

UIC

COURS TRAVAUX SOUTERRAIN



| | |
|-----------|-------------------------------------|
| Référence | COURS EXCAVATION TRAVAUX SOUTERRAIN |
| Date | 14/03/2016 |
| Emetteur | JELLOUL BRAHIM. |

SOMMAIRE

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | INTRODUCTION | 3 |
| 2 | RUPTURE DES MASSIFS SEMI-INFINIS | 3 |
| 3 | CREUSEMENT DE TRANCHEES..... | 17 |
| | TRANCHÉES NON BLINDÉES | 17 |
| 4 | CREUSEMENT DE TUNNELS | 27 |

1 INTRODUCTION

Ce polycopié reprend les grandes lignes du cours de mécanique du sol et de roches dans le domaine des travaux souterrains.

Le premier chapitre représente les différentes méthodes de rupture du sol

Le deuxième chapitre le creusement des tranchées

Le troisième chapitre est consacré à la conception des travaux souterrains (orientation des choix, critères...) et à la technologie classiquement utilisée.

En fin le quatrième et dernier chapitre est consacré à la présentation des différentes méthodes de conception des ouvrages creusés au rocher (roches tendres ou roches dures).

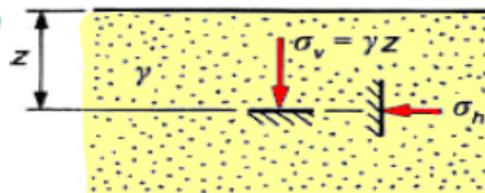
2 RUPTURE DES MASSIFS SEMI-INFINIS

- 1- Terres au repos
- 2- Notion de poussée et de butée
- 3- Rupture des massifs semi-infinis – équilibre de Rankine
- 4- Rupture des massifs limités – équilibre de Boussinesq
- 5- Autre approche du problème de la poussée – le coin de Coulomb

1- Terres au repos

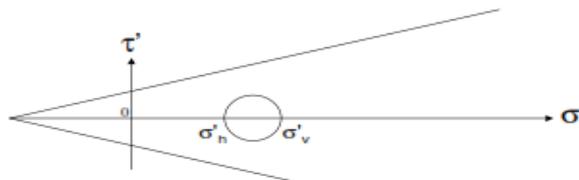
- massif de sol homogène à surface horizontale
- pas de déplacement latéral ($\epsilon_h = 0$)
- contraintes effectives verticale et horizontale

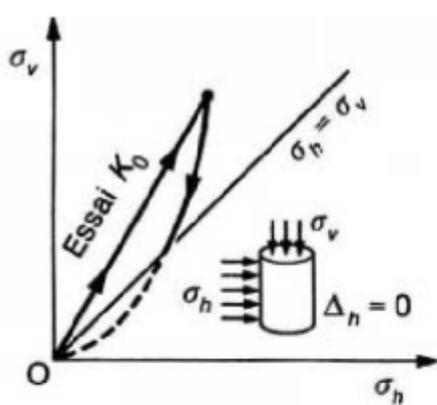
$$\sigma'_v = \gamma z \quad \sigma'_h = K_o \gamma z$$



σ'_v et σ'_h : contraintes principales majeure et mineure
 K_o : coefficient de pression des terres au repos

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





$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \neq \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\sigma'_h + u}{\sigma'_v + u}$$

Formules empiriques

sables
(formule de Jaky) $K_o = 1 - \sin \varphi'$

sables et graviers $K_o = \frac{1 - \sin \varphi'}{\cos \varphi'}$

Tableau 1 – Coefficient K_0 pour quelques types de sols

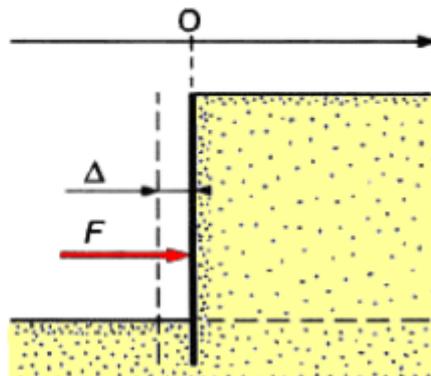
| Type de sol | Valeur de K_0 |
|-------------------------------------|-----------------|
| Sable lâche | 0,45 à 0,50 |
| Sable compact..... | 0,40 à 0,45 |
| Argile normalement consolidée | 0,50 |
| Argile surconsolidée..... | > 0,50 |

- Notion de poussée et de butée

massif de sol homogène à surface horizontale,
maintenu par un écran

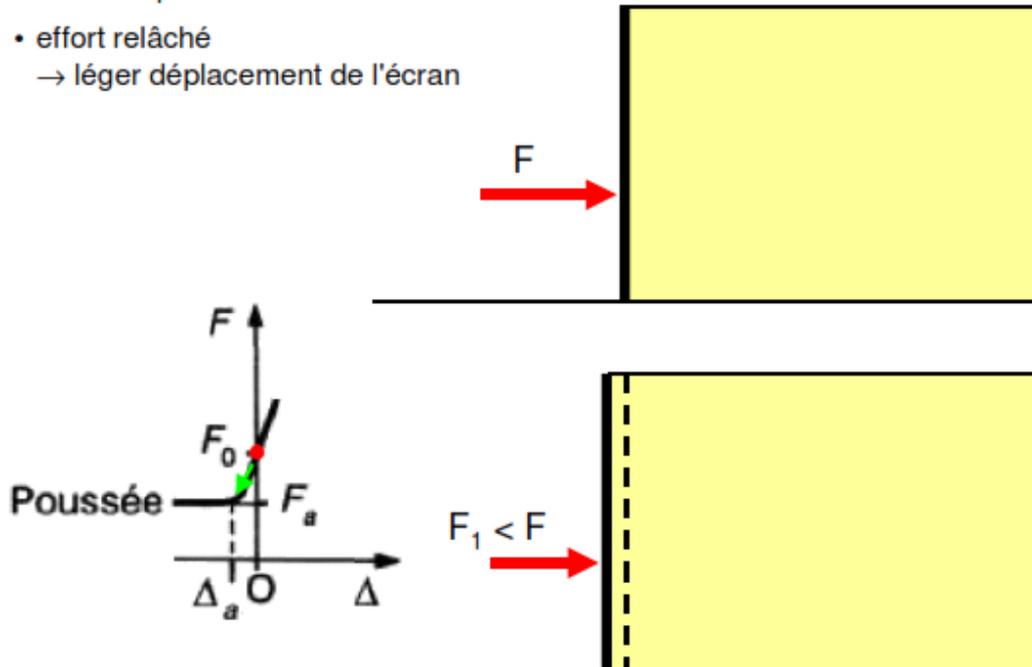
déplacement latéral ($\epsilon_h \neq 0$)

F : effort pour maintenir l'écran immobile



cas a (actif)

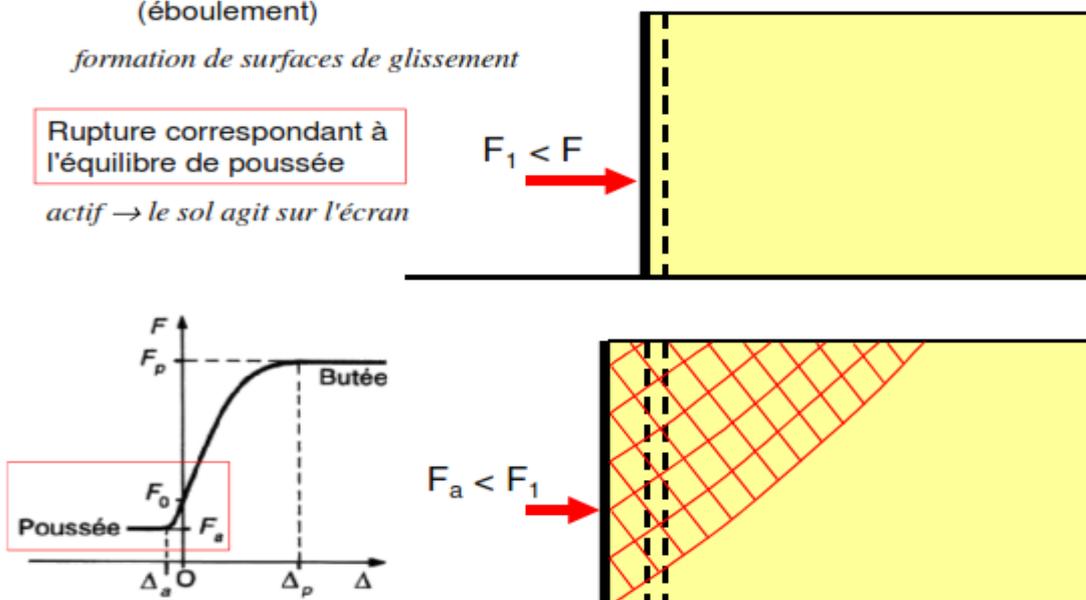
- F : effort pour maintenir l'écran immobile
- effort relâché
→ léger déplacement de l'écran



- si séplacement important
→ rupture du sol derrière l'écran (éboulement)
formation de surfaces de glissement

Rupture correspondant à l'équilibre de poussée

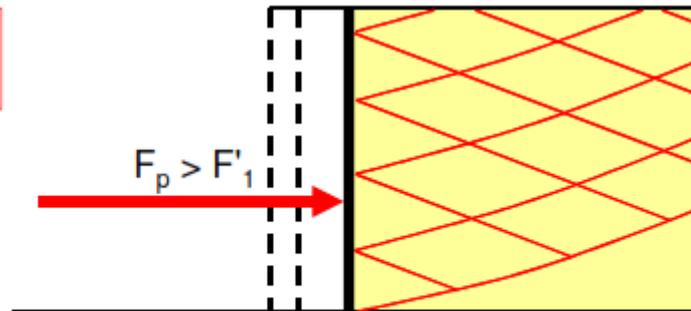
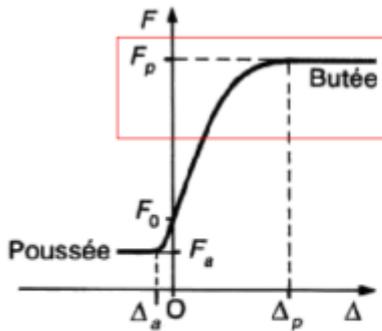
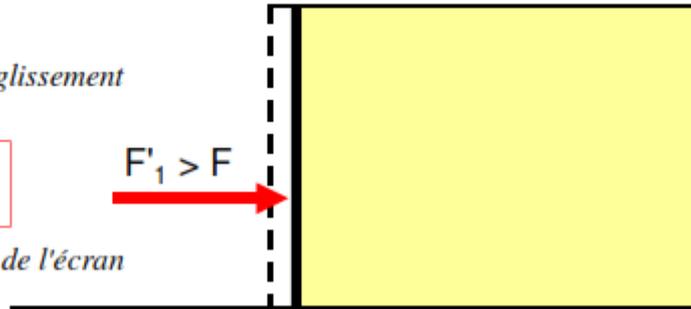
actif → le sol agit sur l'écran



