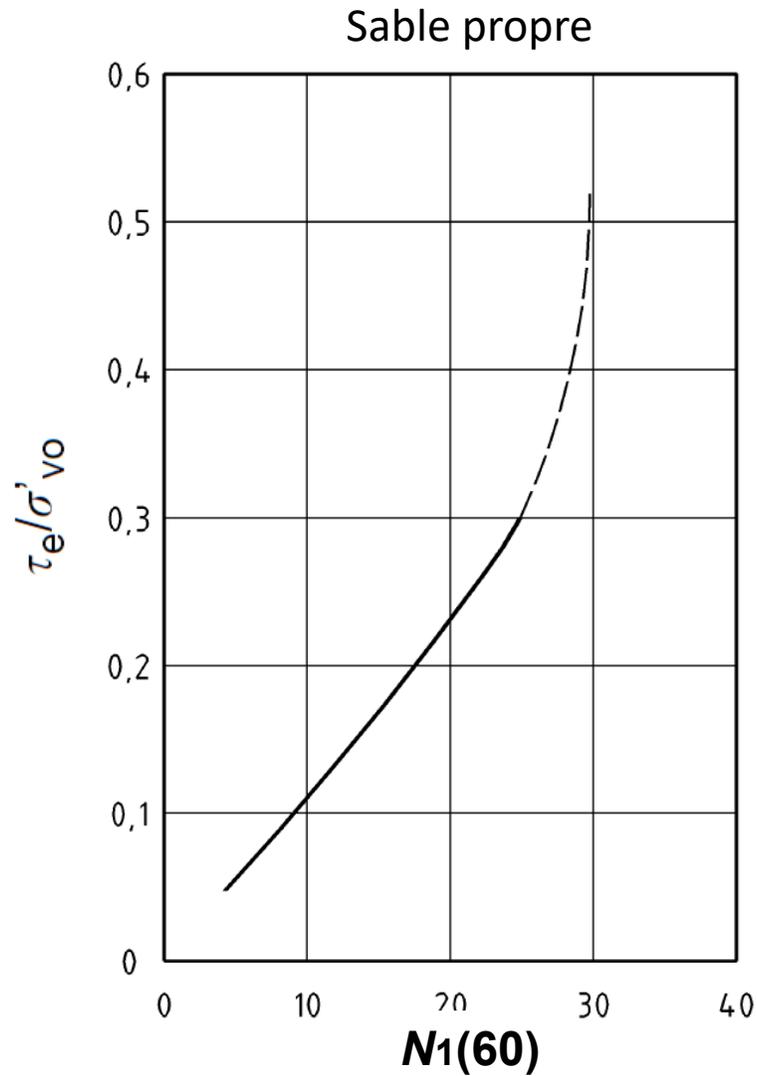
Prescriptions relatives au choix du site et aux sols de fondation

3. Sols potentiellement liquéfiables

« Des diagrammes empiriques de liquéfaction, illustrant l'approche par corrélation expérimentale dans des conditions de sol horizontal appliquée à différents types de mesure in situ, sont indiqués dans l'Annexe B. Dans cette approche, la contrainte de cisaillement sismique, τ_e , peut être évaluée à l'aide de l'expression simplifiée »

$$\tau_e = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{v0}$$

Cette expression ne doit pas être appliquée pour des profondeurs supérieures à 20 m.



B — sables silteux
 courbe 1 : 35 % de fines
 courbe 2 : 15 % de fines
 courbe 3 : < 5 % de fines

Relation entre les rapports de contrainte produisant la liquéfaction et les valeurs $N_1(60)$ pour des sables propres et silteux pour des séismes de magnitude $M_s = 7,5$

Fondations en zone sismique

Eurocode 8

Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Prescriptions relatives au choix du site et aux sols de fondation

3. Sols potentiellement liquéfiables

Il est permis de négliger le risque de liquéfaction lorsque $\alpha \cdot S < 0,15$ et lorsque, en même temps, une des conditions suivantes au moins est remplie :

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20 %, avec un indice de plasticité $PI > 10$;
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 35 % et, simultanément le nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie, $N_1(60) > 20$;
- les sables sont propres, avec la valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie $N_1(60) > 30$.

Fondations en zone sismique

Eurocode 8

Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Prescriptions relatives au choix du site et aux sols de fondation

3 Tassements excessifs des sols sous charges cycliques

Des tassements excessifs peuvent également se produire dans des argiles très molles, par suite de la dégradation cyclique de leur résistance au cisaillement sous l'effet de sollicitations sismiques de longue durée.

Il convient d'évaluer le potentiel de densification et de tassement des sols décrits ci-avant au moyen de méthodes existantes d'ingénierie géotechnique, en ayant recours, si nécessaire, à des essais statiques et cycliques appropriés en laboratoire, effectués sur des échantillons représentatifs du sol étudié.

Si les tassements causés par la densification ou par la dégradation cyclique paraissent en mesure d'affecter la stabilité des fondations, il convient d'envisager la possibilité d'amélioration du sol

Fondations en zone sismique

Eurocode 8

Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Prescriptions relatives au choix du site et aux sols de fondation

4. Variation de la rigidité et de l'amortissement du sol en fonction de l'amplitude de déformation

La différence entre les valeurs de v_s à faibles déformations, telles que celles mesurées dans des essais in situ, et les valeurs correspondant aux niveaux de déformation induits par le séisme de calcul, doit être prise en compte dans tous les calculs utilisant les propriétés dynamiques du sol dans des conditions stables

Tableau 4.1 — Coefficients moyens d'amortissement de sol et coefficients de réduction moyens (\pm un écart-type) pour la vitesse v_s des ondes de cisaillement et pour le module de cisaillement G , jusqu'à une profondeur de 20 m

Rapport d'accélération du sol, $\alpha \cdot S$	Coefficient d'amortissement max.	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90 ($\pm 0,07$)	0,80 ($\pm 0,10$)
0,20	0,06	0,70 ($\pm 0,15$)	0,50 ($\pm 0,20$)
0,30	0,10	0,60 ($\pm 0,15$)	0,36 ($\pm 0,20$)

Fondations en zone sismique

Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Systeme de fondation

1. Règles de conception et de dimensionnement

- a) La fondation doit être suffisamment rigide pour transmettre au sol, de manière uniforme, les actions localisées reçues de la superstructure
- b) Les effets des déplacements horizontaux relatifs entre les éléments verticaux doivent être pris en compte dans le choix de la rigidité de la fondation dans son plan horizontal.
- c) Si une décroissance de l'amplitude du mouvement sismique avec la profondeur est prise en compte, cette hypothèse doit être justifiée par une étude appropriée, et en aucun cas elle ne peut correspondre à un pic d'accélération inférieur à une fraction p donnée du produit $\alpha \cdot S$ à la surface du sol.
Valeur recommandée $p=0.65$

Fondations en zone sismique

Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Systeme de fondation

1. Règles de conception et de dimensionnement

(2)P *Force horizontale*. L'effort tranchant horizontal de calcul V_{Ed} doit être transmis par les mécanismes suivants :

- a) par l'intermédiaire d'une valeur de calcul de la force de frottement F_{Rd} entre la base horizontale d'une semelle ou d'une dalle de fondation et le sol
- b) par l'intermédiaire d'une valeur de calcul de la force de frottement entre les faces verticales de la fondation et le sol ;
- c) par l'intermédiaire d'une valeur de calcul de la butée des terres sur les faces de la fondation,

(3)P Une combinaison de la force de frottement avec jusqu'à 30 % de la résistance découlant de la mobilisation de la butée passive totale des terres doit être autorisée.

Fondations en zone sismique

Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Système de fondation

1. Règles de conception et de dimensionnement

(Effort normal et moment fléchissant. Un effort normal de calcul, N_{Ed} , calculé de façon appropriée et le moment de flexion M_{Ed} doivent être transmis au sol au moyen d'un ou d'une combinaison des mécanismes suivants :

- a) par la valeur de calcul des composantes verticales résistantes agissant sur la base de la fondation ;
- b) par la valeur de calcul des moments fléchissants engendrés par la force de frottement horizontal de calcul entre les parois des éléments de fondations profondes (pieux, caissons) et le sol,
- c) par la valeur de calcul des forces de frottement verticales de calcul entre les parois des éléments de fondation enterrées et de fondations profondes (pieux, puits et caissons) et le sol.

Fondations en zone sismique

Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Système de fondation

2. Règles de justification

Rupture par glissement. Dans le cas de fondations dont la base est située au-dessus du niveau de la nappe phréatique, ce type de rupture doit être empêché par la force de frottement et par la pression latérale des terres.

(3) En l'absence d'études plus spécifiques, la force de frottement de calcul F_{Rd} pour les semelles situées au dessus du niveau de la nappe phréatique peut être calculée d'après l'expression suivante :

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M}$$

Pour prévenir toute rupture par glissement sur une base horizontale, l'expression suivante doit être satisfaite

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd}$$

Fondations en zone sismique

Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Système de fondation

2. Règles de justification

Rupture par perte de capacité portante .

Sols purement cohérents.

$$N_{\max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B$$

c est la résistance au cisaillement non drainé du sol, c_u , pour les sols cohérents, ou la résistance au cisaillement cyclique non drainée, $s_{cy,u}$, pour les sols sans cohésion

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}}$$

$$0 < \bar{N} \leq 1 \quad , \quad |\bar{V}| \leq 1$$

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

Fondations en zone sismique

Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Système de fondation

2. Règles de justification

Rupture par perte de capacité portante .

Sols purement frottants.

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 + \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma$$

a_v est l'accélération verticale du sol, qui peut être prise égale à $0,5 a_g \cdot S$

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d}$$

$$0 < \bar{N} \leq \left(1 - m \bar{F} \right)^{k'}$$

$$\frac{(1 - e \bar{F})^{c_T} (\beta \bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[\left(1 - m \bar{F}^{k'} \right) - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f \bar{F})^{c'_M} (\gamma \bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[\left(1 - m \bar{F}^{k'} \right) - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

Fondations en zone sismique

Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

Rupture par perte de capacité portante .

Tableau F.1 — Valeurs des paramètres numériques utilisés dans l'expression (F.1)

	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
<i>a</i>	0,70	0,92
<i>b</i>	1,29	1,25
<i>c</i>	2,14	0,92
<i>d</i>	1,81	1,25
<i>e</i>	0,21	0,41
<i>f</i>	0,44	0,32
<i>m</i>	0,21	0,96
<i>k</i>	1,22	1,00
<i>k'</i>	1,00	0,39
<i>c_T</i>	2,00	1,14
<i>c_M</i>	2,00	1,01
<i>c'_M</i>	1,00	1,01
<i>β</i>	2,57	2,90
<i>γ</i>	1,85	2,80

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

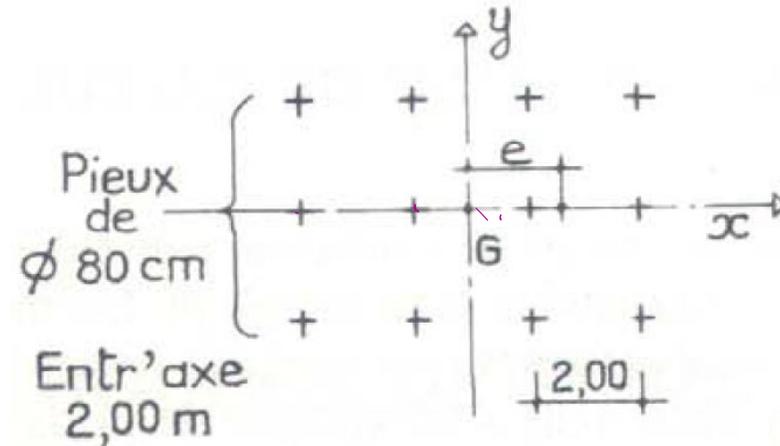
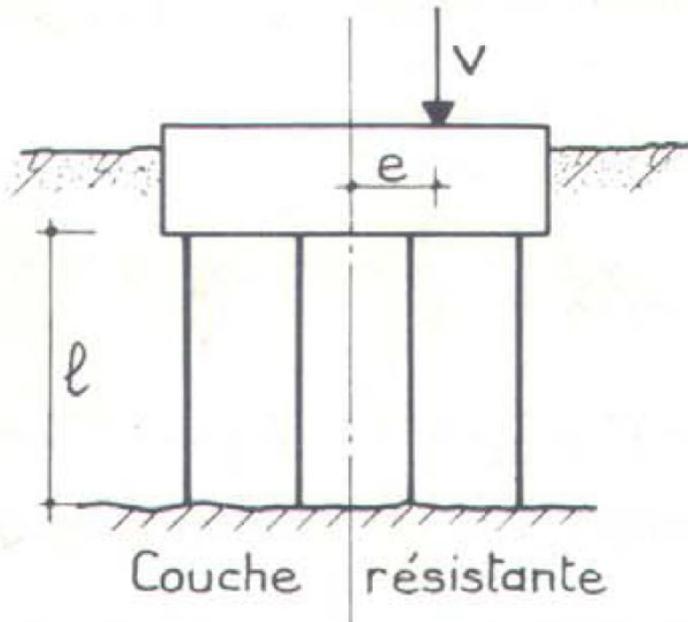
Dans les situations les plus courantes, F peut être pris égal à 0 pour les sols cohérents. Pour les sols sans cohésion, F peut être négligé si $a_g \cdot S < 0,1 g$ (c'est-à-dire si $a_g \cdot S < 0,98 \text{ m/s}^2$).

Plan

- **Problématique de l'interaction sol-structure**
- **Fondations en zone sismique**
- **Fondations profondes : Dimensionnement des groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion**
- **Ouvrages souterrains**
 - Éléments de la mécanique des roches : propriétés, anisotropie, discontinuité, les différences avec les sols, classement des roches
 - Contraintes in situ : évaluation, mesures
 - Techniques de construction des ouvrages souterrains
 - Méthodes classiques
 - Tunneliers
 - Interaction revêtement – excavation
 - Principes de dimensionnement
 - Etat de contrainte isotrope
 - Etat de contrainte isotrope

Groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion

Distribution des charges dans un groupe de pieux verticaux



$$S = \sum_i^i S_i$$

$$I = \sum_i^i x_i^2 S_i$$

$$\sigma_i = V \left[\frac{1}{n S_i} \pm \frac{e x_i}{\sum_i^i x_i^2 S_i} \right]$$

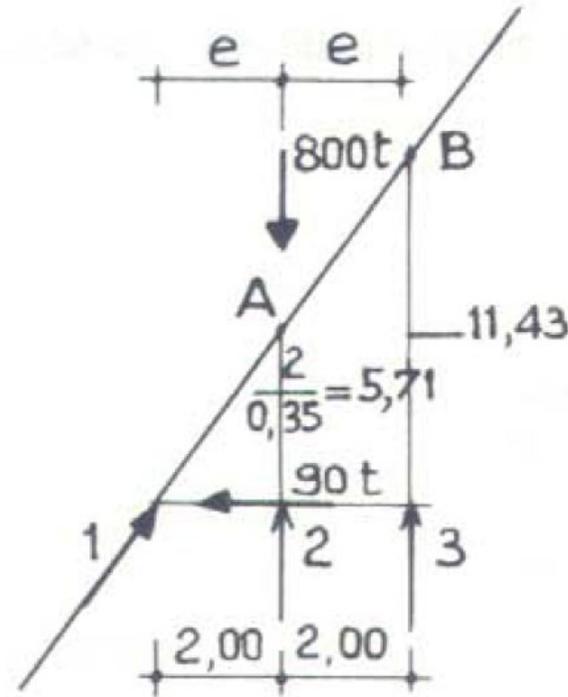
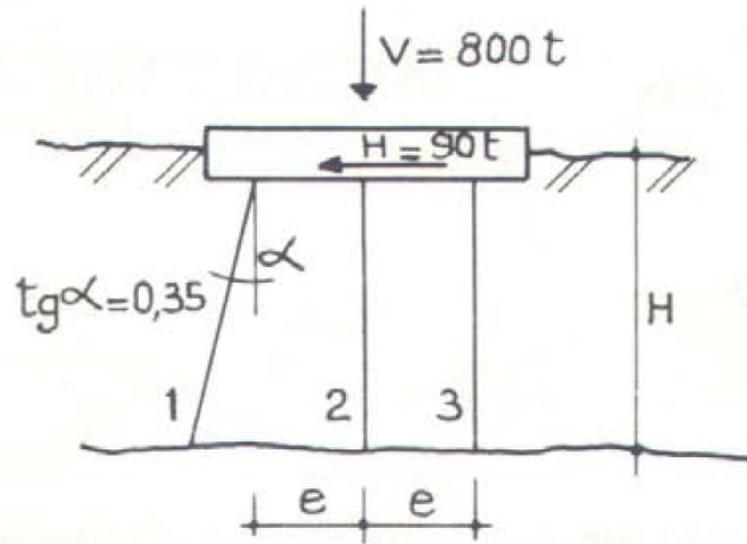
$$F_i = \sigma_i S_i = V \left[\frac{1}{n} \pm \frac{e x_i}{\sum_i^i x_i^2} \right]$$

S_i est la rigidité d'un pieu

Pour des pieux de même conception (matériau) S_i représenterait l'aire de la section du pieu « i »

Groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion

Distribution des charges dans un groupe de pieux contenant un pieux incliné



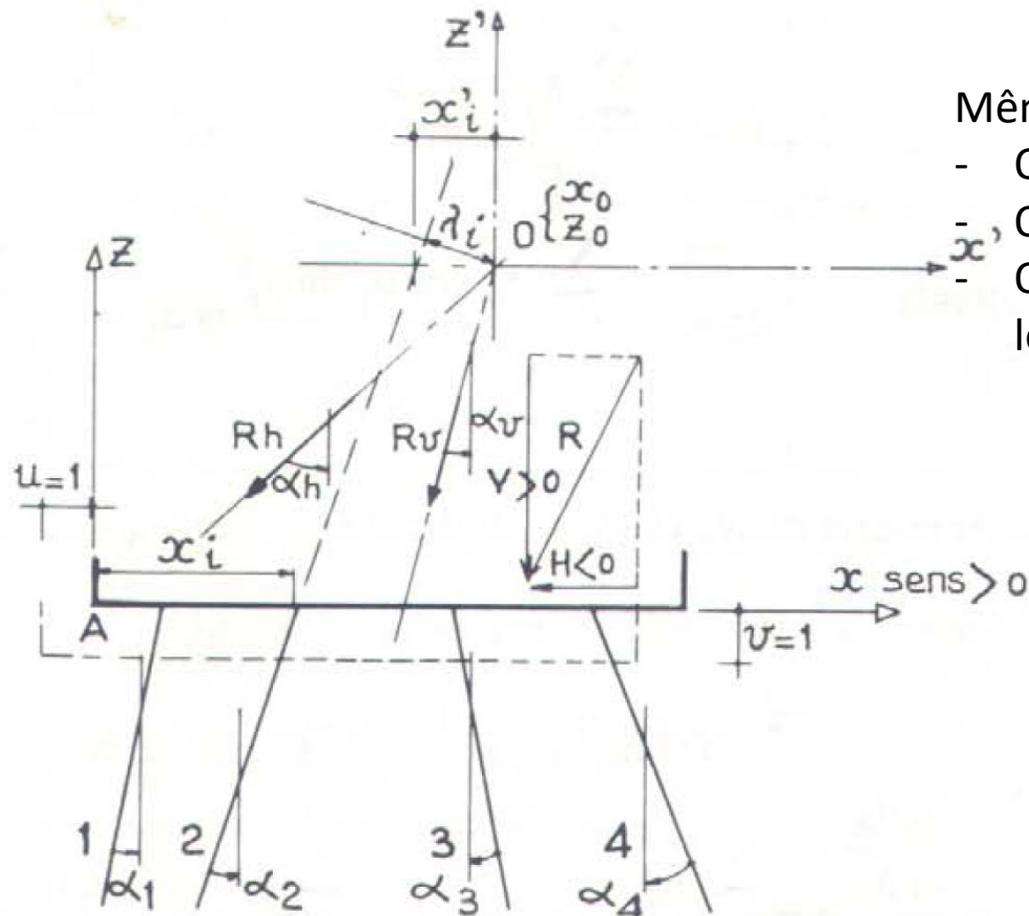
Groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion

Distribution des charges dans un groupe de pieux contenant plusieurs pieux inclinés

Calcul analytique par la méthode de Nökkventved

Groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion

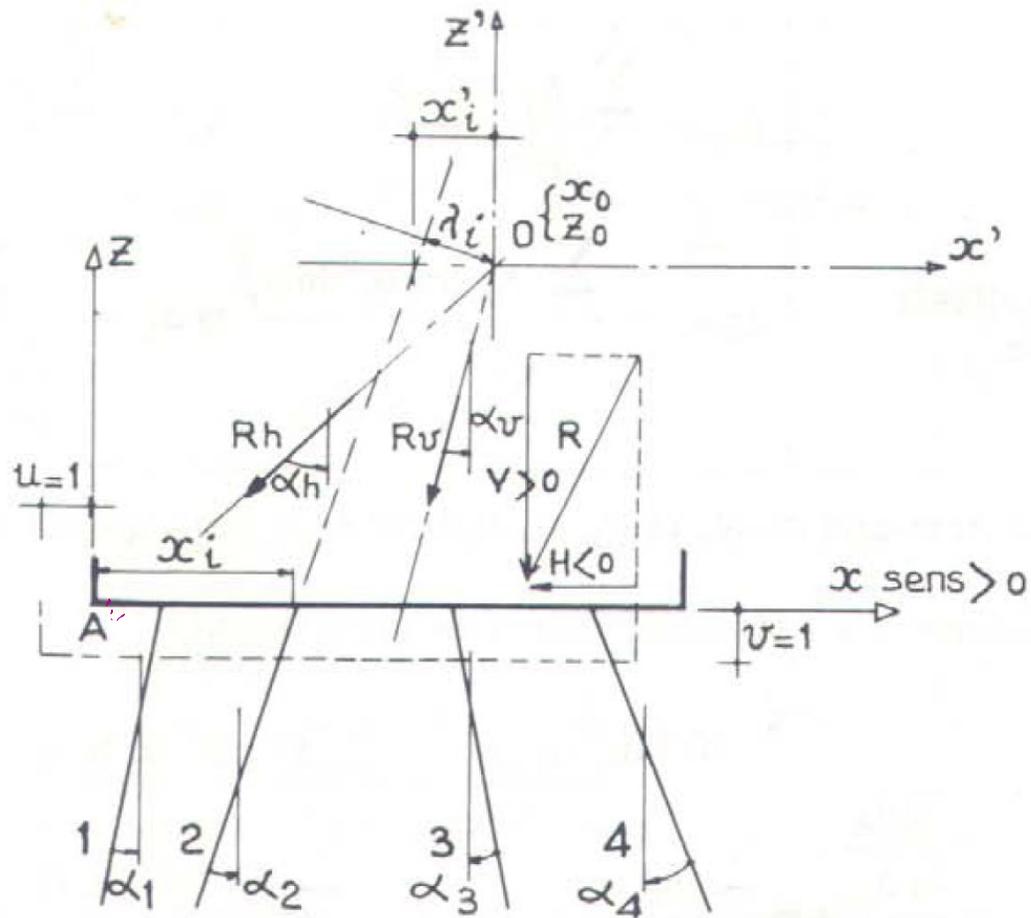
Distribution des charges dans un groupe de pieux contenant un pieux incliné



Même principe que pour le cas d'un seul pieux incliné

- On fait subir un déplacement unitaire : on récupère R_h
- On fait subir un déplacement vertical on récupère R_v
- On transpose en O (point d'intersection de ces deux résultants les efforts réelles de la fondation

Déplacement unitaire	$v = 1$	$u = 1$
Effort dans un pieu	$P_i = K_i \cos \alpha_i$	$P_i = K_i \sin \alpha_i$
Composant verticale	$P_{iv} = K_i \cos^2 \alpha_i$	$P_{iv} = K_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i$
Composant horizontale	$P_{ih} = K_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i$	$P_{ih} = K_i \sin^2 \alpha_i$
Résultante	$R_v = \frac{\sum_i K_i \cos^2 \alpha_i}{\cos \alpha_v}$	$R_h = \frac{\sum_i K_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i}{\cos \alpha_h}$
Angle de la résultante avec la verticale.	$\text{tg } \alpha_v = \frac{\sum_i K_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i}{\sum_i K_i \cos^2 \alpha_i}$	$\text{tg } \alpha_h = \frac{\sum_i K_i \sin^2 \alpha_i}{\sum_i K_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i}$



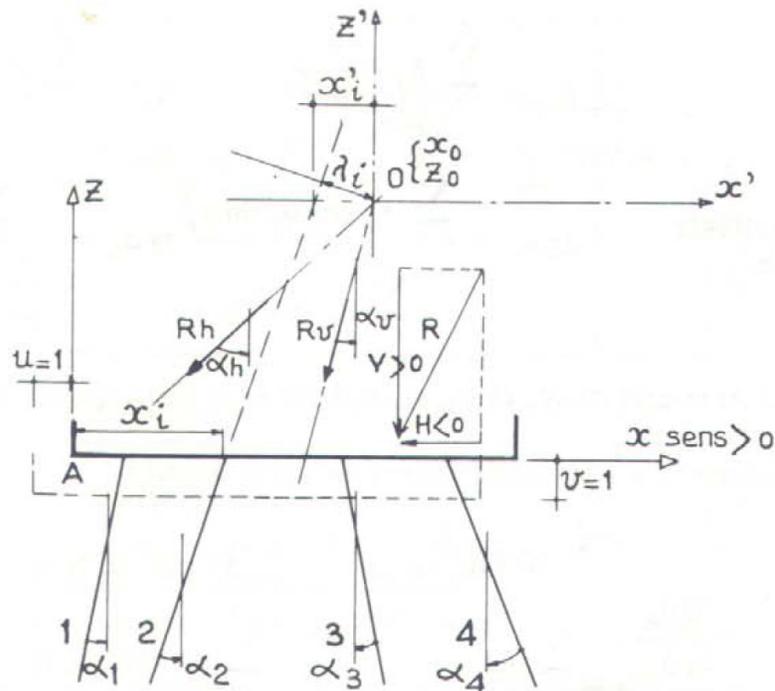
Même principe que pour le cas d'un seul pieux incliné

- On fait subir un déplacement unitaire : on récupère R_h
- On fait subir un déplacement vertical on récupère R_v
- On transpose en O (point d'intersection de ces deux résultants les efforts réelles de la fondation)

Coordonnées du point O

$$X_0 = \frac{\frac{\sum_{i=1}^i K_i \cos^2 \alpha_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^i K_i \cos^2 \alpha_i} - \frac{\sum_{i=1}^i K_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \alpha_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^i K_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \alpha_i}}{\operatorname{tg} \alpha_h - 1} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha_h}{\operatorname{tg} \alpha_v}$$

$$Z_0 = \frac{\frac{\sum_{i=1}^i K_i \cos^2 \alpha_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^i K_i \cos^2 \alpha_i} - \frac{\sum_{i=1}^i K_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \alpha_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^i K_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \alpha_i}}{\operatorname{tg} \alpha_h - \operatorname{tg} \alpha_v}$$



Pour connaître la prise de chargements du à un moment
On applique un moment autour de 0 et on calcul les forces résultants sur
chaque pieux

Le résultat
final :

$$P_i = K_i \cos \alpha_i \left[\frac{V}{\sum_i K_i \cos^2 \alpha_i} \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha_h - \operatorname{tg} \alpha_i}{\operatorname{tg} \alpha_h - \operatorname{tg} \alpha_v} + \frac{H}{\sum_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \alpha_i} - \frac{\operatorname{tg} \alpha_i - \operatorname{tg} \alpha_v}{\operatorname{tg} \alpha_h - \operatorname{tg} \alpha_v} + \frac{M x'_i}{I_0} \right]$$

Pour des pieux inclinés et verticaux de
même diamètre et parallèle

$$P_{\text{vert.}} = \frac{V}{n_v} - \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} - \frac{V}{n_v} + \frac{M x'_i}{I_0}$$

$$P_{\text{incliné}} = \frac{H}{n_i} \cdot \frac{1}{\sin \alpha_i} + \frac{M x'_i}{I_0} \cos \alpha_i$$

Pour des pieux du même diamètre

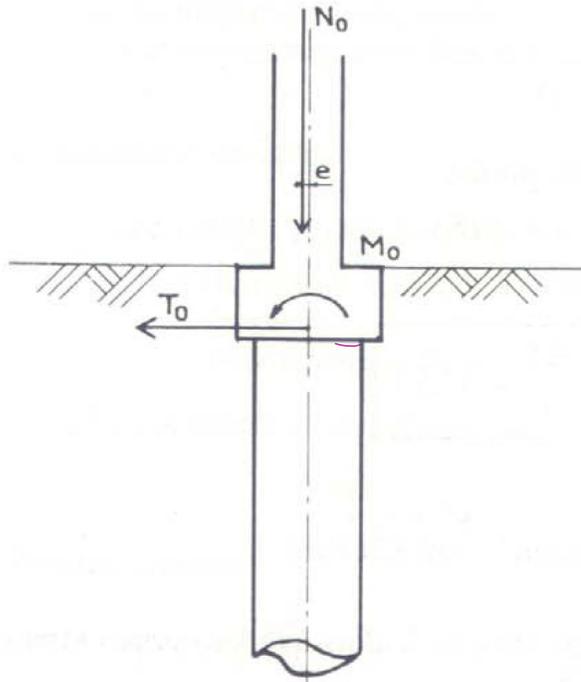
$$P_i = \cos \alpha_i \left[\frac{V}{\sum_i \cos^2 \alpha_i} + \frac{H \operatorname{tg} \alpha_i}{\sum_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{tg} \alpha_i} + \frac{M x'_i}{I_0} \right]$$

Pieux chargés latéralement

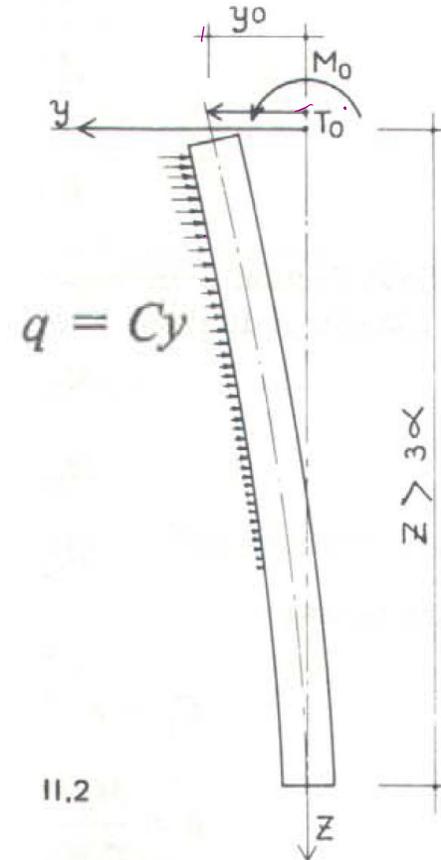
Situation de dimensionnement

Pieux qui reçoit

- un chargement excentré
- Un effort horizontal
- Un moment flechissant



Modèle : Poutre continue



- Chargée dans une extrémité
- Encastrée à partir d'une certaine profondeur
- Chargée dans sa longueur par une force qui est proportionnel au déplacement

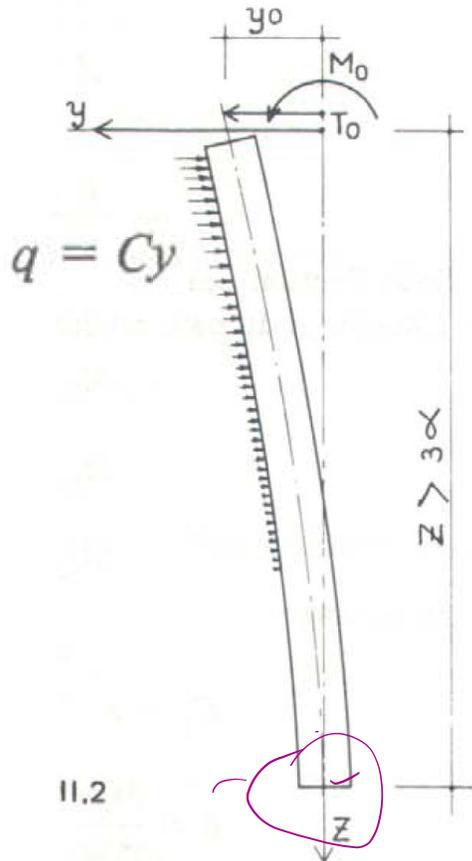
$$q = Cy$$

Pieux chargés latéralement

Si on connaît le module d'élasticité E du sol on peut approximativement évaluer C de la façon suivante

$$C = \frac{E}{f \sqrt{S}}$$

E : Module d'élasticité du sol (t/m^2) S : Surface de la fondation en m^2
 $f=0.4$: coefficient sans dimension dépendant de la surface du sol



Nature du sol	C (t/m^3)
1 terrain légèrement tourbeux et marécageux	500- 1 000
2 terrain essentiellement tourbeux et marécageux	1 000- 1 500
3 sable fin	1 000- 1 500
4 remblais d'humus, sable et gravier	1 000- 2 000
5 sol argileux détrempé	2 000- 3 000
6 sol argileux humide	4 000- 5 000
7 sol argileux sec	6 000- 8 000
8 sol argileux très sec	10 000
9 terrain compacté contenant de l'humus du sable et peu de pierres	8 000-10 000
10 même nature que ci-dessus avec beaucoup de pierres	10 000-12 000
11 gravier fin et beaucoup de sable fin	8 000-10 000
12 gravier moyen et sable fin	10 000-12 000
13 gravier moyen et sable grossier	12 000-15 000
14 gros gravier et sable grossier	15 000-20 000
15 gros gravier et peu de sable	15 000-20 000
16 gros gravier et peu de sable mais très compacté	20 000-25 000

Pieux chargés latéralement

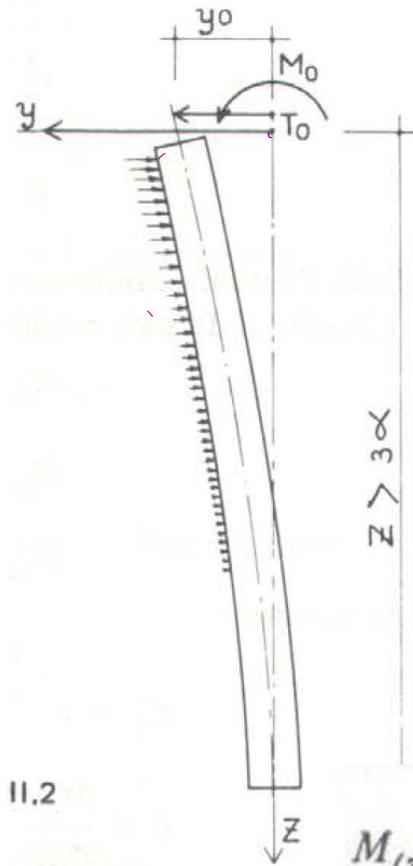
- Le comportement d'un élément flexible : l'équation différentielle linéaire du quatrième ordre

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + C b y = 0$$

On pose $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cb}}$ ($\alpha =$ longueur élastique.)

La partie du pieu située à la profondeur $Z > 3 \alpha$ n'est quasiment pas sollicitée à la flexion due à l'effort horizontal en tête et aux moments de flexion le déplacement étant à peu près nul.

