

Géotechnique II

4^e année Génie Climatique

Plan du cours

Chapitre 0,1,2,3,4 - Retour sur le cours de MdS I

Chapitre 5 - Rupture des massifs semi-infinis

Chapitre 6 - Ouvrages de soutènement

Chapitre 7 - Essais in situ

Chapitre 8 - Fondations superficielles

Chapitre 9 - Fondations profondes

Travaux dirigés

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur.

La géotechnique s'appuie principalement sur deux sciences :

- la géologie qui retrace l'histoire de la terre, précise la nature et la structure des matériaux et leur évolution dans le temps,
- la mécanique des sols et des roches qui modélise leur comportement en tant que déformabilité et résistance des matériaux.

Domaine d'application

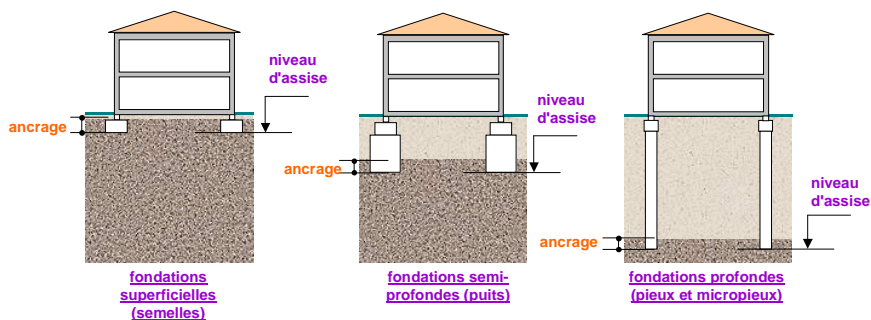
La géotechnique joue un rôle essentiel dans l'acte de construire pour tous les travaux de bâtiment, de génie civil et d'aménagements. On peut citer :

- les fondations des ouvrages : bâtiments, ponts, usines, silos...
- les ouvrages de soutènement
- la stabilité des pentes naturelles et des talus
- les terrassements : routes, autoroutes, voies ferrées...
- les V.R.D. et chaussées
- les tunnels et travaux souterrains
- les barrages et notamment digues et barrages en terre
- les ouvrages fluviaux, portuaires et maritimes
- l'hydrogéologie et la protection de l'environnement

Les sols

- supportent des ouvrages

fondations superficielles, fondations profondes



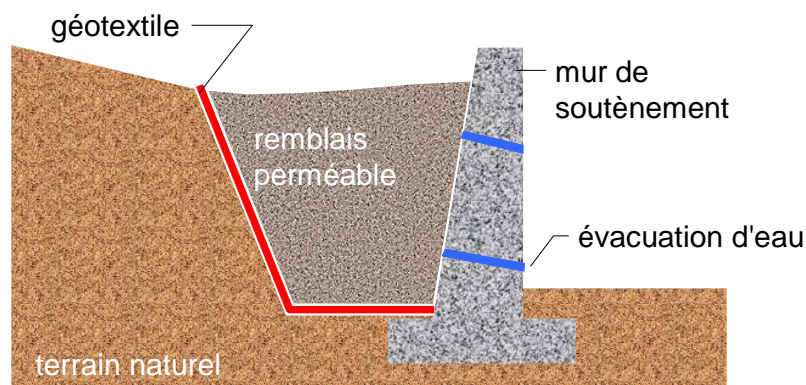
Les sols

- supportent des ouvrages

fondations superficielles, fondations profondes

- sont supportés par des ouvrages

murs de soutènement, rideaux de palplanches



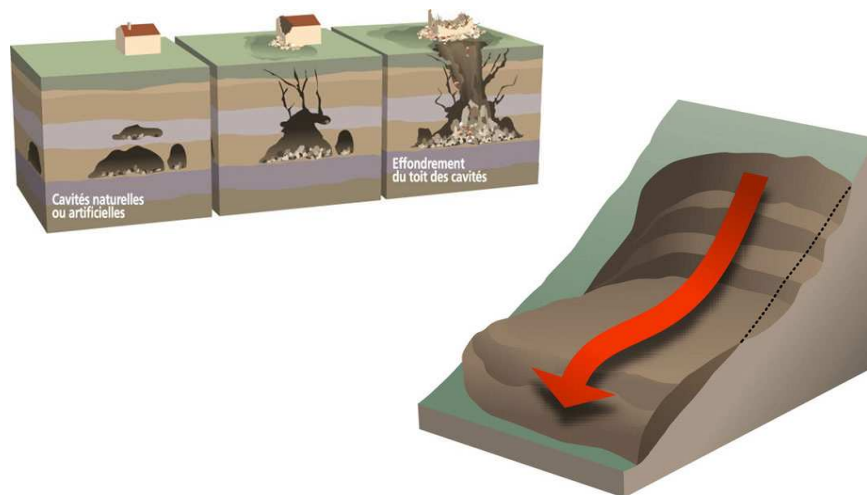
Les sols

- supportent des ouvrages *fondations superficielles, fondations profondes*
- sont supportés par des ouvrages *murs de soutènement, rideaux de palplanches*

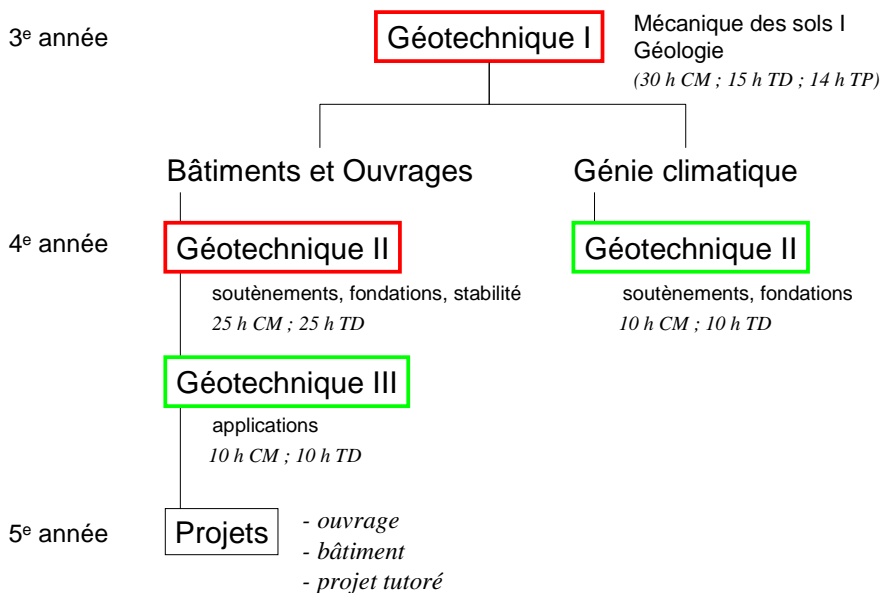


Les sols

- supportent des ouvrages *fondations superficielles, fondations profondes*
- sont supportés par des ouvrages *murs de soutènement, rideaux de palplanches*
- sont des ouvrages *remblais, digues, barrages*



Enseignement de la géotechnique



Géotechnique I 2 UV (30 h CM ; 15 h TD ; 14 h TP)

Mécanique des sols I (16,25 h CM ; 15 h TD ; 14 h TP) M.Cyr

Acquérir les connaissances fondamentales concernant les propriétés physiques, hydrodynamiques et mécaniques des sols

- Chapitre 1 - Propriétés physiques des sols
- Chapitre 2 - Hydraulique souterraine
- Chapitre 3 - Tassements
- Chapitre 4 - Résistance au cisaillement – essais de laboratoire

cours obligatoire

Géologie (appliquée) (13,75 h CM) M.Cyr

Acquérir les connaissances générales de géologie utiles à un ingénieur civil

- Chapitre 1 - Structure du globe terrestre
- Chapitre 2 - Pétrographie
- Chapitre 3 - Stratigraphie
- Chapitre 4 - Tectonique
- Chapitre 5 - Mesures géophysiques
- Chapitre 6 - Procédés de reconnaissance mécaniques
- Chapitre 7 - Cartographie
- Chapitre 8 - Génie parasismique
- Chapitre 9 - Travaux souterrains et tunnels
- Chapitre 10 - Carrières et gravières

cours obligatoire

Géotechnique II

Mécanique des sols II 20 h CM ; 20 h TD ; 8 h Projet

Application de la mécanique des sols au calcul des soutènement, fondations et ouvrages en terre

**Bâtiments
et
Ouvrages**

J.Léreau

- Chapitre 5 - Rupture des massifs semi-infinis
- Chapitre 6 - Les ouvrages de soutènement
- Chapitre 7 - Les fondations superficielles
- Chapitre 8 - Les fondations profondes
- Chapitre 9 - Stabilité des pentes

cours obligatoire BO
2 UV

Mécanique des sols II (10 h CM ; 10 h TD)

Application de la mécanique des sols au calcul des soutènement et fondations

**Génie
Climatique**

M.Cyr

- Chapitre 5 - Rupture des massifs semi-infinis
- Chapitre 6 - Les ouvrages de soutènement
- Chapitre 7 - Essais in situ (résistance au cisaillement)
- Chapitre 8 - Les fondations superficielles
- Chapitre 9 - Les fondations profondes

cours optionnel
1/2 UV

Géotechnique II

Ouvrages de référence



Mécanique des sols II

- *Fondations et ouvrages en terre (3^e éd.), Gérard Philipponnat, Bertrand Hubert, Eyrolles, Paris, 1997.*
- *Calcul des fondations superficielles et profondes, Roger Frank, Presses de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 1999*
- *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil : fascicule n° 62, Eyrolles, Paris, 1999*

Évaluation



- examen 100%

Mécanique des sols I

- Chapitre I
Propriétés physiques des sols
- Chapitre II
Hydraulique des sols
- Chapitre III
Déformations des sols

- **Chapitre IV**
Résistance au cisaillement des sols



Chapitre IV Résistance au cisaillement des sols

Objectifs de ce chapitre

- Représenter les états de contraintes dans les sols
- Étudier la résistance au cisaillement des sols à partir d'essais en laboratoire
- Évaluer le comportement des sols à court et long terme

Chapitre IV Résistance au cisaillement des sols

- 1- Notions élémentaires sur la rupture des sols
- 2- Rappels sur les contraintes - conventions
- 3- Cercle de Mohr-Coulomb et conséquences
- 4- Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture
- 5- Remarques qualitatives