- si déplacement important
 → rupture du sol derrière l'écran (refoulement)
formation de surfaces de glissement

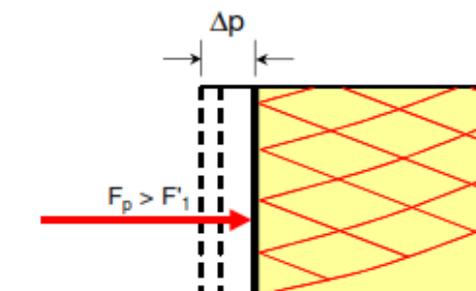
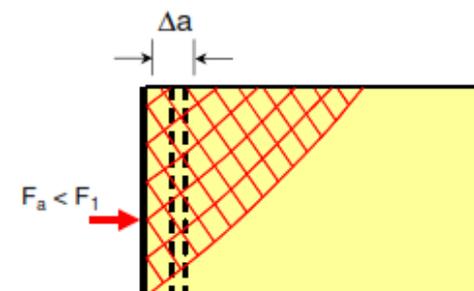
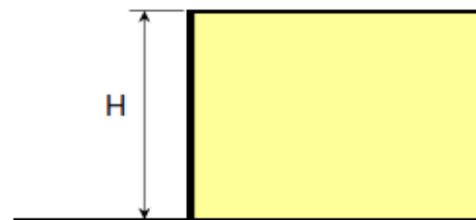
Rupture correspondant à l'équilibre de butée

passif → le sol subit l'action de l'écran



- Déplacements nécessaires pour atteindre les équilibres limites

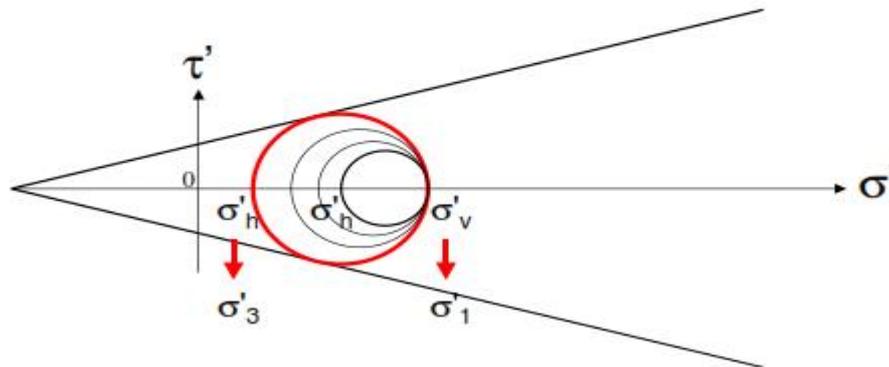
| | |
|---------------------|----------------------------|
| Poussée | H = 10m |
| $\Delta a = H/1000$ | $\Delta a = 1 \text{ cm}$ |
| Butée | H = 10m |
| $\Delta p = H/100$ | $\Delta p = 10 \text{ cm}$ |



Équilibres limites en contraintes

cas a (actif) → poussée

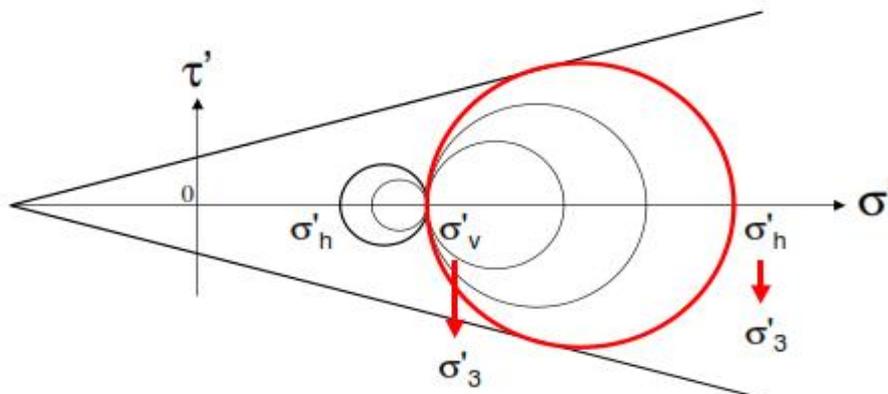
- lors de l'expansion latérale, σ'_v reste constant et σ'_h diminue
 → σ'_v reste la contrainte principale majeure
- lorsque le cercle de Mohr devient tangent aux courbes intrinsèques
 → rupture du sol



Équilibres limites en contraintes

cas p (passif) → butée

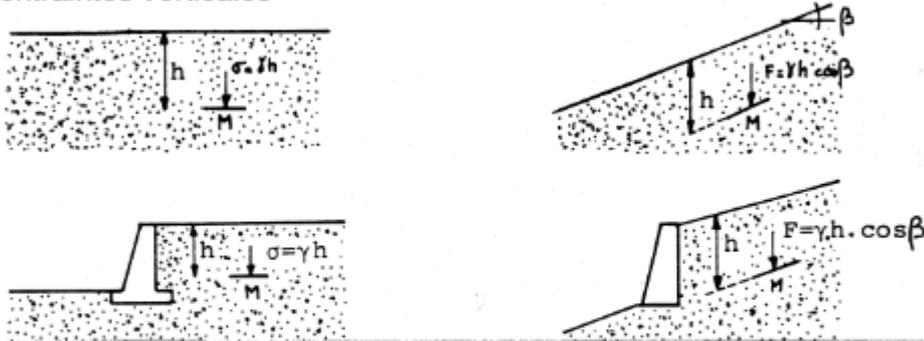
- lors de la contraction latérale, σ'_v reste constant et σ'_h augmente
 → σ'_v devient la contrainte principale mineure
- lorsque le cercle de Mohr devient tangent aux courbes intrinsèques
 → rupture du sol



Coefficients de poussée et de butée

Hypothèses • sol isotrope

- la présence de discontinuités (écran, mur) ne modifie pas la répartition des contraintes verticales



Coefficients de poussée et de butée

$$\sigma'_h = \sigma'_3 = K_a \cdot \gamma \cdot z \quad \sigma'_h = \sigma'_1 = K_p \cdot \gamma \cdot z$$

- différentes géométries → différents coefficients

Remarque : milieu *pesant et cohérent*, non surchargé

$$\begin{cases} \gamma \neq 0 \\ c' \neq 0 \\ q = 0 \end{cases}$$

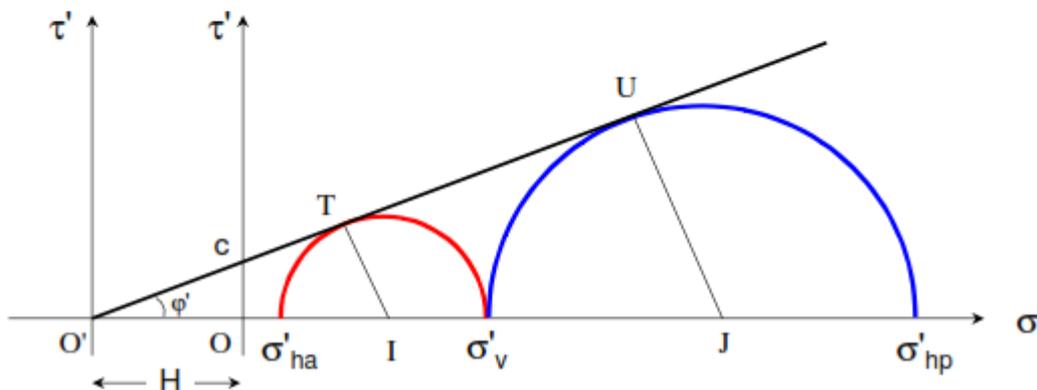
Théorème des états correspondants

$$\sin \varphi' = \frac{IT}{O'I}$$

$$\begin{cases} IT = \text{rayon du cercle} \\ IT = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{ha}}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} O'I = H + OI \\ OI = \frac{\sigma'_v + \sigma'_{ha}}{2} \end{cases}$$

$$\tan \varphi' = \frac{c}{H}$$



3.1.2 Milieu non pesant, non cohérent, **surchargé** | $\gamma = 0$

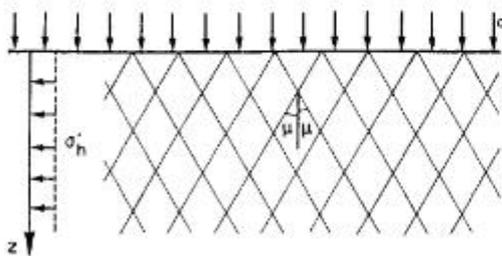
- surcharge sur toute la surface du massif

| $c' = 0$
| $q \neq 0$

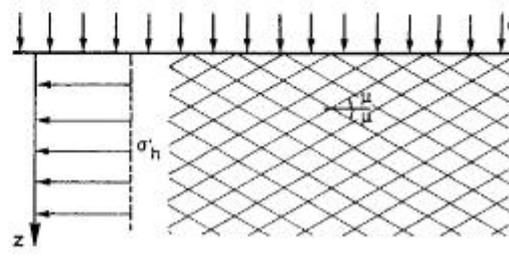
$\sigma'_v = q$ valeur constante, indépendante de la profondeur

Poussée $\sigma'_h = K_a \cdot q$ avec $K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$

Butée $\sigma'_h = K_p \cdot q$ avec $K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$



a - Etat de poussée



b - Etat de butée

Théorème des états correspondants

- a : courbe intrinsèque d'un sol cohérent ($c' \neq 0$ et $\varphi \neq 0$) avec 2 cercles de Mohr

C_1 en équilibre limite

C_2 en équilibre surabondant (cercle pas en contact avec la C.I.)