Pieux chargés latéralement



Le moment de flexion à la cote Z dû à un effort horizontal T_0 est donné par la formule:

$$M_{(z)} = T_0 \alpha A$$

$$A = e^{-\frac{Z}{\alpha}} \sin \frac{Z}{\alpha}$$

Le moment de flexion à la cote Z dû à un moment de flexion M_0 est donné par l'expression :

$$M_{(z)} = M_0 B$$

$$B = e^{-\frac{Z}{\alpha}} \left(\sin \frac{Z}{\alpha} + \cos \frac{Z}{\alpha} \right)$$

Pour une charge combinée (force horizontale & moment)

$$\beta = \frac{M_0}{T_0 \alpha}$$

$$M_{(z)} = T_0 \alpha e^{-\frac{Z}{\alpha}} \left(\sin \frac{Z}{\alpha} + \beta \left(\sin \frac{Z}{\alpha} + \cos \frac{Z}{\alpha} \right) \right)$$

$$T_{(z)} = T_0 e^{-\frac{Z}{\alpha}} \left(\cos \frac{Z}{\alpha} - (1 + 2\beta) \sin \frac{Z}{\alpha} \right)$$

Plan

- **Problématique de l'interaction sol-structure**
- **Fondations en zone sismique**
- **Fondations profondes : Dimensionnement des groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion**
- **Ouvrages souterrains**
 - **Éléments de la mécanique des roches : propriétés, anisotropie, discontinuité, les différences avec les sols, classement des roches**
 - **Contraintes in situ : évaluation, mesures**
 - **Techniques de construction des ouvrages souterrains**
 - **Méthodes classiques**
 - **Tunneliers**
 - **Interaction revêtement – excavation**
 - **Principes de dimensionnement**
 - **Etat de contrainte isotrope**
 - **Etat de contrainte isotrope**

Ouvrages souterrains

Cavités naturelles utilisées dès l'aube de l'humanité

Cavités artificielles : par l'intervention de l'homme

Evolution des ouvrages souterrains en accord avec les besoins de la société

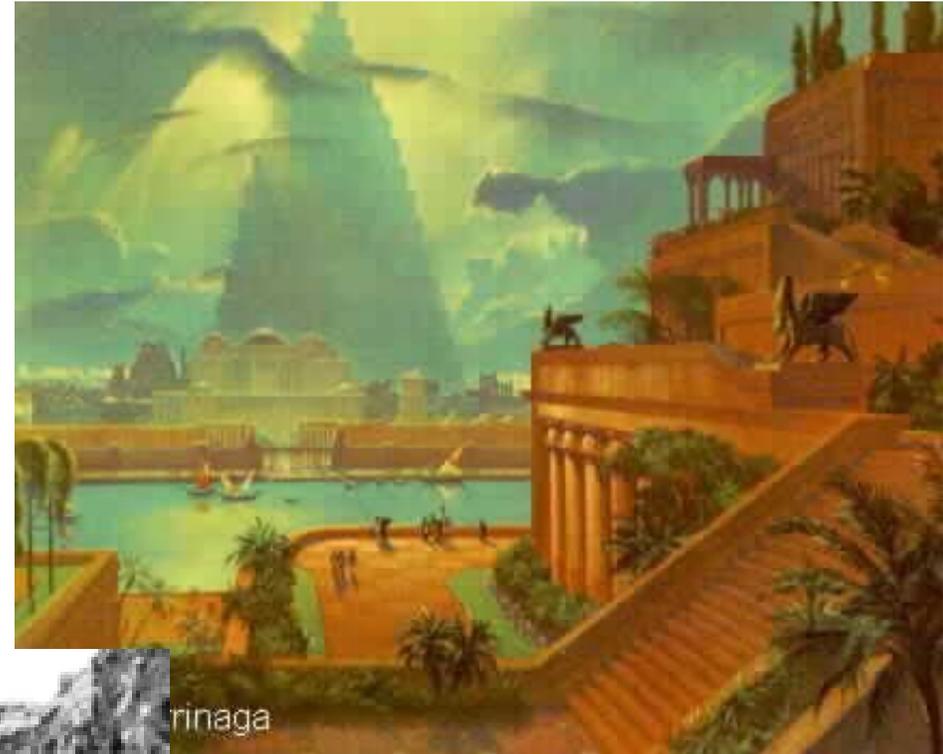
- tunnels hydrauliques
 - tunnels de transport (piétonnières, routières, ferroviaires, métros)
 - mines
-
- maximalisation de l'espace souterrain
 - développement des moyens de transport de plus en plus rapides
 - développement des réseaux de communications
 - besoins d'amélioration de l'environnement et de la sécurité :
 - besoins d'enfouissement,
 - sécurisation des techniques de construction

Un peu de histoire

**Les ouvrages souterrains
anciens**

**Dans l'ancien Babylone
des tunnels ont été
utilisé pour l'irrigation
des terres ..**

**Un tunnel de ~900m
constituait un passage
qui faisait le lien entre le
temple et le palais royale
en passant sous
l'Euphrate (2180 av J.C)**



From E. Eberhardt (2016)

Un peu de histoire

Le tunnel romain de Furlo



Tunnel **construit au pic et à la pioche en 6 ans**, (76 à 70 avant J.C).
Sur la **voie Flaminienne**, (nord de Rome).
38m de long, L=5,40m H= 4,80.m
Encore en service aujourd'hui !!

Le tunnel de Samos en Grèce



Longueur, de 1 265 m.
sans puits intermédiaire !
Dimensions 1, 75 m x 1,75 m.

La Traversette, au Mont Viso



1480, par **Marquis de Saluces**

Ouvrage non revêtu de maçonnerie,
Longueur 75 m,
L = 2, 5 m H= 2 m.
Situé à 2900 m d'altitude: .le plus ancien tunnel à travers les Alpes.

Un peu de histoire

Début des temps modernes

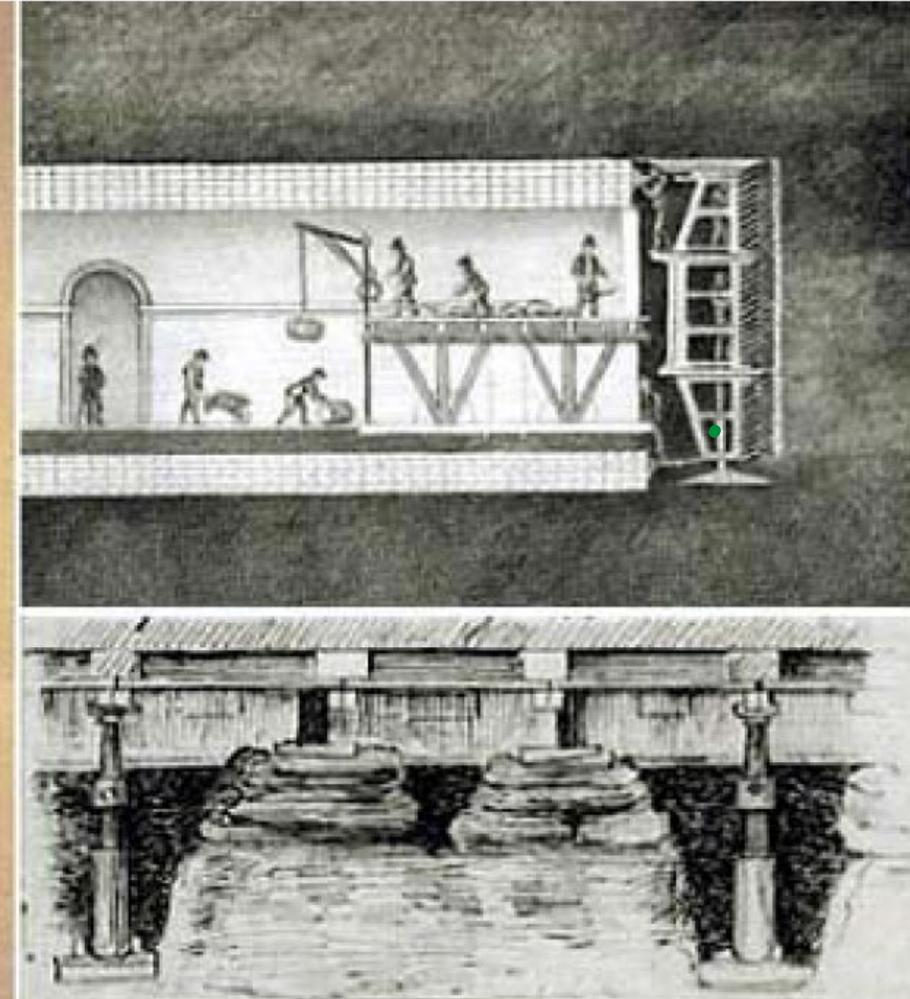
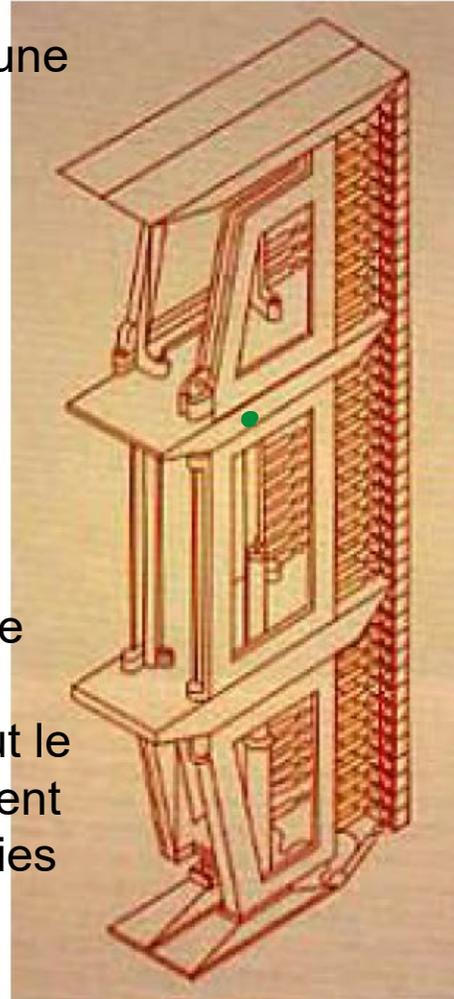
Tunnel réalisé de 1824 à 1842 par Marc Brunel
(sous la Tamise à Londres, en aval du Tower Bridge.
Long de 400 m, L=12m H=7m, creusé sous le fond d'une
rivière,
risques d'effondrement de la voûte
risques d'introduction brutale d'eau

Pour la première fois au monde on utilise un bouclier :
un échafaudage à trois niveaux, sur chaque
niveau 12 loges destinées chacune à un ouvrier.
Ces hommes abattaient le terrain au pic et à la pioche.
Chacune des 12 tranches verticales
du bouclier pouvait être avancée indépendamment l'une
de l'autre.
5 arrivées d'eau, dont deux avec envahissement de tout le
tunnel; travaux suspendus pendant six ans faute d'argent
Le tunnel existe encore : il contient actuellement les voies
ferrées d'une ligne du métro de Londres.

Les freins

- techniques d'abatage
- extraction des eaux
- systèmes de ventilation

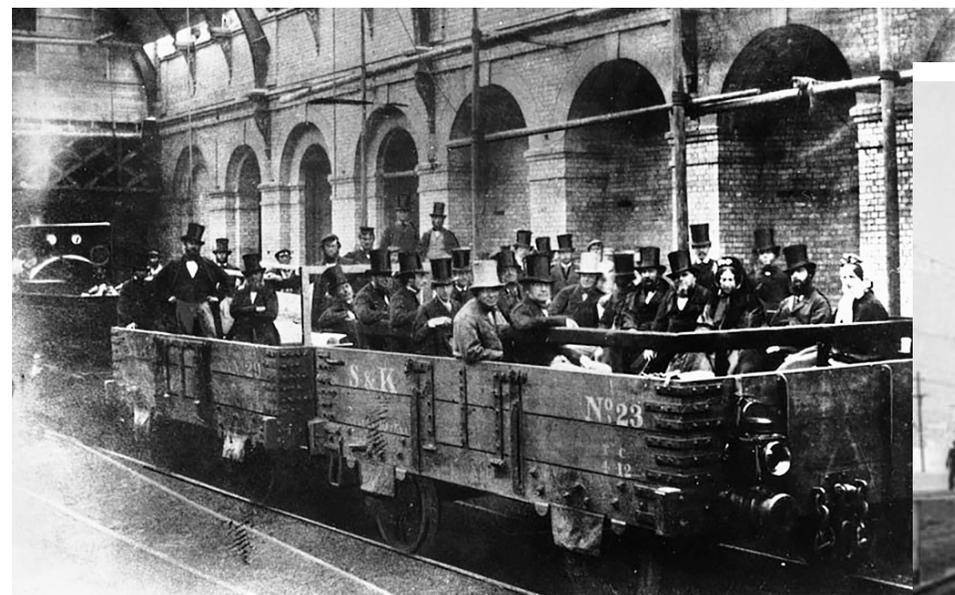
Tunnel Wapping (Tamise)



Un peu de histoire

Ouvrages souterrains particuliers : les métros

-Métro de Londres en 1863



Métro de Paris (station St Michel)

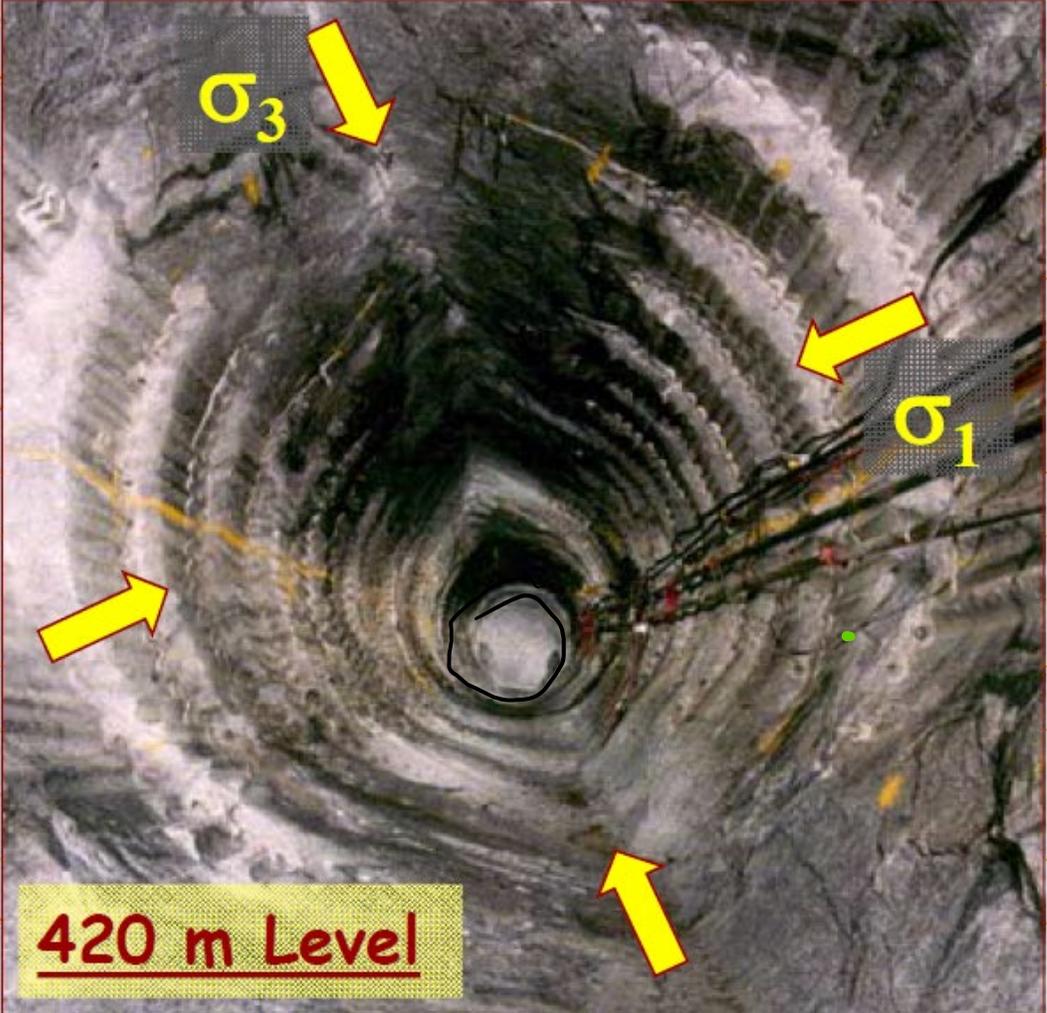
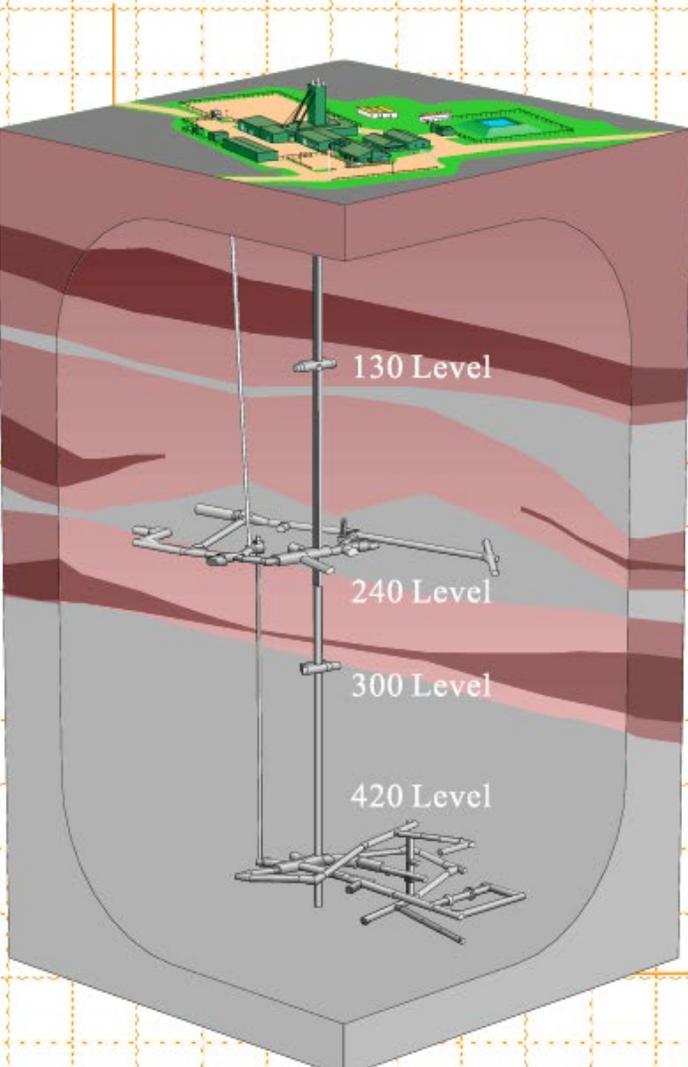
-Métro de Paris en 1900



Métro de Budapest 1896

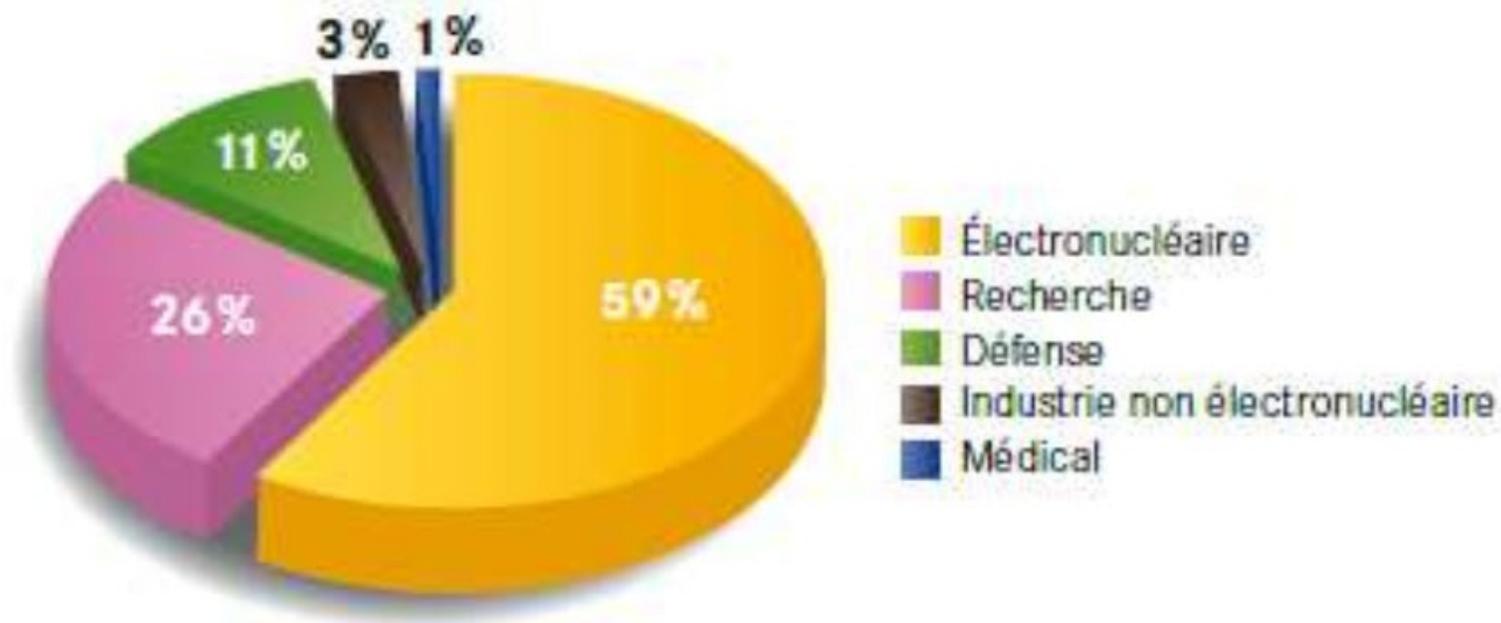
Tunnels du Grand Paris

Ouvrages de stockages



Fin 2010, il y avait **1 320 000 m³** de déchets radioactifs en France

Estimation de la répartition des déchets radioactifs existant fin 2010 par secteur économique en France, en volume
(source : *Inventaire national édition 2012*)

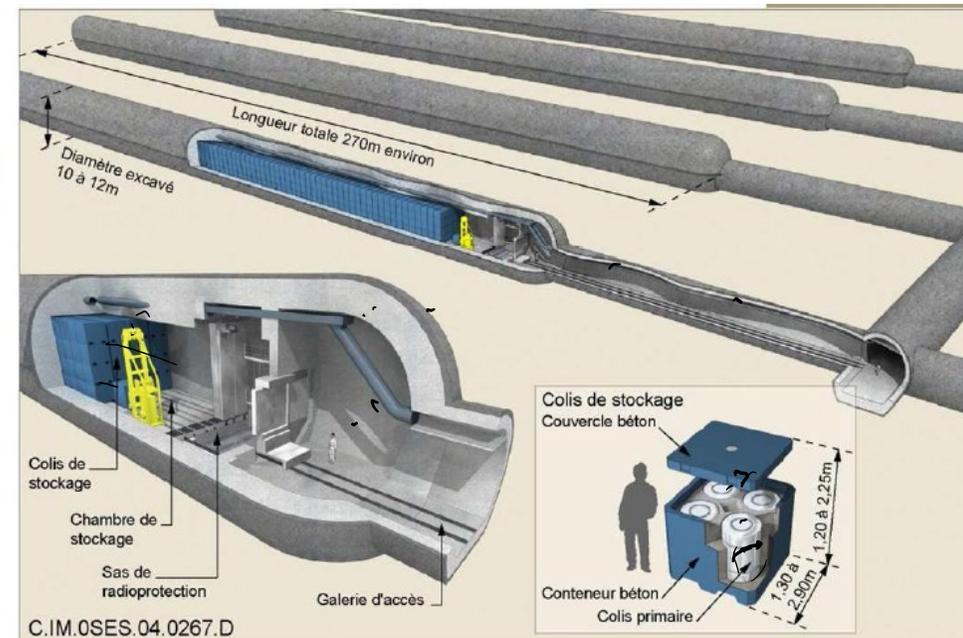
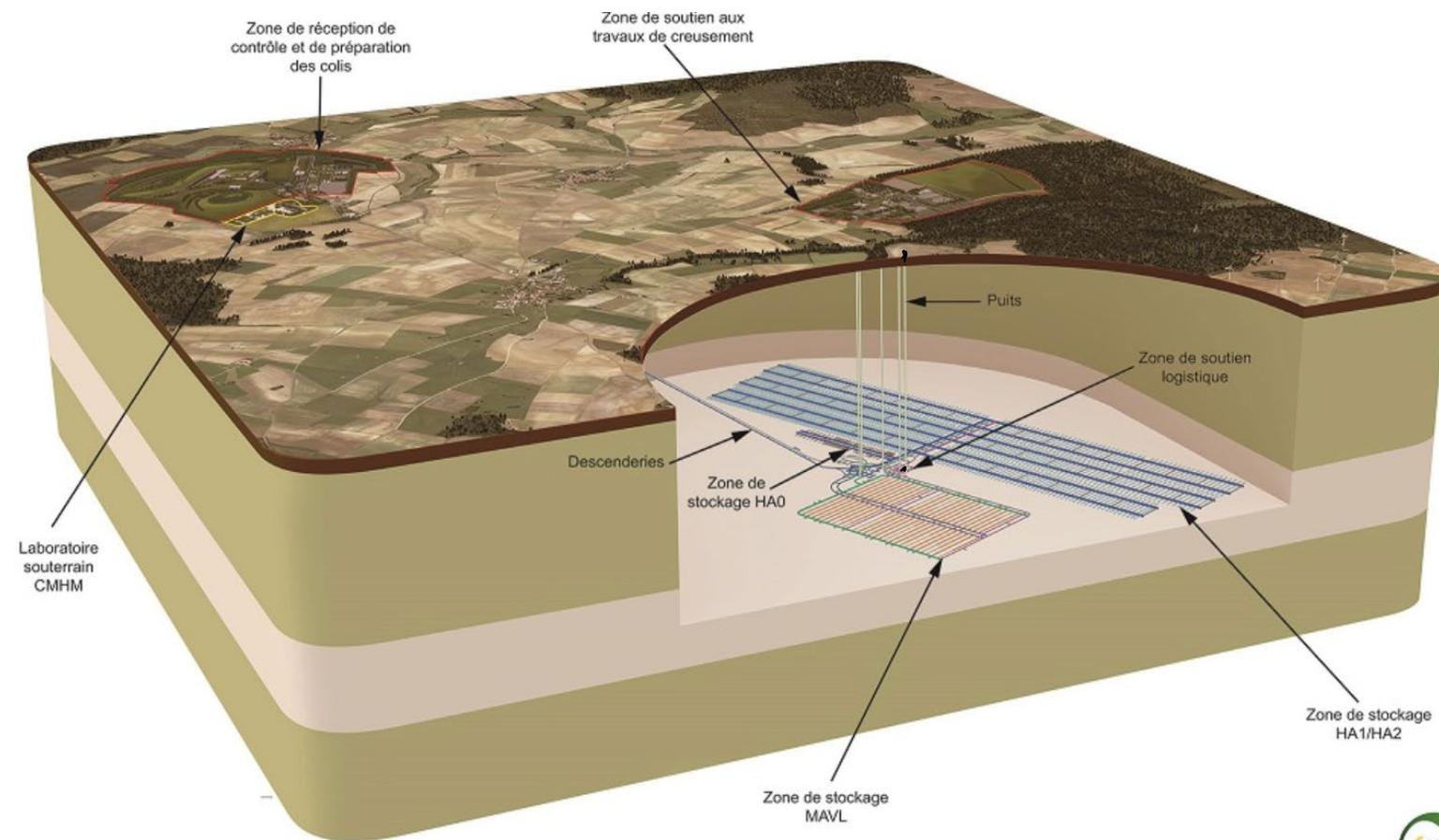


➤ Plus de 1 000 producteurs

Contexte et histoire des ouvrages souterrains

CIGEO, 500 km de galeries, à 500 m de profondeur

Ouvrages de génie civil : stockages



Echelle des ouvrages non respectée.
Pendage des formations géologiques non représenté.



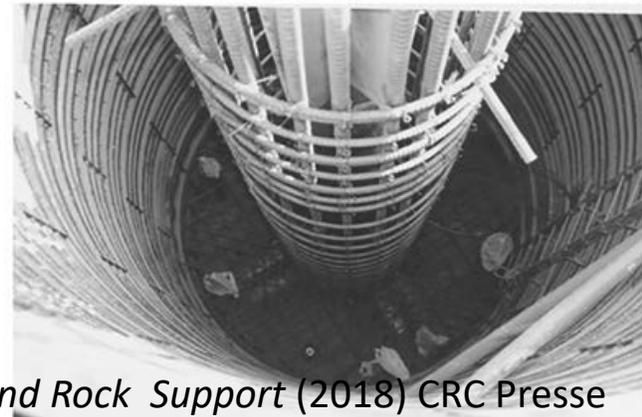
Plan

- **Problématique de l'interaction sol-structure**
- **Ouvrages souterrains**
 - **Éléments de la mécanique des roches : propriétés, anisotropie, discontinuité, les différences avec les sols, classement des roches**
 - Contraintes in situ : évaluation, mesures
 - Techniques de construction des ouvrages souterrains
 - Méthodes classiques
 - Tunneliers
 - Interaction revêtement – excavation
 - Principes de dimensionnement
 - Etat de contrainte isotrope
 - Etat de contrainte isotrope
- **Fondations sur roché , fondations profondes**
 - Rupture des fondations sur roché
 - Dimensionnement des groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion

Eléments de la mécanique des roches



Ouvrages souterrains, mais pas que
Applications variées

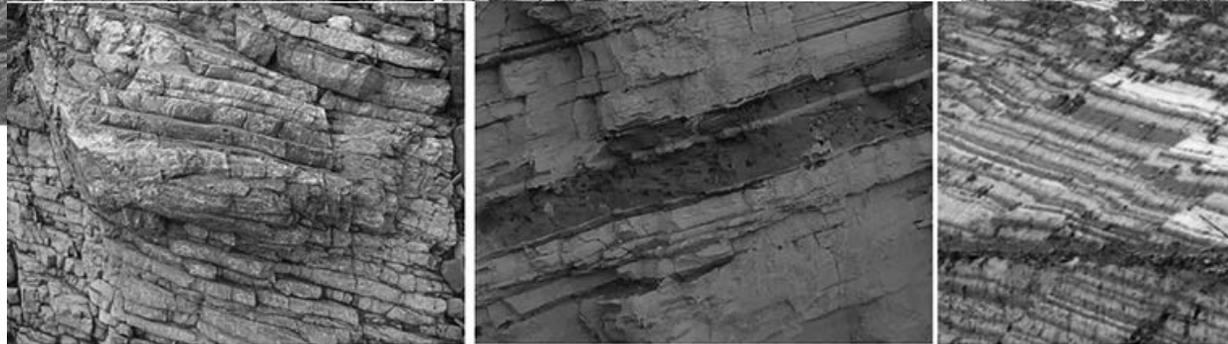
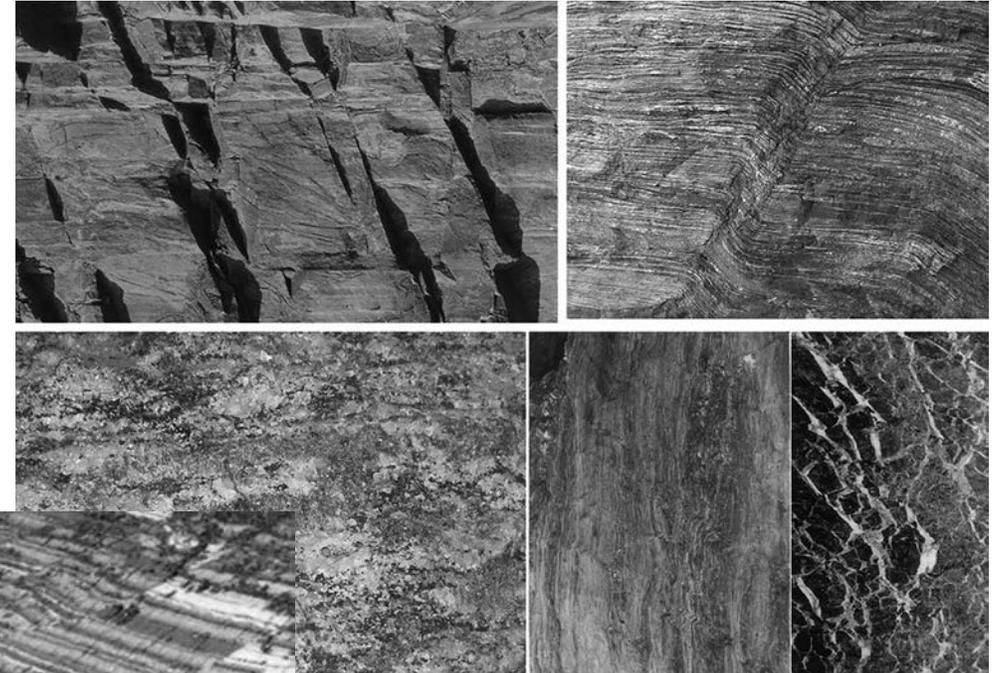


Éléments de la mécanique des roches

Roches magmatiques



Roches métamorphiques



Roches sédimentaires

Éléments de la mécanique des roches

Caractéristiques des roches

Table B.10 Cohesion and angle of internal friction (after Kulhawy, 1975)

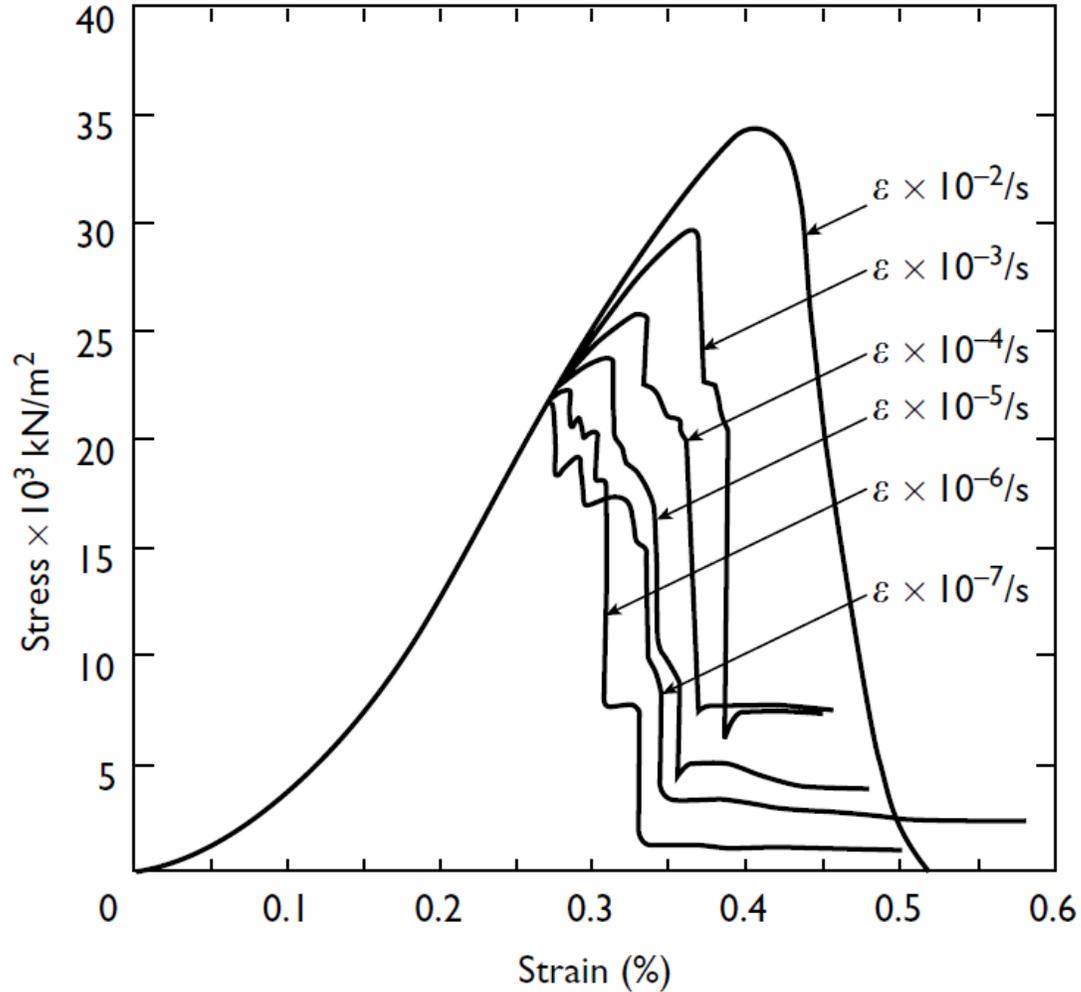
Property	Rock type					
	Igneous		Metamorphic		Sedimentary	Clastic
	Plutonic	Volcanic	Non-foliated	Foliated		
Cohesion c (MN/m ²)	No.	12	17	8	14	35
	Max.	176.0	77.4	70.6	70.3	73.1
	Min.	16.5	0.0	0.0	14.8	0.0
	Ave.	56.1	32.2	22.9	45.7	31.7
Angle ϕ of internal friction	No.	12	17	8	14	35
	Max.	56.0	64.0	60.0	47.6	55.5
	Min.	23.8	0.0	25.3	15.0	7.5
	Ave.	45.6	24.7	36.6	27.3	29.2