Problème de mécanique des sols

- tassements admissibles
- contraintes appliquées inférieures à la **rupture**

↘ *cisaillement*

1. Rupture des
sols

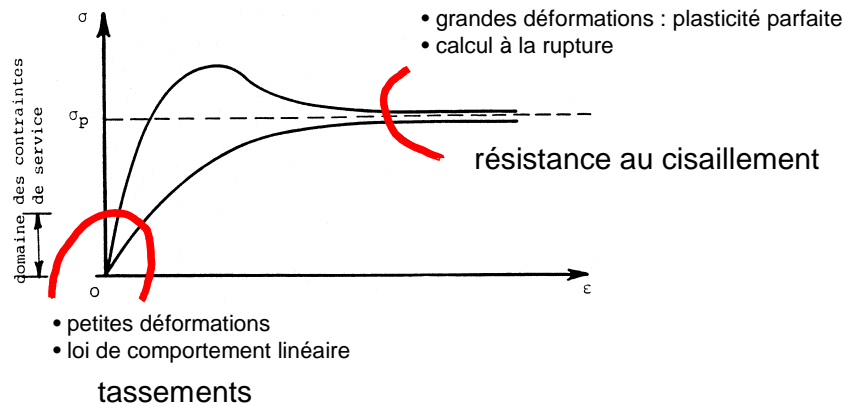
2. Rappels
contraintes

3. Cercle de
Mohr

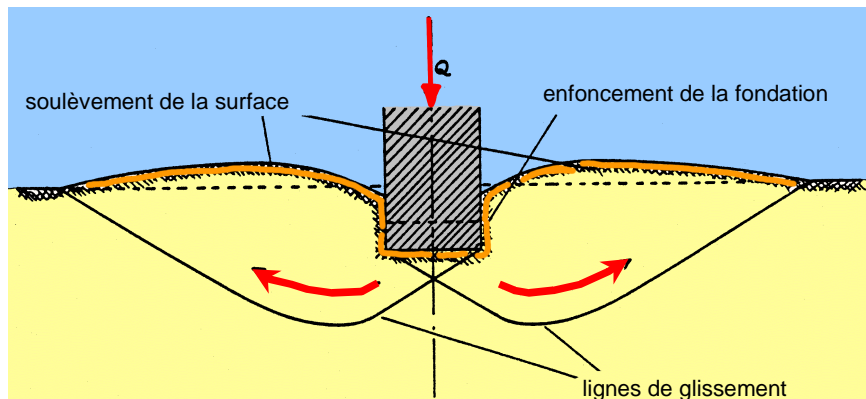
4. Mesure au
laboratoire

5. Remarques
qualitatives

1- Notions élémentaires - rupture des sols



1. Rupture des sols	2. Rappels contraintes	3. Cercle de Mohr	4. Mesure au laboratoire	5. Remarques qualitatives
---------------------	------------------------	-------------------	--------------------------	---------------------------



Augmentation des contraintes jusqu'à la rupture

- glissement des particules de sol les unes par rapport aux autres
 - mouvement relatif des grains sur des surfaces de glissement
- ↪ ≠ rupture des grains

2- Rappels contraintes - conventions

2.1 Distribution des contraintes autour d'un point

- 2.1.1 Tenseur des contraintes
- 2.1.2 Représentation plane – cercle de Mohr
- 2.1.3 Problèmes à deux dimensions

2.2 Équation de l'équilibre local

2.3 Conditions aux limites

Sol → matériau continu

- particules petites
- sols cohérents et saturés

hypothèse de moins en moins valable pour les milieux granulaires

→ mouvement relatif des grains (discontinuité de déplacement)

1. Rupture des sols	2. Rappels contraintes	3. Cercle de Mohr	4. Mesure au laboratoire	5. Remarques qualitatives
---------------------	------------------------	-------------------	--------------------------	---------------------------

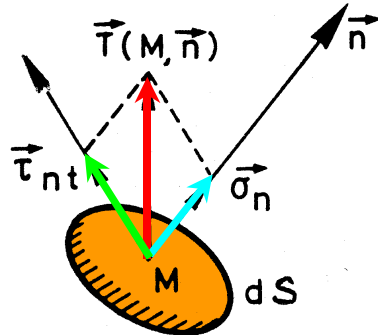
2.1 Distribution des contraintes autour d'un point

2.1.1 Tenseur des contraintes

- Vecteur contrainte $\vec{T}(M, \vec{n})$ en M sur une facette dS

Décomposition en :

- contrainte normale suivant la normale $\vec{n} \longrightarrow \vec{\sigma}_n$
- contrainte tangentielle suivant le plan de la facette $\rightarrow \vec{\tau}_{nt}$



Convention de signe :

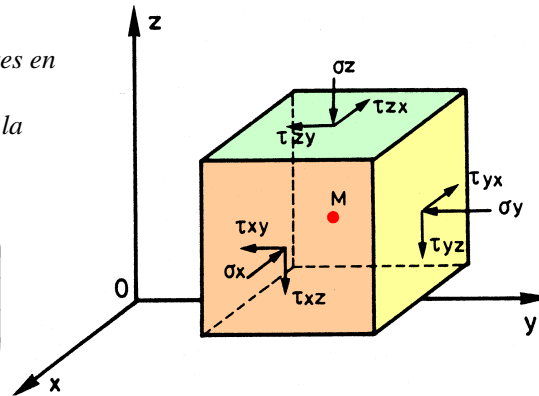
- normale rentrante
- contrainte de compression positive
- angles positifs dans le sens trigonométrique

- Tenseur des contraintes

- ensemble des contraintes en un point M
- obtenues en donnant à la facette toutes les orientations possibles

$$(\Sigma) = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix}$$

tenseur symétrique ✓

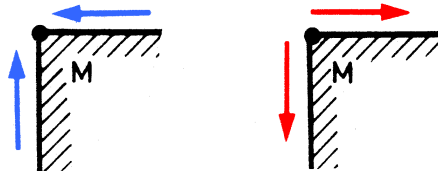


- Contraintes tangentielles

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy}$$

$$\tau_{zx} = \tau_{xz}$$



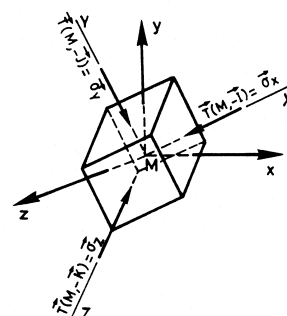
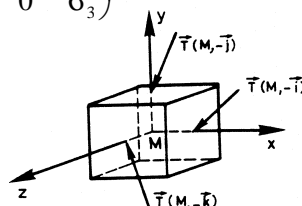
- Contraintes principales

Trois plans privilégiés pour lesquels $\tau = 0$

- plans principaux
- directions principales
- contraintes principales majeure, intermédiaire, mineure

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

$$(\Sigma) = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix}$$

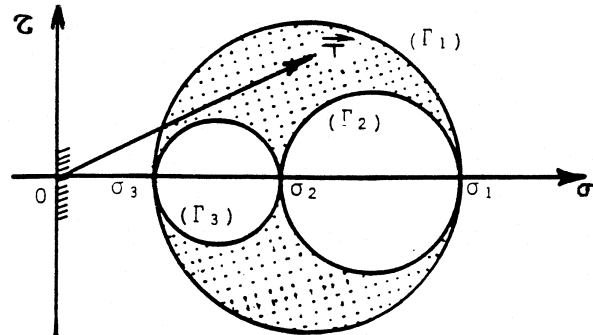


2.1.2 Représentation plane – cercle de Mohr

- pour l'étude de l'état de contrainte autour d'un point
- représentation des contraintes dans un système d'axes (τ, σ)
 - axe des abscisses confondu avec la normale à la facette $\vec{O\sigma}$
 - axe des ordonnées confondu avec la composante tangentielle $\vec{O\tau}$

rotation de $+\frac{\pi}{2}$ par rapport à $\vec{O\sigma}$

- Lorsque la facette tourne autour de M, le point figuratif des contraintes décrit un cercle appelé cercle de Mohr

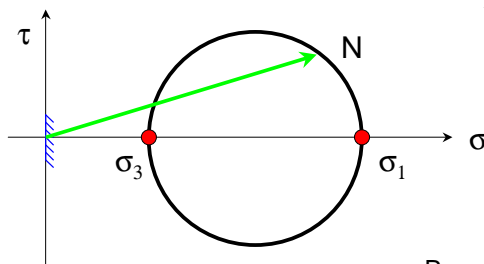


- En 3D, apparition de 3 cercles délimités par σ_1 , σ_2 et σ_3

2.1.3 Problèmes à deux dimensions

- En MdS, la majorité des cas sont des problèmes en 2D
 - symétrie de révolution : fondation circulaire, pieux
 - géométrie constante dans une direction : talus, remblai, semelle filante, mur
- Réduction de la représentation graphique de Mohr à 1 seul cercle
plan perpendiculaire à σ_2

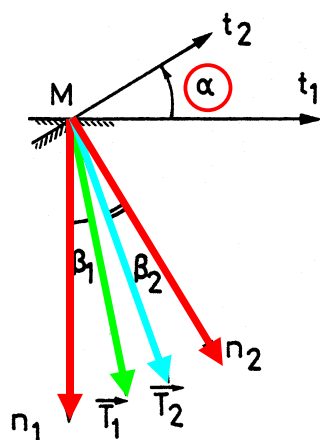
- Le plan étudié contient σ_1 et σ_3



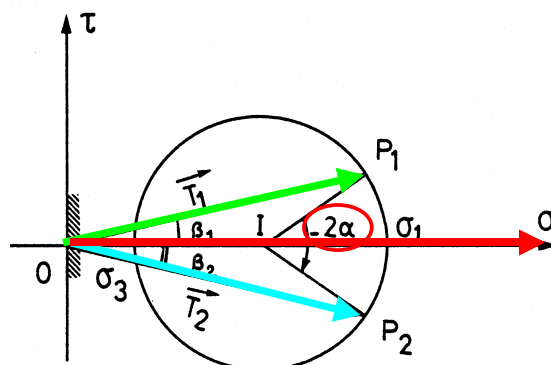
Pour un état de contrainte donné, lorsque la facette tourne autour de M, les contraintes sont représentées par un point N sur le cercle de Mohr

- Propriété importante des cercles de Mohr

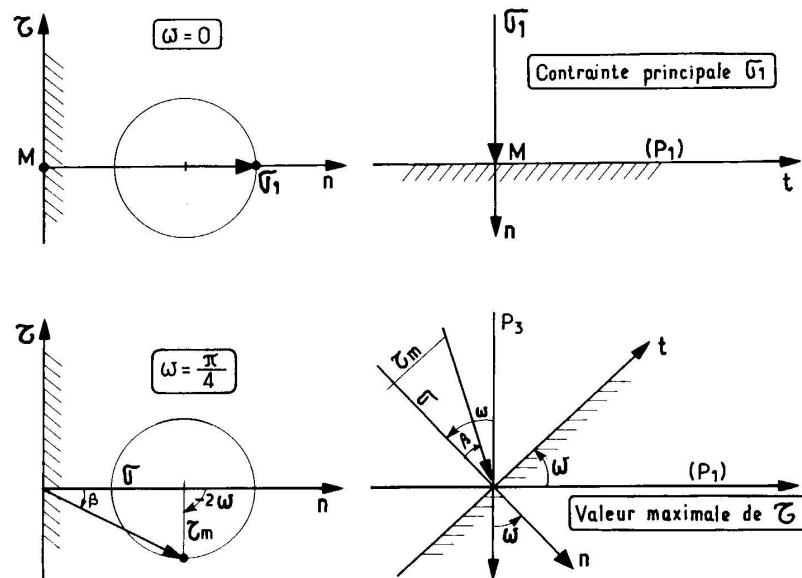
Lorsqu'une facette tourne autour du point M, le point N représentatif des contraintes sur le cercle de Mohr tourne en sens inverse à une vitesse angulaire double