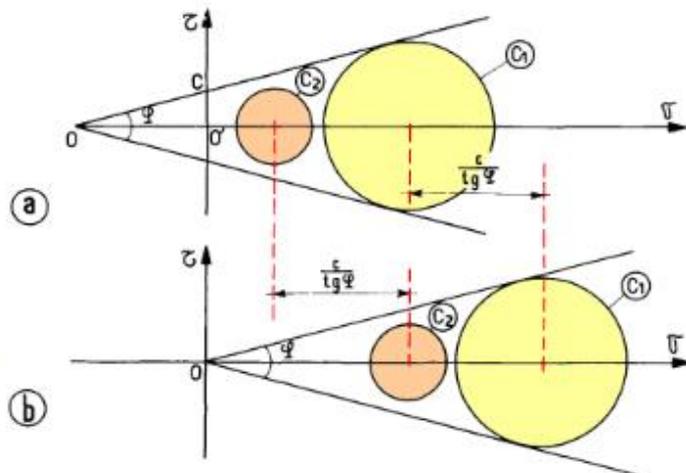
- b : courbe intrinsèque d'un sol ulvérulent ($c' = 0$ et $\varphi \neq 0$) de même angle de frottement interne que le sol précédent

C_1 et C_2

translation égale à

$\overline{OO'} = \frac{c'}{\tan \varphi'}$

état du sol vis-à-vis de la rupture identique dans les deux cas

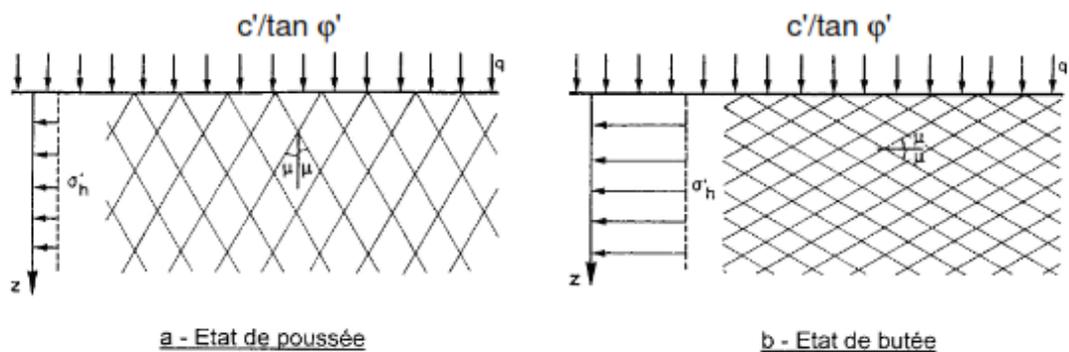


3.1.3 Milieu non pesant, **cohérent**, non surchargé

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = 0 \\ c' \neq 0 \\ q = 0 \end{array} \right\}$$

- application du théorème des états correspondants

- on suppose un milieu fictif pulvérulent (non pesant, i.e. $\gamma=0$) chargé en surface $q = c'/\tan \varphi'$
- application du théorème des états correspondants pour passer au milieu réel cohérent \rightarrow on soustrait la pression hydrostatique d'intensité égale à $c'/\tan \varphi'$



Poussée

 milieu fictif
(non cohérent)

$$\bar{\sigma}_v = \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

$$\bar{\sigma}_h = K_a \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

 milieu réel
(cohérent)

$$\sigma'_v = \bar{\sigma}_v - \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

$$\sigma'_h = \bar{\sigma}_h - \frac{c'}{\tan \varphi'} \Rightarrow \sigma'_h = (K_a - 1) \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

$$\Rightarrow \sigma'_h = -2c' \cdot \sqrt{K_a} \text{ traction}$$

Butée

 milieu fictif
(non cohérent)

$$\bar{\sigma}_v = \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

$$\bar{\sigma}_h = K_p \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

 milieu réel
(cohérent)

$$\sigma'_v = \bar{\sigma}_v - \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

$$\sigma'_h = \bar{\sigma}_h - \frac{c'}{\tan \varphi'} \Rightarrow \sigma'_h = (K_p - 1) \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'}$$

$$\Rightarrow \sigma'_h = +2c' \cdot \sqrt{K_p} \text{ compression}$$

3.1.4 Cas général (milieu pesant, cohérent et surchargé)

Superposition des trois états

Poussée

$$\sigma'_h = K_a \cdot (\gamma \cdot z + q) - 2c' \cdot \sqrt{K_a} \quad \text{traction jusqu'à } z_c = \frac{2c'}{\gamma \sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

exemple : $c' = 25 \text{ kPa}$; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $q = 0$; $K_a = 0,33$

→ $z_c = 4,35 \text{ m}$

- dans un massif cohérent, profondeur théorique jusqu'à laquelle on peut réaliser des tranchées verticales sans soutènement
- à éviter en pratique car c' diminue lorsque w augmente

Butée

$$\sigma'_h = K_p \cdot (\gamma \cdot z + q) + 2c' \cdot \sqrt{K_p}$$

3.2 Massif incliné

contrainte géostatique $T_o = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta$

3.2.1 Milieu *pesant*, non cohérent, non surchargé

$$\begin{cases} \gamma \neq 0 \\ c' = 0 \\ q = 0 \end{cases}$$

Poussée $T = K_{ay} \cdot \gamma \cdot r$

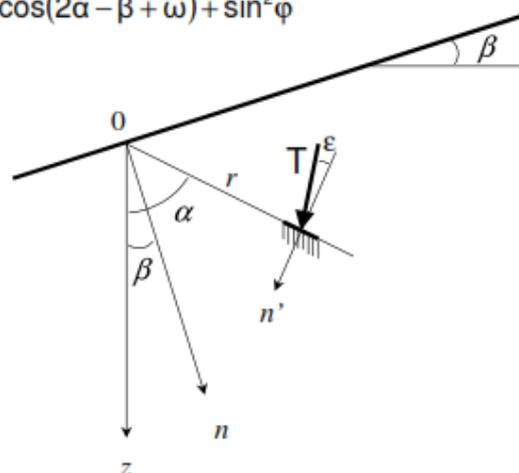
$$K_{ay} = \frac{\sin \omega \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\omega + \beta)} \cdot \sqrt{1 - 2 \sin \phi \cdot \cos(2\alpha - \beta + \omega) + \sin^2 \phi}$$

β = angle du massif avec l'horizontal

α = angle de la facette (où on cherche la contrainte) avec la verticale

$$\omega = \text{asin} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \phi} \right)$$

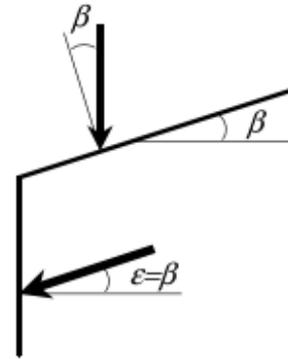
$$\tan \varepsilon = \frac{\sin \phi \cdot \sin(2\alpha - \beta + \omega)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(2\alpha - \beta + \omega)}$$



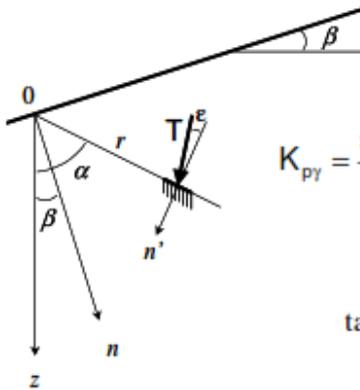
Cas particulier d'une facette verticale

$$T = K_a \cdot \gamma \cdot h \cdot \cos \beta$$

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi'}} = K_{ay} \cos \beta$$



Butée $T = K_{py} \cdot \gamma \cdot r$



$$K_{py} = \frac{\sin \omega \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\omega + \beta)} \cdot \sqrt{1 + 2 \sin \varphi \cdot \cos(2\alpha - \beta - \omega) + \sin^2 \varphi}$$

$$\tan \epsilon = - \frac{\sin \varphi \cdot \sin(2\alpha - \beta - \omega)}{1 + \sin \varphi \cdot \cos(2\alpha - \beta - \omega)}$$

3.2.2 Milieu non pesant, non cohérent, **chargé verticalement**

$$\begin{cases} \gamma = 0 \\ c' = 0 \\ q \neq 0 \end{cases}$$

Poussée

$$T = K_{aq} \cdot q$$

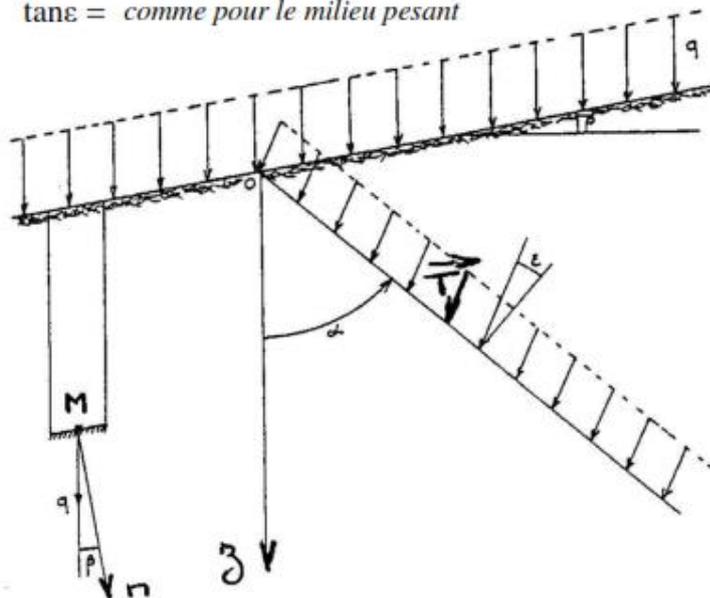
$$K_{aq} = \frac{K_{ay}}{\cos(\alpha - \beta)}$$

$\tan \epsilon =$ comme pour le milieu pesant

Butée

$$T = K_{pq} \cdot q$$

$$K_{pq} = \frac{K_{py}}{\cos(\alpha - \beta)}$$



3.2.3 Milieu non pesant, *cohérent*, non surchargé

Poussée $T = K_{ac} \cdot c'$

$$K_{ac} = \frac{-2\cos\varphi}{1 + \sin\varphi} \cdot \cos(\alpha - \beta) \rightarrow \text{traction}$$

$$\varepsilon = -(\alpha - \beta)$$

Butée $T = K_{pc} \cdot c'$

$$K_{pc} = \frac{2\cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \cdot \cos(\alpha - \beta) \rightarrow \text{compression}$$

$$\varepsilon = -(\alpha - \beta)$$

4- Rupture des massifs limités – équilibre de Boussinesq

4.1 Insuffisance de la théorie de Rankine

4.2 Théorie de Boussinesq

- 4.2.1 Hypothèses
- 4.2.2 Lignes de glissement
- 4.2.3 Calcul des contraintes

4.3 Théorie de Prandtl

- 4.3.1 Hypothèses
- 4.3.2 Lignes de glissement
- 4.3.3 Calcul des contraintes

4.1 Insuffisance de la théorie de Rankine

- Hypothèse de RANKINE (1857)

La présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.