Table B.7 Unconfined compressive strength statistics (after Singh, 1989)

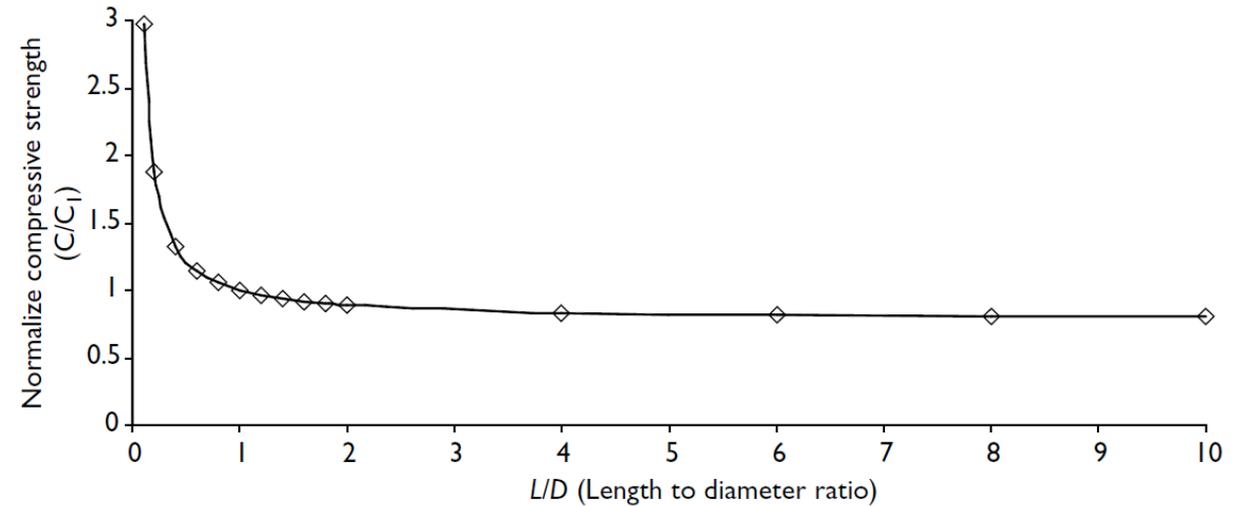
Rock type	Unconfined compressive strength C_o (MPa)	Number tested (n)	Standard deviation (MPa)	Coeff. of variation (%)	Standard deviation of the mean (MPa)
Limestone	75.3	17	36.0	48	8.7
Limestone	37.7	11	8.7	23	2.6
Limestone	103.8	15	26.2	25	6.8
Magnetite	136.6	15	23.7	18	6.1
Marble	98.6	14	22.6	23	6.0
Marble	136.8	20	75.6	55	6.9
Marble	123.3	35	58.1	47	9.8
Qtz. monzonite	177.1	29	41.0	23	7.6
Dacite porphyry	101.4	55	31.8	31	4.3
Rhyolite porphyry	226.0	14	62.3	28	4.5
Potash	32.8	56	12.9	39	1.7
Quartzite	143.7	20	50.4	35	4.4
Quartzite	112.4	55	37.3	33	5.0
Rhyodacite	200.5	14	45.4	32	12.1
Rock Salt	23.7	36	2.8	12	0.5
Sandstone	24.2	104	11.0	45	1.1
Sandstone	59.8	69	32.0	54	3.9
Shale	22.8	14	15.5	68	4.1
Shale	116.4	59	29.8	25	3.9
Tonalite	85.1	33	36.7	43	6.4
Tuff	16.6	24	6.9	42	1.4
Tuff	65.3	19	50.1	77	11.5
Tuff	52.4	44	19.8	38	3.0

Éléments de la mécanique des roches

Comportement dépendant de la vitesse de sollicitation



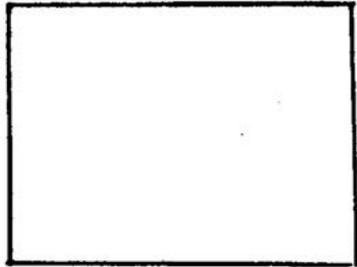
Effet des dimensions sur la résistance



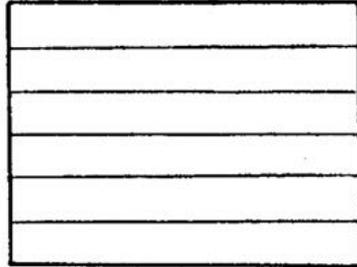
Éléments de la mécanique des roches

Caractéristiques des roches

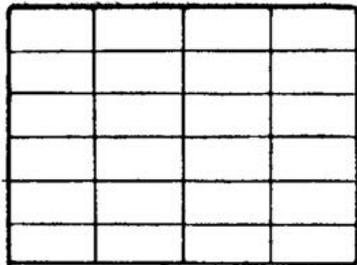
- Continues (massives) mais très souvent discontinues et en blocks



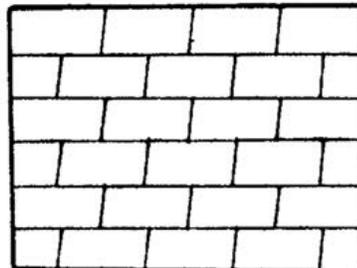
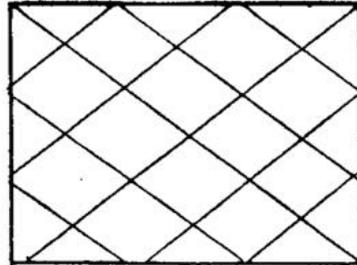
i) CONTINUOUS



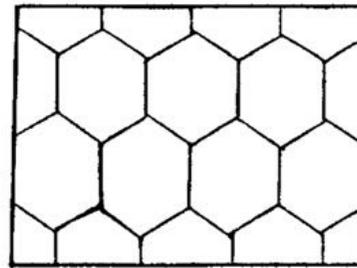
ii) LAYERED OR SCHISTOSE



a) CROSS-CONTINUOUS PATTERN



b) INTERMITTENT PATTERN



iii) BLOCKY

Conséquence :

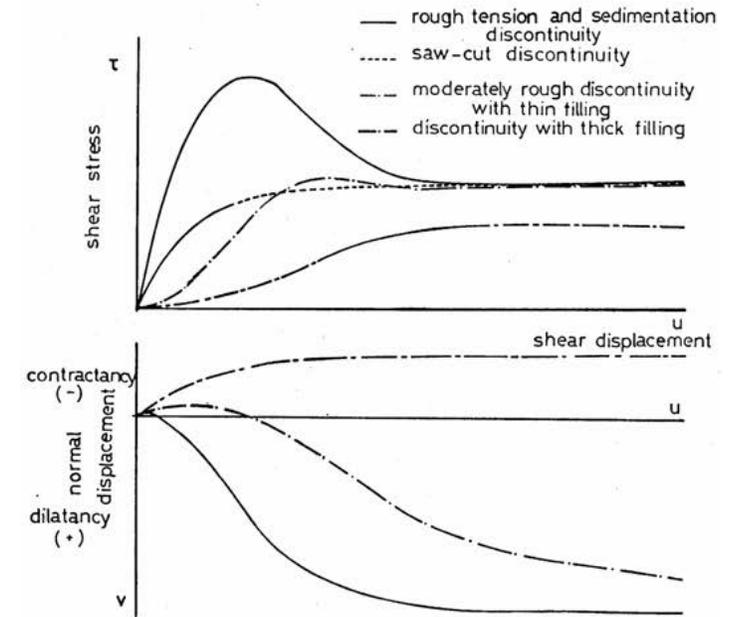
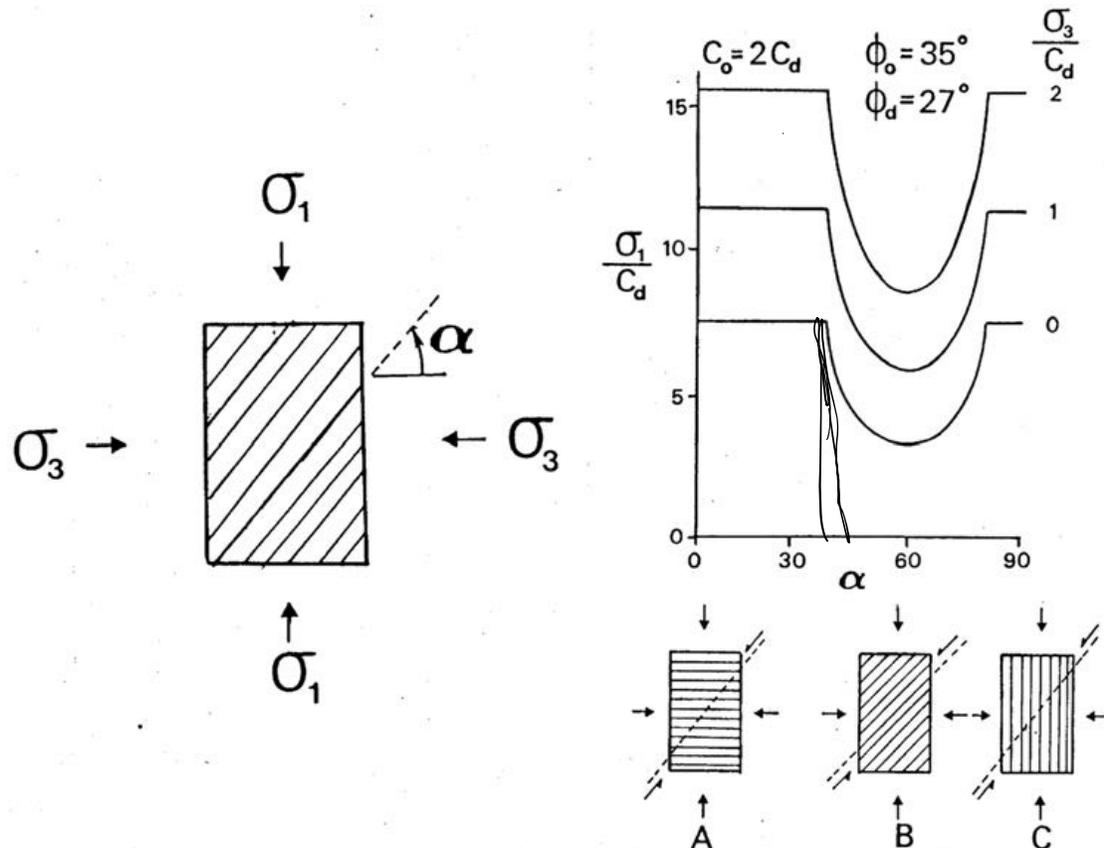
- Le comportement (résistance, déformabilité) est le résultat de la matrice et des discontinuités

Eléments de la mécanique des roches

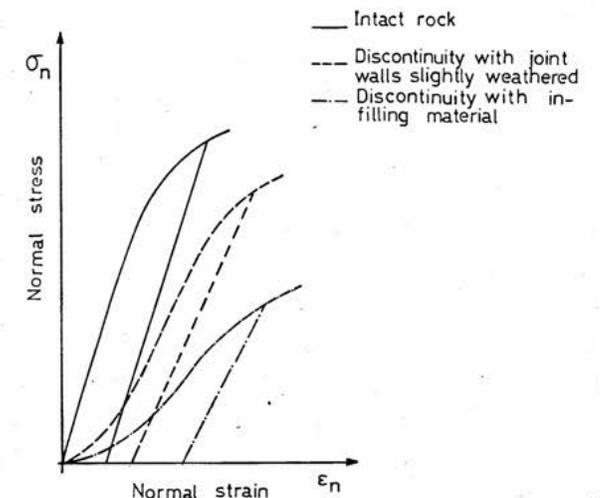
Caractéristiques des roches

- Comportement du massif contrôlé par les discontinuités

Anisotropie du comportement



a) Shear behaviour

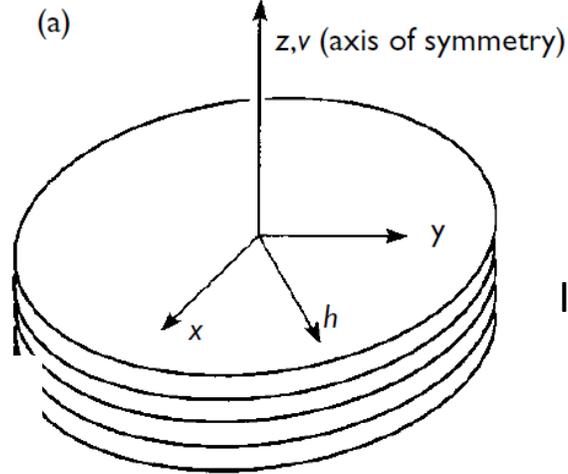
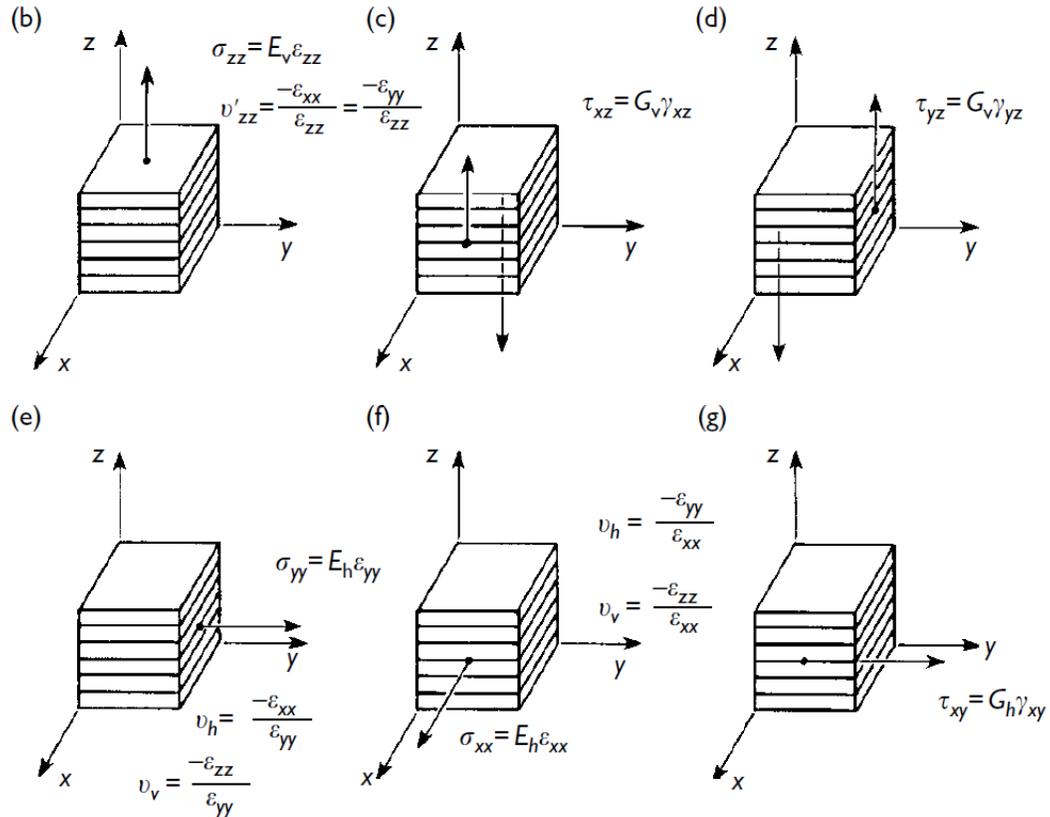


b) Normal behaviour

Éléments de la mécanique des roches

Caractéristiques des roches

Anisotropie du comportement



Isotropie transverse

Cas particulière de isotropie orthotrope

$$\varepsilon_{aa} = \frac{1}{E_a} \sigma_{aa} - \frac{\nu_{ba}}{E_b} \sigma_{bb} - \frac{\nu_{ca}}{E_c} \sigma_{cc}, \quad \gamma_{ab} = \frac{1}{G_c} \tau_{ab}$$

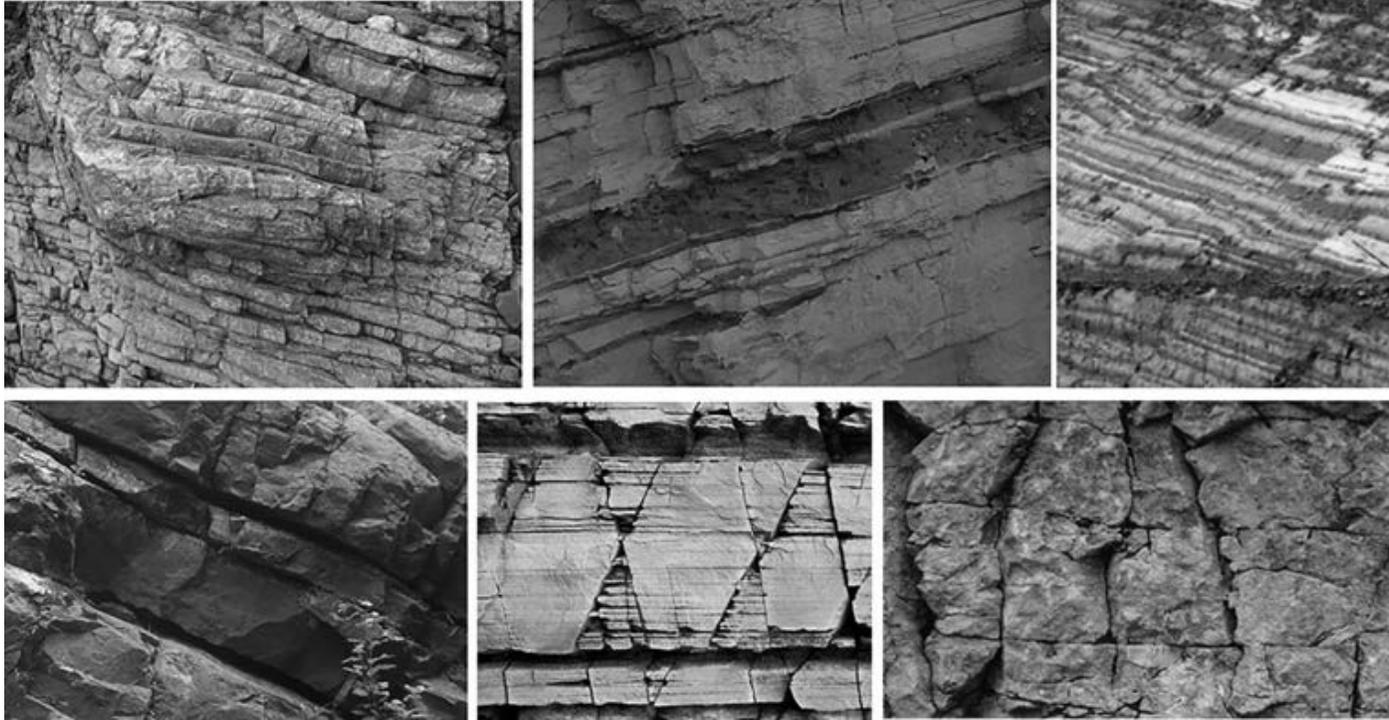
$$\varepsilon_{bb} = -\frac{\nu_{ab}}{E_a} \sigma_{aa} + \frac{1}{E_b} \sigma_{bb} - \frac{\nu_{cb}}{E_c} \sigma_{cc}, \quad \gamma_{bc} = \frac{1}{G_a} \tau_{bc}$$

$$\varepsilon_{cc} = -\frac{\nu_{ac}}{E_a} \sigma_{aa} - \frac{\nu_{bc}}{E_b} \sigma_{bb} + \frac{1}{E_c} \sigma_{cc}, \quad \gamma_{ca} = \frac{1}{G_b} \tau_{ca}$$

Eléments de la mécanique des roches

Massifs rocheux – fracturés , présence des joints

Caractérisation des joint

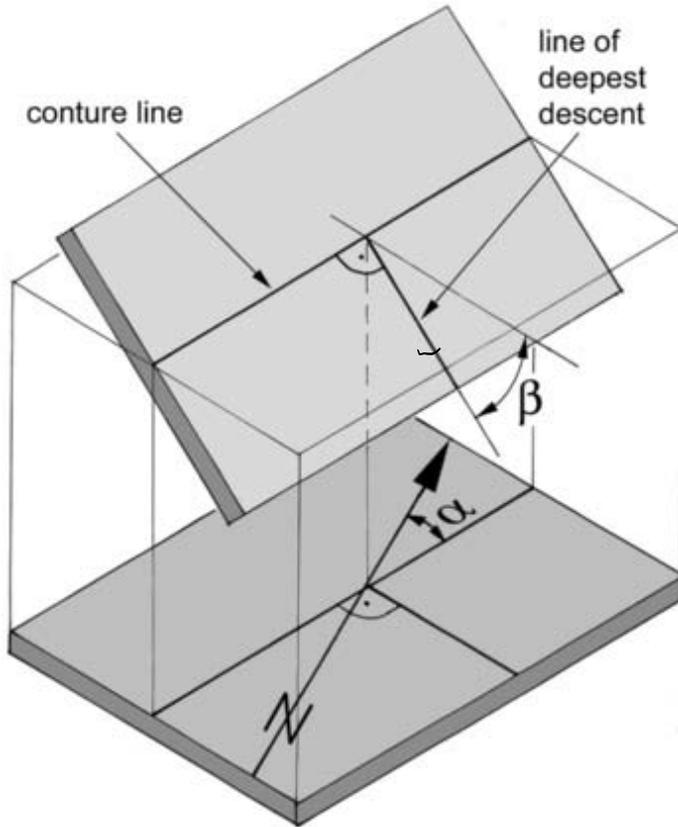


- Degree of interruption: This property describes whether a joint is complete or interrupted by so-called bridges,
- Roughness
- Joint spacing
- Properties of the joint fill.

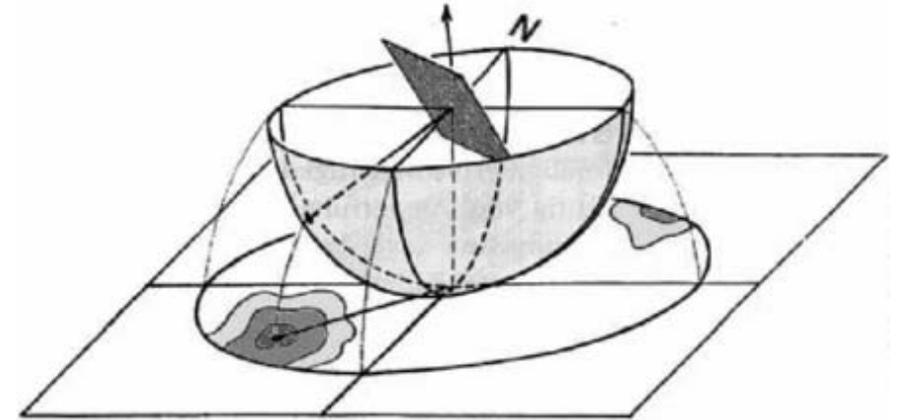
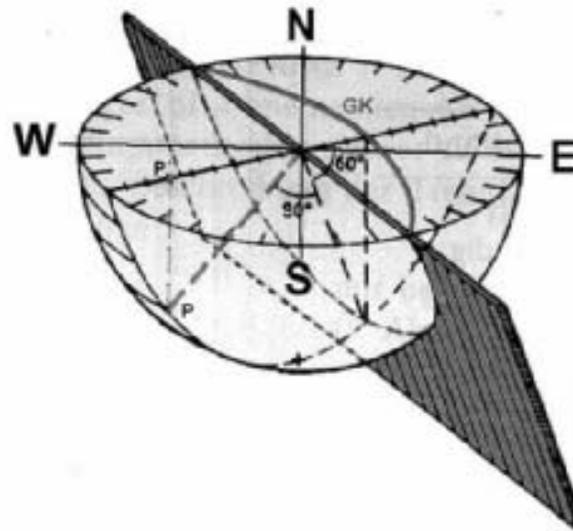
Éléments de la mécanique des roches

Massifs rocheux – fracturés , présence des joints

Orientation des joint

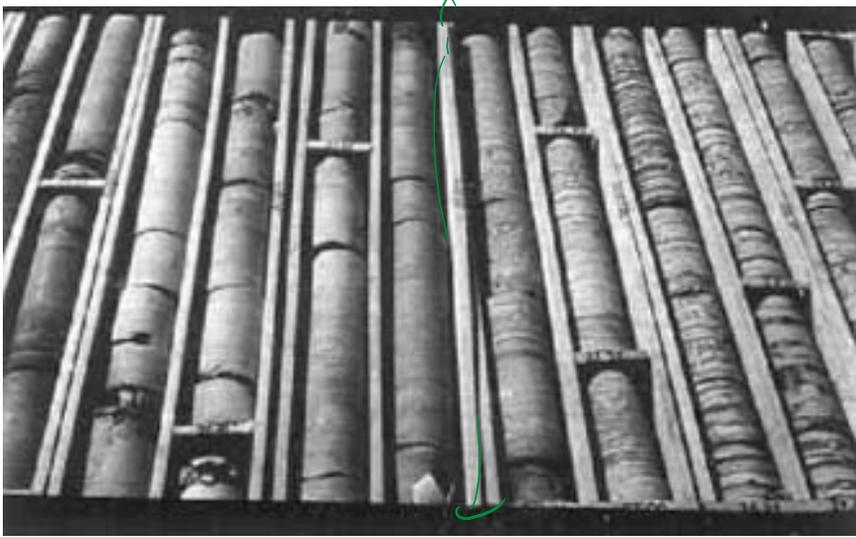


Deux plans - Azimut
- Inclinaison



Éléments de la mécanique des roches

Massifs rocheux – Densité des joints



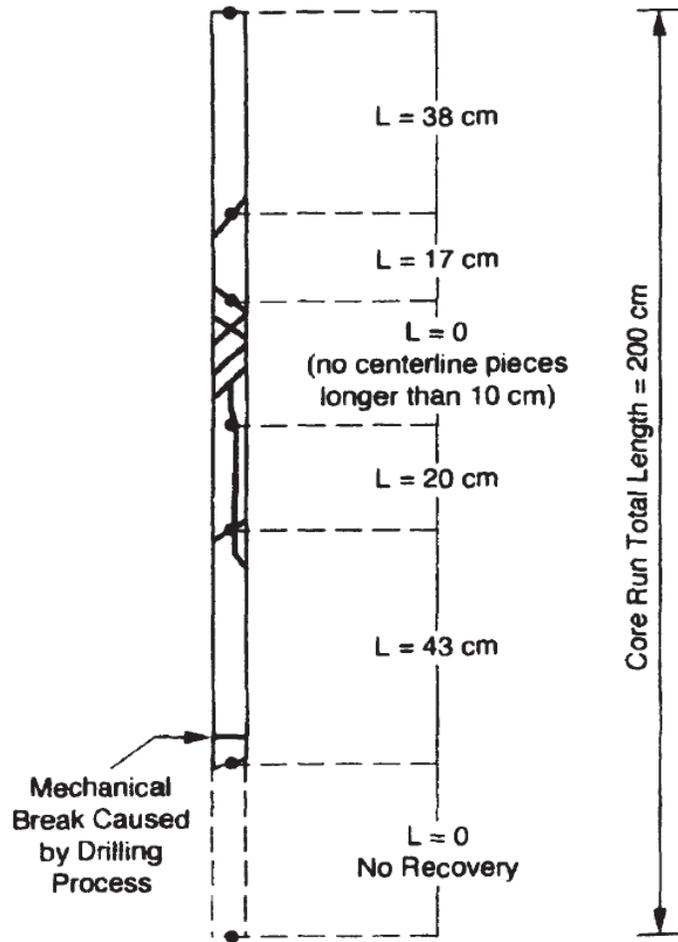
Carottes à partir des forges dans un massif rocheux

Densité d'une famille de joints λ_j est le nombre des joints par metre.
Donc $a_j = 1/\lambda_j$ est la distance moyenne des joints d'une famille par mètre

Crédits des photos: D. Kolymabs *Tunnelign and Tunnel Machines* (2008) Springer

Eléments de la mécanique des roches

Massifs rocheux – Densité des joints **Indice RQD**



$$RQD = \frac{\sum \text{Length of Core Pieces} > 10 \text{ cm (4 in.)}}{\text{TOTAL Core Run Length}} \times 100\%$$

$$RQD = \frac{38 + 17 + 20 + 43}{200} \times 100\%$$

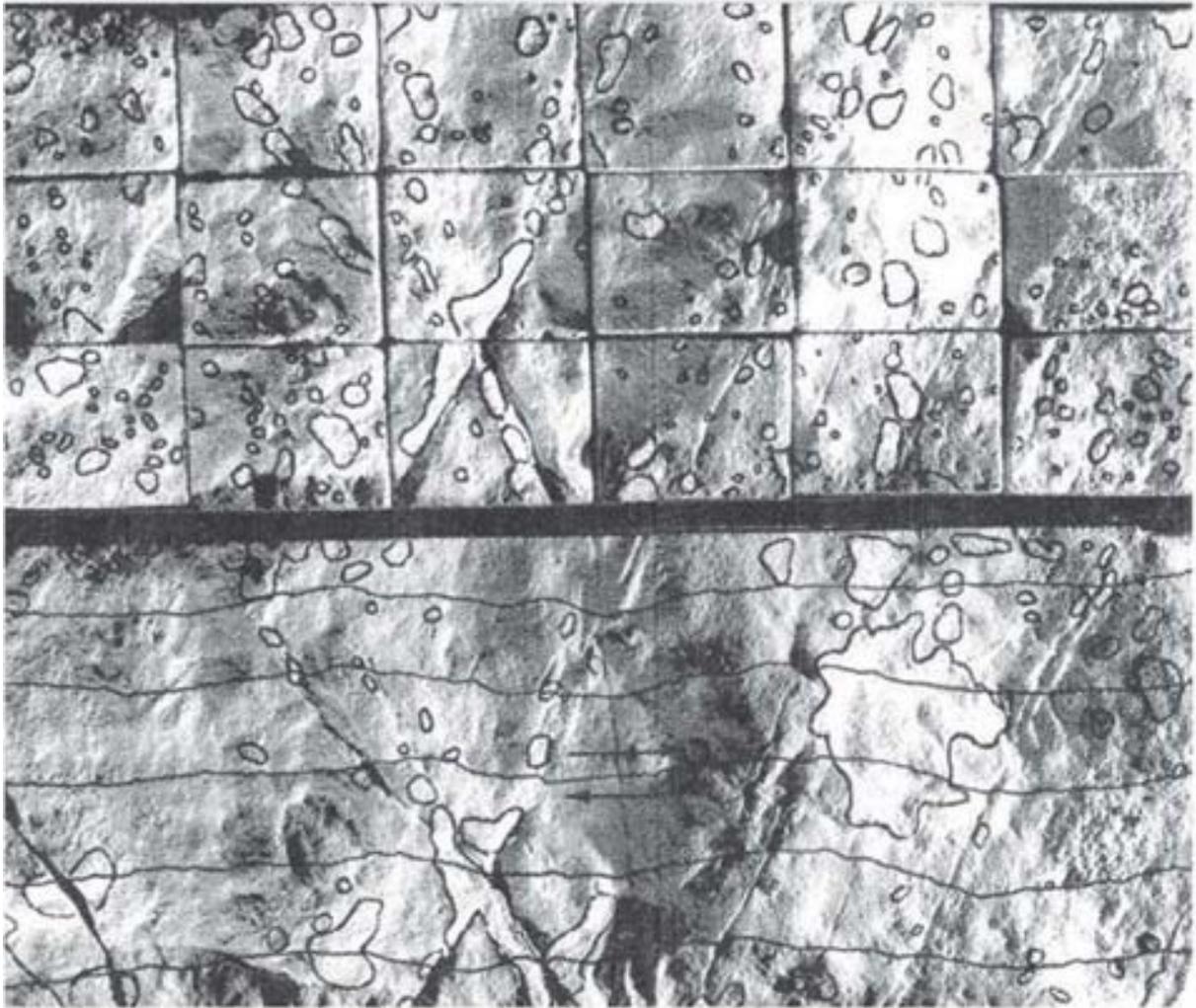
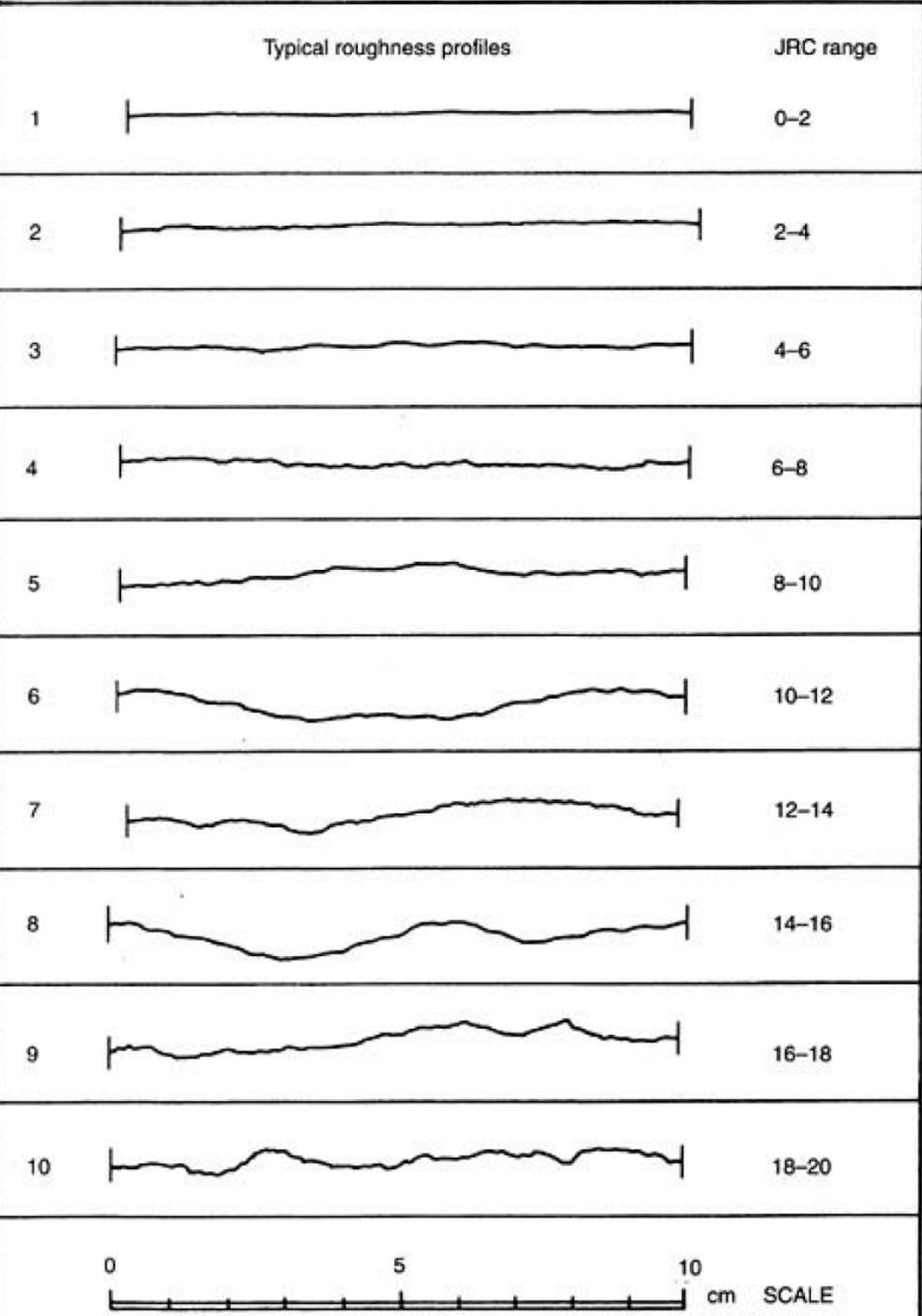
$$RQD = 59\% \text{ (Fair)}$$