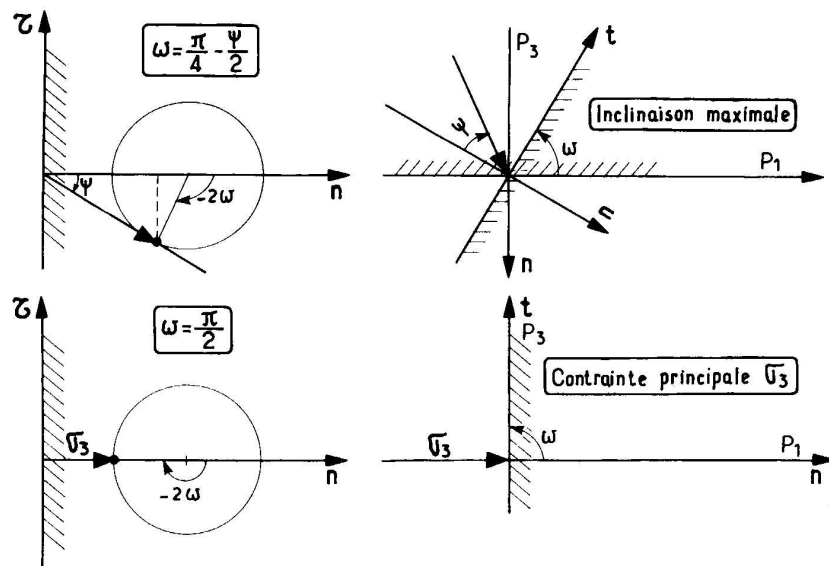
- vecteur $T_1 \rightarrow$ angle β_1 par rapport à n_1
- plan physique : rotation de la facette de $+\alpha$
 \rightarrow rotation de -2α dans le plan de Mohr
- vecteur $T_2 \rightarrow$ angle $-\beta_2$ par rapport à n_2



- Exemples de différents états de contraintes caractéristiques



- Exemples de différents états de contraintes caractéristiques (suite)



- Composantes normale et tangentielle d'une contrainte sur une facette donnée

A- cas le plus simple : repère principal connu

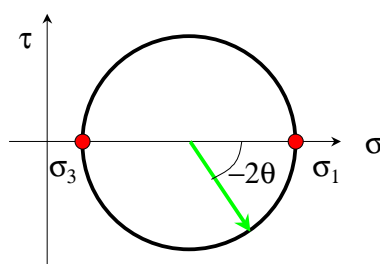
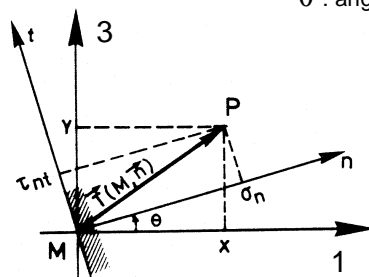
exemple : les sols

$\sigma_h = \sigma_3 \rightarrow \sigma_v = \sigma_1$

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(-2\theta)$$

$$\tau_{nt} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin(-2\theta)$$

θ : angle entre la normale et la direction principale 1

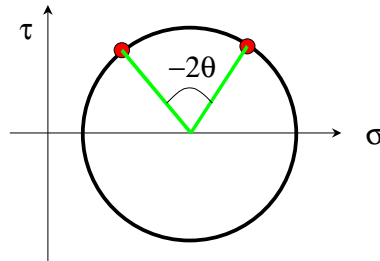
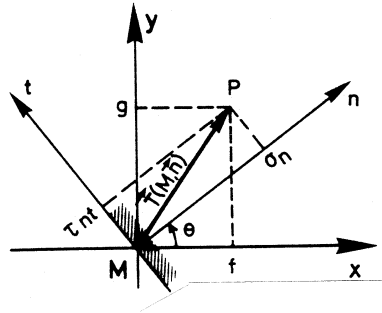


B- cas général : repère quelconque

Contrainte normale et tangentielle sur une facette dont la normale fait un angle θ par rapport à x

$$\sigma_n = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta$$

$$\tau_{nt} = (\sigma_y - \sigma_x) \sin \theta \cos \theta + \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$



- Détermination des contraintes et directions principales

Méthode 1 $\tau_{nt} = 0$ on trouve donc les directions principales

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \tan 2\theta = \frac{a}{b} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} a = \tau_{xy} \\ b = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \end{cases}$$

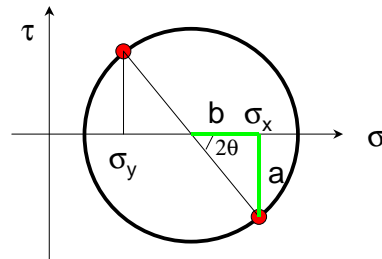
$$\sigma_1 = \sigma_x \cos^2 \theta_1 + \sigma_y \sin^2 \theta_1 + 2\tau_{xy} \sin \theta_1 \cos \theta_1$$

$$\sigma_3 = \sigma_x \cos^2 \theta_3 + \sigma_y \sin^2 \theta_3 + 2\tau_{xy} \sin \theta_3 \cos \theta_3$$

ou

$$\sigma_1 = \text{centre} + \text{rayon}$$

$$\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \quad \frac{a}{\sin 2\theta}$$



Méthode 2 diagonaliser la matrice

$$(\Sigma) = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{pmatrix}$$

- valeurs propres \rightarrow contraintes principales

$$\det |(\Sigma) - \lambda(I)| = 0$$

- vecteurs propres \rightarrow directions principales

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = (\Sigma) \vec{n} = \sigma_n \vec{n}$$

3- Cercle de Mohr-Coulomb et conséquences

- 3.1 Notion de courbe intrinsèque
- 3.2 Critère de Coulomb
- 3.3 Lignes de glissement
- 3.4 Relations entre contraintes principales au moment de la rupture
- 3.5 Théorème des états correspondants

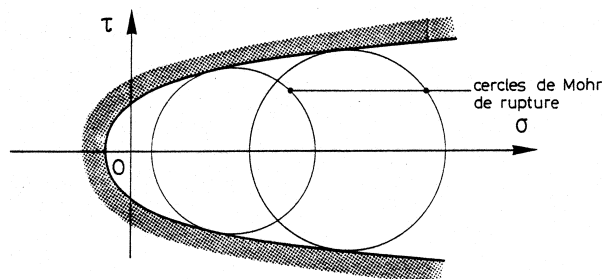
1. Rupture des sols	2. Rappels contraintes	3. Cercle de Mohr	4. Mesure au laboratoire	5. Remarques qualitatives
---------------------	------------------------	-------------------	--------------------------	---------------------------

3.1 Notion de courbe intrinsèque

- À partir du cercle de Mohr, on peut exprimer les contraintes dans un sol sur n'importe quelle facette
- Une utilisation possible → - étude de la stabilité et de la résistance d'un sol
- courbe intrinsèque : limite d'écoulement des sols

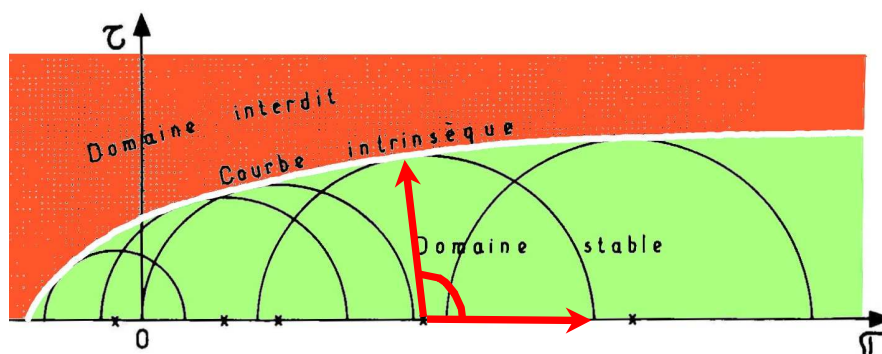
séparation de la zone des états de contraintes possibles de la zone impossible à développer dans le sol

↳ pcq l'écoulement ou la rupture se produit avant



Courbe intrinsèque

- Détermination expérimentale
 - Cercle tangent à la courbe intrinsèque
- écoulement par glissement suivant la direction qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe



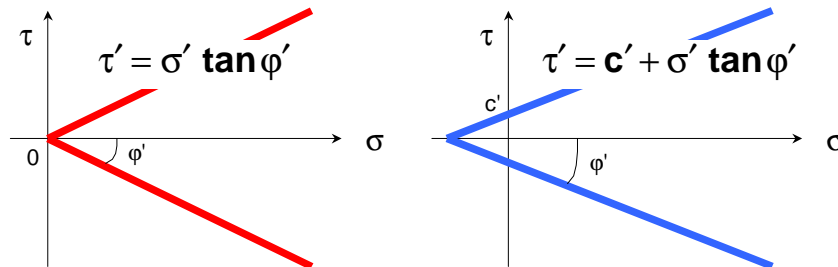
3.2 Critère de Coulomb

Expérimentalement, il a été montré que la courbe intrinsèque d'un sol :

- deux demi-droites symétriques par rapport à $\vec{O\sigma}$

➔ *droites de Coulomb*
angle de frottement interne (φ)

- sols pulvérulents : les droites passent par l'origine
- sols cohérents : existence d'une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle ➔ *cohésion* (c)

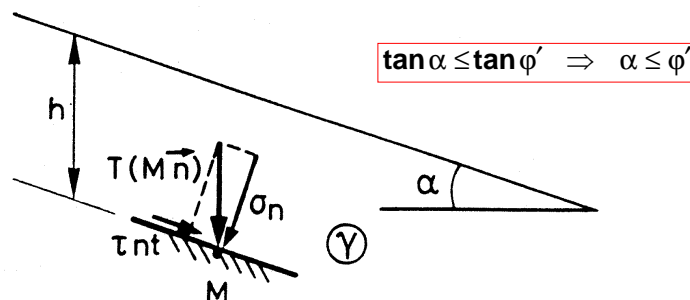


Angle de talus naturel

- talus de sable sec formant un angle α
- à la profondeur h , sur une facette parallèle au talus

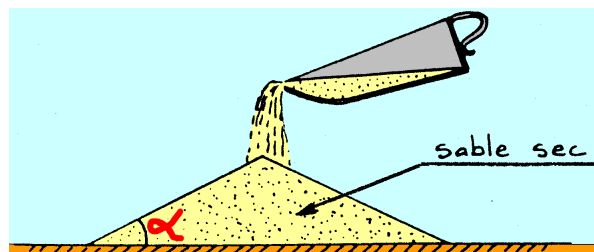
$\sigma'_n = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha$
$\tau'_{nt} = \gamma \cdot h \cdot \sin \alpha \cos \alpha$
- équilibre limite (limite de rupture ou de glissement) $\tau'_{nt} = \tau'_{\max} = \sigma' \tan \varphi'$

$$\tau'_{nt} \leq \tau'_{\max} \Rightarrow \gamma \cdot h \cdot \sin \alpha \cos \alpha \leq \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha \tan \varphi'$$