- Principal inconvénient de la théorie de RANKINE

L'angle ε de la contrainte de poussée avec la normale à l'écran dépend des conditions géométriques mais n'a **pas la réalité physique** d'un angle de frottement sol-écran.

- Interaction sol - écran

- déplacement relatif du sol sur un écran rugueux → frottement à un angle δ

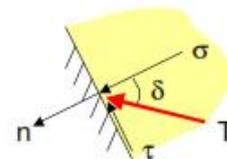
- δ : angle de frottement sol – écran qui dépend de l'état de surface de l'écran et de la nature du sol

$$0 \leq \delta \leq \varphi'$$

$\delta = 0$: écran parfaitement lisse (ex : palplanche métallique)

$\delta = \frac{2}{3} \varphi'$: surface rugueuse (ex : béton lisse, béton banché)

$\delta = \varphi'$: surface très rugueuse (ex : béton sous des fondations)



4.2 Théorie de Boussinesq

BOUSSINESQ (1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant l'**interaction réelle** entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en **choisissant** la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran.

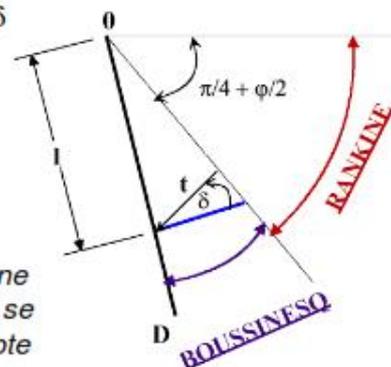
4.2.1 Hypothèses

- massif pesant, pulvérulent et sans surcharge
- massif à surface plane (angle β avec l'horizontal)
- écran rugueux → rugosité exprimé par l'angle δ

- Mise en équation de problème

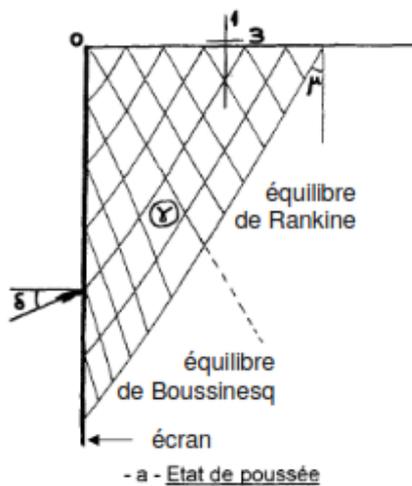
- système d'équations différentielles non intégrables explicitement
- résolution numérique de Caquot et Kérisel

Dans cet équilibre, **BOUSSINESQ** considère une première zone où on a l'équilibre de **RANKINE** se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran



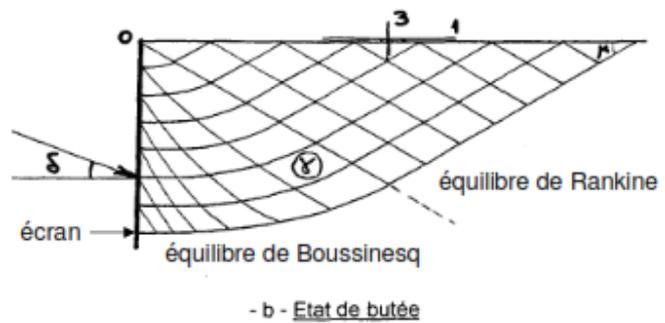
4.2.2 Lignes de glissement

- zone entre surface libre et plan de glissement passant par O
→ *équilibre de Rankine*
- zone entre écran et plan de glissement passant par O
→ *équilibre de Boussinesq*



Remarque : pour la poussée
(et écran pas trop incliné)

↘ courbes ≈ lignes droites



4.2.3 Calcul des contraintes

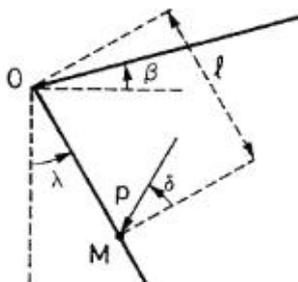
- Intensité de la contrainte agissant sur l'écran à la distance r du sommet O

Poussée $T = K_{ay} \cdot \gamma \cdot r$

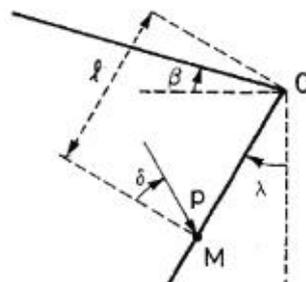
K_{ay} et K_{py} sont donnés par les tables de Kérisel et Absi en fonction de :

Butée $T = K_{py} \cdot \gamma \cdot r$

$$\varphi', \lambda, \frac{\beta}{\varphi'} \text{ et } \frac{\delta}{\varphi'}$$



a - massif de sol à droite



b - massif de sol à gauche

φ' : angle de frottement interne du sol,
 λ : inclinaison du mur,
 β : inclinaison du massif,
 δ : angle de frottement sol-écran.

convention de signes | - massif de sol à droite → angles + dans le sens trigonométrique
- massif de sol à gauche → angles + dans le sens horaire

4.3 Théorie de Prandtl

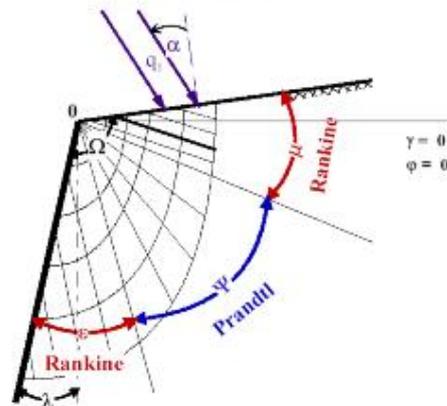
4.3.1 Hypothèses

- les mêmes que celles de Boussinesq
- **mais** milieu non pesant ($\gamma = 0$) et surchargé uniformément ($q \neq 0$)
- Mise en équation de problème
 - système d'équations différentielles analogues à celles régissant les équilibres de Boussinesq
 - intégration analytique possible

4.3.2 Lignes de glissement

- juxtaposition de 2 zones en équilibre de Rankine reliées par une zone en équilibre de Prandtl

éventail de Prandtl
 faisceau de droites issues de l'origine coupées par des spirales logarithmiques



4.3.3 Calcul des contraintes

Poussée $T = K_{aq} \cdot q$

Butée $T = K_{pq} \cdot q$

K_{aq} et K_{pq} sont donnés par les tables de Kérisel et Absi en fonction de ϕ', Ω, α et δ

ϕ' : angle de frottement interne du sol

α : obliquité de la surcharge q

δ : angle de frottement sol - écran

$\Omega = \frac{\pi}{2} + \beta - \lambda$ λ : inclinaison du mur
 β : inclinaison du massif

Valeurs de K_a' et de K_p' pour $\Omega = \pi/2$ et $\alpha = 0$

| ϕ' | δ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|
| | -35° | -30° | -25° | -20° | -15° | -10° | -0° | +10° | +15° | +20° | +25° | +30° | +35° | | | | | | | | | | | | | |
| | K_a' | K_p' | K_a' | K_p' | K_a' | K_p' | K_a' | K_p' | K_a' | K_p' | K_a' | K_p' | K_a' | K_p' | | | | | | | | | | | | |
| 10° | - | - | - | - | - | - | 1,05 | 1,61 | 0,70 | 1,42 | 0,66 | 0,91 | - | - | | | | | | | | | | | | |
| 15° | - | - | - | - | - | 1,06 | 2,13 | 0,73 | 2,04 | 0,59 | 1,70 | 0,54 | 1,25 | 0,54 | 0,85 | | | | | | | | | | | |
| 20° | - | - | - | - | 1,06 | 2,85 | 0,68 | 2,70 | 0,50 | 2,50 | 0,49 | 2,04 | 0,45 | 1,51 | 0,45 | 1,23 | 0,45 | 0,79 | | | | | | | | |
| 25° | - | - | - | 1,05 | 4,00 | 0,64 | 3,70 | 0,53 | 3,45 | 0,47 | 3,12 | 0,41 | 2,44 | 0,38 | 1,81 | 0,37 | 1,49 | 0,37 | 1,18 | 0,38 | 0,73 | | | | | |
| 30° | - | - | 1,02 | 5,88 | 0,59 | 5,26 | 0,48 | 5,0 | 0,42 | 4,34 | 0,38 | 4,00 | 0,33 | 3,03 | 0,31 | 2,17 | 0,30 | 1,78 | 0,30 | 1,43 | 0,31 | 1,11 | 0,32 | 0,66 | | |
| 35° | 0,98 | 8,8 | 0,54 | 8,1 | 0,43 | 7,3 | 0,37 | 6,5 | 0,33 | 5,7 | 0,31 | 5,0 | 0,27 | 3,6 | 0,25 | 2,5 | 0,25 | 2,1 | 0,25 | 1,7 | 0,25 | 1,3 | 0,26 | 1,0 | 0,27 | 0,5 |
| 40° | 0,48 | 13,0 | 0,38 | 11,6 | 0,32 | 10,2 | 0,29 | 8,9 | 0,26 | 7,6 | 0,24 | 6,5 | 0,22 | 4,5 | 0,20 | 3,0 | 0,20 | 2,5 | 0,20 | 2,0 | 0,20 | 1,6 | 0,21 | 1,2 | 0,21 | 0,9 |
| 45° | 0,33 | 19,9 | 0,28 | 17,2 | 0,24 | 14,7 | 0,22 | 12,4 | 0,20 | 10,4 | 0,19 | 8,7 | 0,17 | 5,8 | 0,16 | 3,7 | 0,16 | 2,9 | 0,16 | 2,3 | 0,16 | 1,8 | 0,17 | 1,4 | 0,17 | 1,1 |