RQD (Rock Quality Designation)	Description of Rock Quality
0 - 25%	Very Poor
25 - 50%	Poor
50 - 75%	Fair
75 - 90%	Good
90 - 100%	Excellent



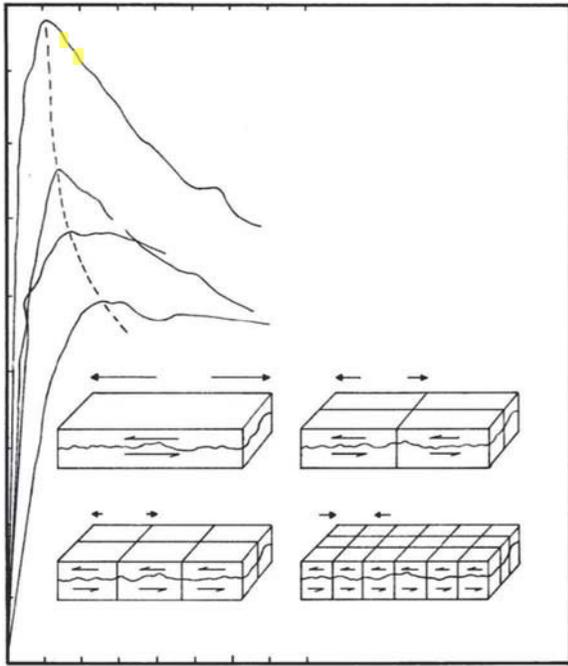
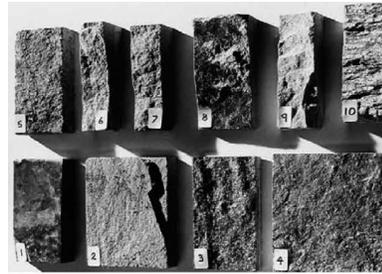
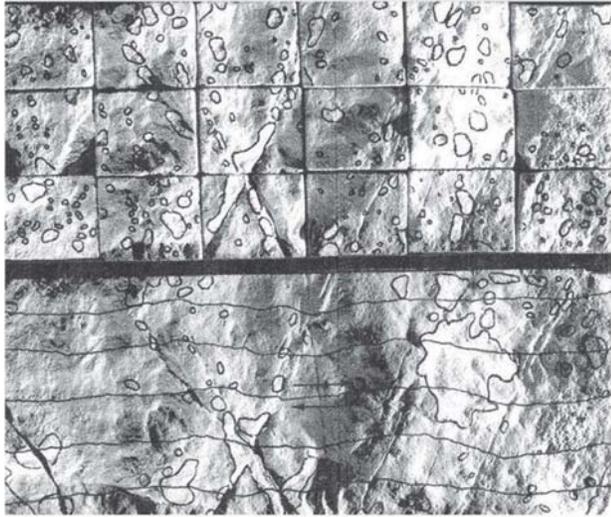
Éléments de la mécanique des roches

Massifs rocheux Rugosité des joints



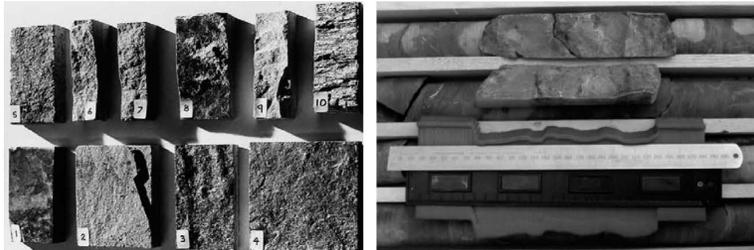
Éléments de la mécanique des roches

Massifs rocheux Rugosité des joints

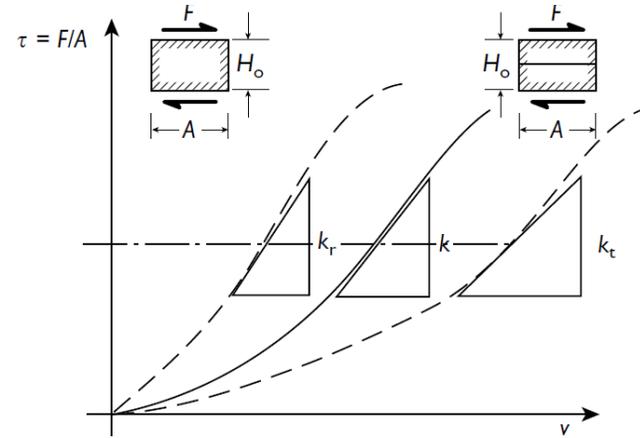


Eléments de la mécanique des roches

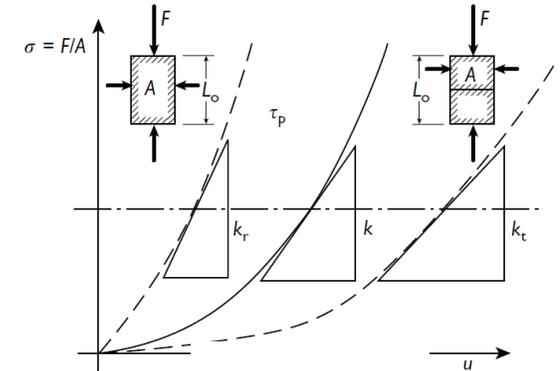
Massifs rocheux Rugosité des joints



Rigidité de cisaillement et rigidité normale



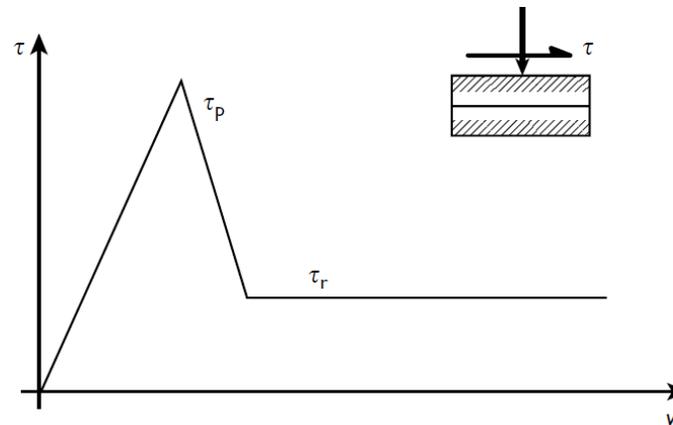
$$\tau = k_s v$$



$$\sigma = k_n u$$

$$\sigma = k_{nn}\epsilon + k_{ns}\gamma$$

$$\tau = k_{sn}\epsilon + k_{ss}\gamma$$



Résistance des joints

$$\tau = \sigma \tan(\phi_j) + c_j$$

Éléments de la mécanique des roches

Classement Q des massifs rocheux (Rock Mass Quality)

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF)$$

ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)

Description	RQD	Notes
A. Very poor	0-25	(i) Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in $Q = (RQD/J_n) \times J_r/J_a \times (J_w/SRF)^a$
B. Poor	25-50	
C. Fair	50-75	
D. Good	75-90	
E. Excellent	90-100	
		(ii) RQD intervals of 5 (e.g., 100, 95, 90, etc.) are sufficiently accurate.

2. NUMBER OF JOINT SETS (J_n)

Description	J_n Rating	Notes
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	(i) For intersections use $(3.0 \times J_n)$ (ii) For portals use $(2.0 \times J_n)$
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube," etc.	15	
I. Crushed rock, earthlike	20	

Éléments de la mécanique des roches

Classement Q des massifs rocheux (Rock Mass Quality)

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF)$$

3. JOINT ROUGHNESS NUMBER (J_r)

Description	J_r Rating	Notes
(a) Rock wall contact and (b) Rock wall contact before 10-cm shear:		(i) Descriptions A through G refer to small-scale features and intermediate-scale features, in that order. (ii) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is >3m. (iii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are oriented for minimum strength.
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough or irregular, undulating	3	
C. Smooth, undulating	2	
D. Slickensided, undulating	1.5	
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	
(c) No rock wall contact when sheared:		
H. Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 ^b	
I. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 ^b	

^a J_a = joint alteration number, SRF = stress reduction factor

^b Nominal

Éléments de la mécanique des roches

Classement Q des massifs rocheux (Rock Mass Quality)

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF)$$

4. JOINT ALTERATION NUMBER (J_a)

Description	J_a Rating	ϕ_r value ^a (approximate)
(a) Rock wall contact:		
A. Tightly healed, hard, nonsoftening, impermeable filling (i.e., quartz or epidote)	0.75	—
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25°–35°
C. Slightly altered joint walls, nonsoftening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25°–30°
D. Silty- or sandy-clay coatings, small clay-fraction (nonsoftening)	3.0	20°–25°
E. Softening or low-friction clay mineral coatings (i.e., kaolinite, mica); also chlorite, talc, gypsum, and small quantities of swelling clays (discontinuous coatings, ≤1–2 mm thick)	4.0	8°–16°
(b) Rock wall contact before 10-cm shear:		
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	4.0	25°–30°
G. Strongly over-consolidated, nonsoftening clay mineral fillings (continuous, <5 mm thick)	6.0	16°–24°
H. Medium or low over-consolidated, softening clay mineral fillings (continuous, <5 mm thick)	8.0	12°–16°
J. Swelling clay fillings (i.e., montmorillonite) (continuous, <5 mm thick); value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles and access to water, etc.	8.0–12.0	6°–12°
(c) No rock wall contact when sheared:		
K, L, M. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, and J for description of clay condition)	6.0, 8.0 or 8.0–12.0	6°–24°
N. Zones or bands of silty or sandy clay, small clay fraction (nonsoftening)	5.0	—
O, P, R. Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, and J for description of clay condition)	10.0, 13.0 or 13.0–20.0	6°–24°

5. JOINT WATER REDUCTION FACTOR (J_w)

Description	J_w Rating	Approximate Water Pressure (kg/cm ²)	Notes
A. Dry excavations or minor inflow (i.e., <5 L/min locally)	1.0	<1	(i) Factors C to F are crude estimates. Increase J_w if drainage measures are installed. (ii) Special problems caused by ice formation are not considered.
B. Medium inflow or pressure occasional outwash of joint filling	0.66	1.0–2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5–10.0	
D. Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33	2.5–10.0	
E. Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	0.2–0.1	>10.0	
F. Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1–0.05	>10.0	

^a Values of ϕ_r are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.

Éléments de la mécanique des roches

Classement Q des massifs rocheux (Rock Mass Quality)

6. STRESS REDUCTION FACTOR (SRF)

Description	SRF Rating	Notes
(a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated:		(i) Reduce these values of SRF by 25 to 50 % if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0	
B. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation ≤50 m)	5.0	
C. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation >50 m)	2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5	
E. Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation ≤50 m)	5.0	
F. Single shear zones in competent rock (clay free) (depth of excavation >50 m)	2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed, or "sugar cube," etc. (any depth)	5.0	

$$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF)$$

7. EXCAVATION SUPPORT RATIO (ESR)

Description	ESR	Notes
A. Temporary mine openings, etc.	ca. 3-5?	(i) Actual span/ESR gives "effective span" to be used in Q-System support determination tables and figures.
B. Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large openings.	1.6	(ii) ESR is used to incorporate user requirements for different degrees of safety.
C. Storage caverns, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc.	1.3	(iii) Increased safety can be achieved by reducing ESR value.
D. Power stations, major road and railway tunnels, civil defense chambers, portals, intersections.	1.0	
E. Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories.	ca. 0.8?	

	$\frac{\sigma_c}{\sigma_1}$	$\frac{\sigma_t}{\sigma_3}$		
Competent rock, rock stress problems:				
H. Low stress, near-surface	>200	>13	2.5	(ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.8\sigma_c$ and $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where: σ_c = unconfined compression strength, and σ_t = tensile strength (point load), and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.
J. Medium stress	200-10	13-0.66	1.0	
K. High-stress, very tight structure (usually favorable to stability, may be unfavorable to wall stability)	10-5	0.66-0.33	0.5-2.0	
L. Mild rock burst (massive rock)	5-2.5	0.33-0.16	5-10	
M. Heavy rock burst (massive rock)	<2.5	<0.16	10-20	
Squeezing rock; plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressures:				
N. Mild squeezing rock pressure			5-10	
O. Heavy squeezing rock pressure			10-20	

NGI Q-System Rating for Rock Masses

(Barton, Lien, & Lunde, 1974)

<i>Norwegian Classification for Rock Masses</i>		
Q - Value	Quality of Rock Mass	
< 0.01	Exceptionally Poor	
0.01 to 0.1	Extremely Poor	
0.1 to 1	Very Poor	
1 to 4	Poor	
4 to 10	Fair	
10 to 40	Good	
40 to 100	Very Good	
100 to 400	Extremely Good	
< 400	Exceptionally Good	

PARAMETERS FOR THE Q-RATING of Rock Masses		
1. RQD = Rock Quality Designation = sum of cored pieces > 100 mm long, divided by total core run length		
2. Number of Sets of Discontinuities (joint sets) = J_n		
<i>Massive</i>	0.5	
<i>One set</i>	2	
<i>Two sets</i>	4	
<i>Three sets</i>	9	
<i>Four or more sets</i>	15	
<i>Crushed rock</i>	20	
3. Roughness of Discontinuities* = J_r		
<i>Noncontinuous joints</i>	4	
<i>Rough, wavy</i>	3	
<i>Smooth, wavy</i>	2	
<i>Rough, planar</i>	1.5	
<i>Smooth, planar</i>	1	
<i>Slick and planar</i>	0.5	
<i>Filled discontinuities</i>	1	
*Note: add +1 if mean joint spacing > 3 m		

$$Q = (RQD/J_n)(J_r/J_a)(J_w/SRF)$$

4. Discontinuity Condition & Infilling = J_a	
4.1 Unfilled Cases	
<i>Healed</i>	0.75
<i>Stained, no alteration</i>	1
<i>Silty or Sandy Coating</i>	3
<i>Clay coating</i>	4
4.2 Filled Discontinuities	
<i>Sand or crushed rock infill</i>	4
<i>Stiff clay infilling < 5 mm</i>	6
<i>Soft clay infill < 5 mm thick</i>	8
<i>Swelling clay < 5 mm</i>	12
<i>Stiff clay infill > 5 mm thick</i>	10
<i>Soft clay infill > 5 mm thick</i>	15
<i>Swelling clay > 5 mm</i>	20
5. Water Conditions	
<i>Dry</i>	1
<i>Medium Water Inflow</i>	0.66
<i>Large inflow in unfilled joints</i>	0.5
<i>Large inflow with filled joints that wash out</i>	0.33
<i>High transient flow</i>	0.2 to 0.1
<i>High continuous flow</i>	0.1 to 0.05
6. Stress Reduction Factor** = SRF	
<i>Loose rock with clay infill</i>	10
<i>Loose rock with open joints</i>	5
<i>Shallow rock with clay infill</i>	2.5
<i>Rock with unfilled joints</i>	1
**Note: Additional SRF values given for rocks prone to bursting, squeezing and swelling by Barton et al. (1974)	

Éléments de la mécanique des roches

Résistance des roches

$$\left| \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \right| = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \sin(\phi) + (c) \cos(\phi)$$

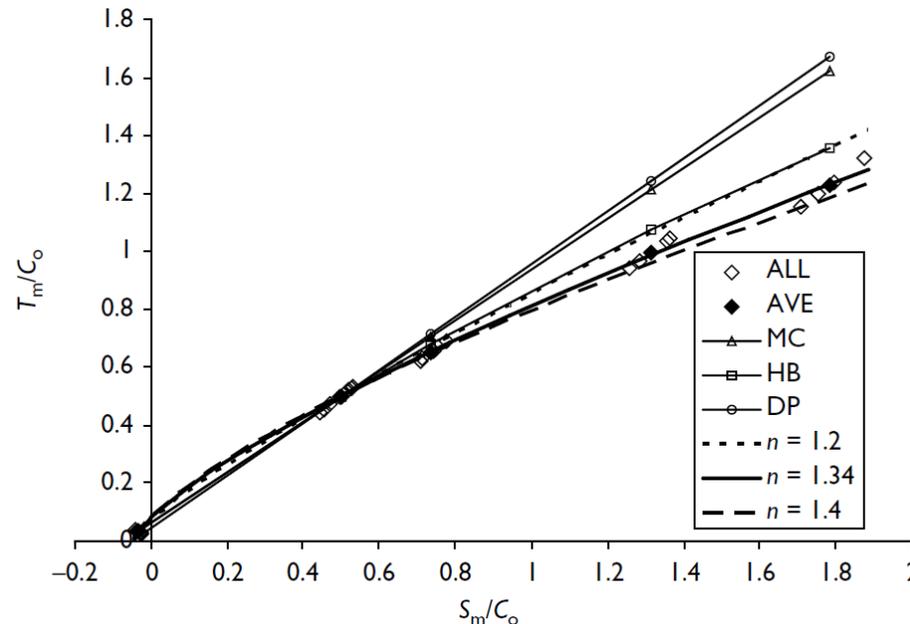
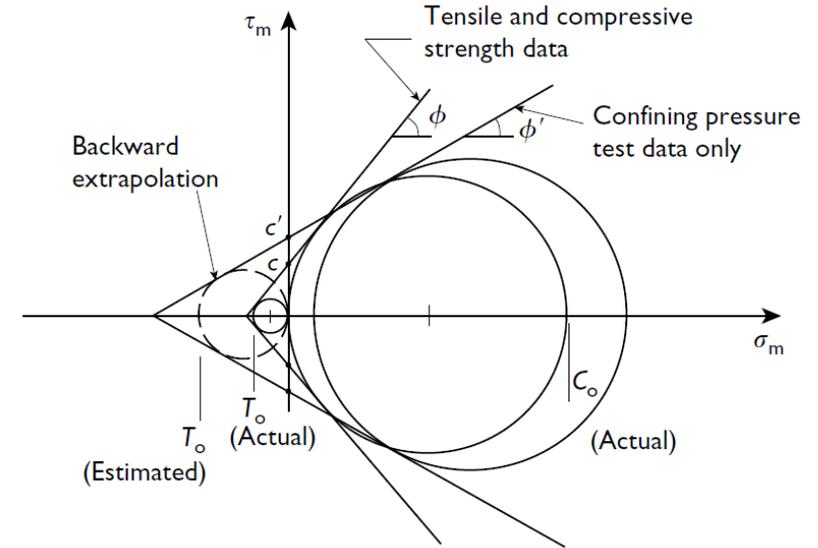
$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \right) + \frac{2c \cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

Critère de Mohr-Coulomb

$$\sigma_1 = C_o + \frac{C_o}{T_o} \sigma_3$$

Critère de Hoek-Brown

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{a\sigma_3 + b^2}$$

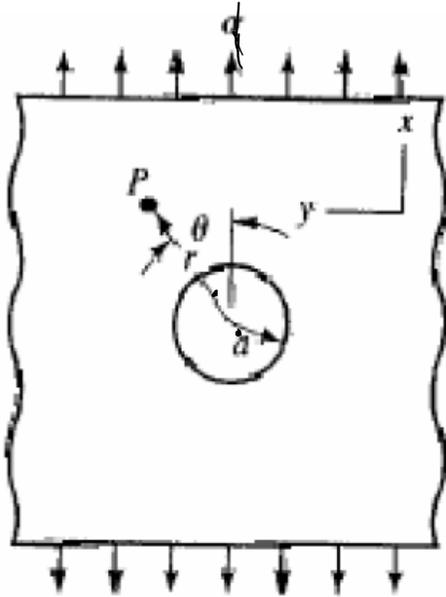


Éléments de la mécanique des roches

Notion de facteur de concentration de contrainte

A- Contrainte plane

Défaut circulaire



A la paroi du trou $r=a$

$$\sigma_{rr} = \frac{\sigma}{2} \left(1 - \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right) + \frac{\sigma}{2} \left(1 - \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right) \left(1 - 3 \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right) \cos 2\theta \quad \leftarrow$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{\sigma}{2} \left(1 + \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right) - \frac{\sigma}{2} \left(1 + \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right) \left(1 - 3 \left(\frac{a}{r} \right)^4 \right) \cos 2\theta \quad \leftarrow$$

$$\sigma_{r\theta} = -\frac{\sigma}{2} \left(1 - \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right) \left(1 + 3 \left(\frac{a}{r} \right)^2 \right) \sin 2\theta \quad \leftarrow$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \sigma(1 + 2 \cos 2\theta) = \kappa \cdot \sigma$$

Facteur de concentration de contrainte

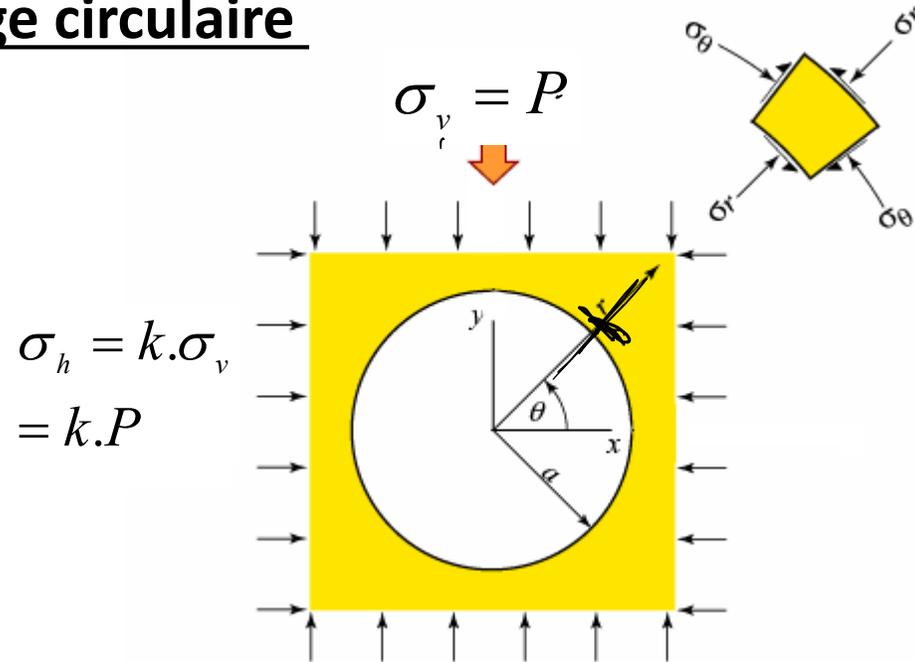


$$K_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_n} = \frac{3\kappa - 1}{\kappa + 0.3}$$

Éléments de la mécanique des roches

Notion de facteur de concentration de contrainte

Ouvrage circulaire



A la paroi
du trou $r=a$

Traction uniaxiale : $\sigma_{\theta\theta} = \sigma(1 + 2 \cos 2\theta) = \kappa \cdot \sigma$

B- Déformation plane (solution de Kirsh)

$$\sigma_{rr} = \frac{p}{2} \left[(1+k) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-k) \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{p}{2} \left[(1+k) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-k) \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right]$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{p}{2} \left[(1-k) \left(1 + 2 \frac{a^2}{r^2} - 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right]$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{P}{2} [2(1+k) + 4(1-k)\cos 2\theta] = P[(1+k) + 2(1-k)\cos 2\theta]$$

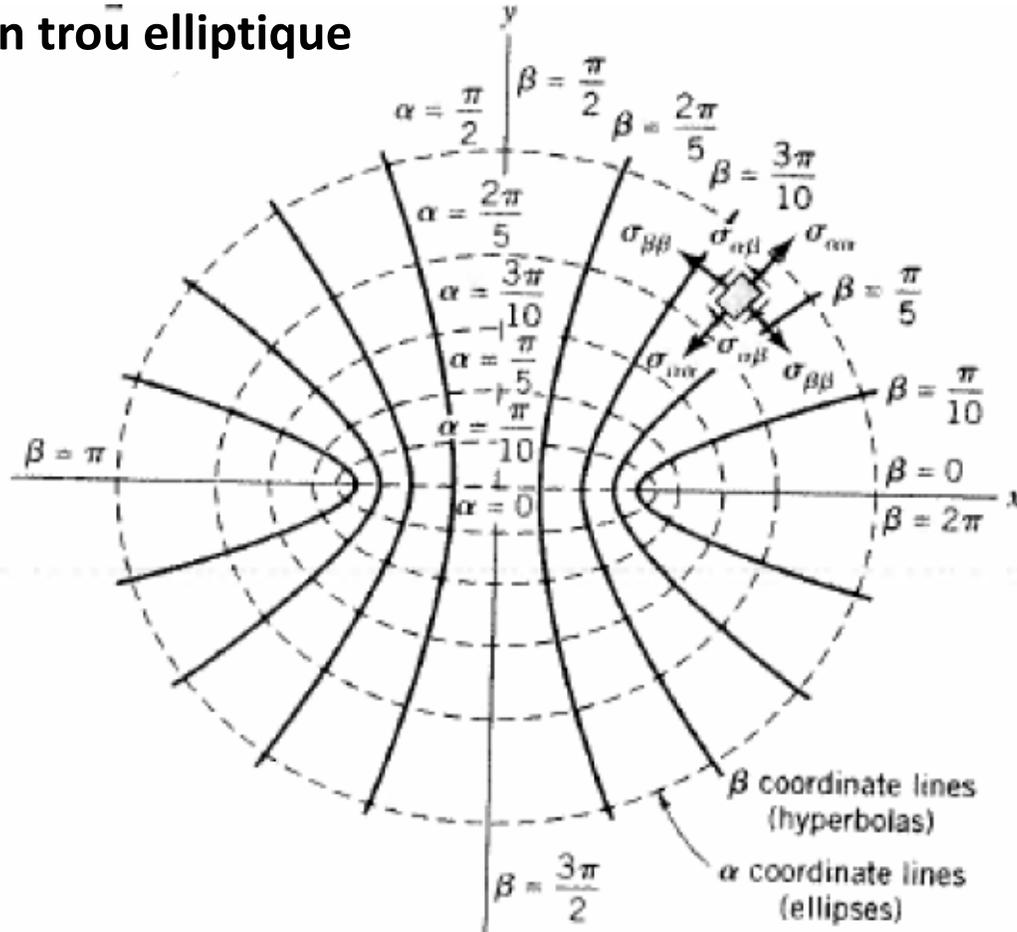
$$u_r = -\frac{pa^2}{4Gr} \left[(1+K) - (1-K) \left\{ 4(1-\nu) - \frac{a^2}{r^2} \right\} \cos 2\theta \right]$$

$$u_\theta = -\frac{pa^2}{4Gr} \left[(1-K) \left\{ 2(1-2\nu) + \frac{a^2}{r^2} \right\} \sin 2\theta \right]$$

Éléments de la mécanique des roches

Notion de facteur de concentration de contrainte

Un trou elliptique



$$\sigma_{\alpha\alpha} + \sigma_{\beta\beta} = \sigma e^{2\alpha_0} \left[\frac{(1 + e^{-2\alpha_0}) \sinh 2\alpha}{\cosh 2\alpha - \cos 2\beta} - 1 \right]$$

$$\sigma_{\beta\beta} \Big|_{\alpha=\alpha_0} = \sigma e^{2\alpha_0} \left[\frac{(1 + e^{-2\alpha_0}) \sinh 2\alpha_0}{\cosh 2\alpha_0 - \cos 2\beta} - 1 \right]$$

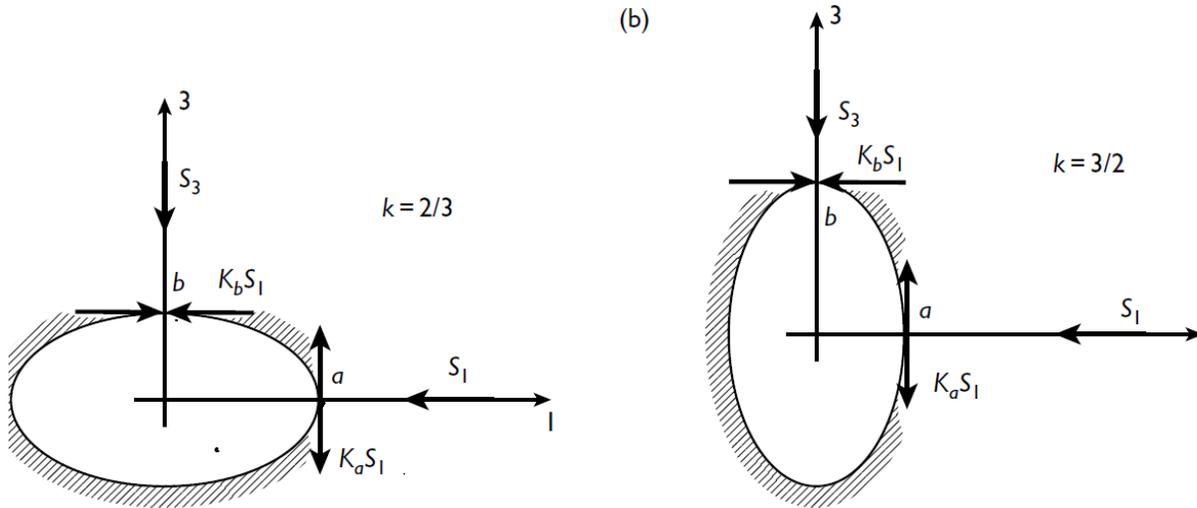
$$\sigma_{\beta\beta}(\max) = \sigma(1 + 2 \coth \alpha_0) = \sigma \left(1 + 2 \frac{a}{b} \right)$$

$$\sigma_{\beta\beta}(\max) = \sigma(1 + 2 \coth \alpha_0) = \sigma \left(1 + 2 \frac{a}{b} \right) = \sigma \left(1 + 2 \sqrt{\frac{a}{\rho}} \right) \quad \rho = \frac{b^2}{a}$$

Éléments de la mécanique des roches

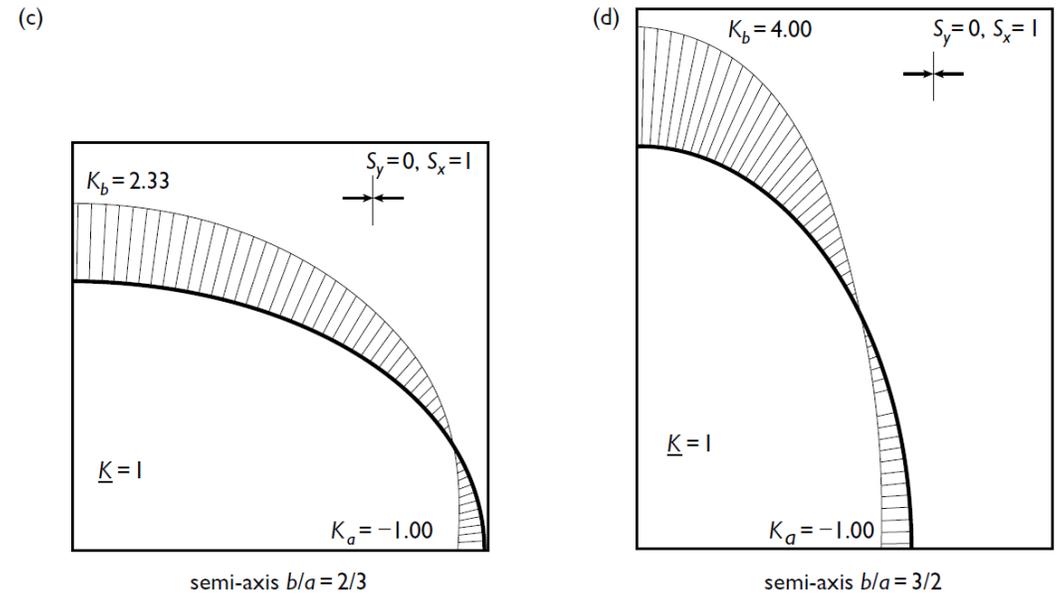
Notion de facteur de concentration de contrainte

Ouvrage elliptique (contraintes coaxiales)



$$K = \frac{(1 - k^2)(1 - M) + 2k(1 + M) - (1 - M)(1 + k)^2 \cos(2\alpha)}{(1 + k^2) - (1 - k^2) \cos(2\alpha)}$$

$k = b_v/a_h$ rapport des demie-axes
 $M = S_h/S_v$ rapport des contraintes



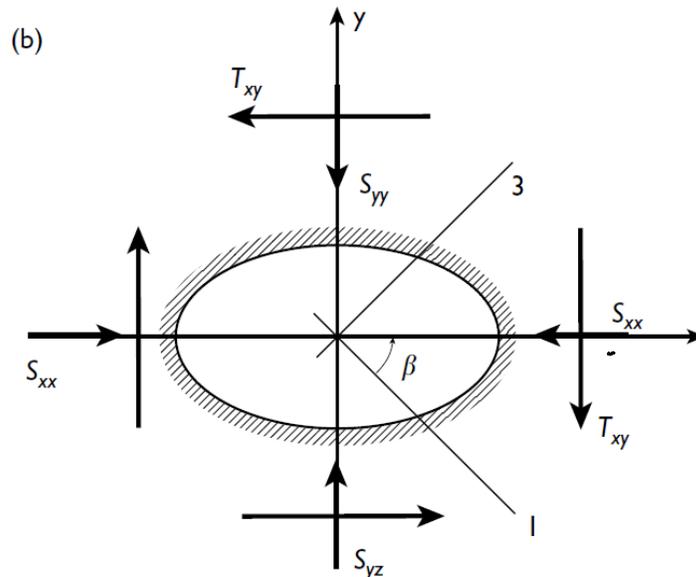
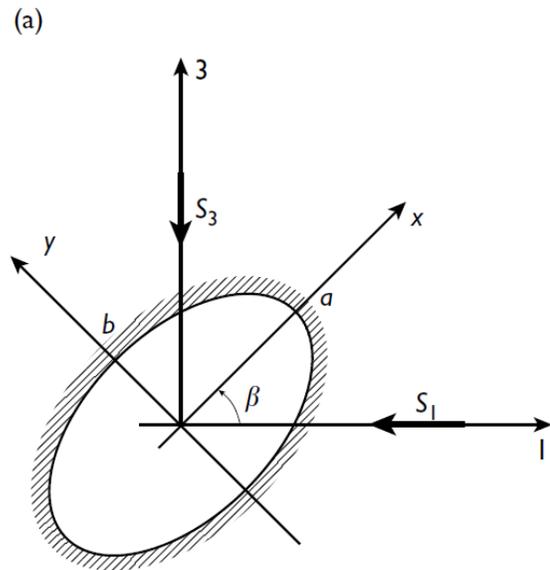
Distribution du facteur de concentration

Éléments de la mécanique des roches

Notion de facteur de concentration de contrainte

Ouvrage elliptique (contraintes inclinées d'un angle β)

$$K = \frac{(1 - k^2)(1 - M) \cos(2\beta) + 2k(1 + M) - (1 - M)(1 + k)^2 \cos(2\beta - 2\alpha)}{(1 + k^2) - (1 - k^2) \cos(2\alpha)}$$

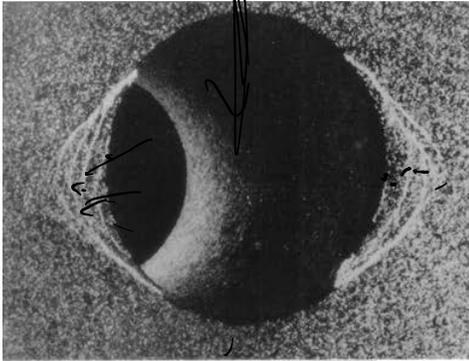


$$\left. \begin{matrix} S_1 \\ S_3 \end{matrix} \right\} = \frac{S_{xx} + S_{yy}}{2} \pm \left[\left(\frac{S_{xx} - S_{yy}}{2} \right)^2 + (T_{xy})^2 \right]^{1/2}$$

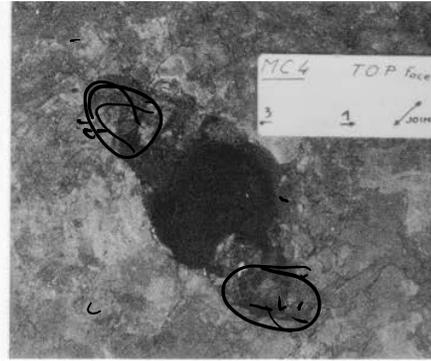
$$\tan(2\beta) = \left[\frac{T_{xy}}{(S_{xx} - S_{yy})/2} \right]$$