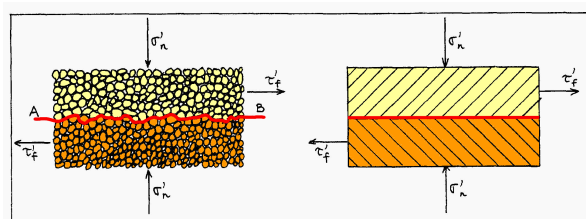


φ' est donc l'angle de talus naturel

➔ pente limite que prend un tas de sable avec le temps

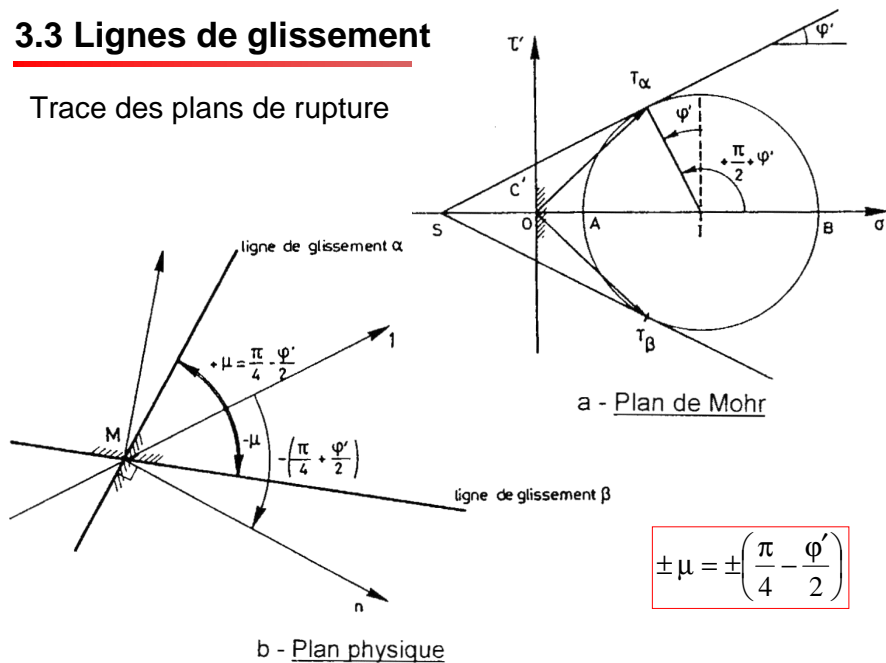


frottement interne assimilé au frottement entre deux solides



3.3 Lignes de glissement

Trace des plans de rupture



4- Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture

4.1 Appareil de cisaillement direct

4.2 Appareil triaxial

4.2.1 Description

4.2.2 Variables de Lambe – chemin de contraintes

4.3 Conditions d'essais – principales caractéristiques

4.3.1 Essai C.D.

4.3.2 Essai U.U.

4.3.3 Essai C.U.

1. Rupture des sols	2. Rappels contraintes	3. Cercle de Mohr	4. Mesure au laboratoire	5. Remarques qualitatives
---------------------	------------------------	-------------------	--------------------------	---------------------------

Remarques concernant les mesures des caractéristiques de rupture effectuées au laboratoire

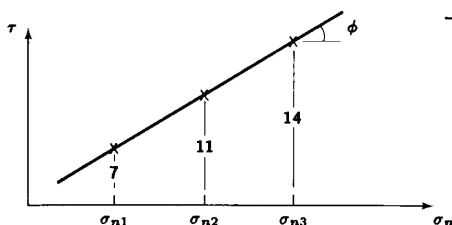
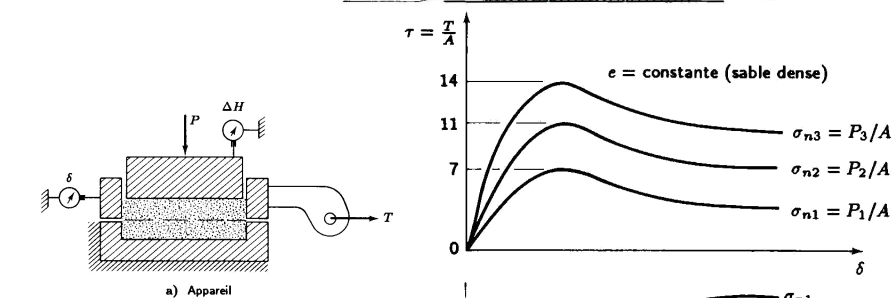
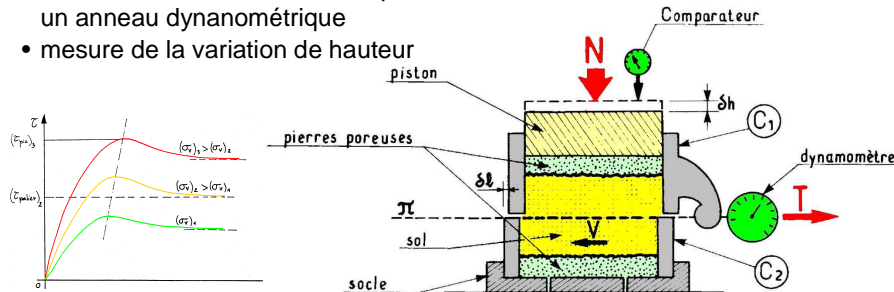
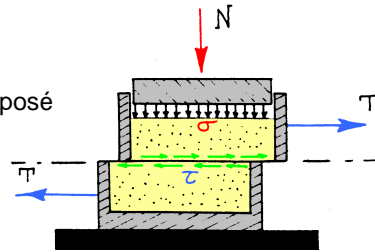
- Bonne maîtrise des paramètres
contraintes et pressions interstitielles
- Échantillons de petites dimensions plus ou moins remaniés
- faible représentativité statistique
- rapport des volumes < 1/100 000
- Échantillons de sol décomprimé
remise sous contraintes nécessaire
- Deux principaux types d'essais en laboratoire
- essai de cisaillement direct (boîte de Casagrande)
- essai triaxial

4.1 Appareil de cisaillement direct

Essai simple et ancien

Procédure

- cisaillement direct rectiligne sur un plan imposé
- éprouvette de sol entre 2 demi-boîtes
- effort normal
- déplacement horizontal à vitesse constante d'une des boîtes
- force de cisaillement mesurée par un anneau dynamométrique
- mesure de la variation de hauteur



c) Diagramme de Mohr

b) Résultats d'essais

Avantages et inconvénients de l'essai de cisaillement direct

Avantages

- simple
- rapide
- économique

Inconvénients

- pas de maîtrise des conditions de drainage

sols pulvérulents

- drainage rapide
- contraintes appliquées → contraintes effectives

sols fins

- cisaillement rapide → contraintes totales et comportement à court terme
- cisaillement lent ($\mu\text{m}/\text{min}$) → contraintes effectives et comportement à long terme

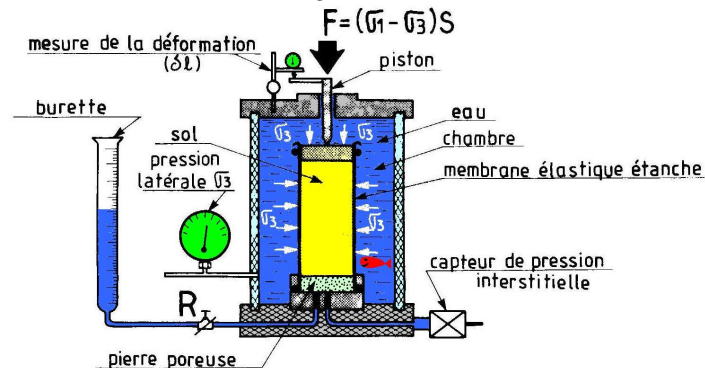
- concentration de contraintes aux extrémités de la boîte
- rotation des plans principaux

4.2 Appareil triaxial

4.2.1 Description

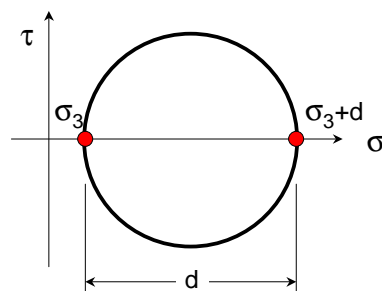
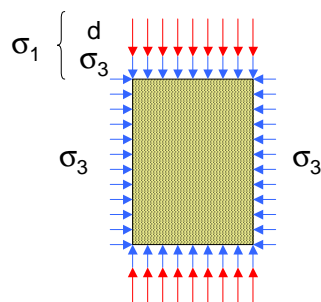
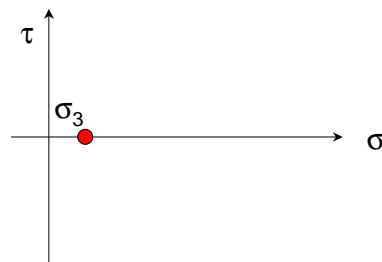
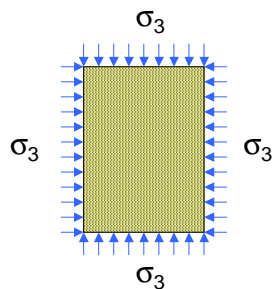
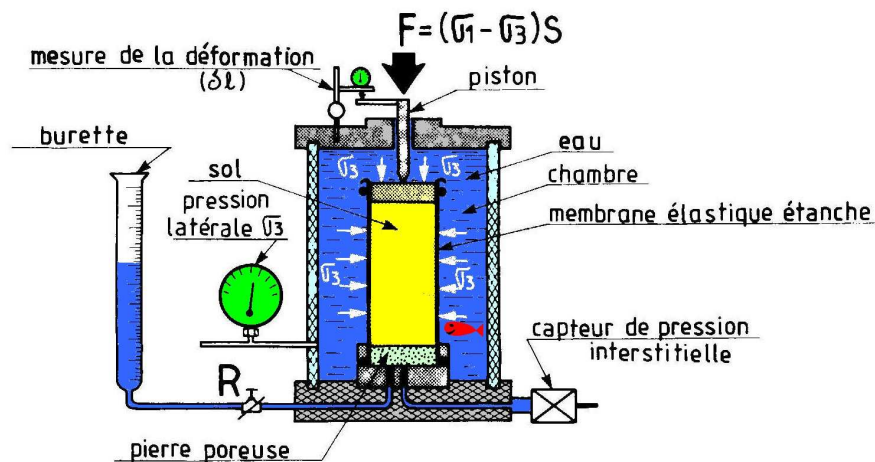
Éprouvette

- éprouvette cylindrique de sol dans une gaine élastique étanche et déformable
- pierre poreuse
- communication avec burette graduée et capteur de pression interstitielle
- robinet R : assurer ou non le drainage de l'échantillon

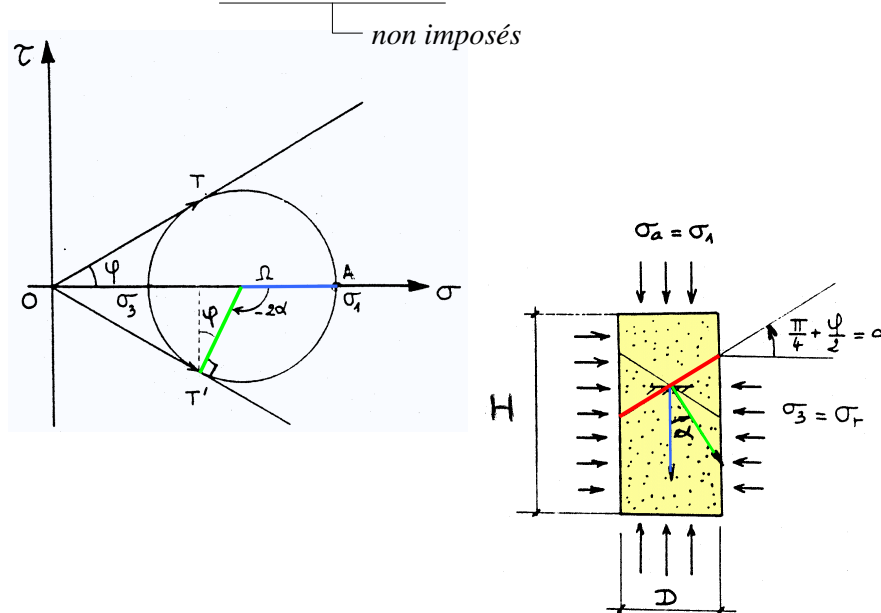


Enceinte

- remplie d'eau mise sous pression (σ_3) *toutes les directions sont principales*
- piston pour comprimer verticalement l'éprouvette (pression constante dans la cellule)
contrainte supplémentaire appliquée (contrainte déviatorique) $\sigma_1 = \sigma_3 + d$
- comparateur pour la mesure des déplacements Δl