3 CREUSEMENT DE TRANCHEES

Tranchées non blindées

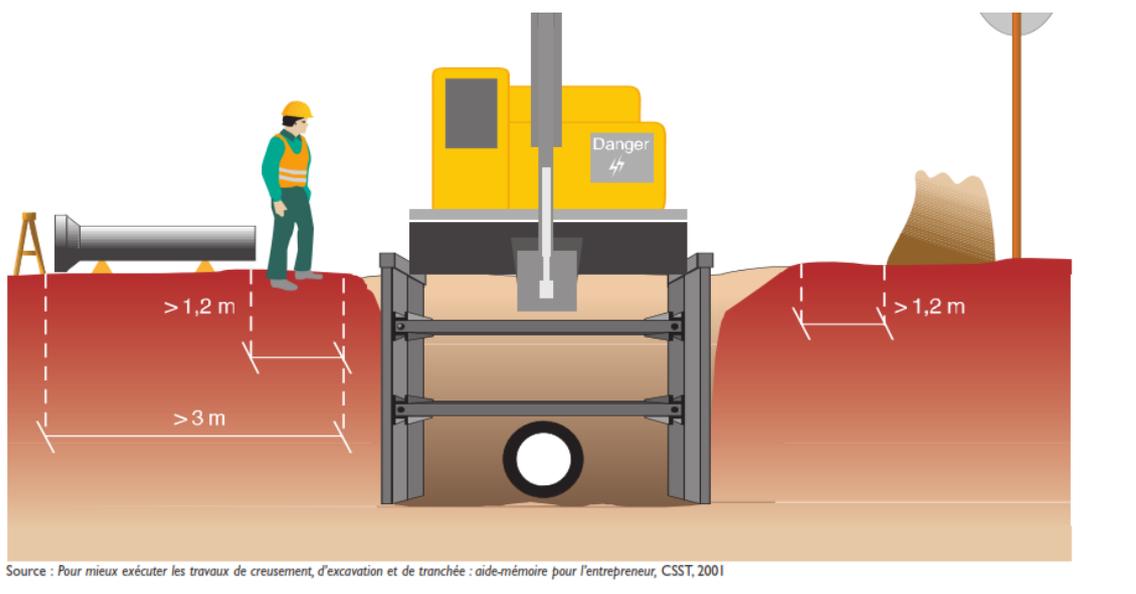
Avant de commencer les travaux de creusement, vérifier s'il n'y a pas de conduites et câbles souterrains. Pour des fouilles en tranchées, il faut évaluer tous les facteurs qui peuvent avoir une influence sur la stabilité des parois de la tranchée. Ce sont notamment:

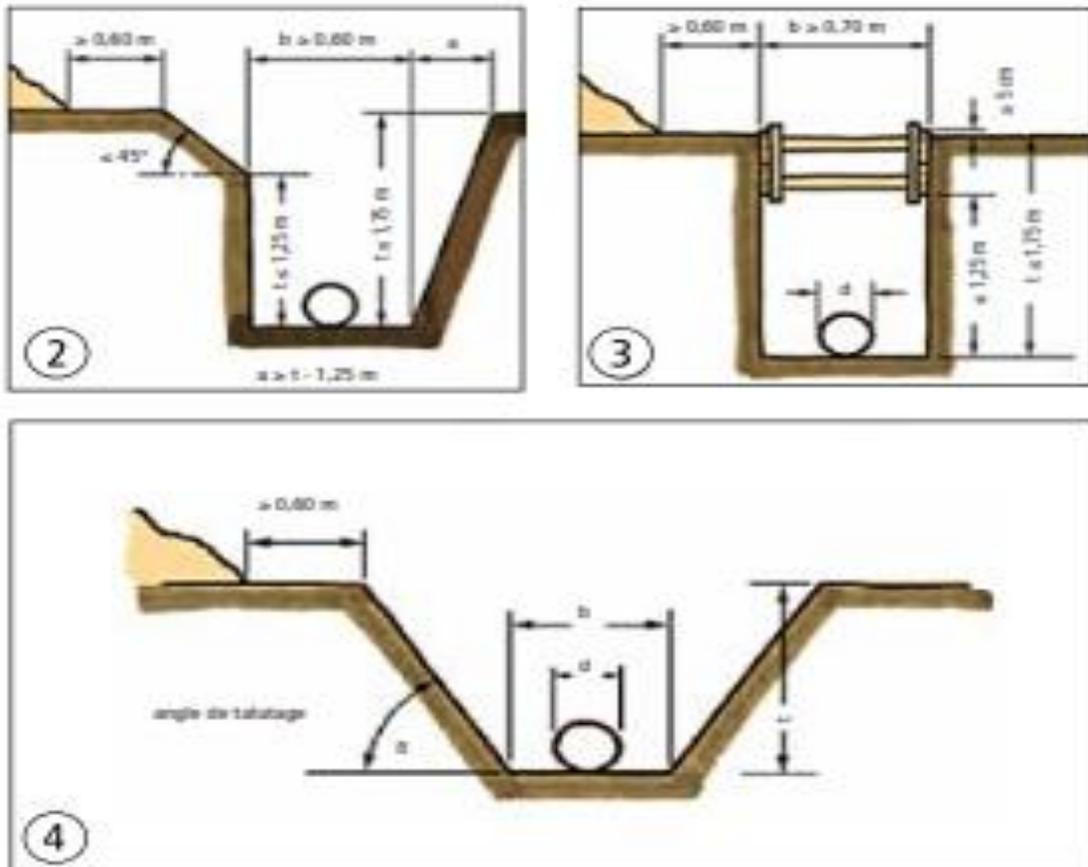
- la nature, la répartition et la configuration des couches du terrain
- les effets des eaux souterraines, les remblais, les fortes vibrations (trafic).

On peut creuser des fouilles en tranchées avec des parois verticales sans blindage jusqu'à une profondeur de 1,20 m, si les machines et engins de chantier respectent les distances autorisées,

- aucune influence spécifique ne met en danger la stabilité,
- aucune construction n'est mise en danger,
- des deux côtés il y a un espace libre de 0,60 m

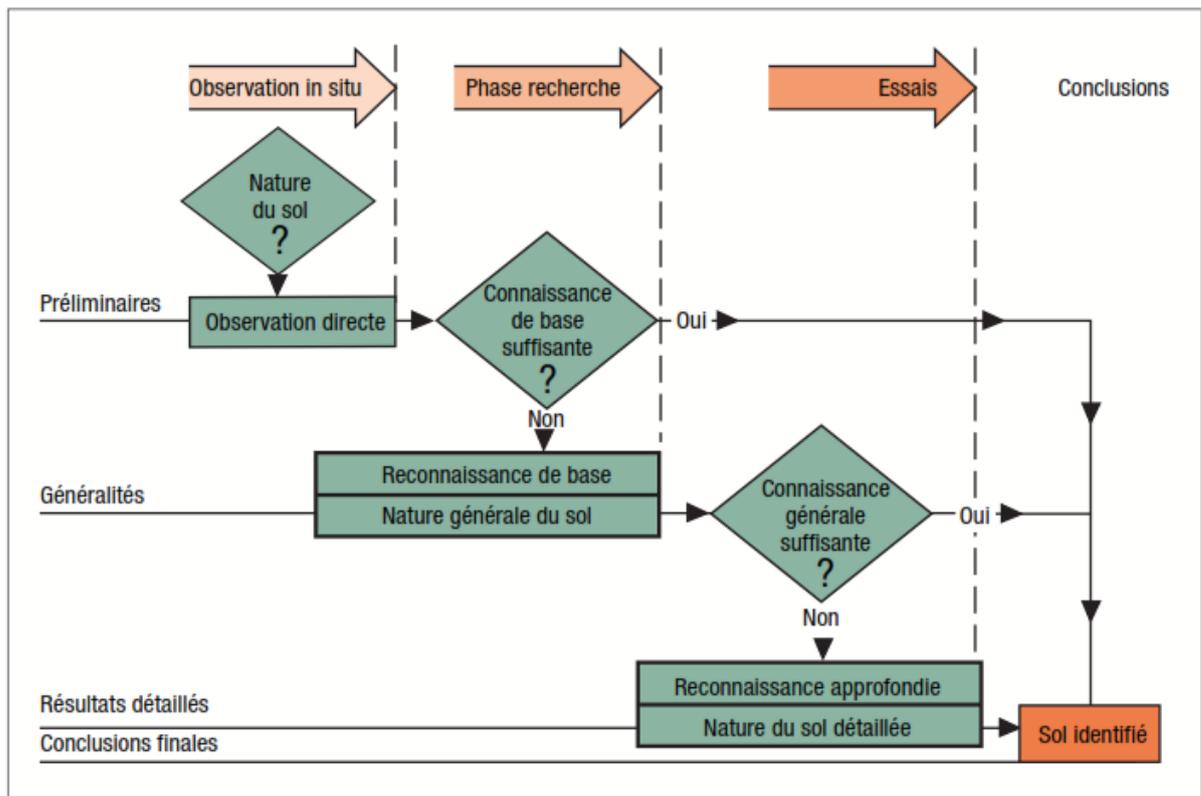
Pour des profondeurs jusqu'à 0,80 m, il suffit de prévoir un espace libre d'un côté seulement.





Le développement urbain des villes dans le monde entier et la diminution progressive des espaces de travaux, due en particulier aux aménagements urbains ont mené les ingénieurs des derniers siècles à développer des méthodes de soutènement. Ces méthodes de soutènement remplacent aisément les fouilles talutées en offrant un avantage majeur, une emprise de travaux réduite au minimum.

Aujourd'hui, il existe une multitude d'ouvrages de soutènement, utilisés selon les contraintes et les besoins du chantier tels que les parois moulées, les murs poids ou cantilever, les parois parisiennes et berlinoises ou les palplanches.



4 STABILITE DE PENTE

4.1 GENERALITES

D'une façon très générale et très schématique, on peut envisager le problème sous deux points de vue :

— Le massif de sol est le siège d'un certain système de contraintes qu'il suffit de déterminer pour savoir en quels points la résistance au cisaillement du sol est atteinte et pour en déduire l'état de sécurité qui règne. Ce raisonnement a retenu l'attention de nombreux auteurs. Signalons que Jurgenson (1931) a examiné ce problème, en phase élastique, et que la théorie de la plasticité et les équations de Kötter ont été largement appliquées : Sokolovski par exemple : Mandel (1948) a distingué les zones du massif siège d'un équilibre surabondant ou de l'équilibre limite. La difficulté principale reste dans la détermination des relations « contrainte-déformation » ; en outre, la définition d'un coefficient de sécurité n'est pas simple.

— L'observation de très nombreux glissements qui ont affecté les ouvrages du Génie Civil ont donné des idées sur la forme des surfaces de rupture : le massif de sol en mouvement est connu et il suffit de lui appliquer les équations générales de la

mécanique ; l'obstacle de la détermination des contraintes le long de cette surface de glissement subsiste : moyennant quelques hypothèses :

Anciennement, Coulomb (1776) a appliqué ces idées à une ligne de rupture droite, ainsi que Resal (1910), Caquot (1934).

Le cercle a fait son apparition avec Hultin et Petterson (1916): c'est l'origine de la «méthode suédoise », poursuivie par Fellenius (1927) ; l'utilisation du cercle a été très longuement étudiée : entre autres y ont apporté leur contribution, Taylor (1936, 1937), Caquot (1954), Bishop (1954-1960), Biarez (1962-1965).

D'autres surfaces géométriquement bien définies ont été proposées et appliquées : par exemple la cycloïde (Frontard, 1948), la spirale logarithmique (Rendulic).