Éléments de la mécanique des roches

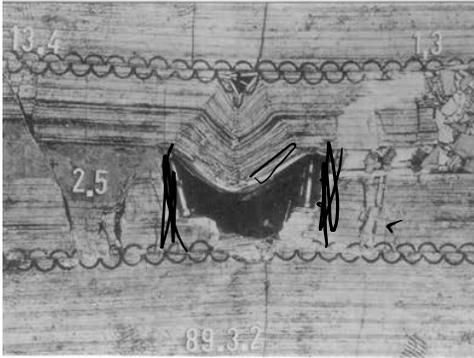
Mode de rupture autour des ouvrages souterrains



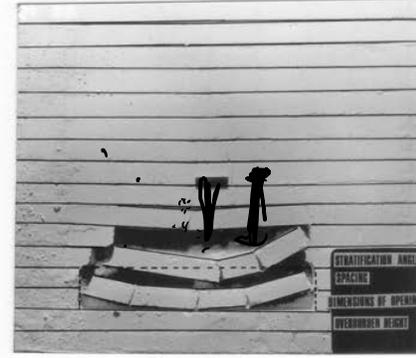
Spalling (Ewy et al. 1988)



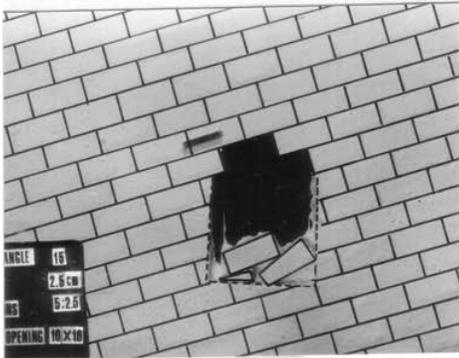
Shearing & Sliding (Kaiser 1979)



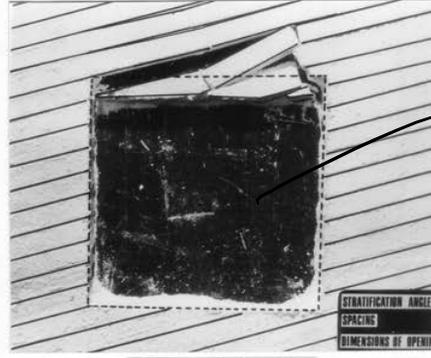
Buckling (Everling 1964)



Bending

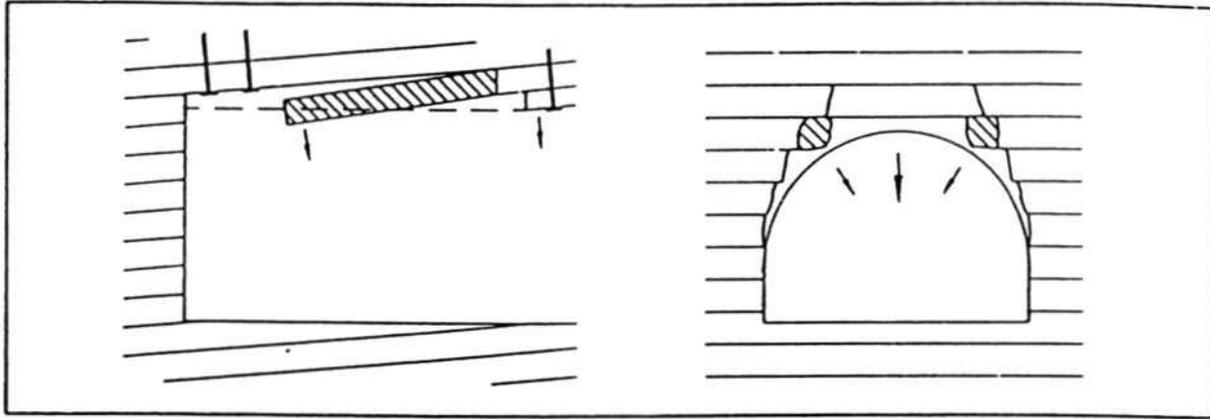


Block Falls



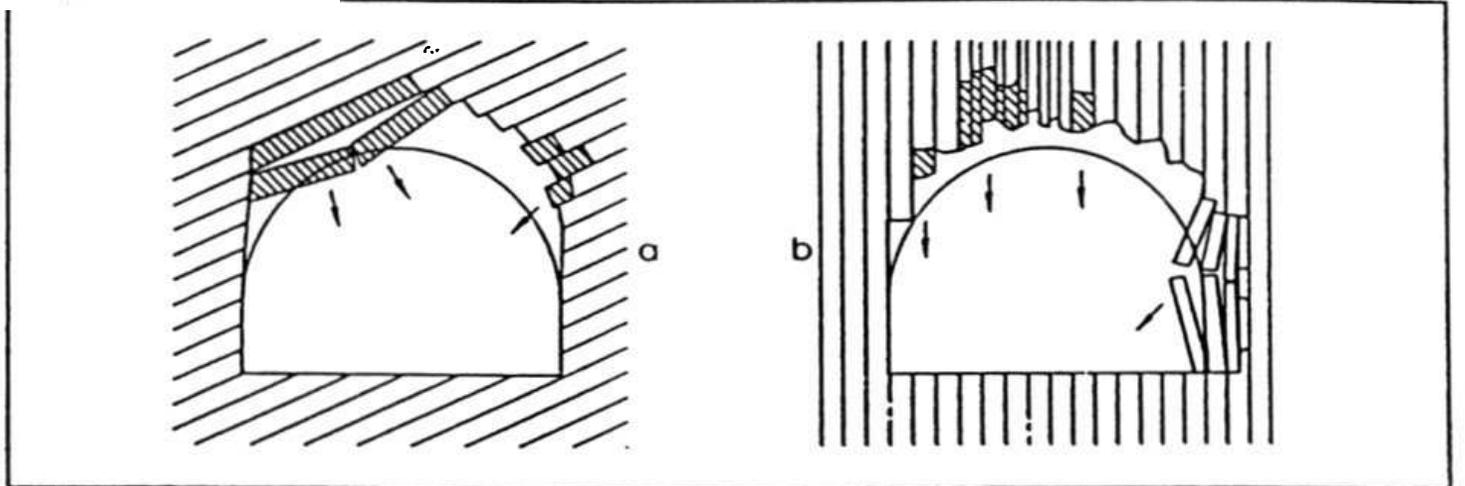
Flexural Toppling

Particularité des constructions dans les rochers



Stabilité contrôlée par les blocs

1 - Pendage subhorizontal : hors-profil et risques d'effondrement de la voûte (boulonnage)



2 - Galerie en direction : a) pendage oblique b) pendage vertical
- hors-profil importants
- flexion des couches minées tangentes à la paroi (boulonnage)
- risque d'effondrement de panneaux importants dans le cas de pendage vertical

- Particularité des constructions dans les rochers

Résistance de la roche importante (plusieurs de dizaine, voire centaines de MPa)

construction souvent par explosion ou par des machines à attaque ponctuel

Possibilité de stabilisation à nu (sans soutènement sans revêtement)



Des fortes contraintes in situ (grandes profondeurs)

Milieu souvent fracturé : stabilité contrôlée par des blocs de roches

$$\text{RQD (Rock Quality Designation)} = 100 \times \frac{\sum \text{longueurs de carottes} > 10\text{cm}}{\text{longueur totale}}$$

$$I_c \text{ indice de continuité} = \frac{v_{lm} \text{ vitesse sur échantillon}}{v_{lc} \text{ vitesse calculée à partir de la composition min éra log ique}}$$

- Particularité des constructions dans les sols

Relativement facile à construire mais *problèmes de la stabilité et de mouvement de la terre*

Excavation (souvent) par tunnelier ou cut and cover

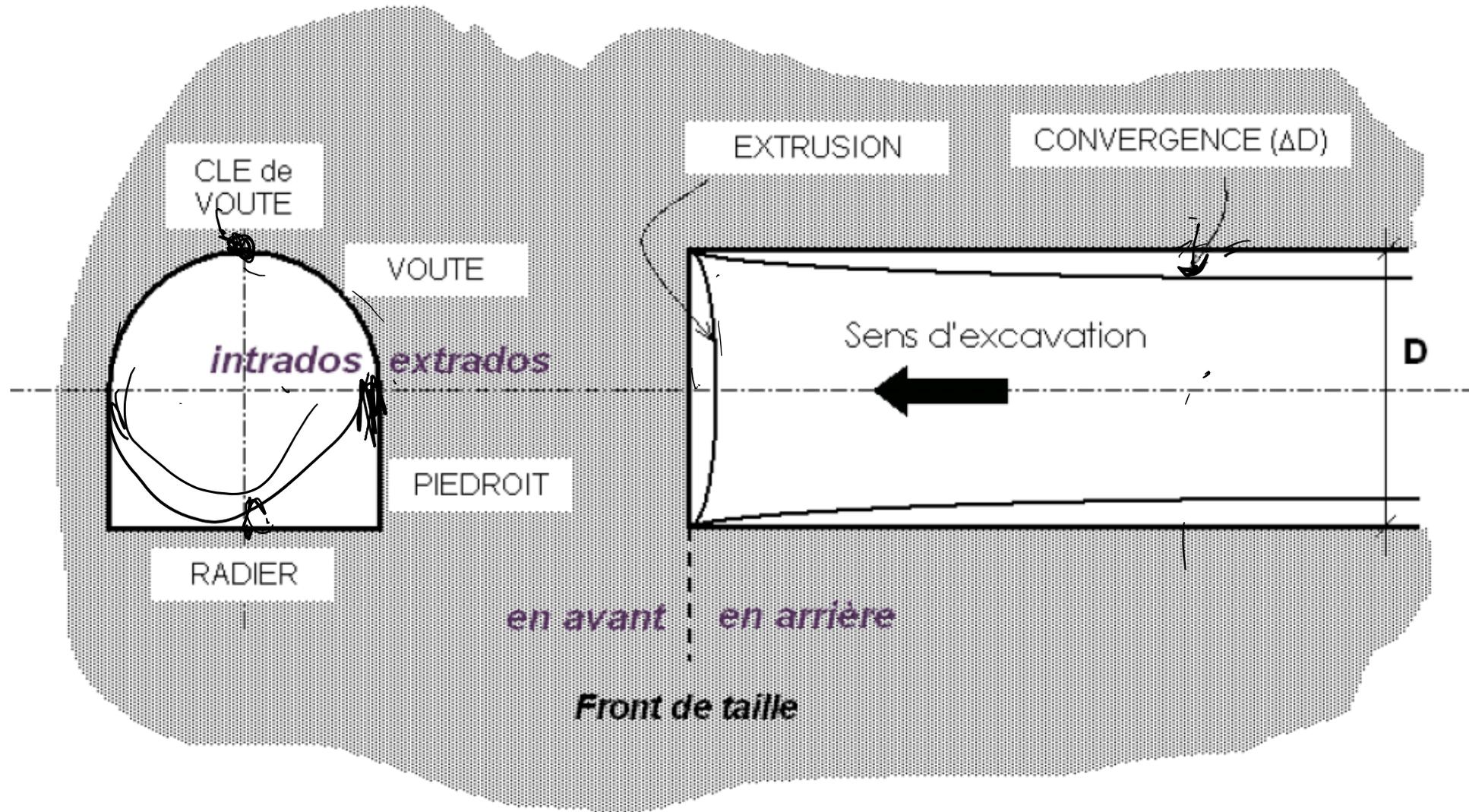


Alternativement une construction séquentielle peut être réalisée

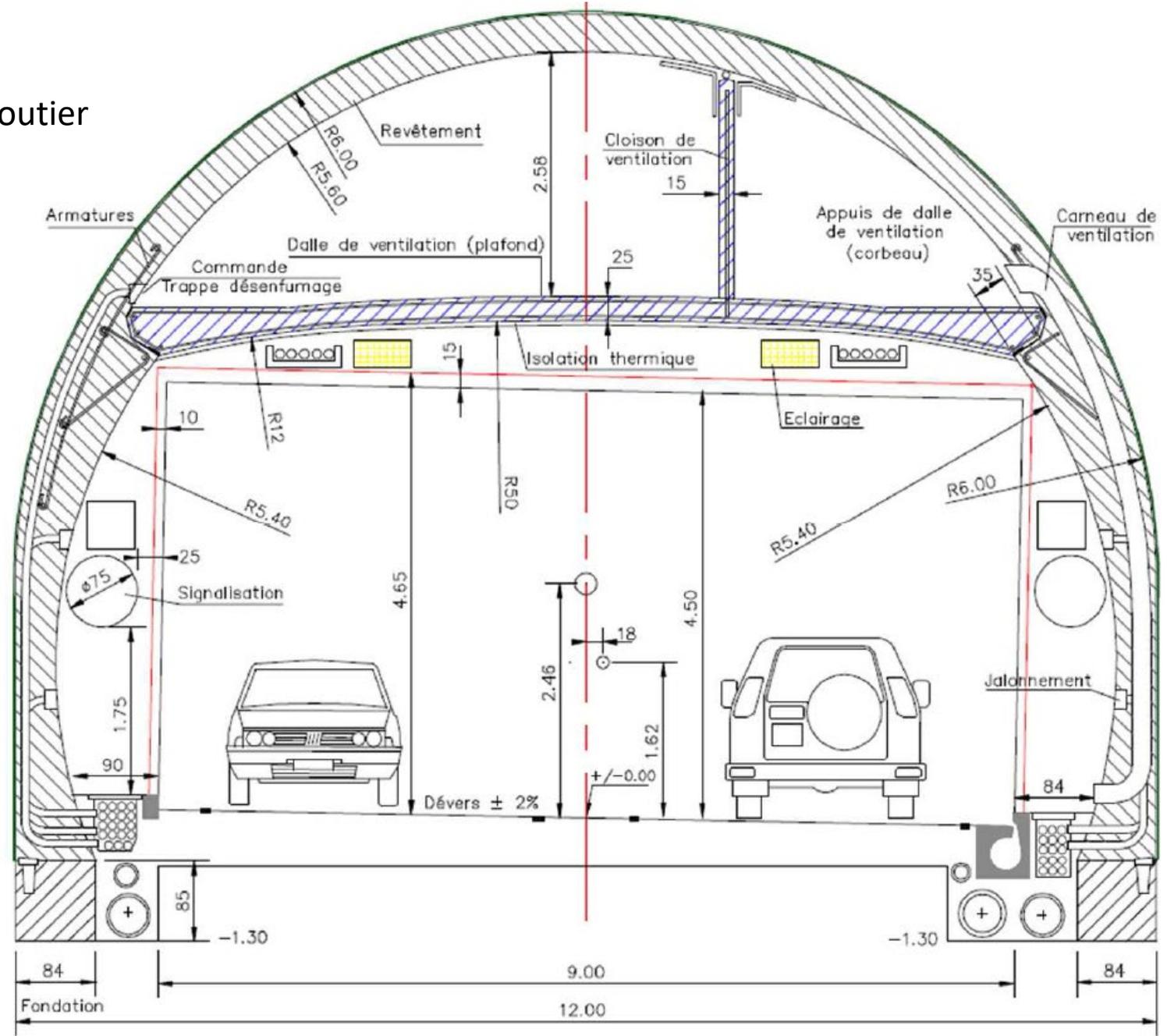


- Caractérisation géotechnique : celle typiquement des sols

Vocabulaire



Éléments d'un tunnel routier



Techniques de construction

Méthodes conventionnelles - phasage des opérations

La construction passe par plusieurs phases bien distinguées et séquentielles

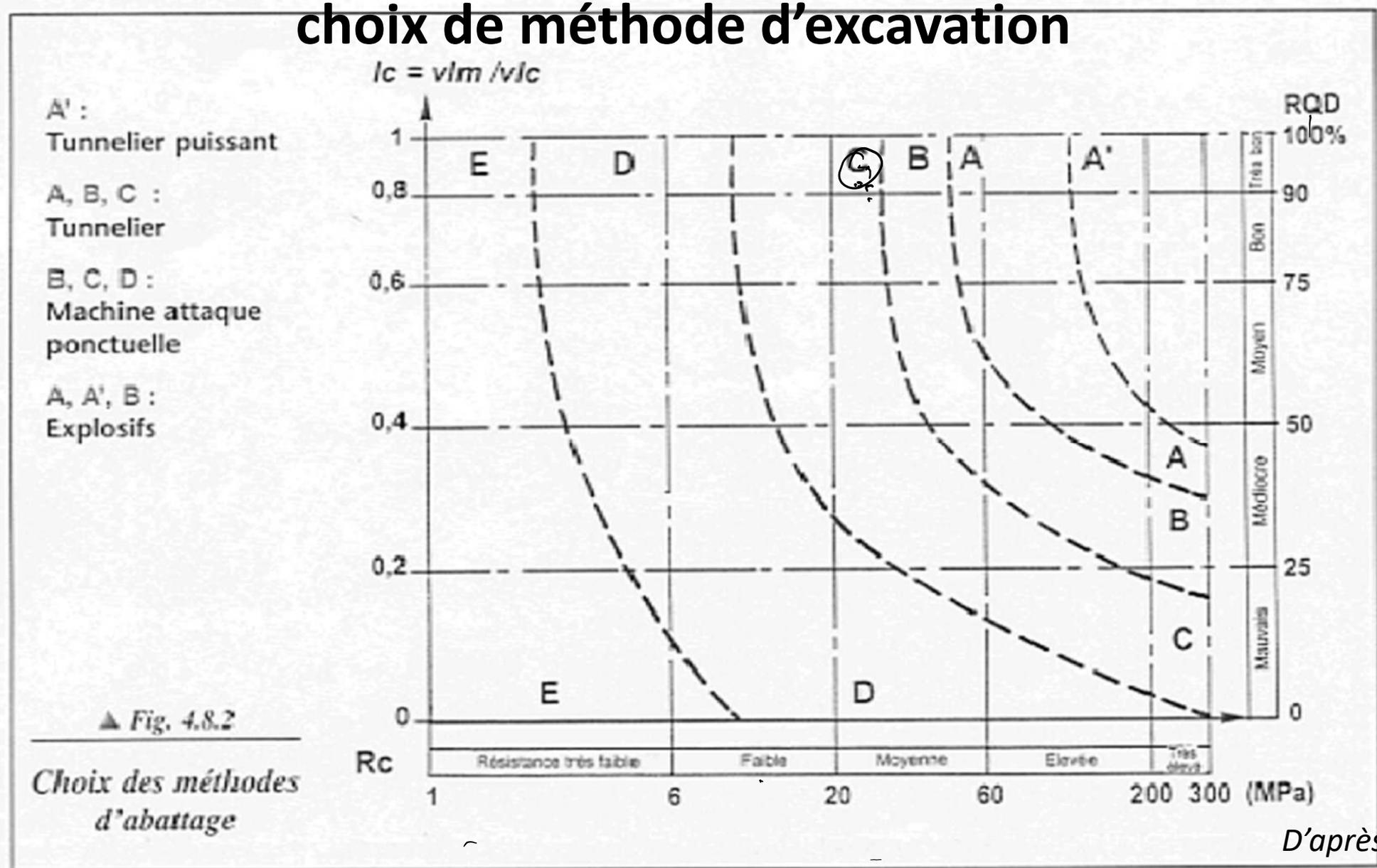
- **Excavation** :
 - Pelle
 - Explosif
 - Machine fraiseuse
 - Tout outil d'abattage

- **Purge et marinage** :
 - Tout outil de transport de la roche/sol creusé
 - Traction thermique
 - Traction électrique
 - Convoyeur à bande
 - Transport hydraulique

- **Soutènement** : (pas toujours présent) cintres métalliques, béton projeté, boulons radiaux
- **Revêtement** : (pas toujours présent) étanchéité, béton coffré

Méthodes conventionnelles

choix de méthode d'excavation



D'après M. Près

$$l_c \text{ indice de continuité} = \frac{v_{lm}}{v_{lc}} \times \frac{\sum \text{longueurs de carottes} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur totale}}$$

v_{lc} Vitesse calculée à partir de la composition min éra logique

L'excauation

- Mécanisation : pelle mécanique, machine à attaque ponctuelle
- Explosif
- Prédécoupage

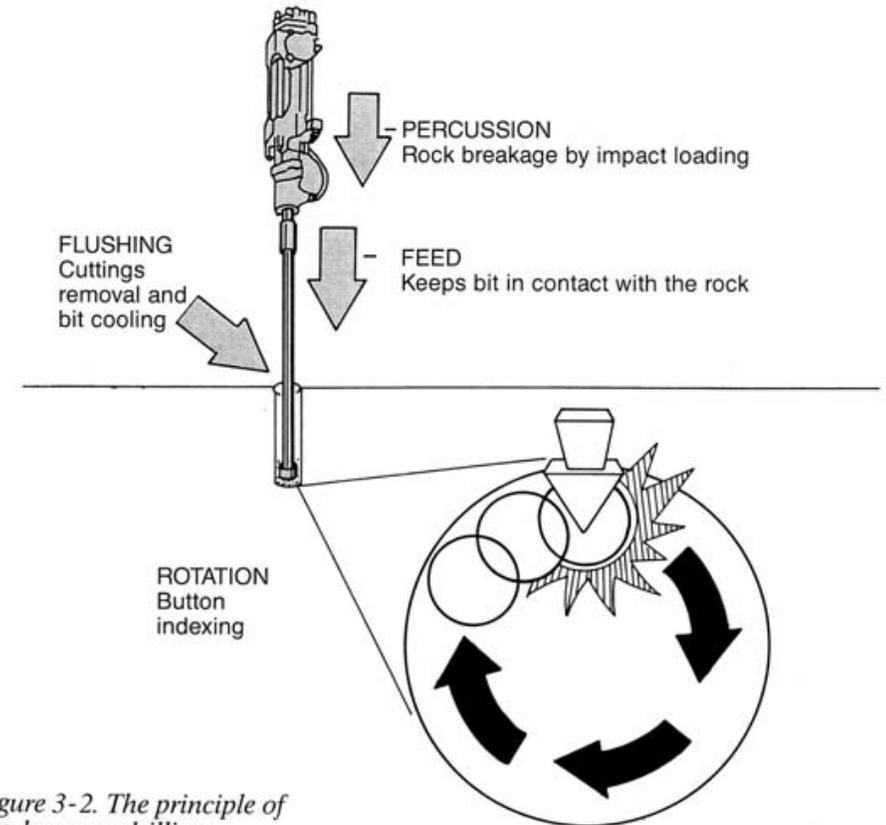
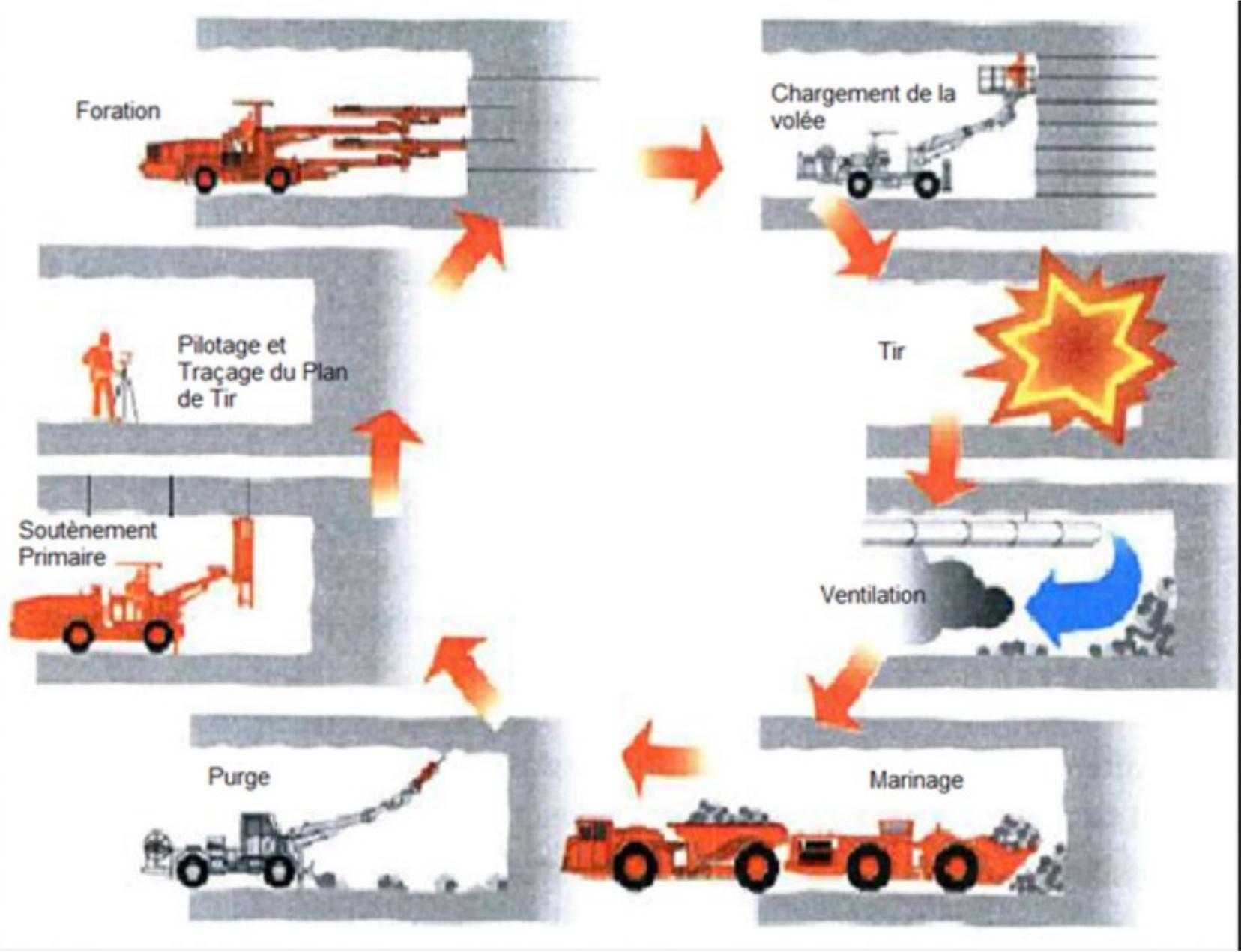


Figure 3-2. The principle of top-hammer drilling.

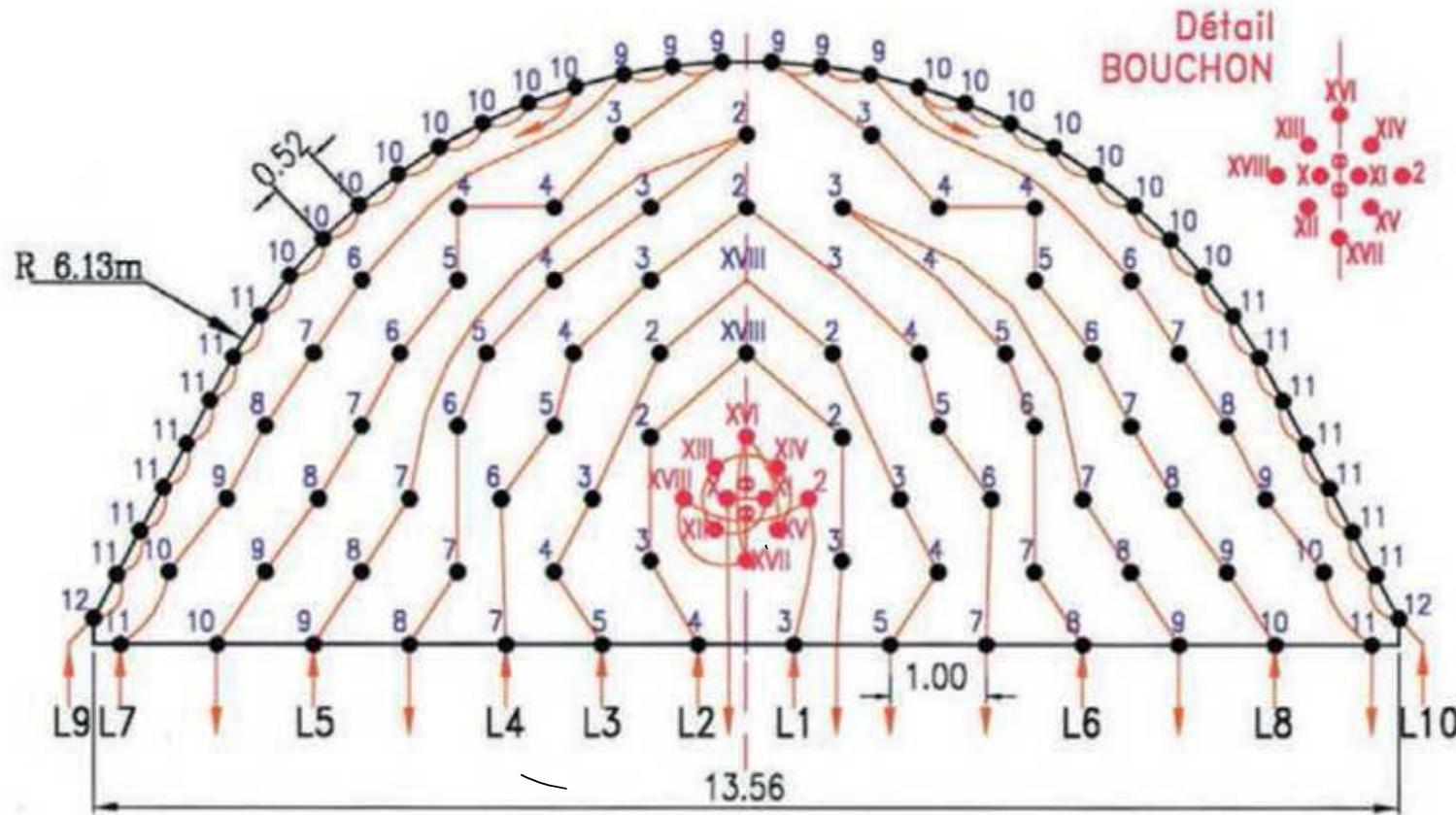


Source TP-Planet

Excavation à explosif

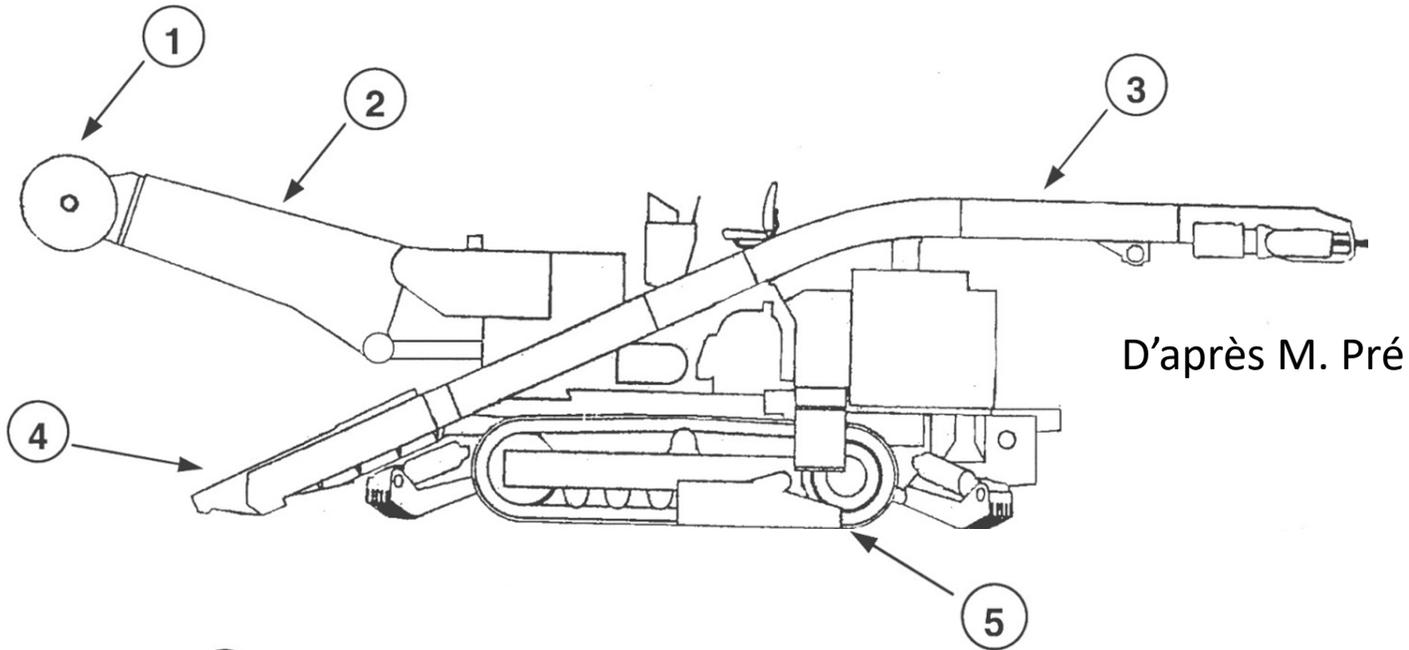
Plan de Tir - Demi-Section

Δt ligne : 30 millisecondes
 Δt micro-retard : 30 millisecondes



L1	10 bouchon 1 relevage) 11 Trous
L2	5 abattage 1 relevage) 6 Trous
L3	7 abattage 2 relevage) 9 Trous
L4	9 abattage 2 relevage) 11 Trous
L5	8 abattage 2 relevage) 10 Trous
L6	7 abattage 2 relevage) 9 Trous
L7	13 abattage 2 relevage 3 découpage) 18 Trous
L8	13 abattage 2 relevage 3 découpage) 18 Trous
L9	15 découpage 1 coin) 16 Trous
L10	15 découpage 1 coin) 16 Trous
Total	10 bouchon 62 abattage 16 relevage et coin 15 découpage + 2 trous vides) 124 Trous

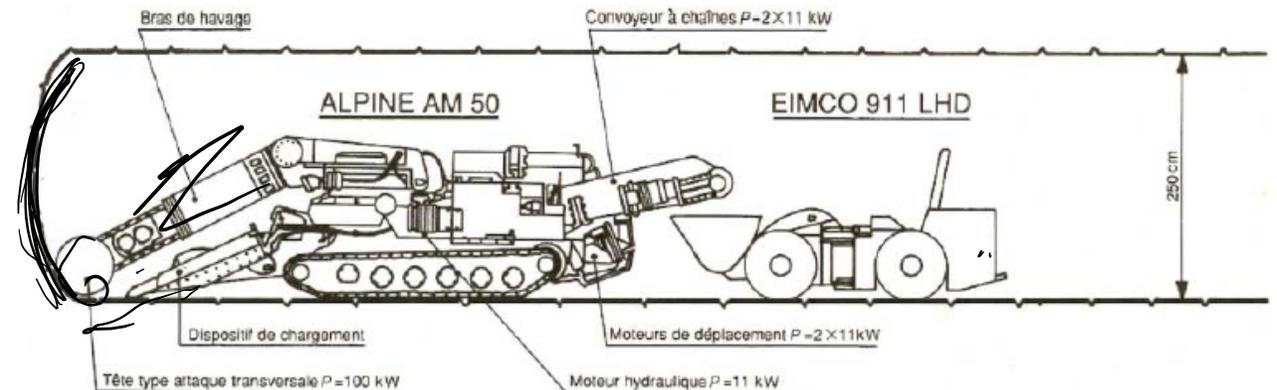
Excavation par machine à attaque ponctuel



D'après M. Pré



- ① Tête transversale
- ② Bras d'abattage
- ③ Convoyeur
- ④ Tablier de ramassage
- ⑤ Châssis automoteur sur chenilles



Purge & marinage



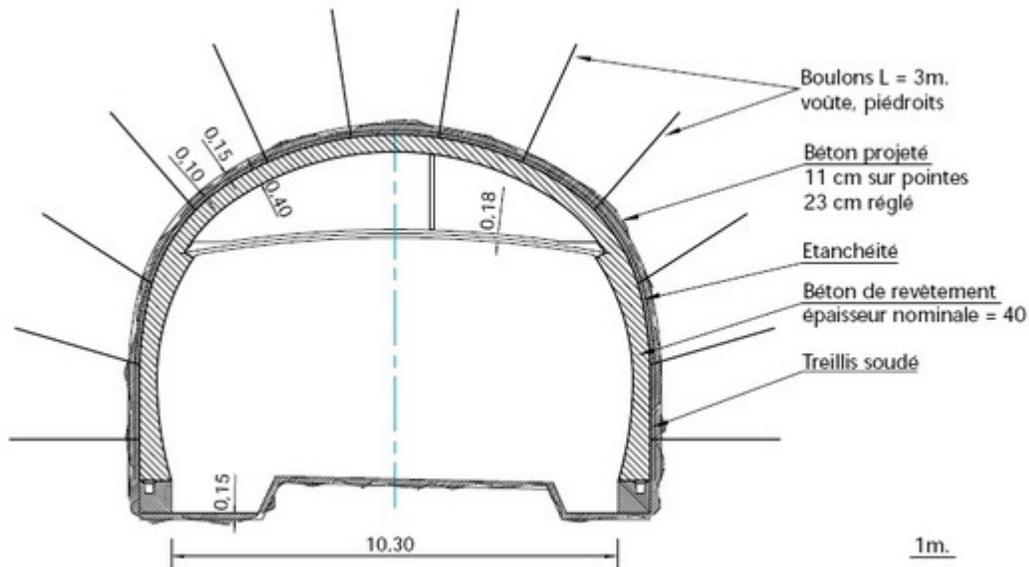
Soutènement

Protection provisoire

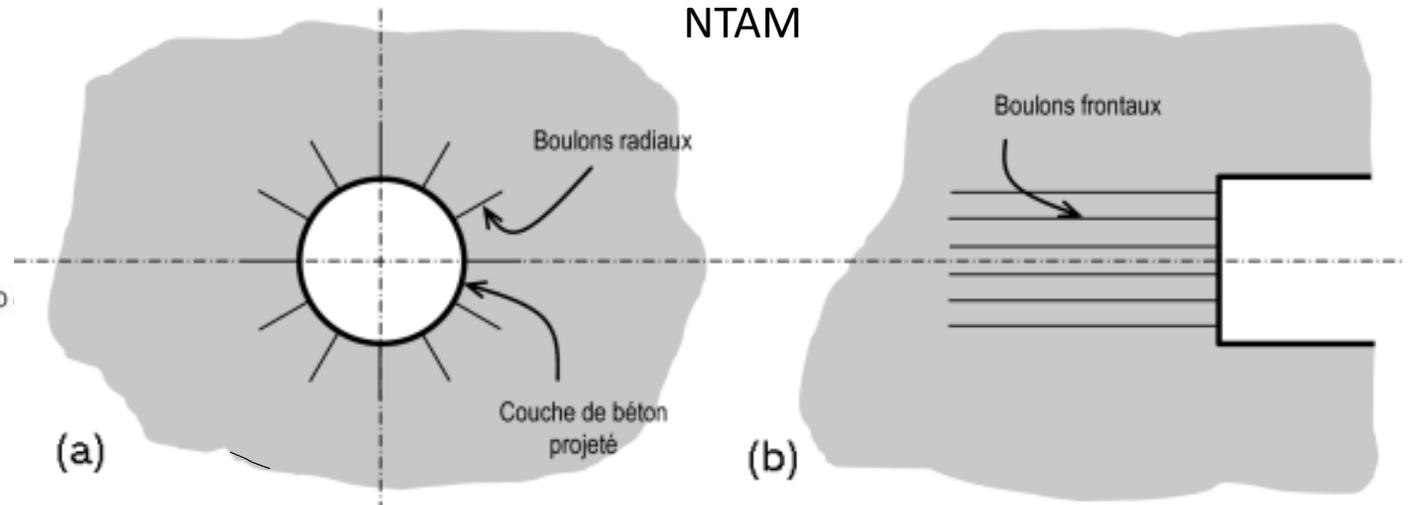


Par cintres réticulés : Cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faibles sections et facilement cintrable à la forme de l'excavation.