Orientation des plans de rupture



4.3 Conditions d'essais - principales caractéristiques

Un essai triaxial se divise en deux étapes

Reproduction des situations critiques rencontrées

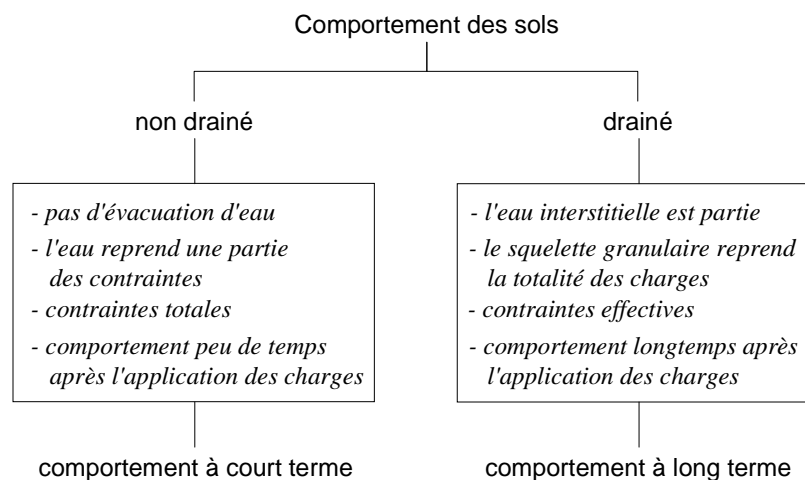
dans les analyses de stabilité des ouvrages → deux lettres

- consolidation ou non avant le cisaillement
- conditions de drainage pendant le cisaillement

Conditions de drainage

avant le cisaillement	pendant le cisaillement	symbole
<i>consolidé</i>	<i>drainé</i>	CD
<i>consolidé</i>	<i>non drainé</i>	CU
<i>non consolidé</i>	<i>non drainé</i>	UU
<i>non consolidé</i>	<i>drainé</i>	UD

Drainage des échantillons → lié aux deux types de comportement des sols



sols fins vs sols pulvérulents

4.3.1 Essai C.D.

- détermination de la courbe intrinsèque du squelette solide (drainage)

→ comportement à long terme

- réalisation d'un essai CD

1- consolider l'échantillon sous une contrainte isotrope σ_0

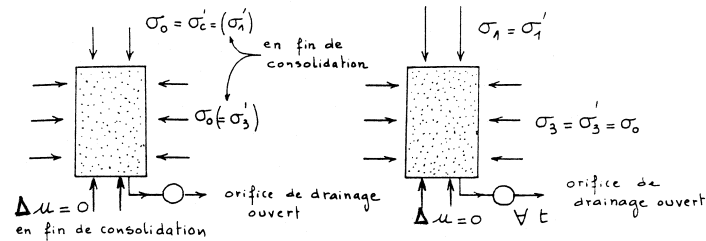
- orifice de drainage ouvert : dissipation des surpressions interstitielles

- on obtient $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_0$ et $u = 0$

2- augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture → très lentement pour que $\Delta u = 0$

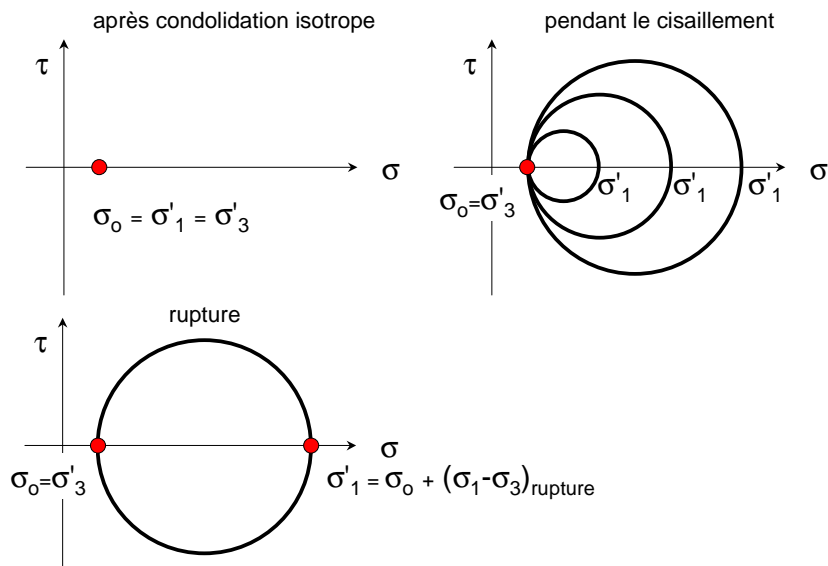
- orifice de drainage ouvert : $\Delta u = 0$

- contrainte latérale constante



Essai CD	Contrainte totale	=	Pression interstitielle	+	Contrainte effective
Après consolidation	$\sigma_1 = \sigma_0$ $\sigma_3 = \sigma_0$		0		$\sigma'_1 = \sigma_0$ $\sigma'_3 = \sigma_0$
Pendant cisaillement (augmentation de la contrainte axiale)	$\Delta\sigma$ σ_0 $\sigma_3 = \sigma_0$		≈ 0		$\sigma'_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma$ $\sigma'_3 = \sigma_0$
Rupture	$\Delta\sigma_{\text{rupture}} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupture}}$ σ_0 $\sigma_3 = \sigma_0$		$u=0$		$\sigma'_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma_{\text{rupture}}$ $\sigma'_3 = \sigma_0$

- sur un cercle de Mohr

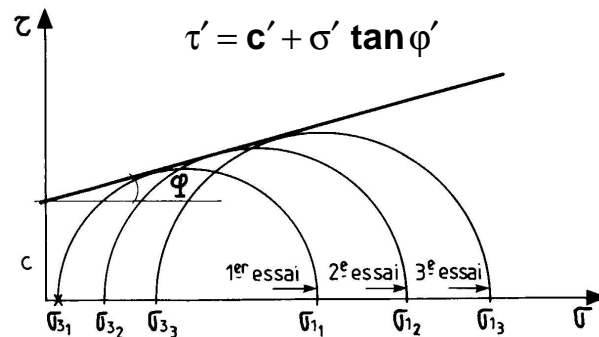


- essai répété plusieurs fois, pour différentes contraintes de consolidation σ_o

➔ *obtention de la courbe intrinsèque du sol*

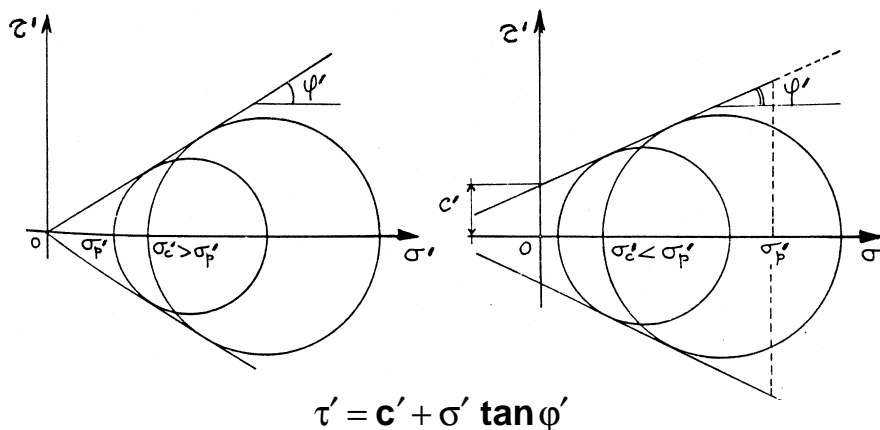
Remarques

- si on augmente σ_o , le cercle de rupture sera plus grand
- la consolidation entraîne une augmentation du frottement et de la cohésion entre les grains



sol normalement consolidé

sol surconsolidé



4.3.2 Essai U.U.

- Terrains argileux (peu perméables)

vitesse de construction > vitesse de consolidation

- Utilisation des caractéristiques non consolidées et non drainées (ϕ_u et c_u) pour le calcul de la stabilité des ouvrages juste après leur construction

- contraintes totales
- caractéristiques à court terme

➔ *souvent défavorable pour les fondations en sol argileux*

- Essai UU : comportement à court terme des sols en place
- réalisation d'un essai UU

1- application d'une contrainte isotrope σ_o mais orifice de drainage fermé

- Puisque
- grains solides + eau incompressible
 - sol saturé
 - drainage impossible

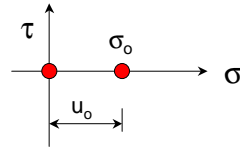
➔ aucune déformation
aucune consolidation

de l'éprouvette

Ainsi, après application de σ_o \rightarrow $\left| \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_3 = u_o = \sigma_o \\ \sigma'_1 = \sigma'_3 = 0 \end{array} \right.$

C'est l'eau qui reprend les contraintes (pression interstitielle)

État de contrainte après application de σ_o

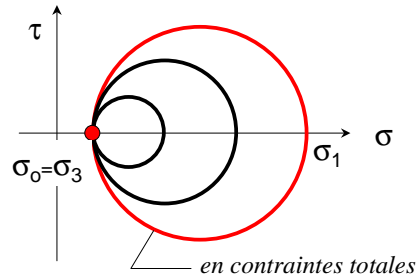


2- augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture

- drainage fermé
- σ_o (σ_3) maintenu constant

L'application d'un déviateur engendre des contraintes de cisaillement τ non nulles

\rightarrow contraintes nécessairement reprises par le squelette solide

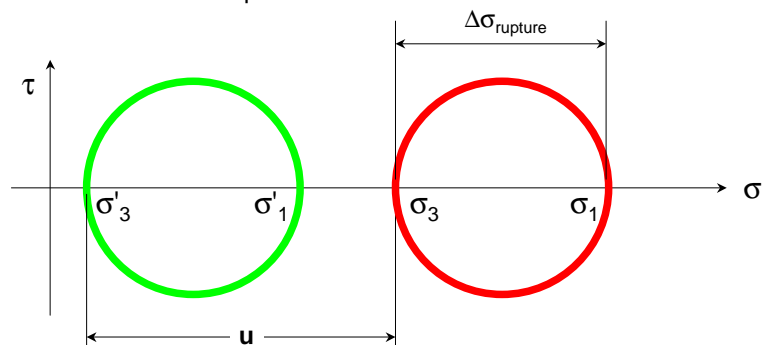


Essai UU

Contrainte totale = Pression interstitielle + Contrainte effective

	Contrainte totale	=	Pression interstitielle	+	Contrainte effective
Après pression de confinement					
Pendant cisaillement (augmentation de la contrainte axiale)					
Rupture					