Toutefois, l'étude des grands glissements a révélé que des surfaces de rupture plus complexes se développaient dans le sol., on doit toutefois retenir que, parmi toutes les méthodes de calcul à la rupture, c'est-à-dire celles qui ont été citées ci-dessus et d'autres qui ne l'ont pas été (et de nombreuses variantes), la plus largement utilisée a été celle du cercle de glissement, principalement à cause de la simplicité de sa forme géométrique.

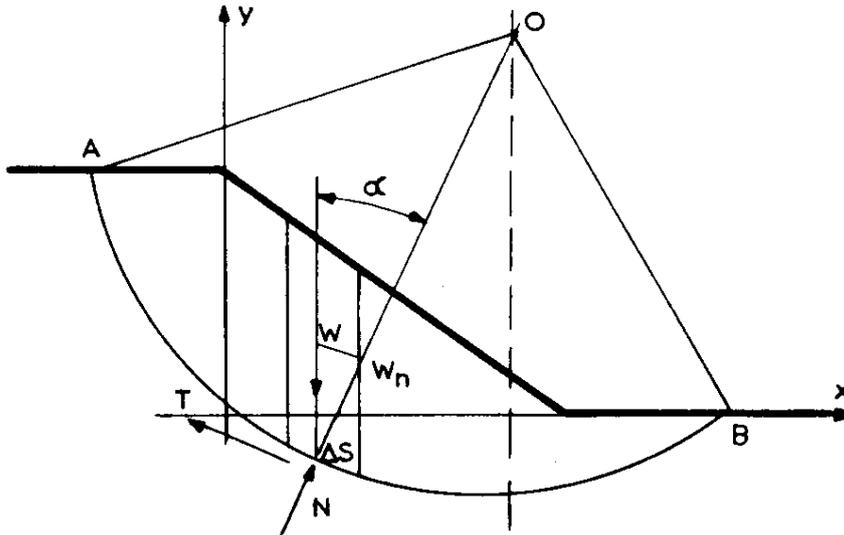
Parmi ces méthodes l'une d'entre elles, celle « des tranches », au prix d'une approximation raisonnable altérant peu la valeur du coefficient de sécurité, permet de tenir compte de l'hétérogénéité des sols et des répartitions variées des pressions interstitielles ; c'est celle-ci qui a été retenue et utilisée au Groupe des Fondations.

4.2 LA METHODE DES TRANCHES

Les développements en ont été assurés par l'Ecole suédoise, puis par l'Ecole britannique.

La méthode consiste essentiellement à découper le talus en tranches verticales et à étudier l'équilibre de ces tranches ; chaque cercle retenu comme surface de glissement potentiel est ainsi étudié : celui qui fournit la plus faible valeur du coefficient de sécurité représente la solution du problème (fig. 1).

Fig. 1



4.3 . HYPOTHESES GENERALES

La rupture se produit d'un coup sur la surface unique de glissement ; à cet égard, on note que si le massif en mouvement et le massif non sollicité sont tous les deux considérés comme rigides, le cercle satisfait à la condition cinématique de possibilité du mouvement.

La résistance au cisaillement du sol est entièrement mobilisée sur toute la surface de rupture.

b) Acceptons comme première définition du coefficient de sécurité le rapport du moment des forces résistantes au moment des forces motrices, les moments étant pris par rapport au centre du cercle. Si on raisonne en contraintes totales, les forces motrices sont uniquement constituées par le poids W des tranches, les forces résistantes comprennent la résistance au cisaillement T ; les réactions normales N ont un moment nul par rapport à O .

$$\text{Alors : } F = \frac{M_R}{M_M}$$

$$\text{avec : } M_R = \sum M^t / o T$$

$$\text{et : } M_M = \sum M^t / o W$$

$$\begin{aligned} M_R &= \sum T \cdot R = R \sum T \\ &= R \sum (c \cdot \Delta s + N \operatorname{tg} \varphi) \end{aligned}$$

où c est la cohésion et $\operatorname{tg}(\varphi)$ l'angle de frottement interne.

$$\begin{aligned} M_M &= \sum W \cdot R \cdot \sin \alpha = R \sum W \sin \alpha \\ &= R \sum W_n \end{aligned}$$

si on admet que N est précisément la réaction normale directement opposée à W_n ,

$$F = \frac{\sum (C \Delta s + W_n \operatorname{tg} \varphi)}{\sum W_n}$$

si le sol est homogène,

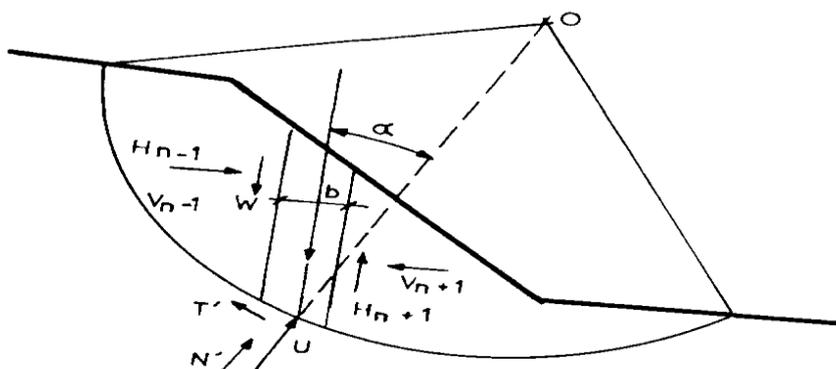
$$F = \frac{C \cdot \widehat{AB} + \operatorname{tg} \varphi \sum W_n}{\sum W_n}$$

La résolution de cette relation s'obtient assez rapidement sous forme graphique.

On observera que ce mode de résolution n'a pas fait intervenir les forces latérales de part et d'autre des tranches.

c) Examinons le problème sous forme analytique, en tenant compte des contraintes effectives (fig. 2).

Fig. 2



La tranche n a un poids W . Elle subit de la part de la tranche $n-1$ une force \vec{H}_{n-1} horizontale et une force \vec{V}_{n-1} verticale ; de même, la tranche $(n+1)$ transmet \vec{H}_{n+1} et \vec{V}_{n+1} . Par commodité, on conviendra que ces forces comprennent les forces intergranulaires et les forces hydrauliques.

La réaction extérieure au massif comprend :

- la force hydraulique normale \vec{U} ($U = \frac{ub}{\cos \alpha}$)
où $u =$ pression interstitielle)
- la force intergranulaire normale N' ($N' = \frac{\sigma' b}{\cos \alpha}$)
- la force intergranulaire tangentielle T'
($T' = \frac{\tau b}{\cos \alpha}$)

La question se pose de savoir quelle valeur de la résistance au cisaillement τ , fraction de la résistance au cisaillement maximale τ_{\max} , doit être retenue.

On définira le coefficient de sécurité comme rapport de ces deux résistances au cisaillement :

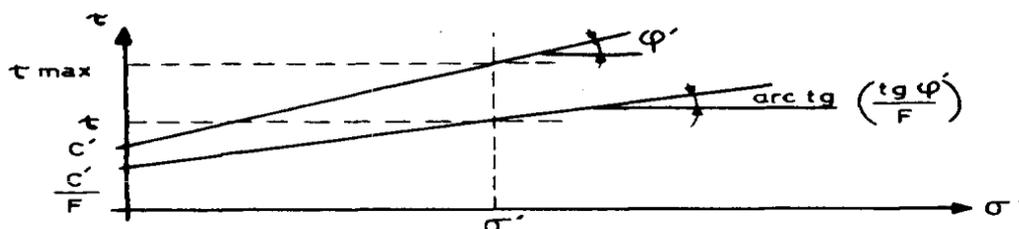
$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

En un point, soient c' et $\text{tg } \varphi'$ les paramètres de la résistance au cisaillement :

$$\tau_{\max} = c' + \sigma' \text{tg } \varphi'$$

σ' étant la contrainte normale effective (fig. 3).

Fig. 3



Cette définition du coefficient de sécurité revient à admettre que τ suit la loi de Coulomb d'un matériau dont les paramètres de cisaillement sont :

$$\frac{c'}{F} \text{ et } \frac{\text{tg } \varphi'}{F}$$

Alors :
$$\tau = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\text{tg } \varphi'}{F}$$

Le polygone des forces relatif à l'équilibre de la tranche est le suivant (*fig. 4*) :

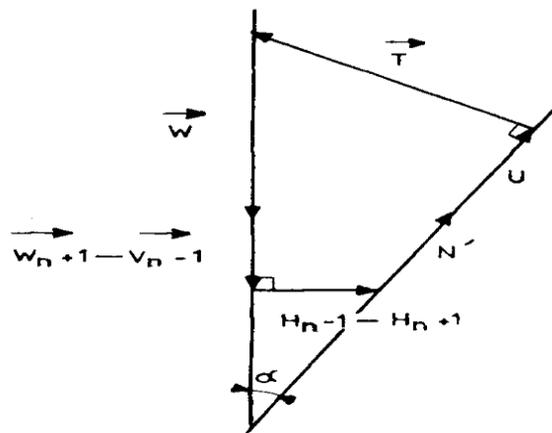


Fig. 4

On notera que les forces latérales interviennent par les différences.

Le problème se résout en considérant les équations de projection relatives à une tranche et l'équation des moments de l'ensemble du massif.

L'équation de projection sur la normale au cercle donne :

$$U + N' - [W + (V_{n-1} - V_{n+1})] \cos \alpha + (H_{n-1} - H_{n+1}) \sin \alpha = 0 \quad (1)$$

L'équation de projection sur la tangente au cercle fournit :

$$\frac{1}{F} (c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi') \frac{b}{\cos \alpha} - [W + (V_{n-1} - V_{n+1})] \sin \alpha - (H_{n-1} - H_{n+1}) \cos \alpha = 0 \quad (2)$$

L'équation de moments par rapport au centre du cercle, pour l'ensemble du massif donne :

$$F = \frac{\sum (c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi') b / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (3)$$

Ces trois relations fournissent l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\sum \left\{ c'b + [W + (V_{n-1} - V_{n+1}) - ub] \operatorname{tg} \varphi' \right\} \frac{1}{M(\alpha)}}{\sum W \sin \alpha}$$

avec :

$$M(\alpha) = \cos \alpha \left(1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F} \right)$$

La détermination exacte de F nécessiterait donc une suite d'évaluations et de rajustements des fonctions ($V_{n-1} - V_{n+1}$).