Par cintres lourds et blindages : Constitués de profils normalisés également, on emploie ce type de cintre sur des terrains fortement poussant, là où les efforts à reprendre sont plus importants.



Boulonnage NTAM



Revêtement

Béton coffré - Stabilité à long terme



Limitation des coûts d'exploitation

Support et protection de l'étanchéité

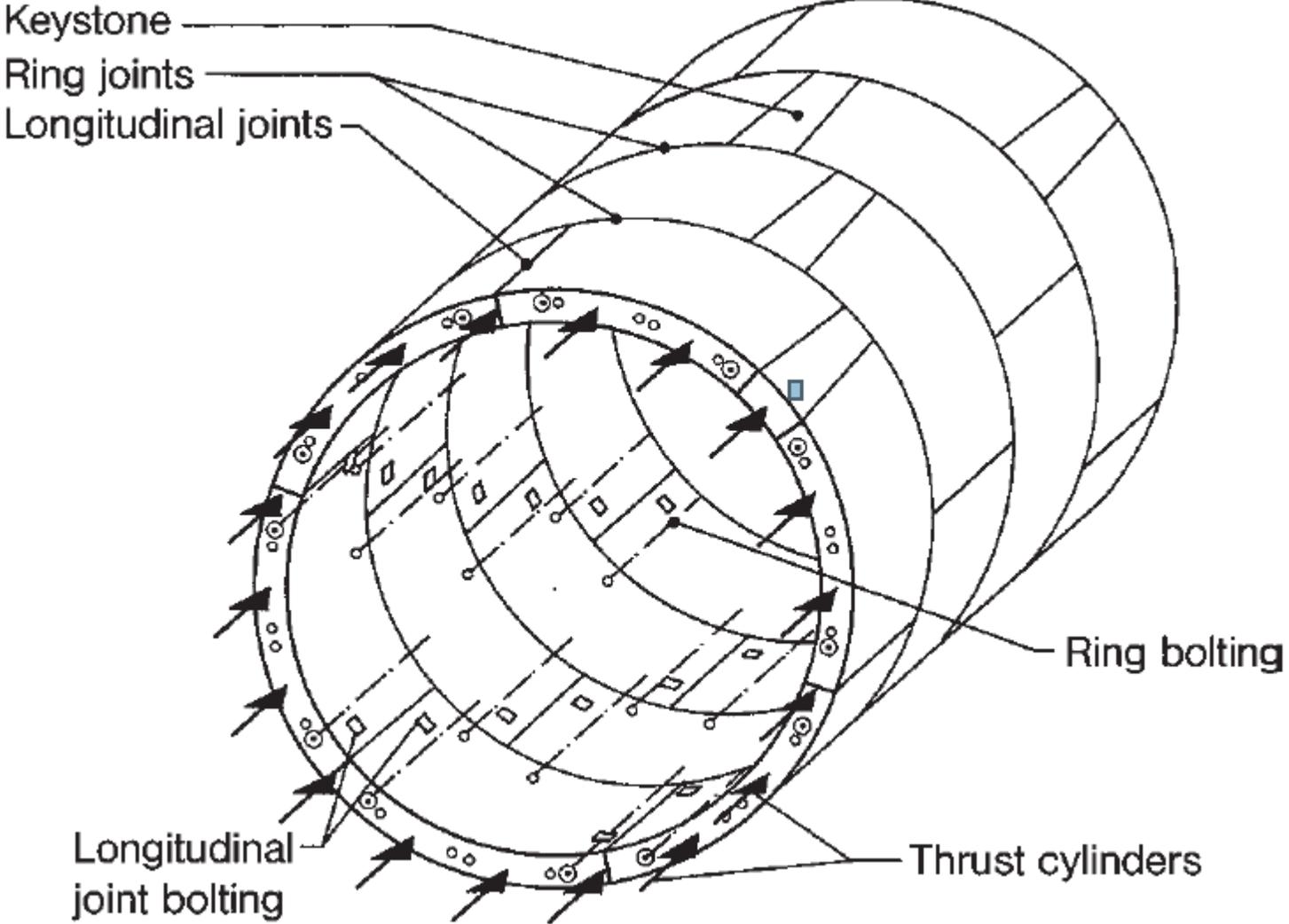


Support d'équipements d'exploitation

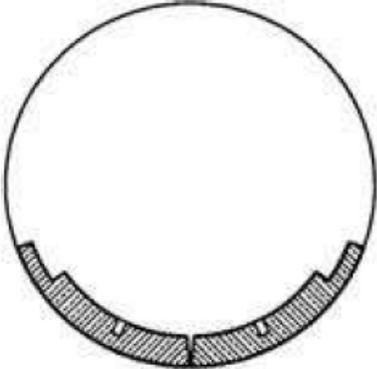


D'après M. Pré

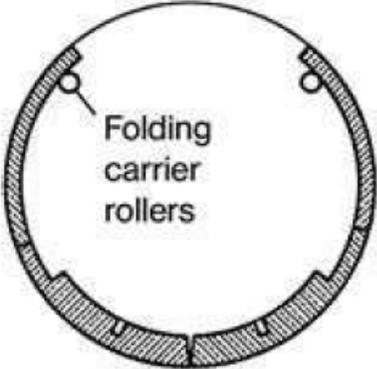
Revêtement



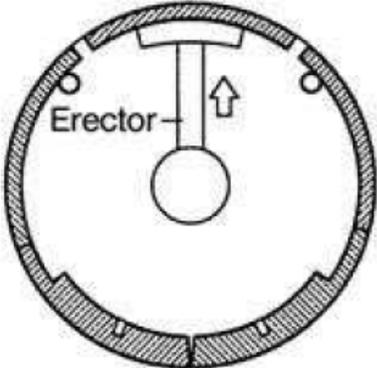
Revêtement



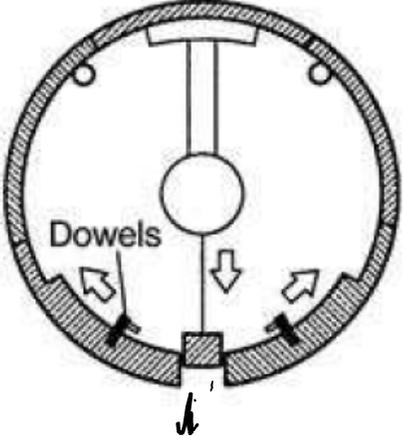
Withdrawal of thrust pressure ring and installation of invert segments



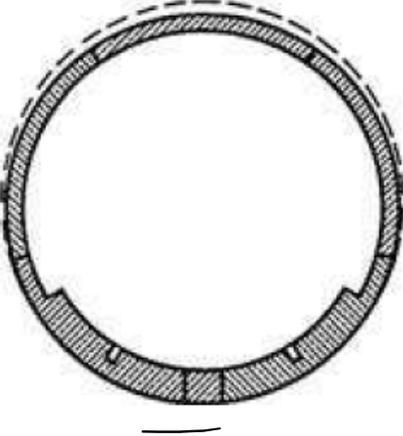
Installation of left and right side segment



Installation of top segment

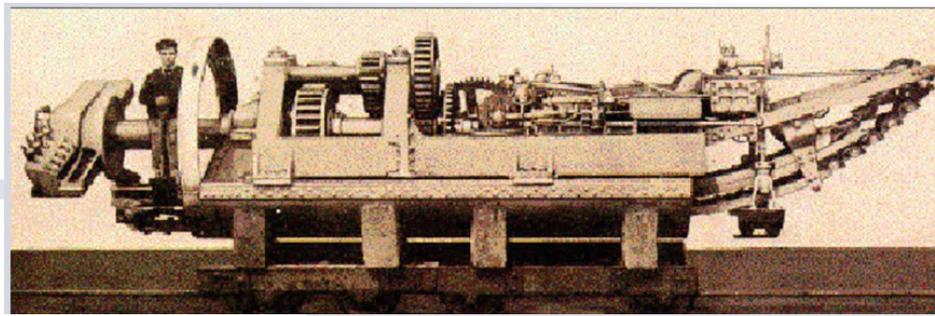


Spreading of invert segments and insertion of keystone

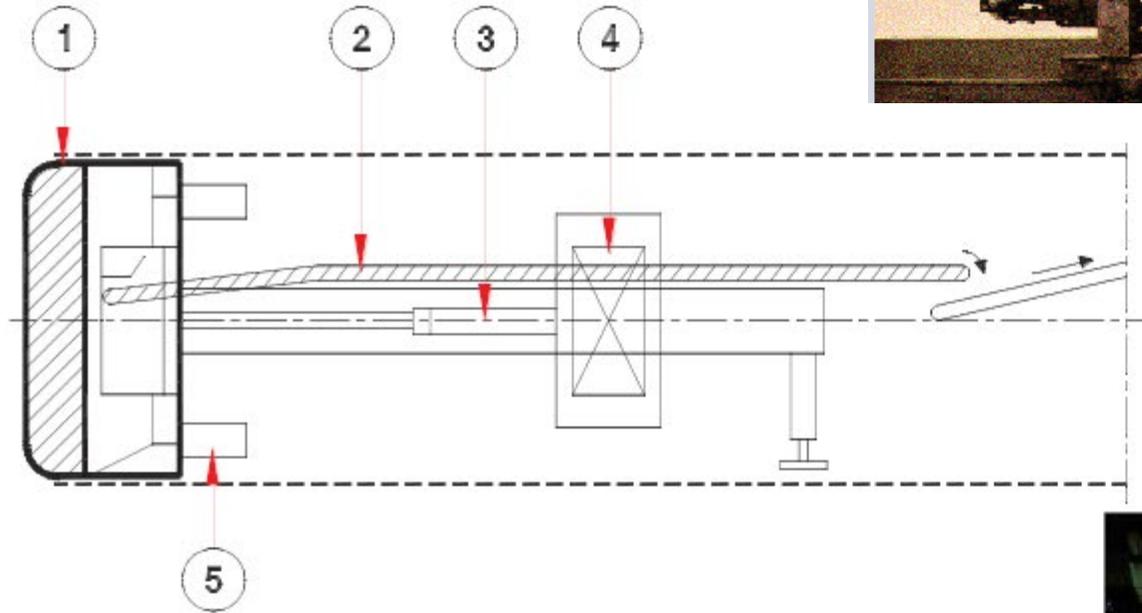


Move thrust pressure ring forward and filling of annular gap with pea gravel

Tunneliers



Machine du
Colonel Beaumont
1882

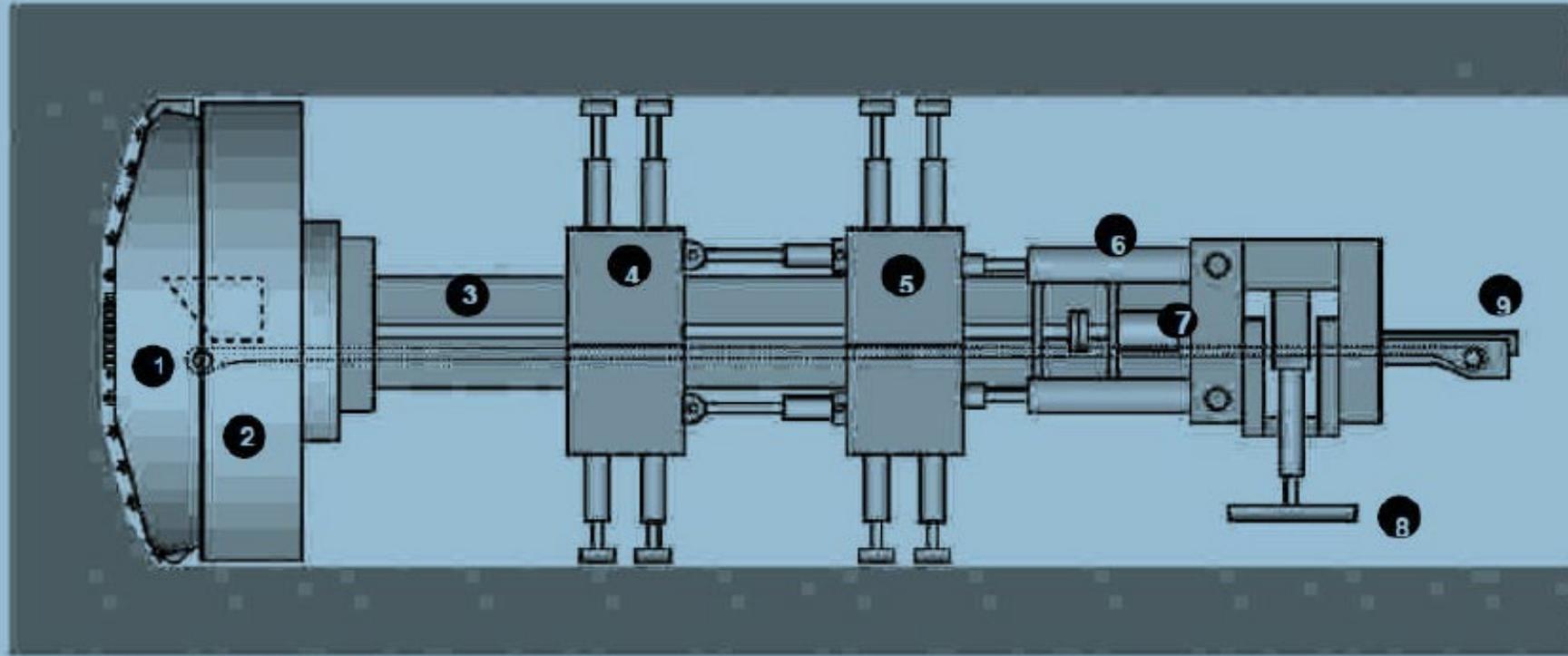


- ① Tête d'abattage
- ② Convoyeur
- ③ Vérin de poussée
- ④ Grippers (à appui radial)
- ⑤ Motorisation



Tunneliers

Schematic Representation of a Hard Rock Tunnel Boring Machine



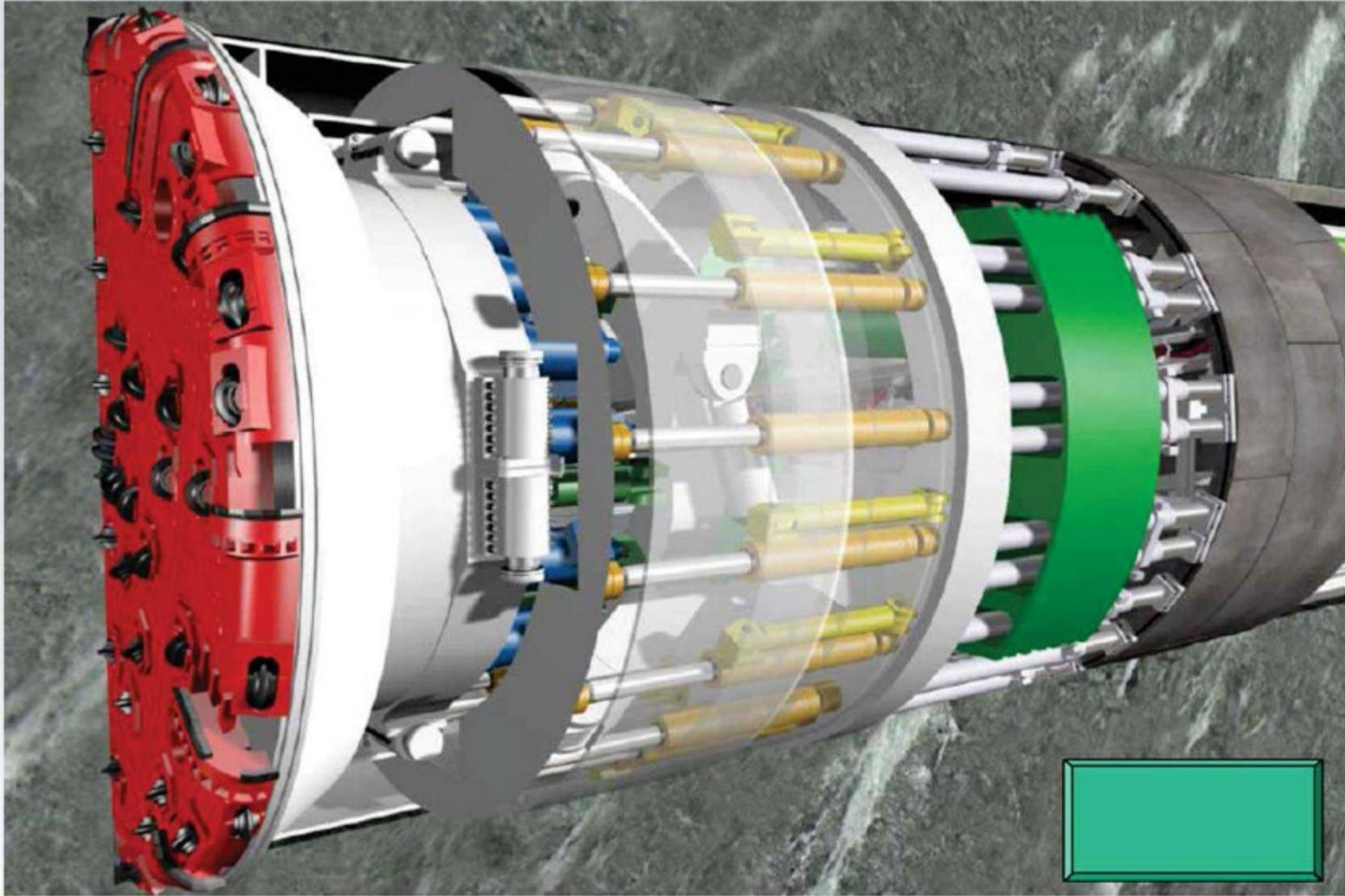
Seitenansicht TBM

- 1 Cutter Head
- 2 Cutter Head Jacket
- 3 Inner Kelly

- 4 Front Gripper System
- 5 Rear Gripper System
- 6 Thrust Cylinder

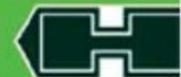
- 7 CH-Drive Motors
- 8 Rear Support
- 9 Muck Conveyor

Double shield



HERRENKNECHT

HERRENKNECHT



Conception des ouvrages souterrains

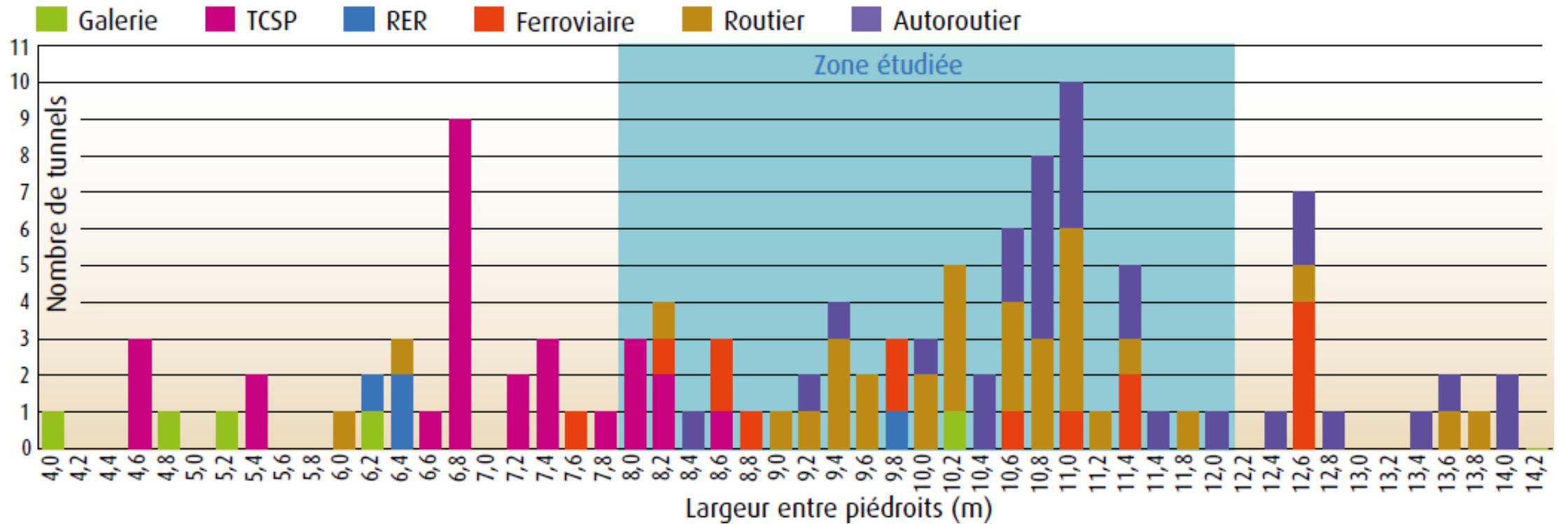
Formes des sections transversales des tunnels et conditions courantes de leur utilisation

N°	Profil en travers	Méthode typique de construction	Commentaires
1	Circulaire	Tunnelier	Récemment utilisée au Japon pour le profil en travers rectangulaire
2	Rectangulaire	Tunnel immergé	Aux Etats-Unis, le profil en travers circulaire est couramment employé
3	Rectangulaire	Tranchée couverte	Le béton précontraint est parfois utilisé pour construire des profils en travers circulaires au-dessus de la chaussée
4	Fer cheval	Dynamitage	Utilisé dans le cas des roches dures
5	Section circulaire et radier en ellipse	Méthodes de soutènement durant le creusement	Dans le cas de roches dures, le profil en fer cheval est souvent employé

Conception des ouvrages souterrains

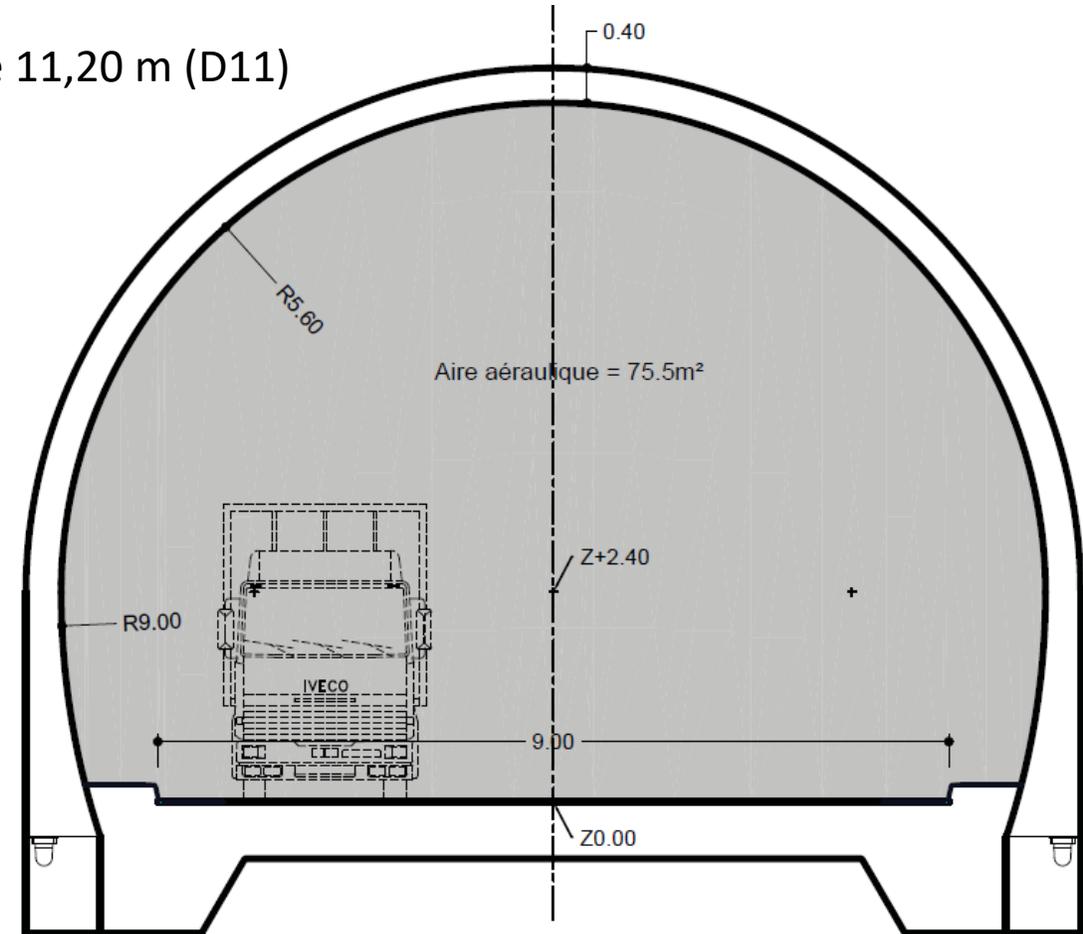
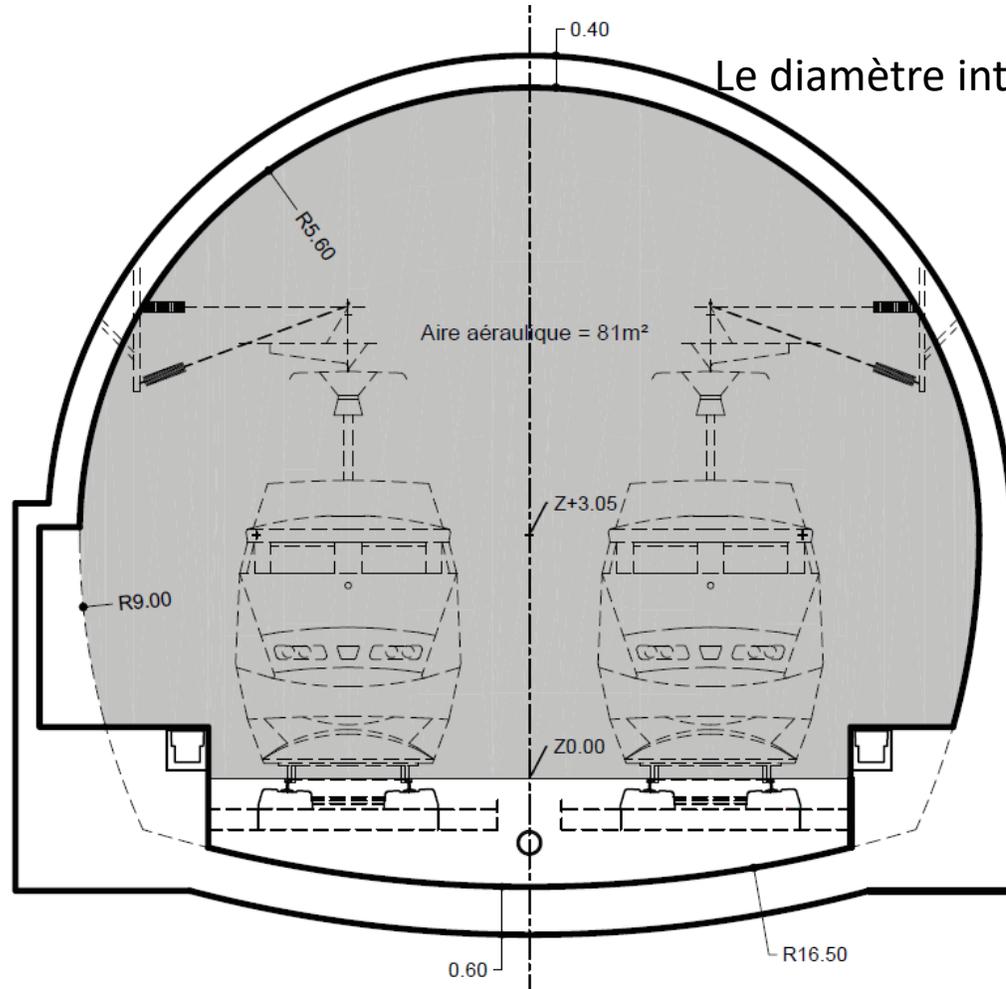
Sections transversale type en France

Sections de tunnels construits en France entre 1986 et 2016



Conception des ouvrages souterrains

Sections transversales type en France



convient pour :

- un tunnel routier bidirectionnel ou autoroutier unidirectionnel à 2 voies
- un tunnel ferroviaire bidirectionnel à 2 voies pour une ligne voyageurs à vitesse d'exploitation < 270 km/h ;

UE : Ouvrages Sous Sollicitations Dynamiques et Environnementales

Module : Actions de Neige et Vent

Module : Dynamique des structures

Module : Parasismique

**Module : Interaction Sol structure –Fondations et
Ouvrages souterrains**

Prof. Dashnor HOXHA
dashnor.hoxha@univ-orleans.fr

COD 2020-2021

Plan

- **Problématique de l'interaction sol-structure**
- **Fondations en zone sismique**
- **Fondations profondes : Dimensionnement des groupes de pieux, pieux inclinés, pieux sollicités en flexion**
- **Ouvrages souterrains**
 - **Éléments de la mécanique des roches : propriétés, anisotropie, discontinuité, les différences avec les sols, classement des roches**
 - **Contraintes in situ : évaluation, mesures**
 - **Techniques de construction des ouvrages souterrains**
 - **Méthodes classiques**
 - **Tunneliers**
 - **Interaction revêtement – excavation**
 - **Principes de dimensionnement**
 - **Etat de contrainte isotrope**
 - **Etat de contrainte isotrope**