• état de contraintes à la rupture

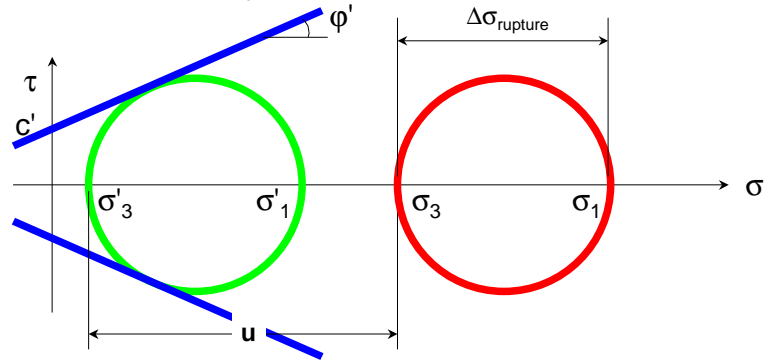


- en contraintes totales $\left| \begin{array}{l} \sigma_3 = \sigma_o \\ \sigma_1 = \sigma_o + \Delta\sigma_{rupture} = \sigma_o + (\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture} \end{array} \right.$

- u est la nouvelle pression interstitielle du système (inconnue)

- en contraintes effectives $\left| \begin{array}{l} \sigma'_3 = \sigma_3 - u \\ \sigma'_1 = \sigma_1 - u \\ \tau' = \tau \end{array} \right.$

- état de contraintes à la rupture

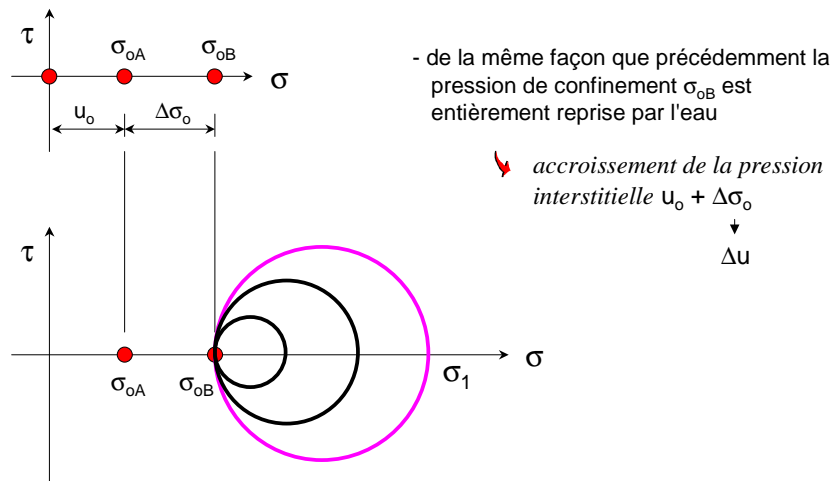


- le cercle de Mohr en contraintes effectives

même diamètre que celui en contraintes totales
tangent à la courbe intrinsèque vraie du squelette solide

↪ non déterminée par cet essai

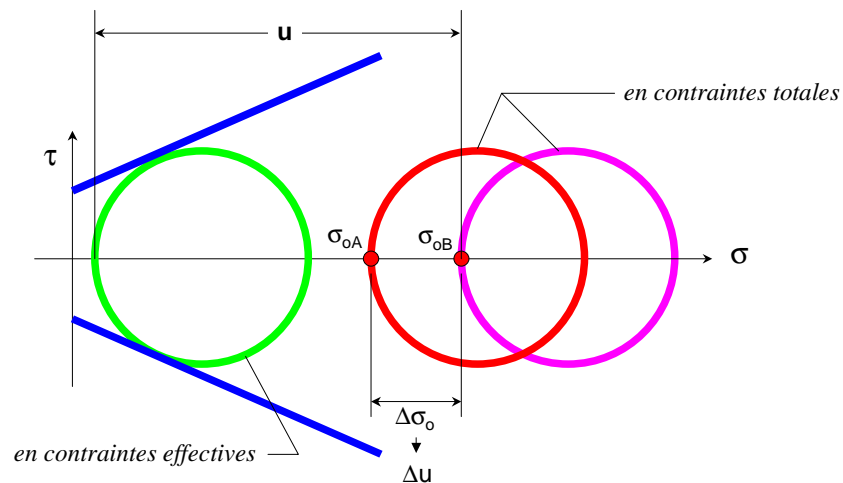
- réalisation d'un deuxième essai avec une pression de confinement supérieure



- l'augmentation du déviateur entraîne le même état effectif sur le squelette solide que lors du 1^{er} essai

→ rupture pour la même valeur de cisaillement (pcq pas de consolidation)

- obtention d'un **cercle 2** décalé de $\Delta\sigma_o$ par rapport au **cercle 1**
- ce **cercle 2** correspond au même **cercle 1'** en contraintes effectives

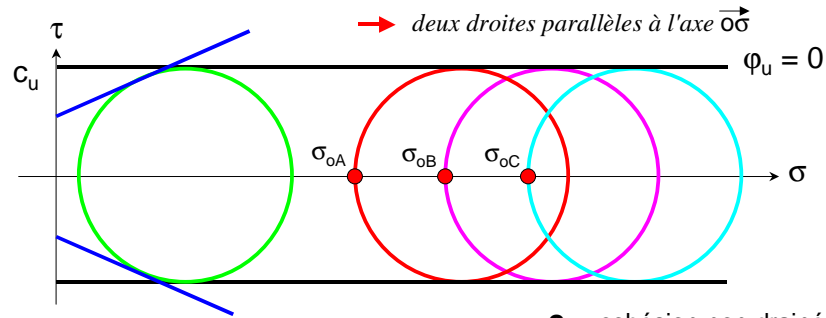


- Tous les essais UU avec différentes contraintes σ_o

→ un seul cercle en contraintes effectives

- Enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales

→ deux droites parallèles à l'axe $\vec{\sigma\sigma}$



c_u : cohésion non drainée

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

- Sol fin saturé en condition non drainée

→ critère de rupture $\tau = c_u$

- c_u n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol

→ varie avec l'état de compacité du sol

4.3.3 Essai C.U.

- Principe de l'essai

- 1- consolider l'échantillon à une contrainte $\sigma_o = \sigma'_c$

→ modification de l'état du squelette solide ↘ orifice de drainage ouvert

- 2- cisailier l'échantillon (augmentation du déviateur) sans drainage possible et en mesurant la pression interstitielle

↘ orifice de drainage fermé

→ obtention d'un essai en contraintes totales
connaissant $u \rightarrow$ calcul des contraintes effectives

- Objectifs de l'essai

- 1- calcul de la cohésion non drainée c_u en fonction du degré de consolidation

Essai A

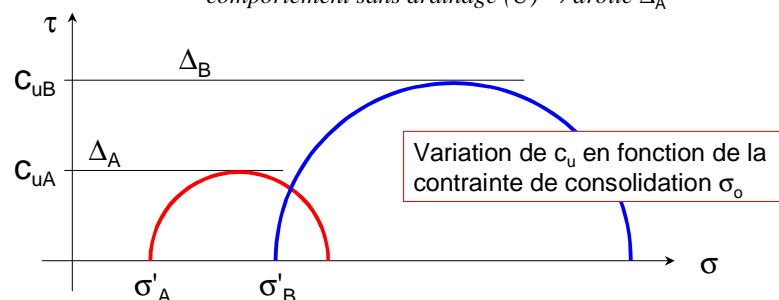
- sol consolidé sous la contrainte $\sigma_o = \sigma'_A$
- réalisation de l'essai sans drainage

↘ comportement sans drainage (U) → droite Δ_A

Essai B

- sol consolidé sous la contrainte $\sigma_o = \sigma'_B$
- réalisation de l'essai sans drainage

↘ sol plus compact → rayon cercle B > rayon cercle A
comportement sans drainage (U) → droite Δ_A



• Objectifs de l'essai

1- calcul de la cohésion non drainée c_u en fonction du degré de consolidation

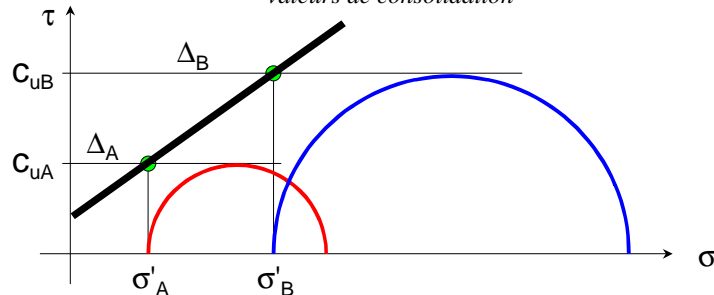
- variation de la cohésion non drainée c_u en fonction de la contrainte effective de consolidation $\sigma_o = \sigma'_c$

→ droite de pente $\tan \lambda = \frac{\Delta c_u}{\Delta \sigma'}$

Ainsi $c_u = c_{u_0} + \sigma_o \tan \lambda$

λ : facteur d'augmentation de la cohésion

↪ la connaissance de $\tan \lambda$ permet de calculer c_u pour différentes valeurs de consolidation

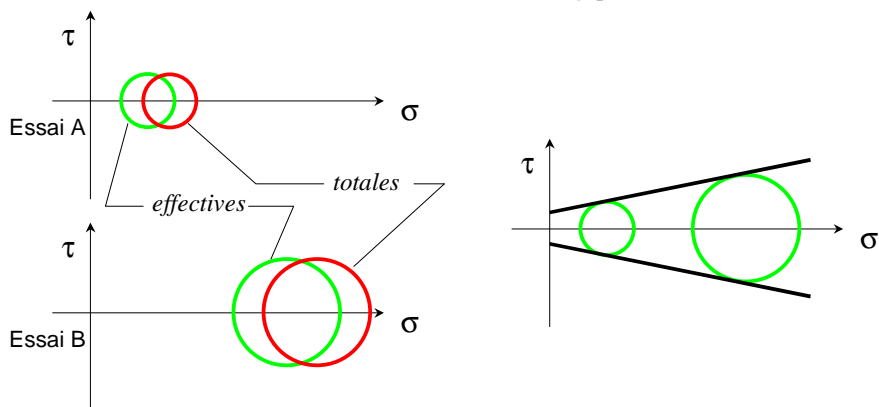


• Objectifs de l'essai

2- détermination de la courbe intrinsèque du sol

- la mesure de u permet de calculer les contraintes effectives pour chaque essai à différentes consolidations
- on peut donc déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme (c' et ϕ')

→ moins long que l'essai CD



Bilan des essais effectués au laboratoire et de leurs conditions de réalisation

Essai	Consolidation	Drainage	Mesure de u	Résultats	Type d'essai
UU	non	non	non	ϕ_{UU} ; c_{UU} ou c_u ($\phi = 0$)	Non consolidé non drainé
Triaxial	CU	oui	non	λ_{CU} ; c_{u0}	Consolidé non drainé
	CU	oui	oui	ϕ' ; c' λ_{CU} ; c_{u0}	Consolidé non drainé avec mesure de u
CD	oui	oui	oui ; $u = 0$	ϕ' ; c'	Consolidé drainé
Essai	Consolidation	Vitesse	u non mesuré	Résultats	Type d'essai
Cisaillement	non	rapide		ϕ_{UU} ; c_{UU} ou c_u ($\phi = 0$)	Non consolidé rapide (*)
	oui	rapide		λ_{CU} ; c_{u0}	Consolidé rapide (*)
	oui	lente		ϕ' ; c'	Consolidé lent

(*) Essais non normalisés - Caractéristiques mesurées peu fiables.