- Si on admet que $V_{n-1} - V_{n+1} = 0$ (Bishop, auteur de la méthode, indique que l'erreur serait alors inférieure à 1 %), on obtient :

$$F = \frac{\sum \{c'b + [W - ub] \operatorname{tg} \varphi'\} \frac{1}{\cos \alpha \left(1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F}\right)}}{\sum W \sin \alpha}$$

(Formule de Bishop)

- Si on avait admis, dans les équations (1), (2) et (3) que :

$$H_{n-1} - H_{n+1} = 0$$

$$V_{n-1} - V_{n+1} = 0$$

(hypothèses de la méthode suédoise), on aurait obtenu l'expression suivante de F :

$$F = \frac{\sum \{c'b + (W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi'\} \frac{1}{\cos \alpha}}{\sum W \sin \alpha}$$

d) En conclusion :

- Si on néglige les actions entre tranches, le coefficient de sécurité F s'exprime explicitement par :

$$F = \frac{\sum \{c'b + (W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi'\} \frac{1}{\cos \alpha}}{\sum W \sin \alpha}$$

(Méthode de Fellenius)

- Si on ne néglige que l'influence des efforts inter-tranches verticaux, il vient :

$$F = \frac{\sum \{ c'b + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi' \}}{\sum W \sin \alpha \cos \alpha \left(1 + \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F} \right)}$$

(Méthode de Bishop)

Cette expression ne fournit pas directement la valeur de F : il est nécessaire de faire des itérations à partir d'une valeur initiale de F ; cette valeur peut être obtenue assez simplement par la méthode de Fellenius.

5 CREUSEMENT DE TUNNELS

Pourquoi réaliser un tunnel ?

- raccourcir un itinéraire.
 - Sous une montagne pour éviter un col (sans concurrence)
 - Sous un plan d'eau pour éviter un long détour (en concurrence avec un pont)
- limiter les nuisances du trafic.

Paramètres à prendre en compte lors de l'étude :

- évaluation précise et dans le temps du trafic
- Comparaison d'itinéraires
- Etude de sécurité
- Estimation des aléas (principalement géologiques)
- Estimation du coût

Différents types de tunnels

les tunnels de communication :

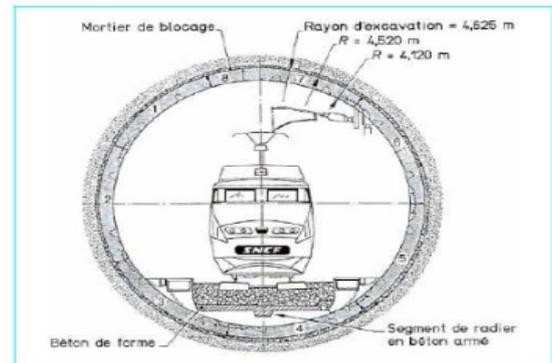
- les tunnels ferroviaires,
- les tunnels routiers,
- les tunnels de navigation ;

les tunnels de transport :

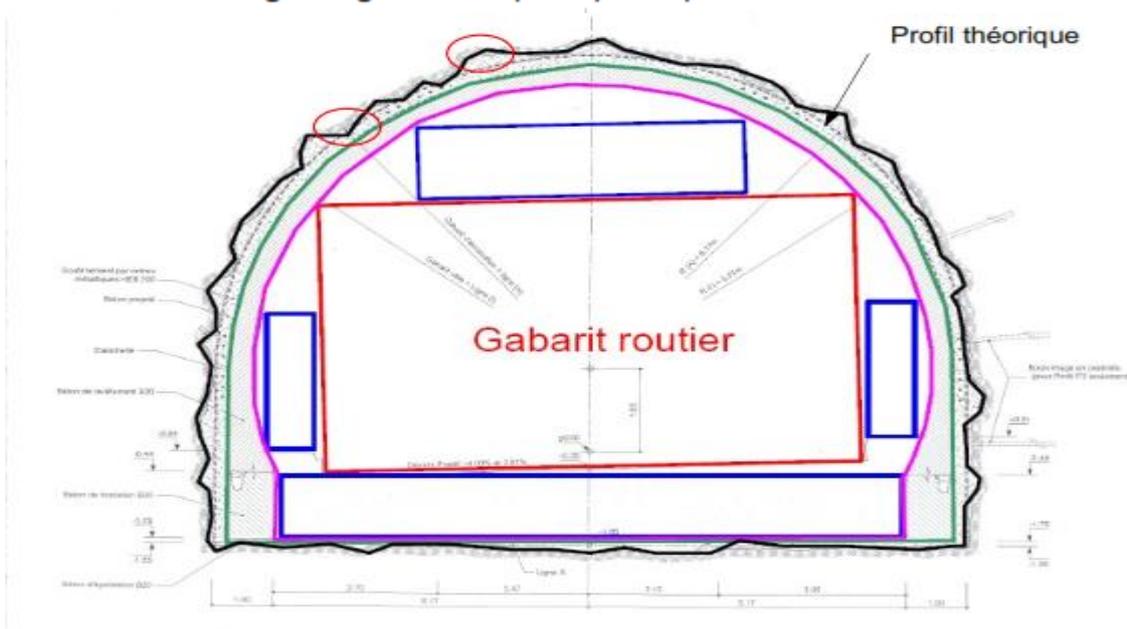
- adductions d'eau,
- galeries hydrauliques,
- égouts,
- galeries de canalisations ;

les tunnels et cavités de stockage :

- garages et parkings,
- stockages liquides ou gazeux,
- dépôts.



Définition des lignes géométriques principales



Creusement

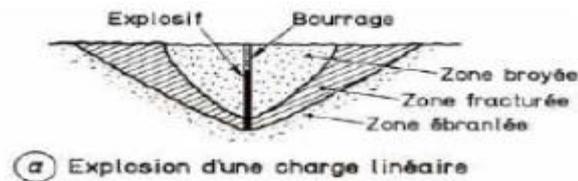
À l'explosif

EXPLOSION = réaction chimique qui se développe à une vitesse dépassant la vitesse du son dans l'air.

DETONATION

↓
 onde de choc qui se propage dans l'air ou dans la matière environnante à très grande vitesse (2 000 à 8 000 m/s dans le cas des explosifs habituels).

L'énergie libérée par l'explosion est considérable, mais surtout elle est concentrée dans un temps très court (généralement inférieur à une seconde). Pendant cette fraction de seconde, la puissance mise en jeu dans un seul trou de mine se compte en gigawatts, c'est-à-dire qu'elle est du même ordre de grandeur que celle d'une unité courante de centrale nucléaire



A l'explosif

1. forage



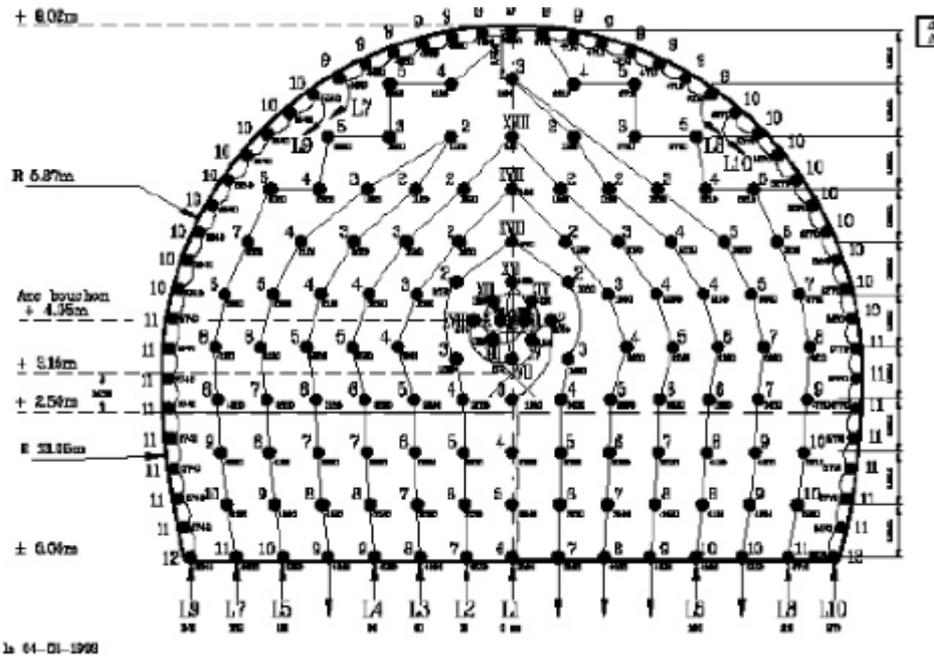
Jumbo robofore 3 bras

2. chargement de l'explosif

3. bourrage : cartouche en argile ou en sable de mêmes dimensions que les autres et soigneusement tassée pour empêcher la sortie des gaz au moment de l'explosion.

4. cablage

5. détonation



À l'explosif

- 6. Ventilation → Évacuation des fumées (pendant un temps + ou - long, suivant la section et la longueur de la galerie)
- 7. Marinage + purge → ramassage des déblais et évacuation
- provoquer la chute des blocs de rochers restés en parements (front et parois de la galerie) et déstabilisés par l'explosion.



Lorsque les caractéristiques mécaniques du terrain sont telles que la stabilité des parois et du front ne peut être assurée si l'on procède en une seule fois à l'abattage de toute la section, on pourra alors adopter le creusement en section divisée.

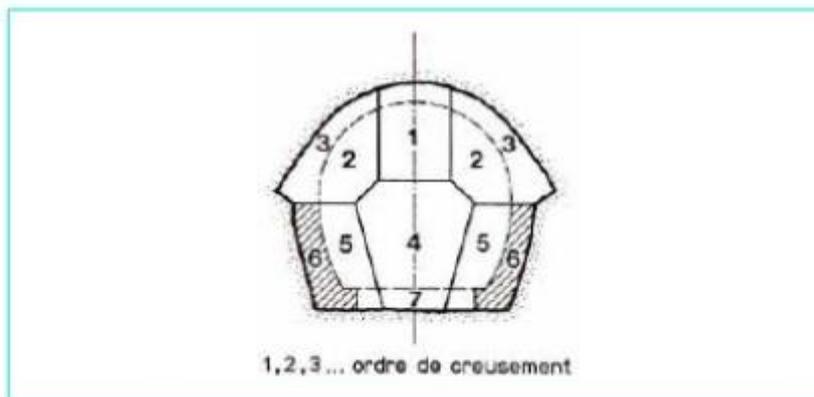


Figure 31 - Creusement en section divisée

Inconvénients du travail à l'explosif

- les risques d'accidents ;
- l'ébranlement de la roche autour de la cavité ;
- les hors-profil ;
- organisation discontinue du travail

Raréfaction des équipes très spécialisées de mineurs dont le recrutement est la condition du succès du travail à l'explosif.