Conception / dimensionnement du soutènement

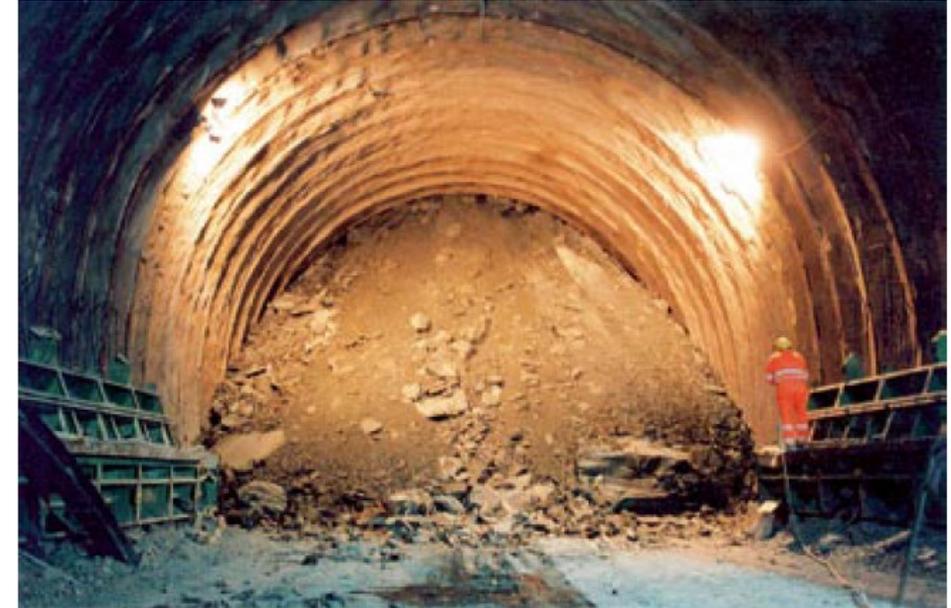
Trois situations de stabilité de front de taille (D'après P. Lunardi 2014)



a) roche



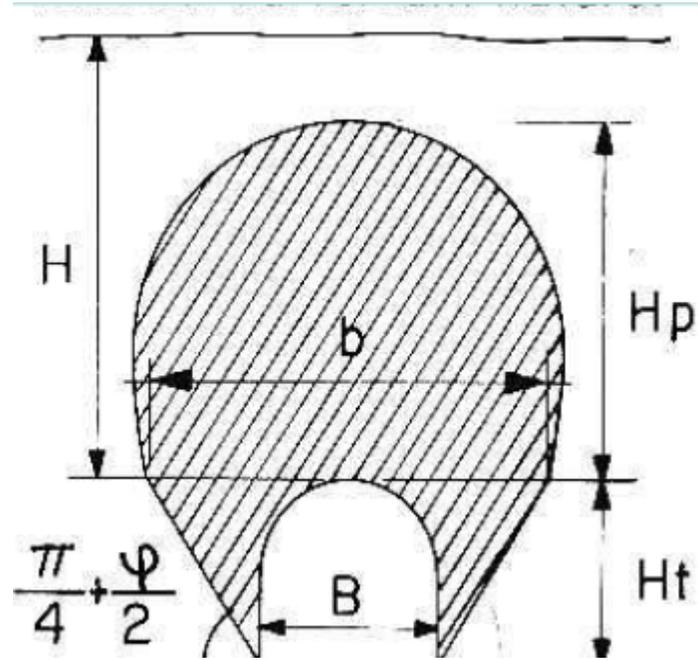
b) Formation argileuse



c) Formation sableuse

Méthodes de calcul des charges sur le soutènement

Terzaghi



$$H_p = K(B + H_t)$$

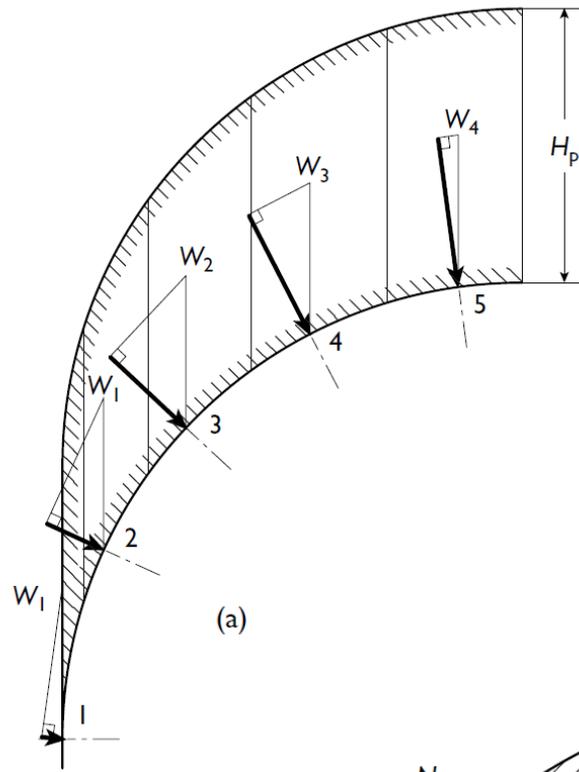
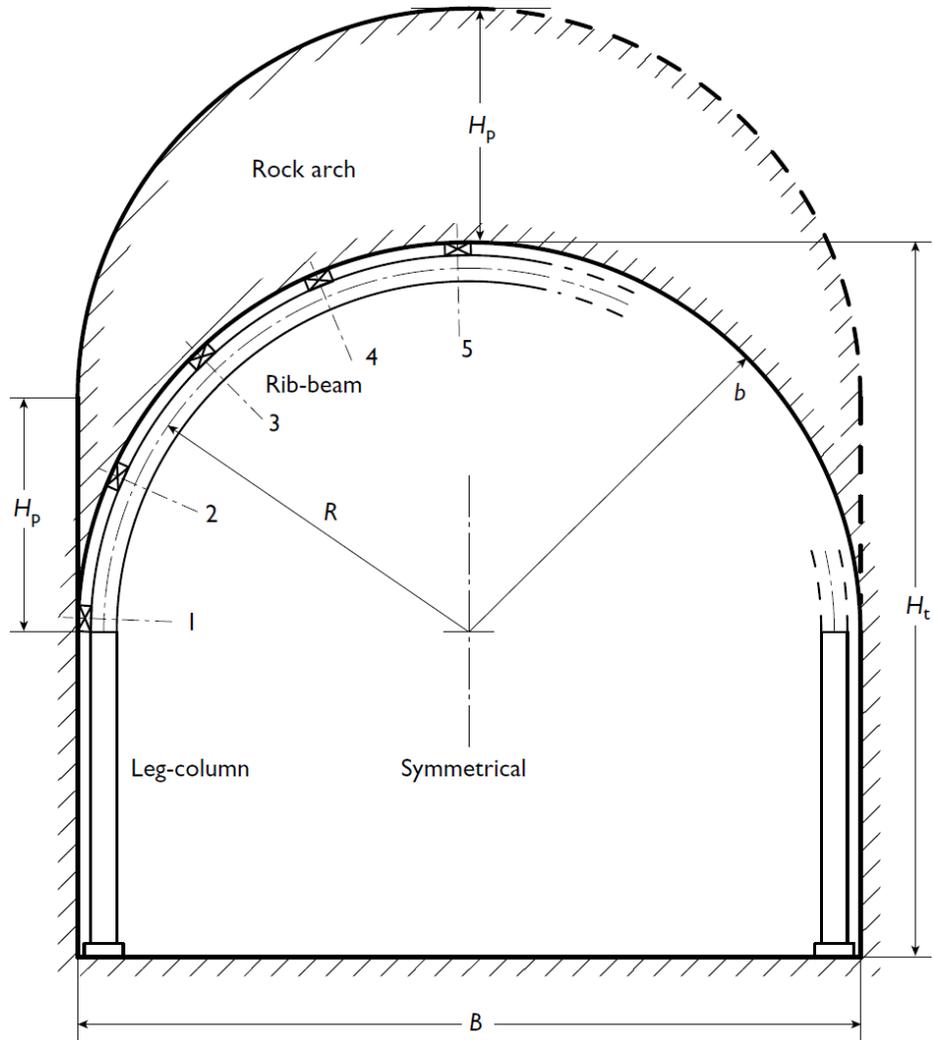
H_p = Hauteur de la surcharge de terrain au-dessus de la voute

B = Largeur de l'ouverture de l'ouvrage

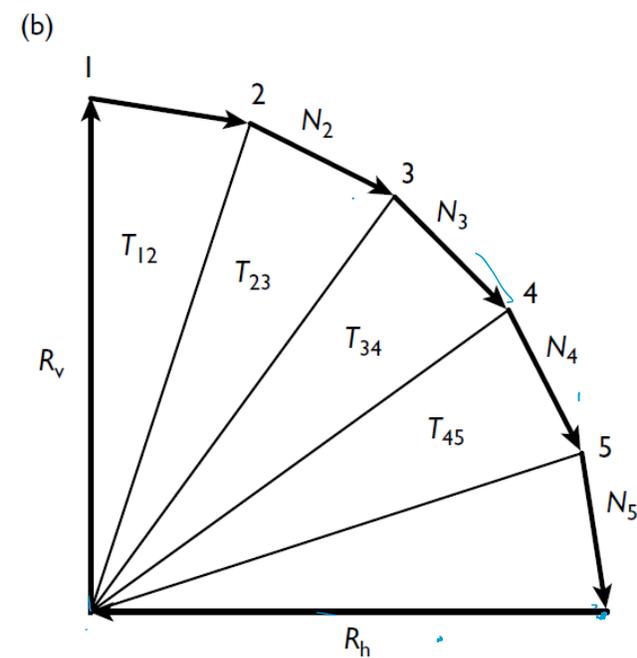
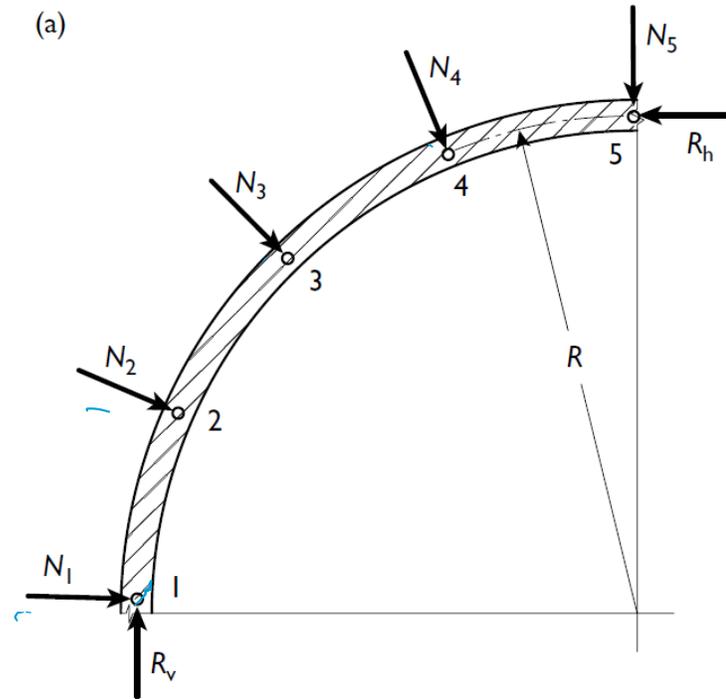
H_t = Hauteur de la galerie

K = coefficient variable suivant la nature du terrain

Nature de la roche	Charge H_p	Remarques
Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
Modérément ébouleuse	0.25 à 0.35 (B+ H_t)	Pas de pression latérale
Très ébouleuse	0.35 à 1.1 (B+ H_t)	Peu ou pas de pression latérale
Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 (B+ H_t)	Pression latérale considérable
Roche fluante à profondeur modérée	1.1 à 2.1 (B+ H_t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche fluante à grande profondeur	2.1 à 4.5 (B+ H_t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	jusqu'à 75 m indépendant de (B+ H_t)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, cintres coulissants

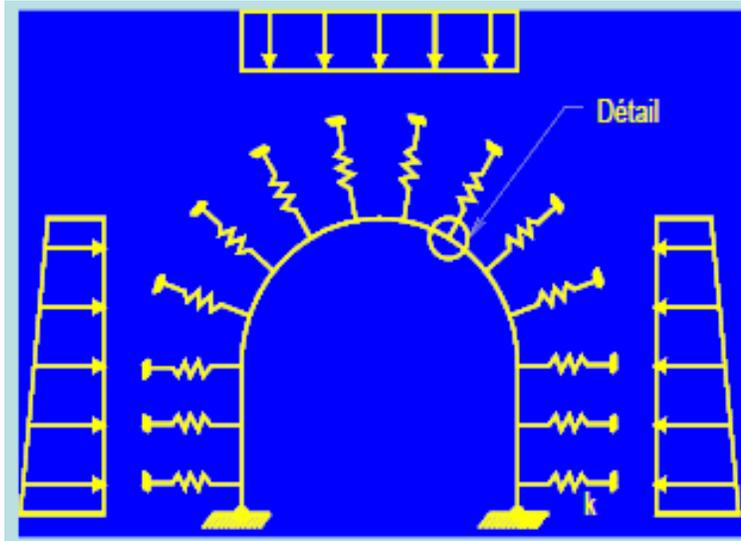


Méthode de calcul des efforts sur un support d'un tunnel en fer à cheval



Méthodes de calcul des charges sur revêtement

La méthode des réactions hyperstatiques



Action du terrain encaissant assimilée à des charges extérieures
Revêtement appuyé sur des ressorts dont la raideur (k) dépend des caractéristiques du terrain (module de réaction)

Chargements

Charges dites « actives » indépendantes de l'état de déformation du revêtement (chargement initial)

Charges dites « passives » résultant de l'équilibre de la structure (revêtement + ressorts)

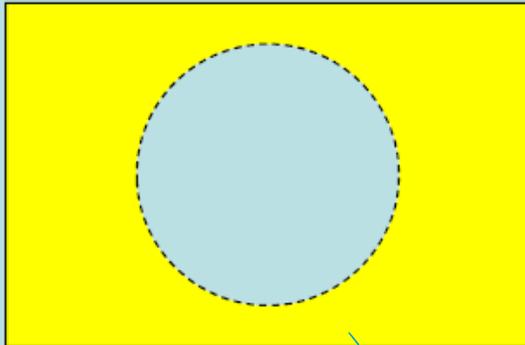
Méthodes de calcul des charges sur revêtement

Méthode convergence confinement

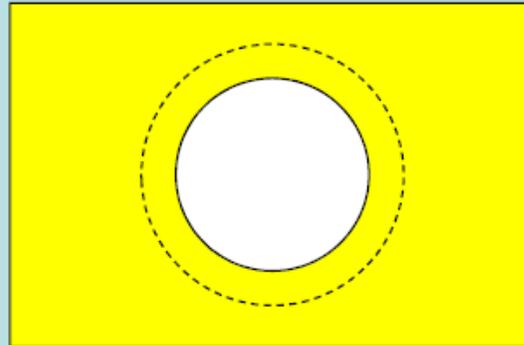
- Point de départ de la méthode

➤ D'abord, une vue de l'esprit:

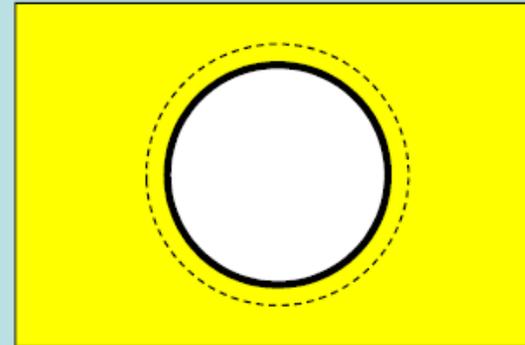
➤ Le tube de longueur infinie dans un massif infini (problème plan, ou plutôt en déformations planes):



- Avant l'existence du tube:
- Le milieu intérieur est en équilibre avec le milieu extérieur
- Il exerce une pression radiale sur ce milieu extérieur (pression de confinement), égale à la contrainte géostatique dans le massif.



- On vide entièrement le tube, sur toute sa longueur:
- La pression de confinement disparaît et le trou a tendance à se refermer (plus ou moins selon les caractéristiques mécaniques du milieu extérieur): c'est la convergence.(radiale)



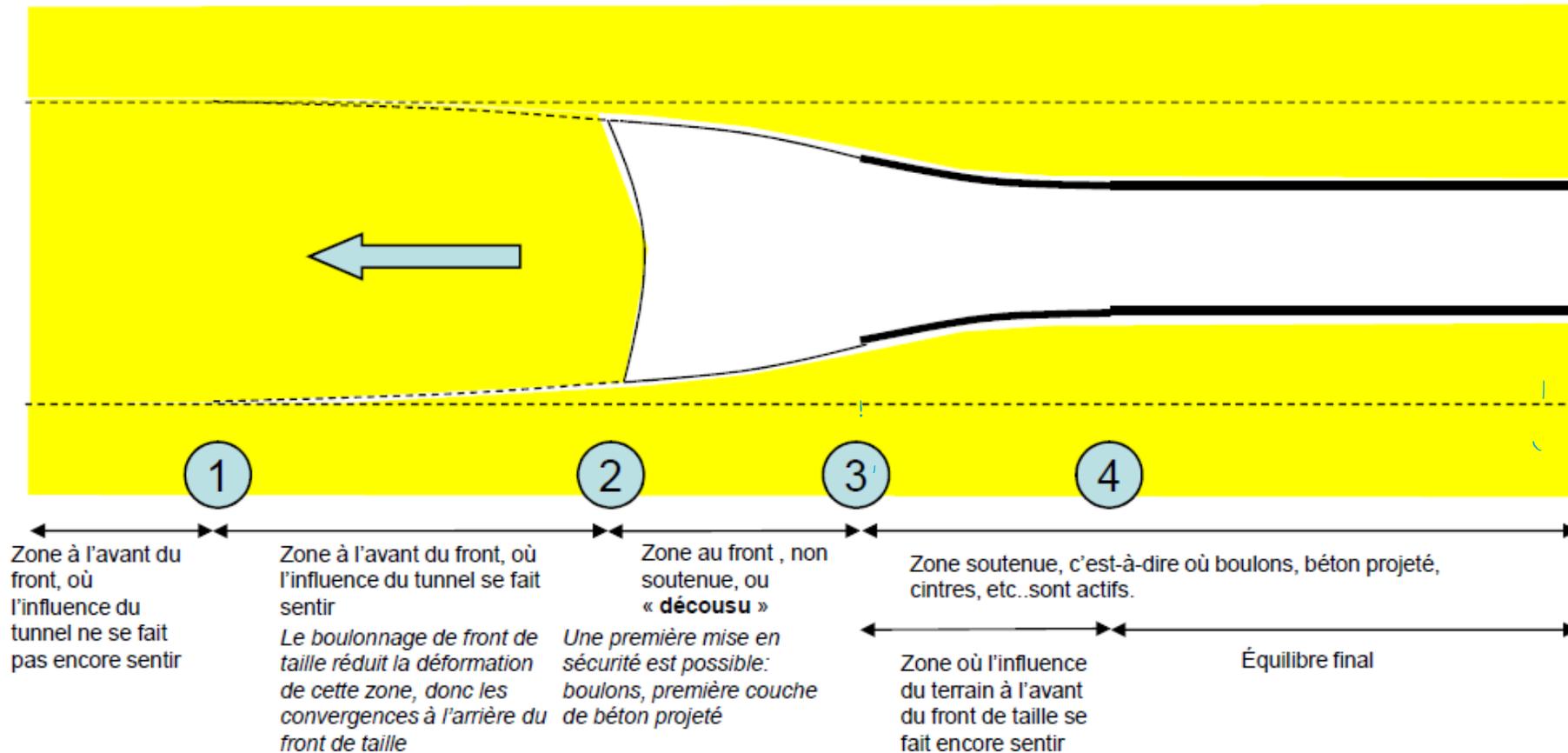
- Un soutènement est interposé:
- Par sa déformation sous l'effet de la convergence, il exerce une pression de soutènement, et un équilibre va être trouvé avec la pression qu'exerce le milieu extérieur. Cet équilibre dépend de la convergence « libre » avant soutènement.

Méthodes de calcul des charges sur revêtement

Méthode convergence confinement

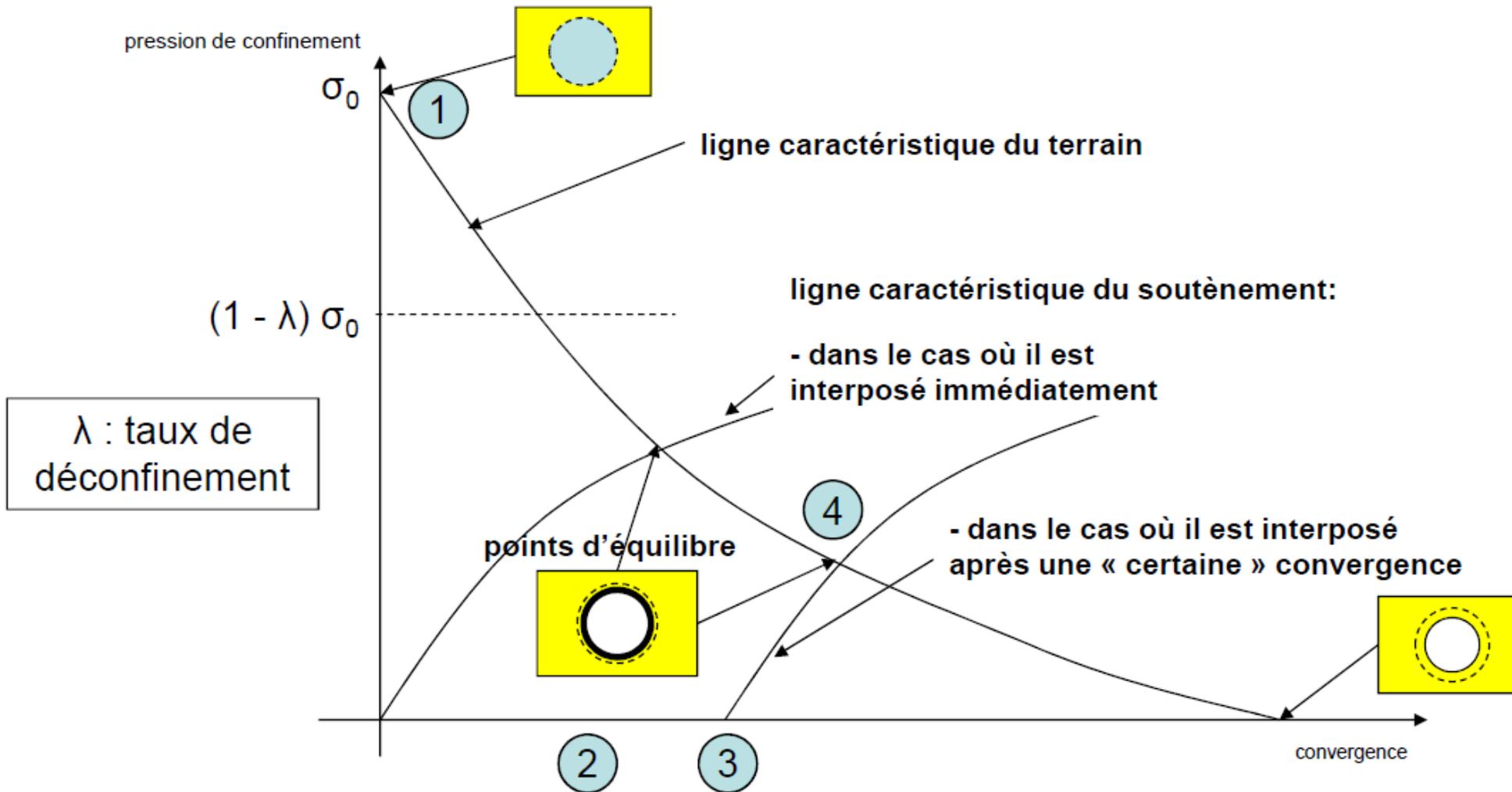
La réalité: un problème 3D, la troisième dimension étant l'axe du tunnel

- le tunnel en traditionnel:



Méthodes de calcul des charges sur revêtement

Méthode convergence confinement

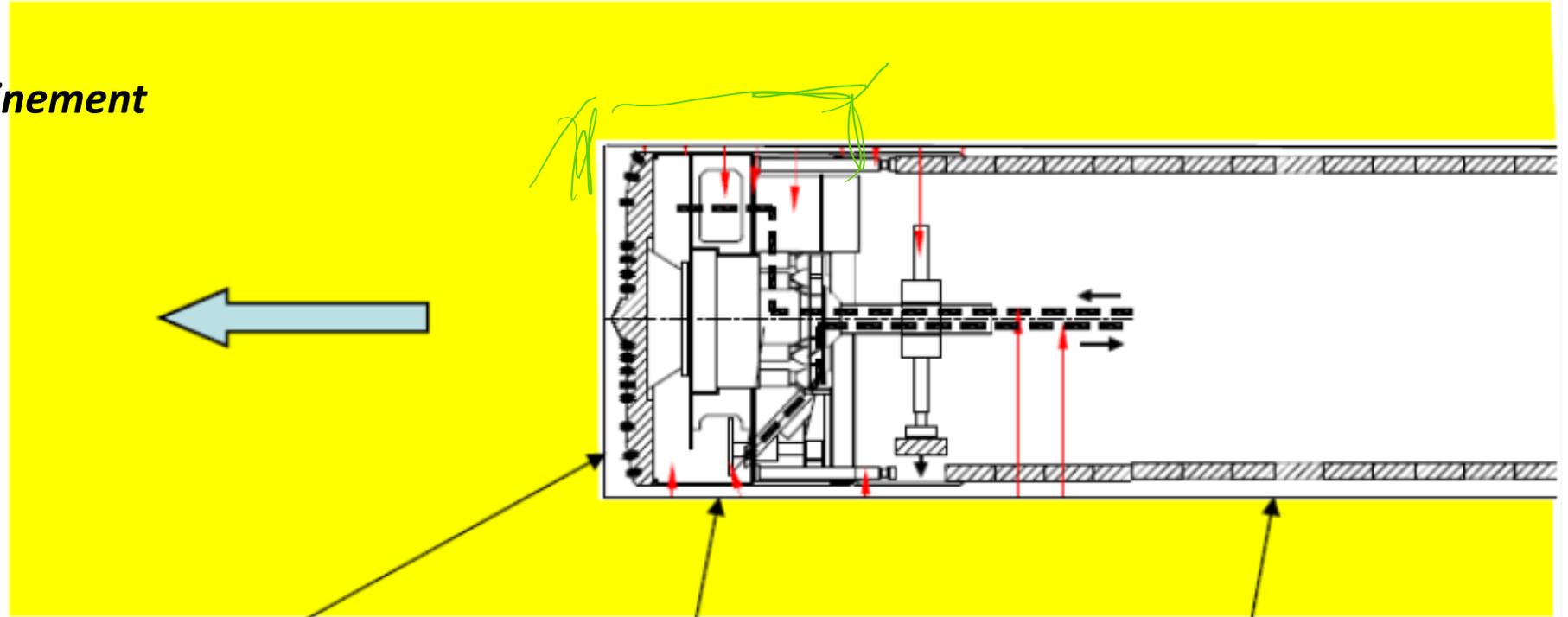


Le diagramme « convergence – confinement »

La réalité: un problème 3D, la troisième dimension étant l'axe du tunnel

- le tunnel au tunnelier à confinement (fermé):

Méthode convergence confinement



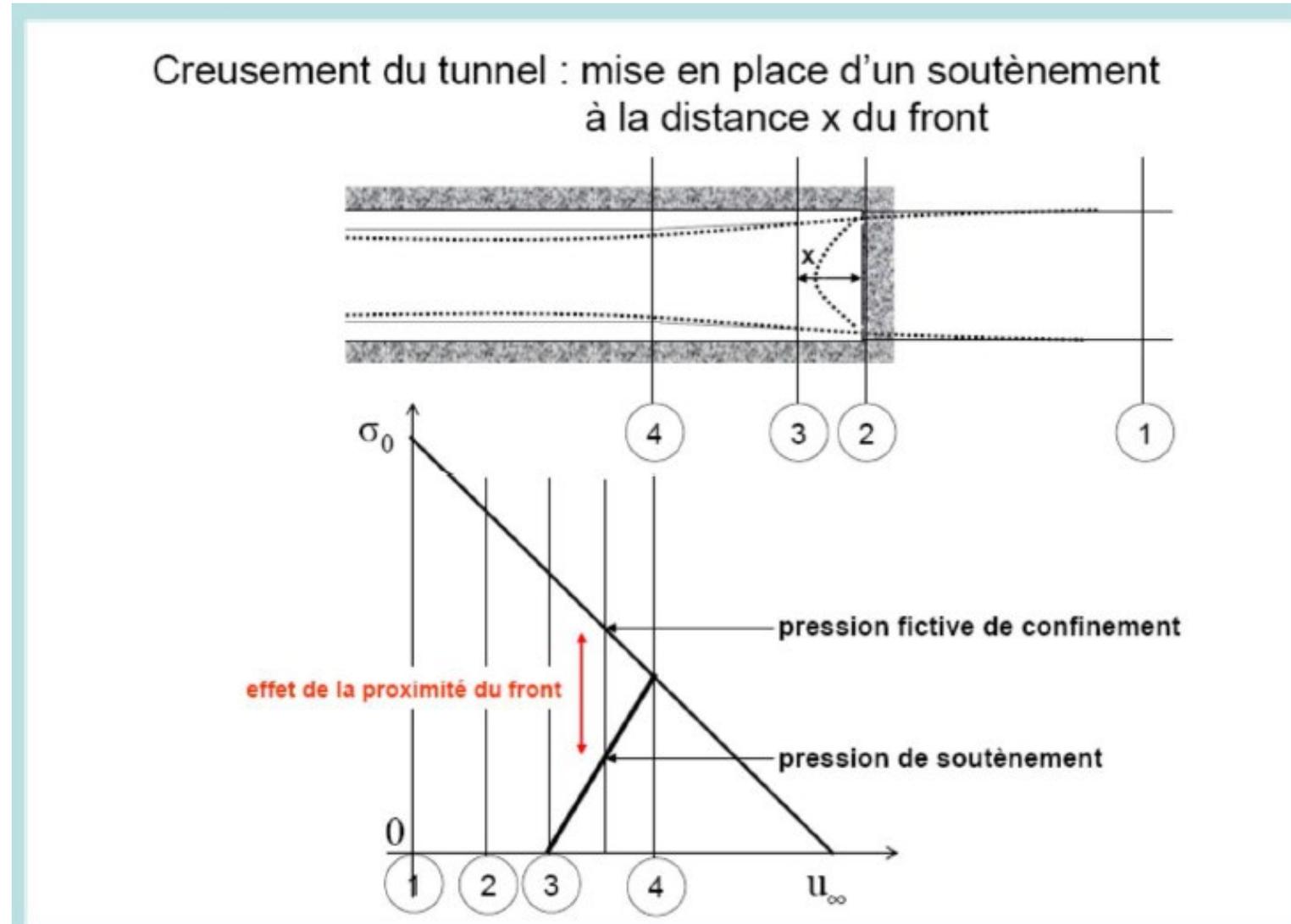
la pression de confinement exercée par la boue ou la terre devant la roue de coupe réduit le déconfinement du front de taille

la pression de confinement exercée par la boue ou la terre autour de la jupe maintient la limitation du confinement

L'anneau de voussoirs, associé au mortier de bourrage, équilibre la pression de confinement exercée par le terrain

Méthodes de calcul des charges sur revêtement

Méthode convergence confinement



Taux de déconfinement

Milieu Elastique Isotrope

- Formule de Lamé:

- $u_{\infty}/R = \sigma_0/2G$ avec $G = E / 2(1+\nu)$

- Coefficient de Déconfinement: λ

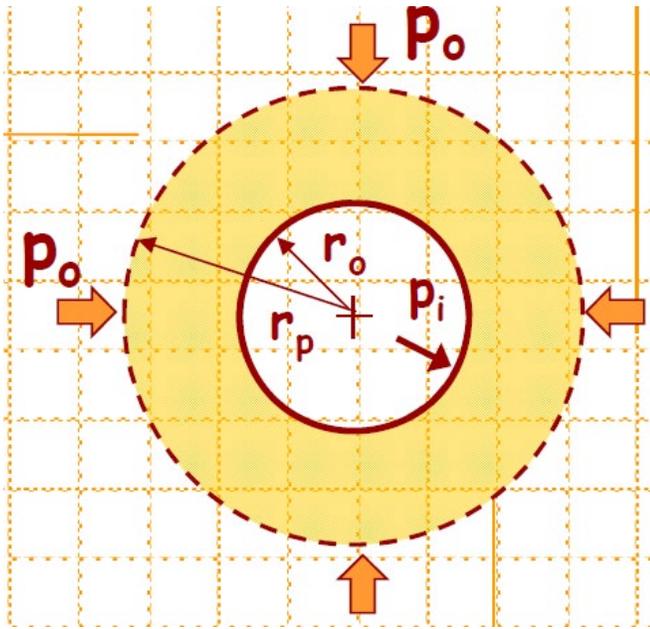
- Définition: $\sigma = \sigma_0 \cdot (1 - \lambda)$

- En élasticité linéaire: $u = \lambda \cdot u_{\infty}$

$$\text{75 } \xi = 1$$
$$\lambda(x) = 1 - 0,75 \cdot \left[\frac{1}{1 + \frac{4}{3} \cdot \frac{x}{R}} \right]^2$$

$$u_x = u_{\infty} \cdot \left[1 - a \cdot \left(\frac{a \cdot R}{x + a \cdot R} \right)^2 \right]$$

Tunnel dans un milieu élastoplastique (Mohr-Coulomb)



$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + k\sigma_3$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cdot \cos\phi}{(1 - \sin\phi)}$$

$$k = \frac{(1 + \sin\phi)}{(1 - \sin\phi)}$$

$$p_{cr} = \frac{2p_o - \sigma_{cm}}{1 + k}$$

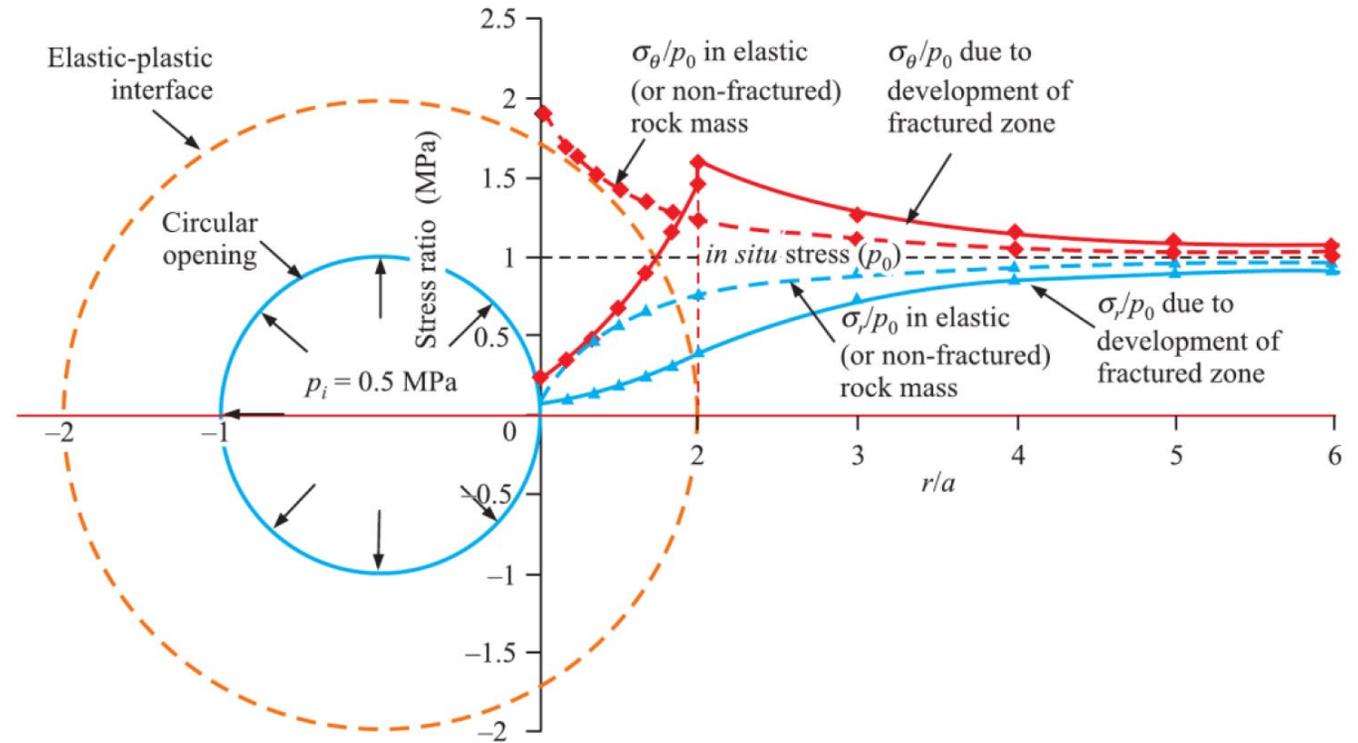
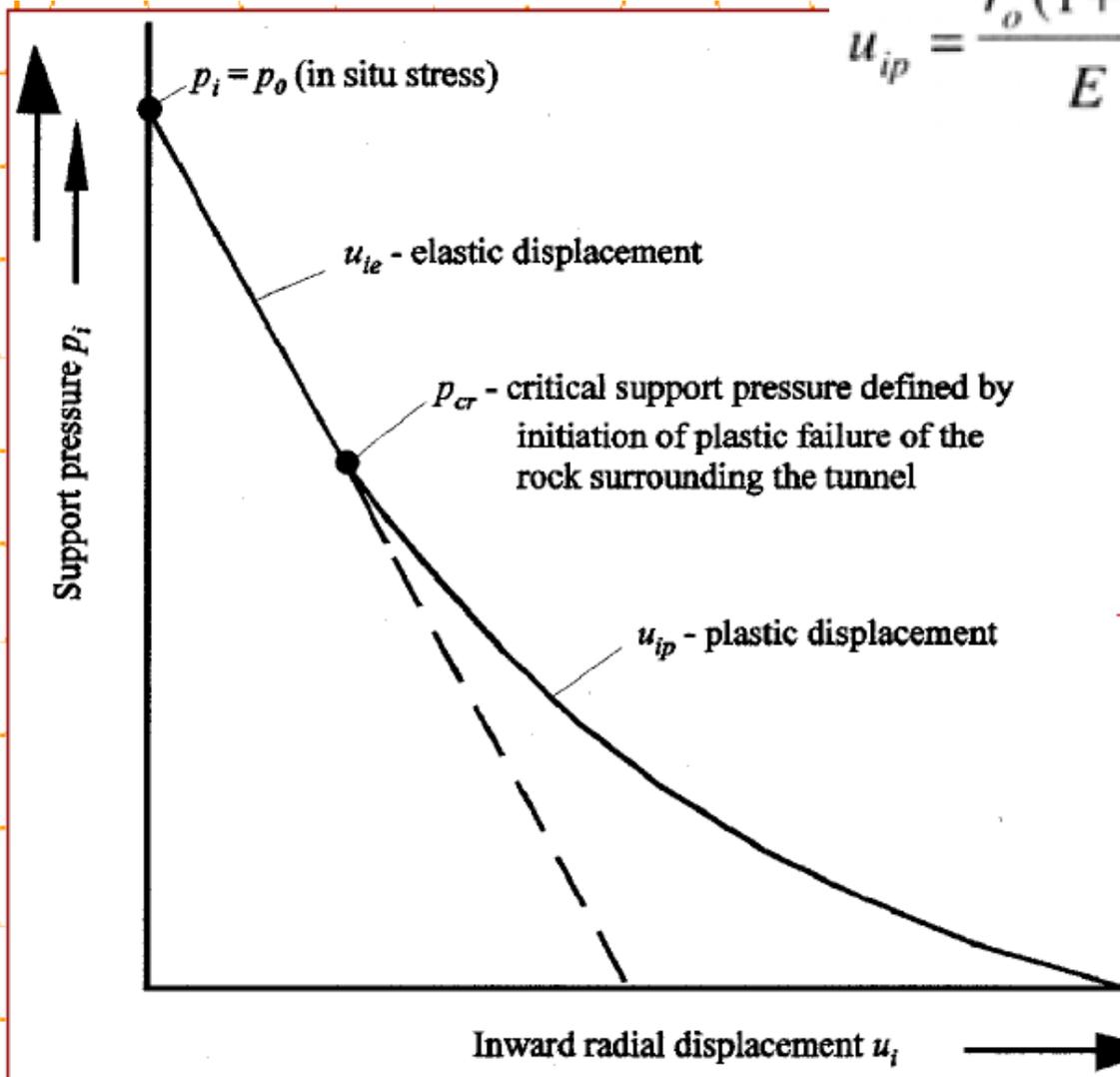
$$u_{ie} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E}(p_o - p_i)$$

$$r_p = r_o \left[\frac{2(p_o(k - 1) + \sigma_{cm})}{(1 + k)((k - 1)p_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$$

$$u_{ip} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E} \left[2(1 - \nu)(p_o - p_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1 - 2\nu)(p_o - p_i) \right]$$