5- Remarques qualitatives

5.1 Notion de court terme et de long terme

5.2 Les paramètres intrinsèques c' et ϕ' , et c_u

5.2.1 La cohésion c'

5.2.2 L'angle de frottement ϕ'

5.2.3 La résistance au cisaillement non drainée c_u

1. Rupture des sols	2. Rappels contraintes	3. Cercle de Mohr	4. Mesure au laboratoire	5. Remarques qualitatives
---------------------	------------------------	-------------------	--------------------------	---------------------------

5.1 Notion de court terme et de long terme

• Court terme	<ul style="list-style-type: none"> - phase initiale, de chantier - sollicitations sans drainage 	Sols fins ↓ c_u
• Long terme	<ul style="list-style-type: none"> - phase finale - sollicitations avec drainage 	Sols fins et sols grenus ↓ c' et ϕ'

Exemple d'application : page suivante

Soit un terrain argileux, donc très peu perméable, sur lequel est prévue la construction d'un immeuble transmettant au sol une charge Q . La vitesse de construction peut être considérée comme très grande (vitesse de chargement) par rapport à celle de drainage du sol.

La justification de la stabilité des fondations vis-à-vis de la rupture en fin de construction se fera en utilisant les caractéristiques non consolidées non drainées ϕ_u et c_u ($\phi_u = 0$), appelées souvent caractéristiques à court terme.

Sous la charge Q , le sol de fondation se consolidera jusqu'à ce que les pressions interstitielles reviennent à leurs valeurs initiales (consolidation primaire). Une fois la consolidation primaire finie, il convient d'adopter les caractéristiques ϕ' et c' appelées encore caractéristiques à long terme, pour vérifier la stabilité des fondations.

Au fur et à mesure que des pressions interstitielles induites par Q se dissipent, le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture évolue progressivement de la valeur à court terme vers la valeur à long terme.

Si le bâtiment est construit sur un sable perméable, le drainage est rapide : la consolidation primaire se fait en cours de construction et la capacité portante des fondations sera calculée à l'aide de ϕ' et c' .

Pour la justification des fondations soumises à une charge verticale, le court terme est la situation la plus défavorable. Cependant, cette règle ne doit pas être généralisée. En effet, de nombreux ouvrages (soutènement, talus, etc.) doivent être justifiés à court et à long terme.

5.2 Les paramètres intrinsèques c' et ϕ' , et c_u

5.2.1 La cohésion c'

- résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle
↘ *résistance propre de la structure (liaisons physico-chimiques)*
- sols grenus : $c' = 0$
- sols fins : NC $\rightarrow c' \approx 0$

5.2.2 L'angle de frottement ϕ'

- glissement grain sur grain
- sols grenus : dépend de l'état de compacité du sol
- sols fins : variable en fonction de la nature minéralogique des grains

5.2.3 La résistance au cisaillement non drainée c_u

- pas une caractéristique intrinsèque
- régime non drainé
- dépend de l'état de consolidation du matériau

Ordre de grandeur des caractéristiques mécaniques

- Enrochements, graviers, sables et limons non plastiques
 Cohésion : $c' = 0$
 Angle de frottement interne :
 Enrochements : $\phi' = 40 - 45^\circ$
 Gravier sableux, sable ou gravier à granulométrie étalée : $\phi' = 30 - 35^\circ$ voire 40°
 Sable à granulométrie uniforme, limon non plastique : $\phi' = 20 - 30^\circ$
- Argile saturée
 Le drainage s'effectue lentement.
 Cohésion : $c_u =$ quelques dizaines à quelques centaines de kPa
 c' : négligeable
 Angle de frottement interne : $\phi_u = 0$
 ϕ' : $10 - 20^\circ$, quelquefois plus
- Argile humide non saturée
 Les propriétés mécaniques avant et après drainage sont du même ordre.
 Cohésion : c_u et c' : de quelques dizaines et quelques centaines de kPa
 Angle de frottement interne : ϕ_u et ϕ' : de quelques degrés à une vingtaine, quelquefois plus
- Argile sèche ($S_r < 0,7$)
 Il ne se produit pas de drainage et il n'y a aucune différence entre les propriétés du sol mesurées dans un essai drainé ou non drainé
 Cohésion : $c_u = c'$: quelques centaines de kPa (susceptible de beaucoup diminuer en cas d'humidification)
 Angle de frottement interne : $\phi_u = \phi'$: supérieur à 10°

Influence des caractéristiques physique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent

$\phi' = 36^\circ + \phi'_1 + \phi'_2 + \phi'_3 + \phi'_4$			
Compacité	ϕ'_1	-6° 0° +6°	lâche : $I_D = 0,4$ moyen : $I_D = 0,6$ serré : $I_D = 0,9$
Forme et rugosité des grains	ϕ'_2	+1° 0° -3° -5°	aigu moyen arrondi sphérique
Grosseur des grains	ϕ'_3	0° +1° +2°	sable fin $0,06 \text{ mm} < D_{10} < 0,2 \text{ mm}$ gravier $0,6 \text{ mm} < D_{10} < 2 \text{ mm}$ gros gravier $D_{10} > 2 \text{ mm}$
Répartition granulaire	ϕ'_4	-3° 0° +3°	uniforme $c_u \leq 2$ moyenne $2 < c_u < 5$ étalée $c_u \leq 5$

Mécanique des sols II

- Chapitre V
Rupture des massifs semi-infinis

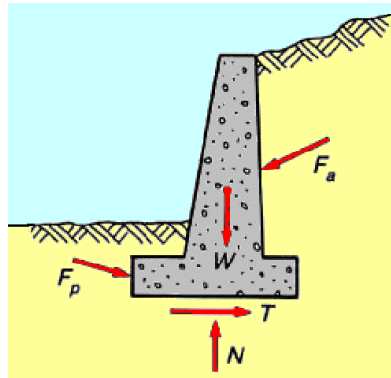


- Chapitre VI
Murs de soutènement
- Chapitre VII
Essais in situ – résistance au cisaillement
- Chapitre VIII
Fondations superficielles
- Chapitre IX
Fondations profondes

Chapitre V Rupture des massifs semi-infinis

Objectif de ce chapitre

déterminer les forces de poussée et de butée en fonction de la géométrie des murs de soutènement et du massif de sol retenu, des caractéristiques mécaniques du sol et des déplacements relatifs des murs par rapport au sol.



1. Terres au repos

2. Poussée et butée

3. Équilibre de Rankine

4. Équilibre de Boussinesq

5. Coin de Coulomb

Chapitre V 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

2. Poussée et butée

3. Équilibre de Rankine

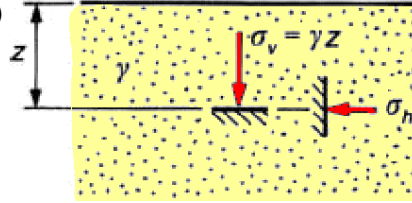
4. Équilibre de Boussinesq

5. Coin de Coulomb

1- Terres au repos

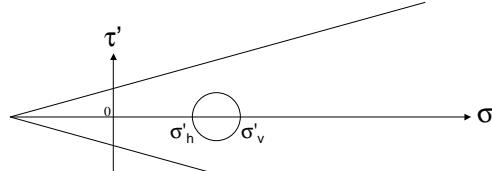
- massif de sol homogène à surface horizontale
- pas de déplacement latéral ($\epsilon_h = 0$)
- contraintes effectives verticale et horizontale

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



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

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



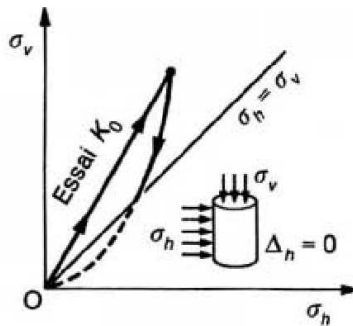
1. Terres au repos

2. Poussée et butée

3. Équilibre de Rankine

4. Équilibre de Boussinesq

5. Coin de Coulomb



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

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

Formules empiriques

sables
(formule de Jaky)

$$K_o = 1 - \sin \phi'$$

sables et graviers

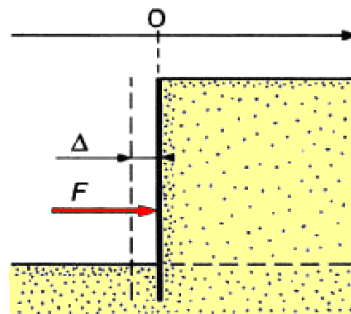
$$K_o = \frac{1 - \sin \phi'}{\cos \phi'}$$

Tableau 1 – Coefficient K_o pour quelques types de sols

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

2- 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



1. Terres au repos

2. Poussée et butée

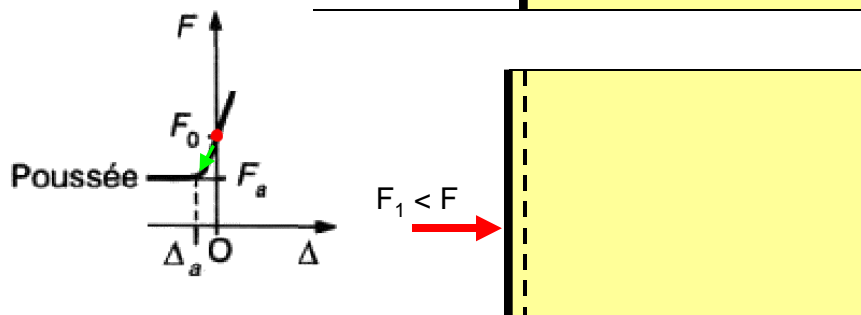
3. Équilibre de Rankine

4. Équilibre de Boussinesq

5. Coin de Coulomb

cas a (actif)

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

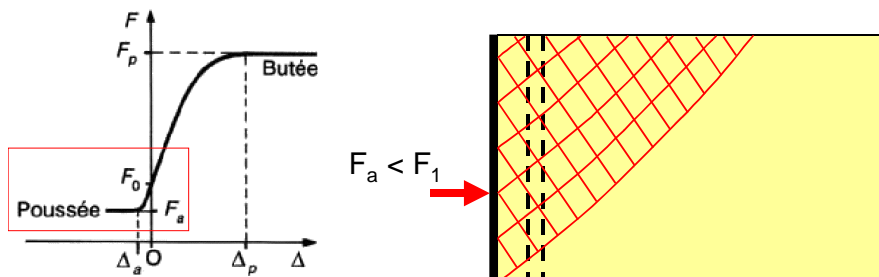


- si déplacement important
→ rupture du sol derrière l'écran
(éboulement)

formation de surfaces de glissement

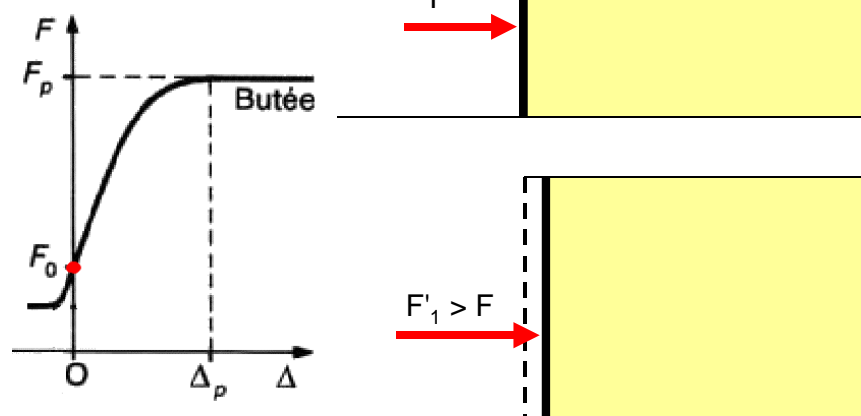
Rupture correspondant à l'équilibre de poussée

actif → le sol agit sur l'écran



cas p (passif)