À attaque ponctuelle



Figure 2 - Bras à attaque radiale (Eickhoff)



Figure 3 - Bras à attaque transversale (Alpine)

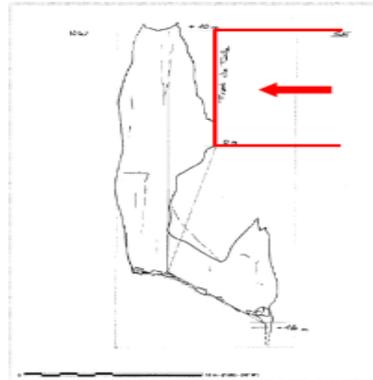
Les outils qui équipent les fraises sont des « pics » ou des « crayons » cylindroconiques.



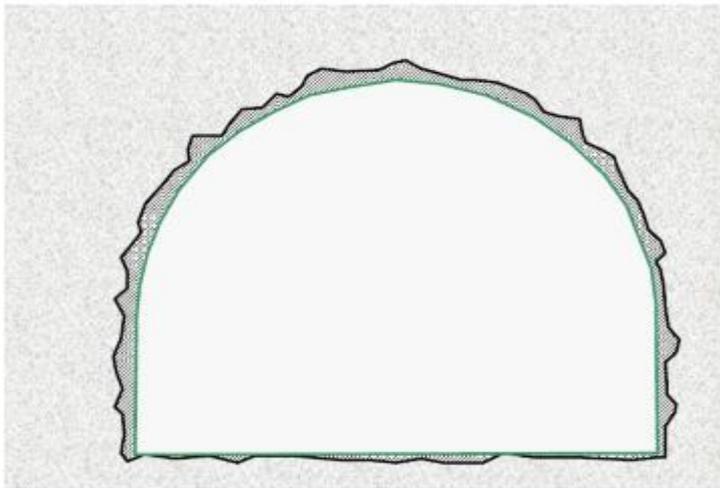
Soutènement du front de taille



Phénomène karstique



Soutènement

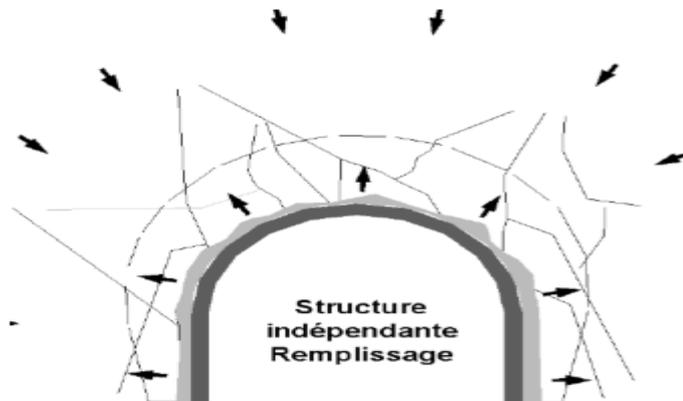


Le soutènement est une structure qui permet d'assurer la **stabilité des parois** pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif.

Le soutènement est utilisé pour :

- Protection contre la chute de pierres
- Exercer sur le terrain une certaine réaction
- S'opposer en tout ou en partie à la détente de la roche
- Supporter le poids du toit d'une galerie

Cintres



Cintres

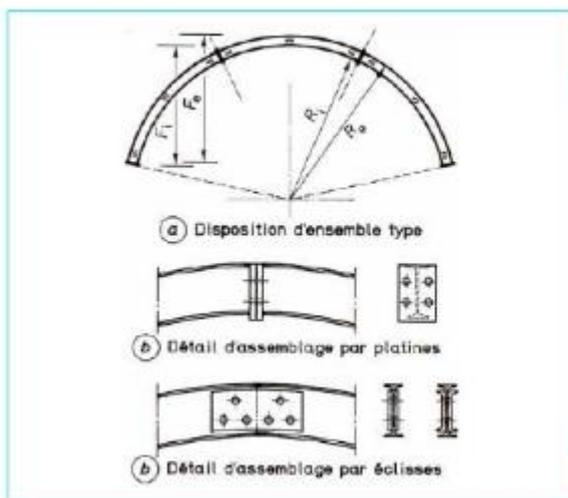


Figure 42 - Cintres en profilés simples

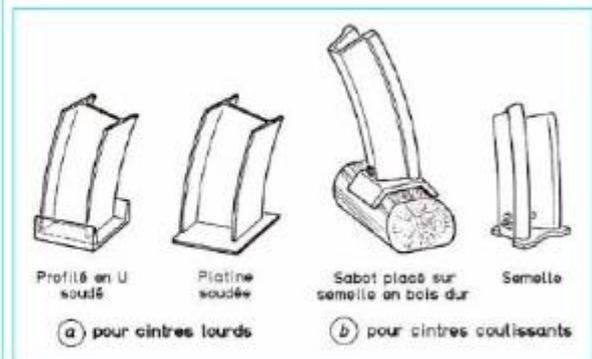


Figure 46 - Appuis de cintres fixes

Cintres



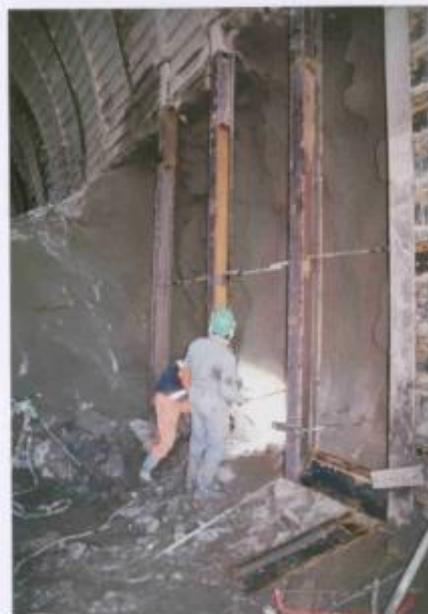
Cintre + blindage

Cintres et blindage

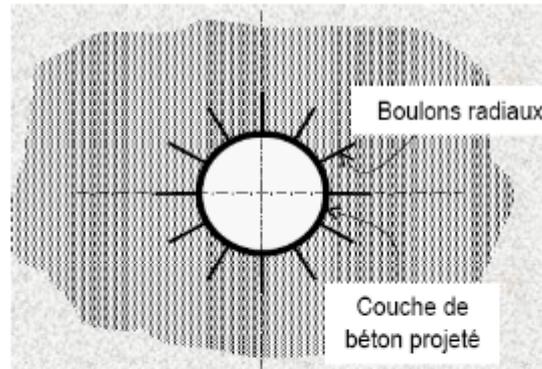
Les **blindages** assurent la continuité du soutènement de la paroi dans l'intervalle des cintres et sont indispensables dans les terrains dont la cohésion est insuffisante pour assurer ce transfert des charges entre deux cintres successifs.



POSE DES PIEDS
DE CINTRES



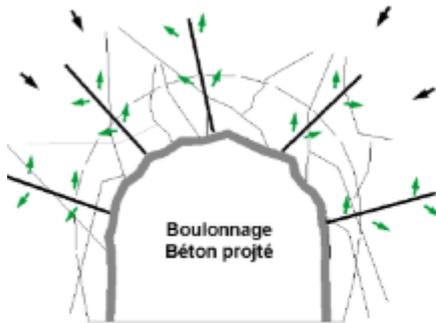
Boulons et béton projeté



Conditions pour permettre l'emploi du béton projeté :

- le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton ;
- le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;





Boulonnage = renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueur comprise entre 1,50 et 5 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

(Boulon à effet local ou réparti)

Epaisseur du béton projeté comprise entre **10 et 25 cm**. Il est le plus souvent mis en place en plusieurs passes et armé de treillis soudés généralement fixés à la paroi par des épingles ou par l'intermédiaire des boulons .



Revêtement

Pas de revêtement



Fonctions

•Fonction mécanique

Stabilité à long terme de l'excavation

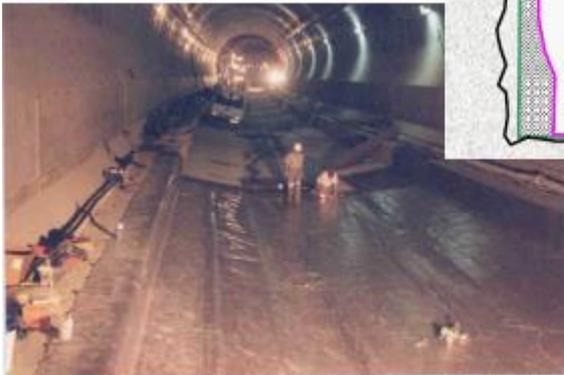
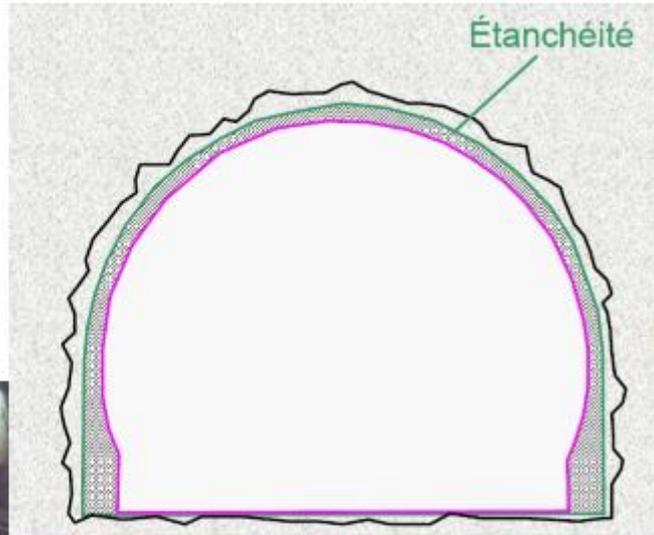
- Lorsqu'il est mis en place rapidement à l'avancement, derrière un bouclier ou avant qu'un équilibre se soit instauré entre le terrain et le soutènement.
- Lorsque le massif encaissant est affecté par un comportement différé très actif résultant du fluage, de contraintes d'origine tectonique ou du gonflement.
- Lorsque l'action du soutènement est supposée diminuer dans le temps en raison d'une dégradation de ses constituants : corrosion des boulons, altération des scellements, délavage du béton projeté...
- Lorsque le tunnel est implanté dans une zone sismique active.
- Lorsque la charge hydraulique susceptible de s'exercer sur l'ouvrage définitif est très importante

•Imperméabilisation.

•Esthétique

•Fonctionnelle : pour accroître l'efficacité de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers), ou de la capacité hydraulique (tunnels pour circulation de fluides)

Étanchéité



ETANCHEITE INTRADOS DU RADIER

Béton coffré



Remarque : réalisation de joints transversaux équipés au droit de chaque reprise de bétonnage