Méthode convergence confinement : Milieu élasto-plastique (cont)

$$u_{ip} = \frac{r_o(1+\nu)}{E} \left[2(1-\nu)(p_o - p_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1-2\nu)(p_o - p_i) \right]$$



Méthode convergence confinement : Milieu élasto-plastique (cont)

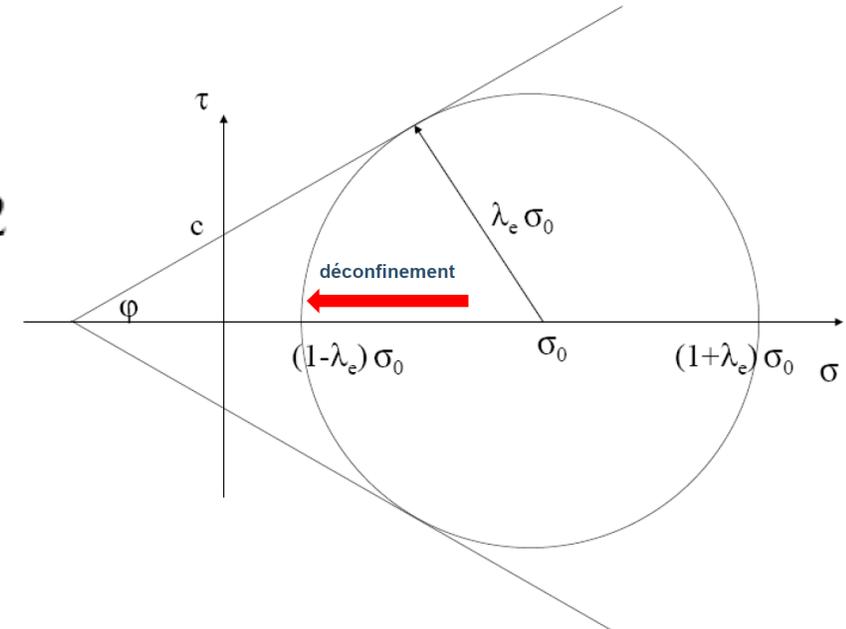
La mise en place des calculs/analyses de dimensionnement

- relation R_c - (c, φ) : $R_c = 2c \cdot \cos \varphi / (1 - \sin \varphi)$
- relation R_t - (c, φ) : $R_t = 2c \cdot \cos \varphi / (1 + \sin \varphi)$
- déconfinement total dans le domaine élastique pour $\sigma_0 < R_c/2$
-> Nombre de stabilité $N_s = 2 \sigma_0 / R_c$ ($= \sigma_0 / c$ pour $\varphi = 0$)
- cas $\sigma_0 > R_c/2$ (ou $N_s > 1$): le déconfinement reste élastique jusqu'à λ_e .

$$\lambda_e \cdot \sigma_0 = (c / \operatorname{tg} \varphi + \sigma_0) \sin \varphi$$

$$\text{soit: } \lambda_e = c \cdot \cos \varphi / \sigma_0 + \sin \varphi$$

$$\text{ou: } \lambda_e = (1 - \sin \varphi) / N_s + \sin \varphi \quad (= 1 / N_s \text{ pour } \varphi = 0)$$



Méthode convergence confinement : Milieu élasto-plastique (cont)

La mise en place des calculs/analyses de dimensionnement

Pour le déconfinement total ($\lambda=1$)

a) Rayon plastique :

- pour $\phi \neq 0$:

$$\text{avec } \boxed{K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad \boxed{R_c = \frac{2.c.\cos \phi}{1 - \sin \phi}} \quad \frac{R_p}{R} = \left[\frac{2}{K_p + 1} \cdot \left[(K_p - 1) \cdot \frac{\sigma_0}{R_c} + 1 \right] \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

- b) pour $\phi=0$:

$$\frac{R_p}{R} = e^{\frac{\sigma_0 - c}{2.c}}$$

b) Convergence
$$u_{\infty pl} / R = \left[u_{\infty el} / R \right] \cdot \lambda_e \cdot \left(\frac{R_p}{R} \right)^{\alpha + 1}$$

α est le facteur de dilatance défini par: $\varepsilon_r + \alpha \cdot \varepsilon_\theta = 0$

$\alpha=1$: déformations à volume constant

$\alpha>1$: augmentation de volume (dilatance)

Méthode convergence confinement : Milieu élasto-plastique (fin)

La mise en place des calculs/analyses de dimensionnement

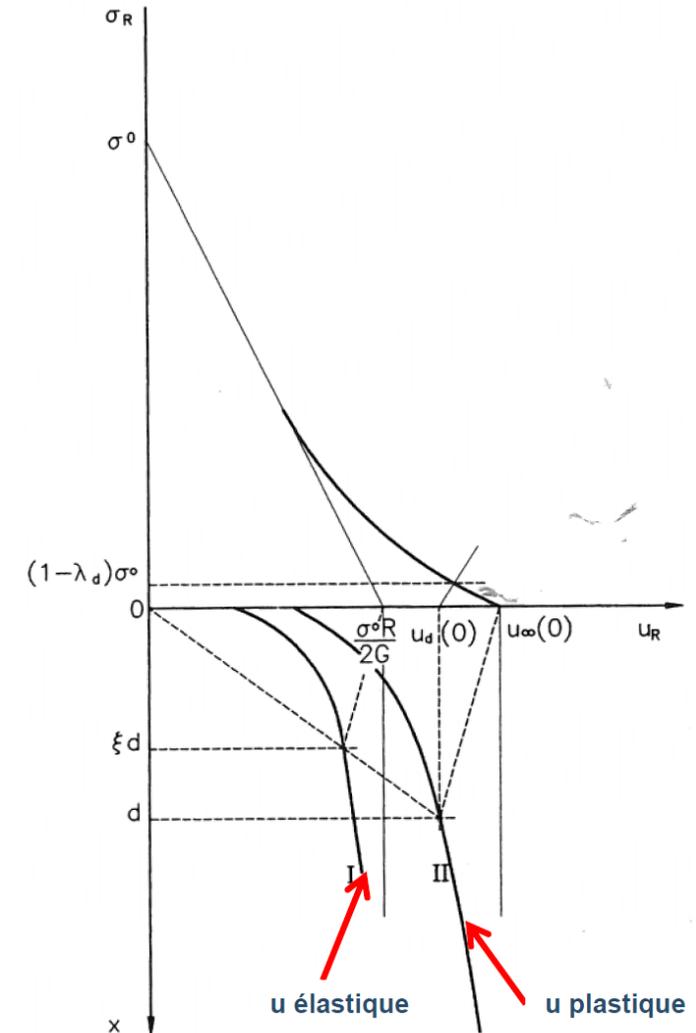
Facteur de similitude : $\xi = \frac{u_{\infty el}}{u_{\infty pl}}$

La courbe $u_{pl} = f(x/R)$ est la transformée de la courbe correspondante en élasticité par homothétie de centre 0 et de rapport $1/\xi$

$$u_{pl}\left(\frac{x}{R}\right) = \frac{1}{\xi} u_{el}\left(\xi \cdot \frac{x}{R}\right)$$

ou encore :

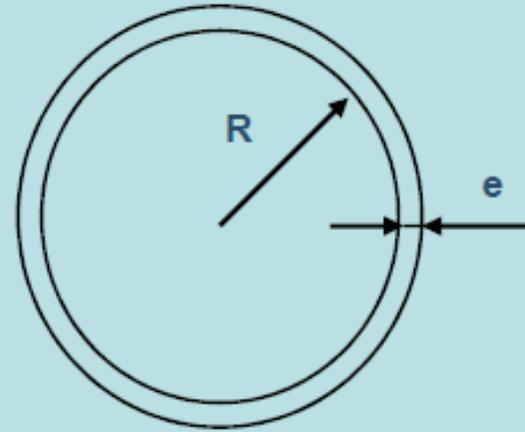
$$u_{pl}\left(\frac{x}{R}\right) / u_{pl\infty} = u_{el}\left(\xi \cdot \frac{x}{R}\right) / u_{el\infty} = \lambda_{el}\left(\xi \cdot \frac{x}{R}\right)$$



Méthode convergence confinement

Soutènements:

➤ Coque en béton:



Calcul simplifié:

Sous une pression radiale p

l'effort normal est de $N = p.R$ dans la coque

soit $\varepsilon = \frac{p.R}{E_b.e}$

(valable aussi bien pour la circonférence que pour le rayon)

D'où une convergence radiale de :

$$u = \varepsilon.R = \frac{p.R^2}{E_b.e}$$

Ce qui donne un module de rigidité de

$$K_s = \frac{p}{u/R} = \frac{E_b.e}{R}$$

La formule complète s'écrit:

$$K_s = \frac{E_b (R_{ext}^2 - R_{int}^2)}{(1 + \nu)[(1 - 2\nu)R_{ext}^2 + R_{int}^2]} \quad [\text{valable pour un tube épais}]$$

$$K_s = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu^2) \cdot R} \quad \text{pour } R \gg e$$

Les ordres de grandeur des modules E_b à considérer dans les calculs sont:

- béton projeté: de 7000 à 15000MPa
- béton coffré: 15,000 à 30,000MPa

➤ Cintres métalliques:

De la même manière que pour la coque en béton, la raideur équivalente à un cintre peut être évaluée par la formule suivante:

$$K_{sn} = \frac{E_s \cdot S}{R}$$

où : E_s = Module de l'acier (200,000MPa)

S = section du cintre

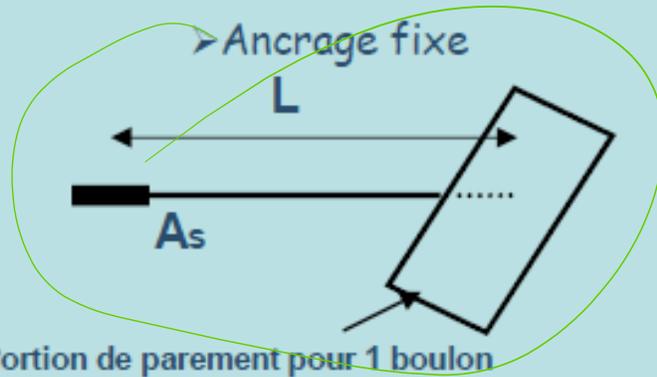
s = espacement longitudinal des cintres

➤ Les boulons radiaux

Principalement 2 types de boulons radiaux sont utilisés:

- boulons à ancrage ponctuel
- boulons à ancrage continu

Calcul simplifié:



Portion de parement pour 1 boulon

Dans 1 boulon on a : $\varepsilon = \frac{u}{L}$, soit un effort :

$$F = A_s \cdot E_s \cdot \frac{u}{L}$$

La pression équivalente peut être calculée par:

$$p = \frac{F}{e_c \cdot e_l} = \frac{A_s \cdot E_s}{L \cdot e_c \cdot e_l} \cdot u$$

La raideur à prendre en compte est donc:

$$K_{sn} = \frac{p}{u/R} = \frac{R}{e_c \cdot e_l} \cdot \frac{A_s \cdot E_s}{L}$$

(il faut prendre en compte un jeu initial avec mise en charge du boulon)

avec E_s = Module de l'acier du boulon

e_c = espacement circonférentiel entre boulons

e_l = espacement longitudinal entre boulons

Rigidité d'un voussoir

Même formule avec la rigidité calculée comme suivant

$$E^{Voussoir} = \frac{\alpha}{\alpha(1-\beta) + \beta} E_b \quad \beta = \frac{n}{2\pi} \cdot \frac{l_{Joint}}{R - \frac{e_{voussoir}}{2}} \quad \alpha = \frac{e_{Joint}}{e_{Voussoir}}$$

$$K^{Voussoir} = \frac{E_{Voussoir} (R^2 - R_i^2)}{(1 + \nu)[(1 - 2\nu)R^2 + R_i^2]} \quad p_s^{Voussoir} = \sigma_a \left(\frac{R_{ext}^2 - R_{int}^2}{R_{ext}^2 + R_{int}^2} \right)$$

$$R_{ext} = R - \frac{e_{voussoir}}{2} + \frac{e_{joint}}{2}$$

Marnes et Caillasses

$E = 300 \text{ MPa}$

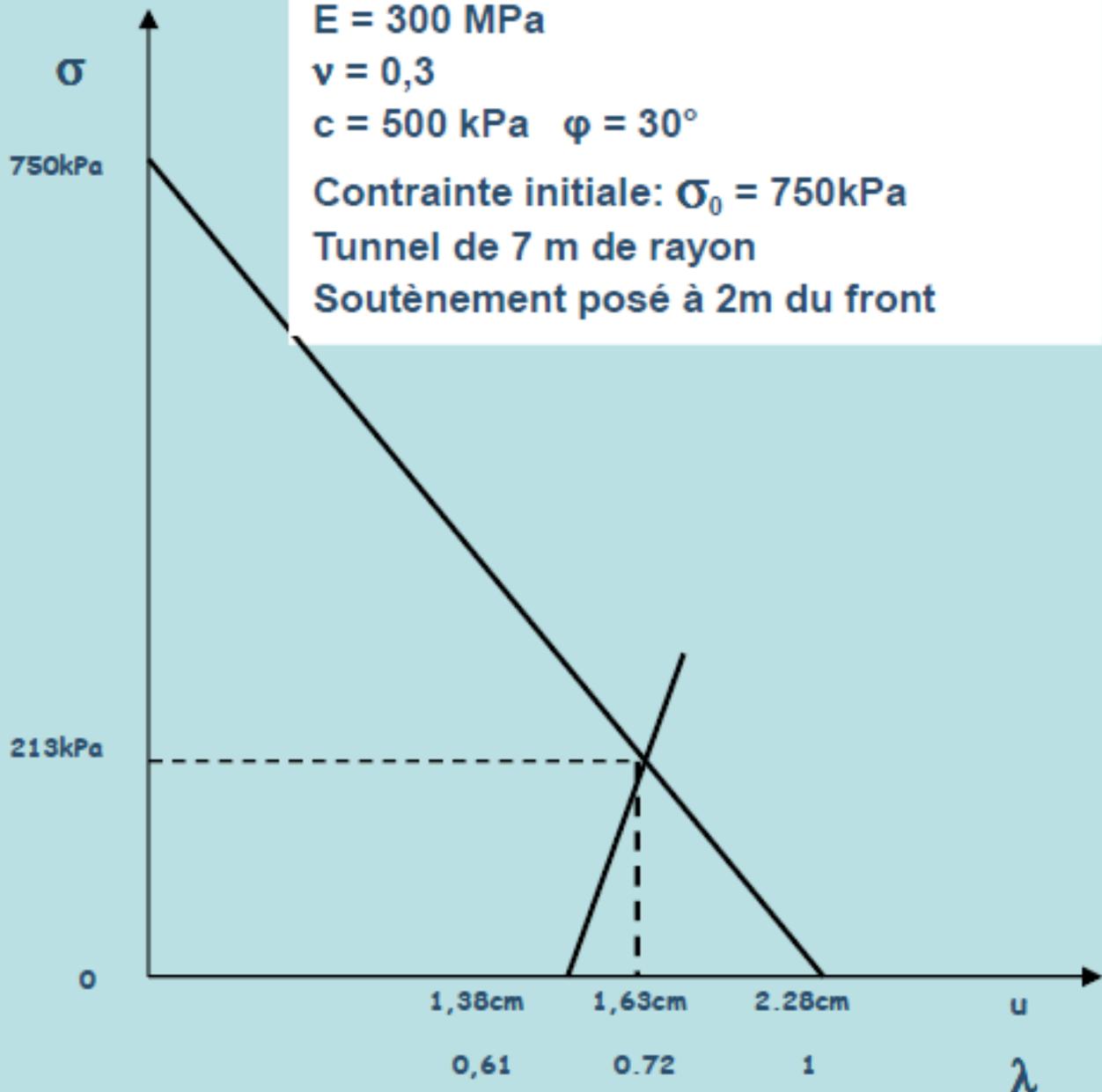
$\nu = 0,3$

$c = 500 \text{ kPa}$ $\varphi = 30^\circ$

Contrainte initiale: $\sigma_0 = 750 \text{ kPa}$

Tunnel de 7 m de rayon

Soutènement posé à 2m du front



Soutènement:

- Béton projeté:

- $e = 0.22 \text{ m}$

- $E_b = 10000 \text{ MPa}$

- $\nu = 0.2$

$K_b = 335 \text{ MPa}$

$K_b + K_s = 59$

- Cintres HEB220 $e = 1.00 \text{ m}$

- $A_s = 91 \text{ cm}^2$ soit

$K_s = 260 \text{ MPa}$

Résultat

l'équilibre est obtenu pour $p_s = 213 \text{ kPa}$

- Soit $p_b = 120 \text{ kPa} < p_{b\text{lim}} = 157 \text{ kPa}$

pour $f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

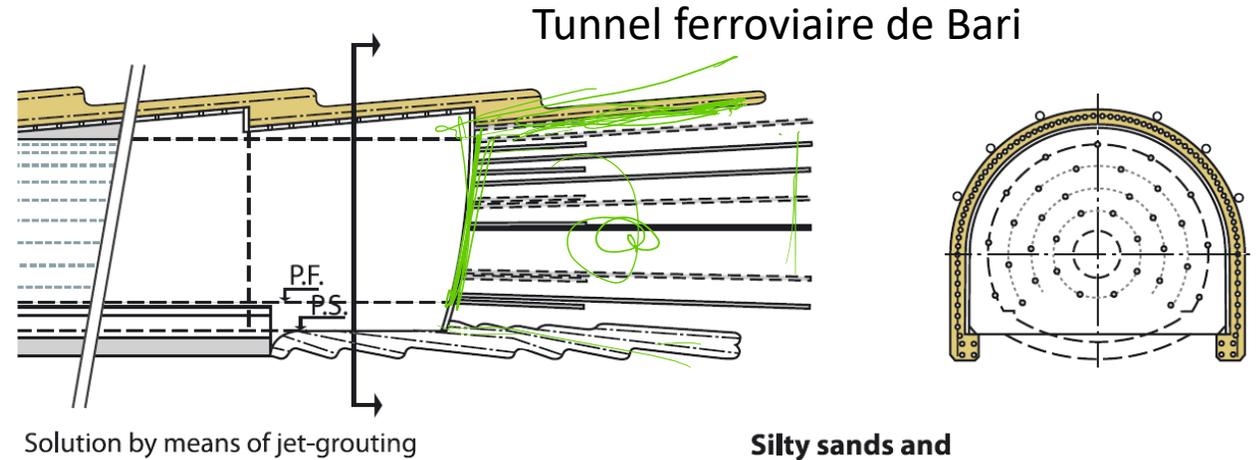
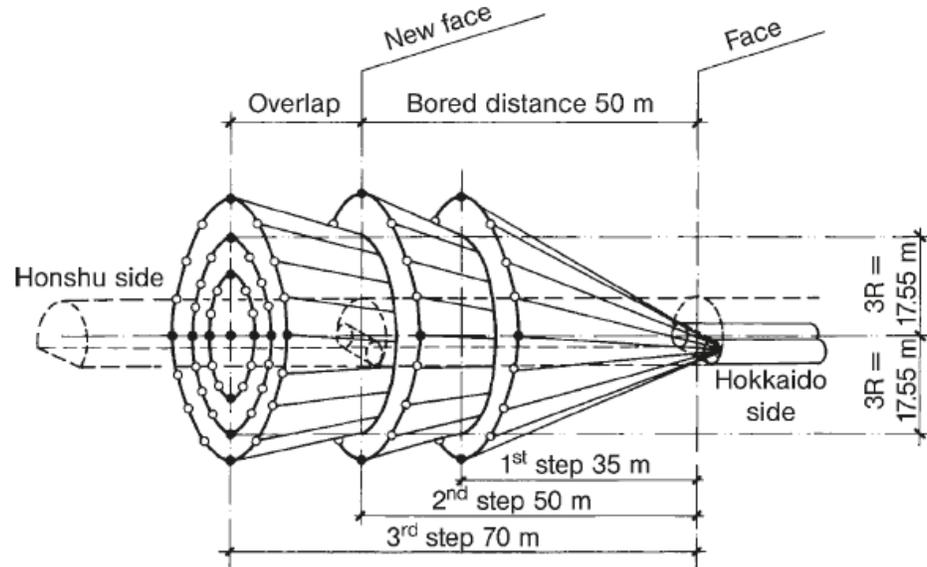
et $p_s = 93 \text{ kPa} < p_{s\text{lim}} = 208 \text{ kPa}$

pour $\sigma_{\text{lim}} = 160 \text{ MPa}$

Techniques de soutient/imperméabilisation des tunnels

2 3 0

Injections (grouting) du front



D'après P. Lunardi 2014

D'après B. Maidli et al (2013)

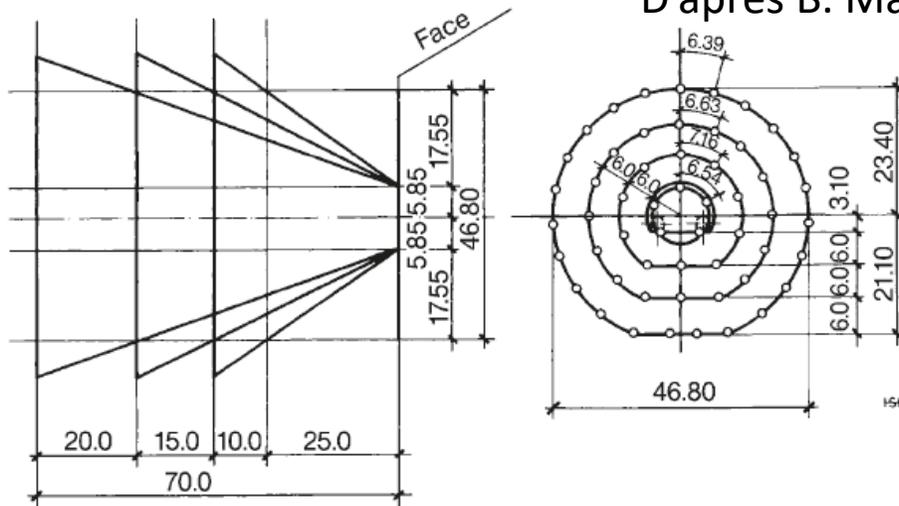
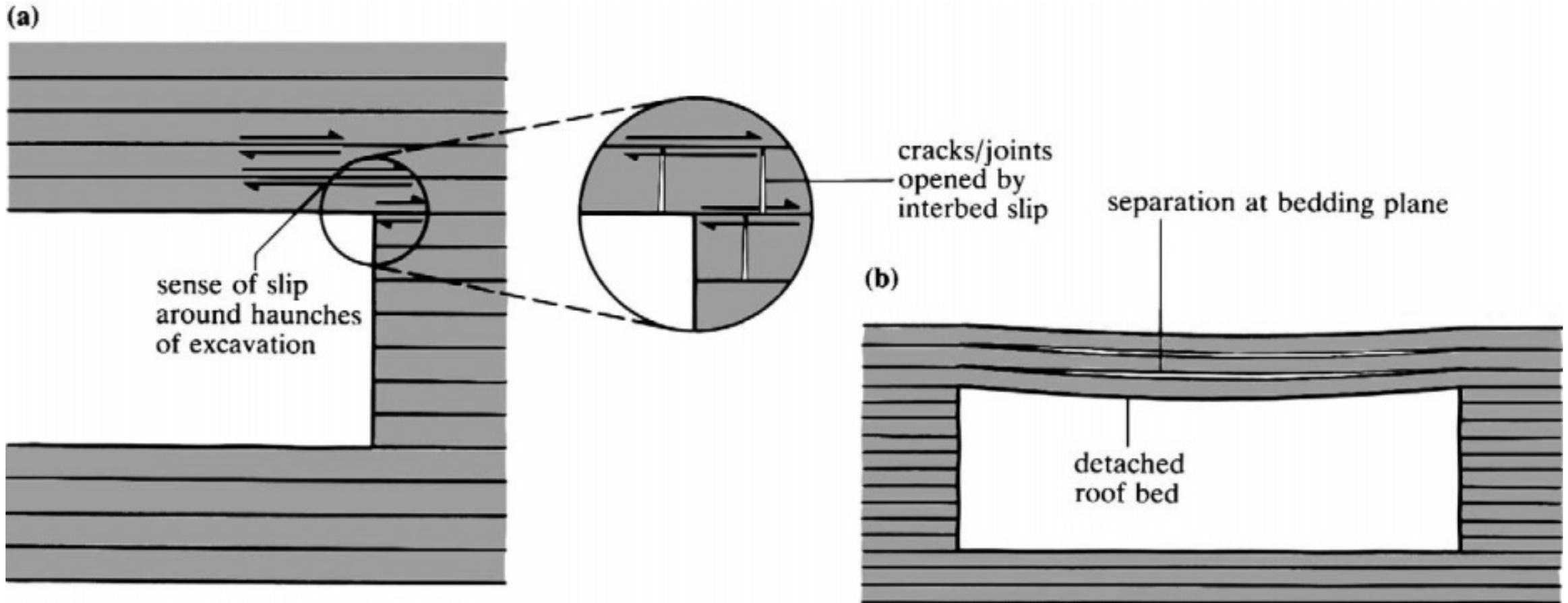


Figure 5-14 Grouting pattern in the undersea section of the Seikan Tunnel [158].

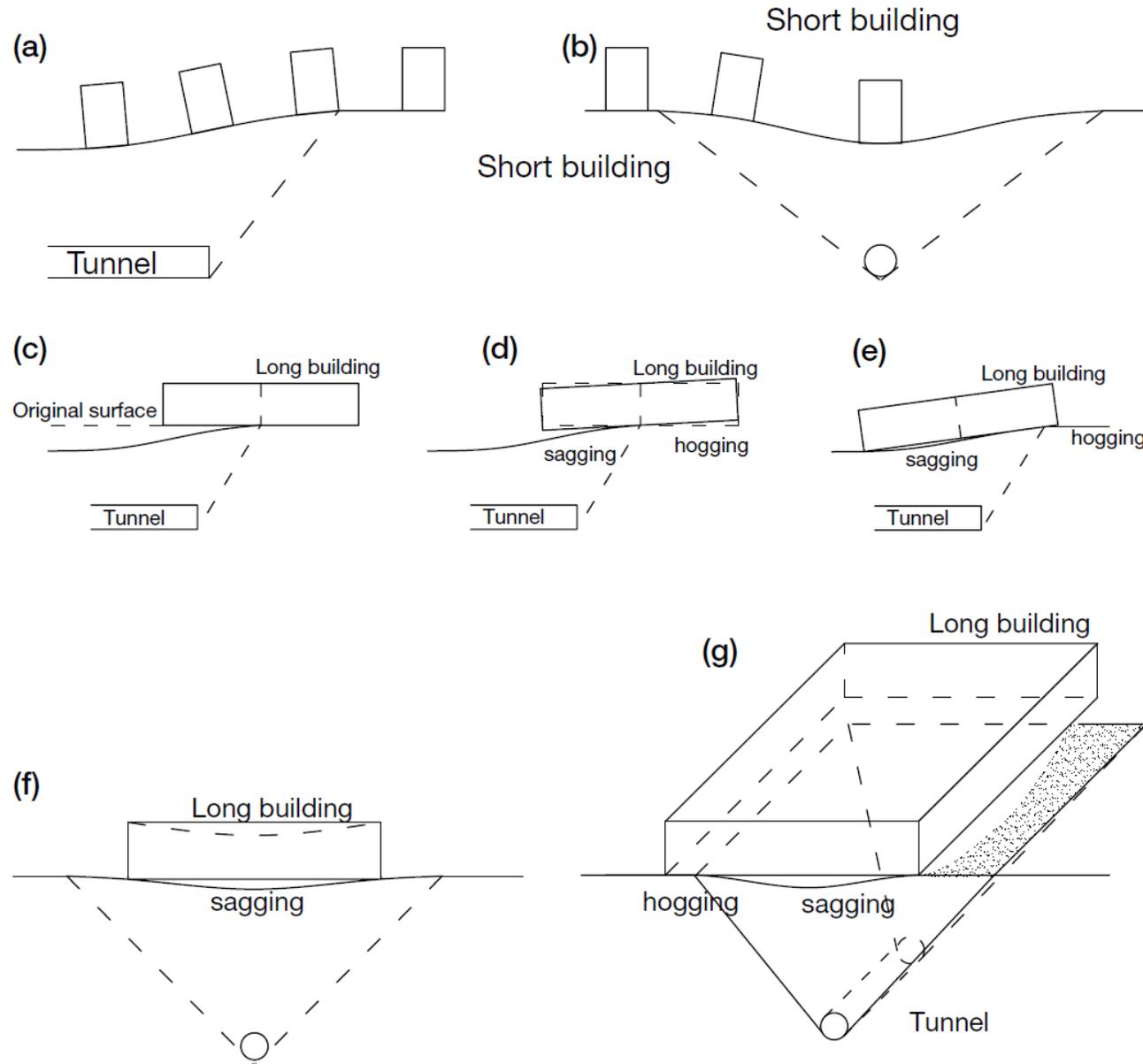


Méthodes de calcul des charges sur le soutènement

Creusement dans les roches sédimentaires



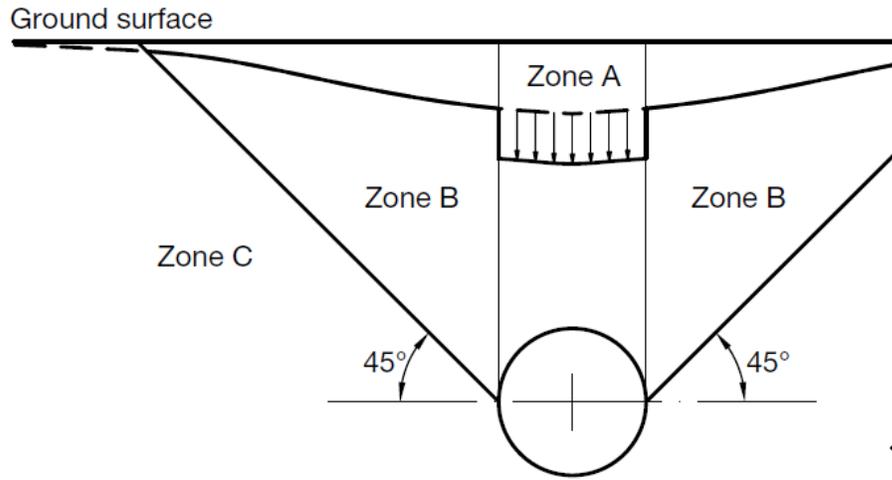
Effets à la surface



Présentation schématique des effets de passage d'un tunnel à l'approximité de bâtiments

D'après Chapman et al (2015)

Effets à la surface



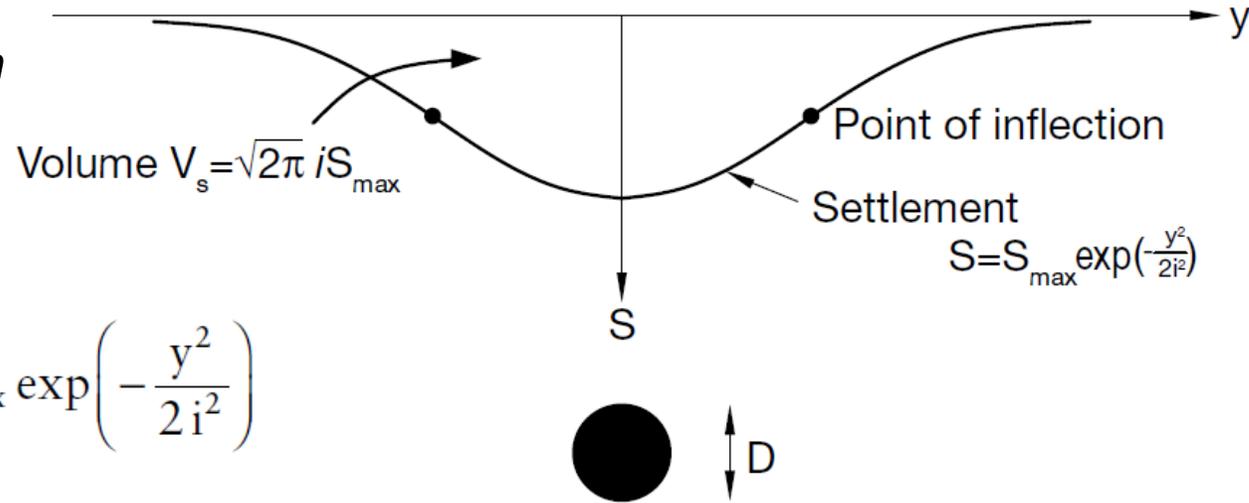
Cuvette de tassement au dessus d'un tunnel superficiel

D'après Chapman et al (2015)

Risk category	Maximum slope of building	Maximum settlement of building (mm)	Description of risk	Description of action required
1	Less than 1/500	Less than 10	<i>Negligible</i> : superficial damage unlikely	No action. Except for buildings identified as particularly sensitive for which an individual assessment should be made
2	1/500–1/200	10–50	<i>Slight</i> : possible superficial damage which is unlikely to have structural significance	Crack survey and schedule of defects, so that any resulting damage can be fairly assessed and compensated. Identify any buildings and pipelines that may be particularly vulnerable to structural damage and assess separately
3	1/200–1/50	50–75	<i>Moderate</i> : expected superficial damage and possible structural damage to buildings. Possible damage to relatively rigid pipelines	Crack survey: a schedule of defects and a structural assessment Predict extent of structural damage. Assess safety risk. Choose whether to accept damage and repair, take precautions to control damage or, in extreme cases, demolish.
4	Greater than 1/50	Greater than 75	<i>High</i> : expected structural damage to buildings. Expected damage to rigid pipelines. Possible damage to other pipelines	Buried pipelines at risk: identify vulnerable services and decide whether to repair, replace with a type less likely to suffer damage, or divert

Tassements à la surface

Gaussian



$$S(y) = S_{\max} \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right)$$

$$i = KH$$

$$K = \frac{0.175 + 0.325 (1 - z/H)}{(1 - z/H)}$$

Table 7.1 Typical K-values

Soil type	K
Stiff fissured clay	0.4–0.5
Glacial deposits	0.5–0.6
Soft silty clay	0.6–0.7
Granular soils above the water table	0.2–0.3

Yield–density curve

$$S(y) = \frac{S_{\max}}{1 + \left(\frac{|y|}{\alpha}\right)^b}$$

$$\frac{\alpha}{D} = 0.39(z/D) + 0.31 \text{ (stiff clay)}$$

$$\frac{\alpha}{D} = 0.46(z/D) + 0.37 \text{ (porous clay)}$$

La valeur de b :

2 à 3 pour l'argile poreuse

2 à 2.8 pour les roches endurcies,
et toujours $b > 1$

Tassements à la surface en front du tunnel