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

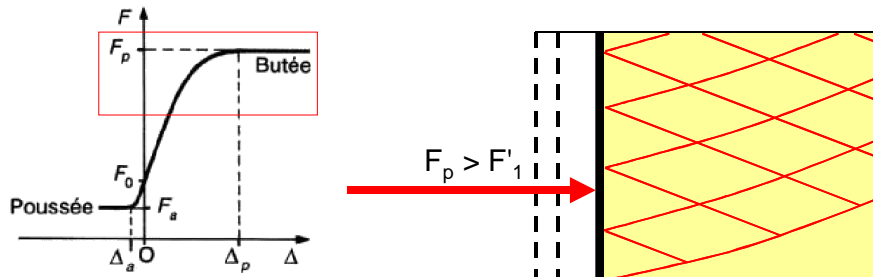
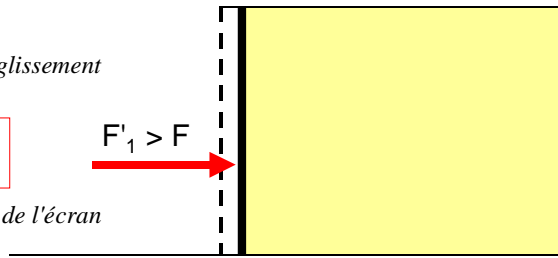


- si déplacement important
→ rupture du sol derrière l'écran
(refoulement)

formation de surfaces de glissement

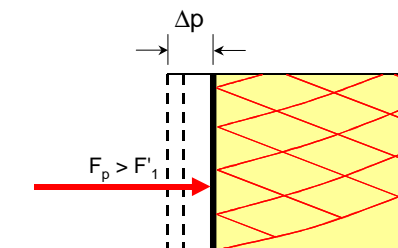
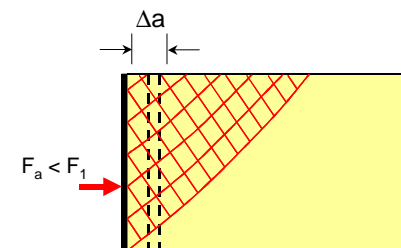
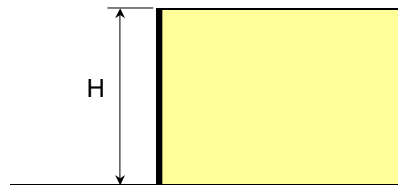
Rupture correspondant à l'équilibre de butée

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



- Déplacements nécessaires pour atteindre les équilibres limites

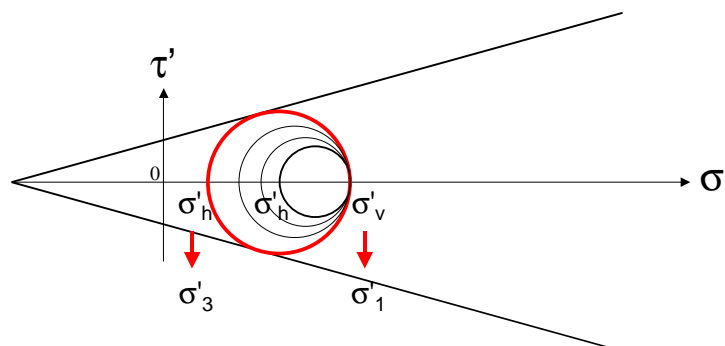
Poussée	$H = 10\text{m}$
$\Delta a = H/1000$	$\Delta a = 1\text{ cm}$
Butée	$H = 10\text{m}$
$\Delta p = H/100$	$\Delta p = 10\text{ cm}$



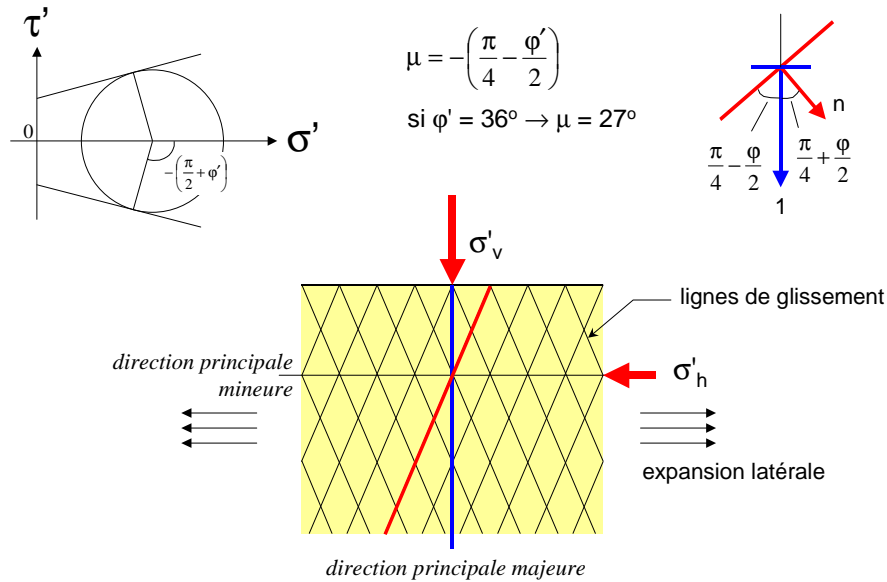
Équilibres limites en contraintes

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



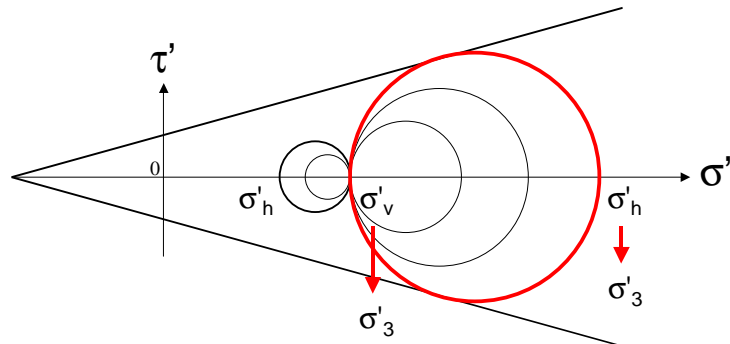
- plans de rupture → - réseau de surfaces de glissement planes
- inclinaison donnée par les points de contact avec la C.I.



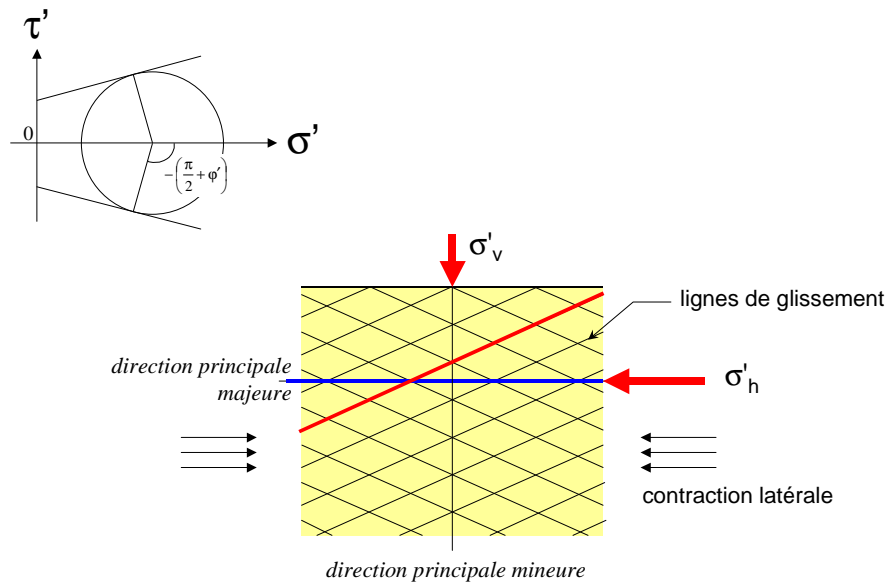
Équilibres limites en contraintes

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



- plans de rupture → - réseau de surfaces de glissement planes
- inclinaison donnée par les points de contact avec la C.I.



3- Rupture des massifs semi-infinis – équilibre de Rankine

La théorie de Rankine permet de déterminer l'état de contrainte dans un sol en butée ou en poussée derrière un mur de soutènement → *calcul des forces exercées sur le mur*

3.1 Massif horizontal

- 3.1.1 Milieu **pesant**, non cohérent, non surchargé
- 3.1.2 Milieu non pesant, non cohérent, **surchargé**
- 3.1.3 Milieu non pesant, **cohérent**, non surchargé
- 3.1.4 Cas général (milieu pesant, cohérent et surchargé)

3.2 Massif incliné

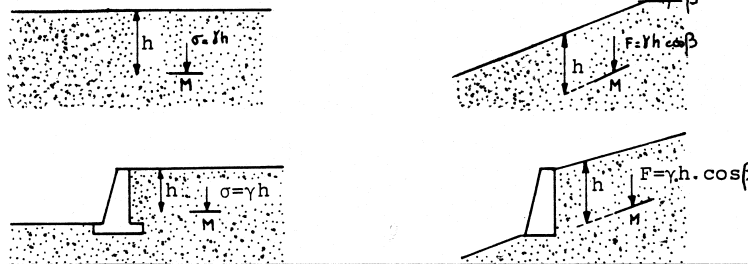
- 3.2.1 Milieu **pesant**, non cohérent, non surchargé
- 3.2.2 Milieu non pesant, non cohérent, **chargé verticalement**
- 3.2.3 Milieu non pesant, **cohérent**, non surchargé

1. Terres au repos	2. Poussée et butée	3. Équilibre de Rankine	4. Équilibre de Boussinesq	5. Coin de Coulomb
--------------------	---------------------	-------------------------	----------------------------	--------------------

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

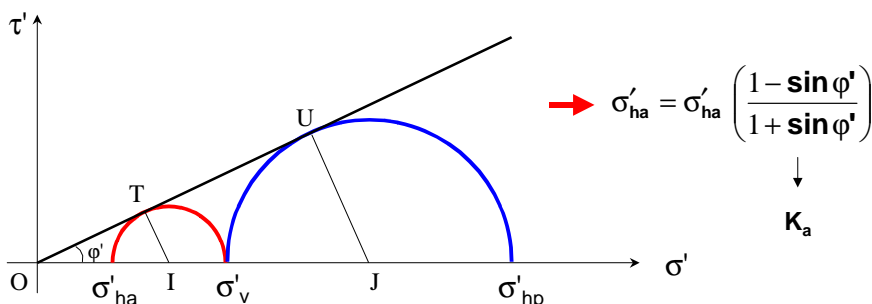
3.1 Massif horizontal

Étude de trois cas séparés puis application du principe de superposition

$$3.1.1 \text{ Milieu } \textbf{pesant}, \text{ non cohérent, non surchargé} \quad \left| \begin{array}{l} \gamma \neq 0 \\ c' = 0 \\ q = 0 \end{array} \right. \quad \sigma'_v = \gamma Z$$

Poussée

$$\sin \phi' = \frac{IT}{OI} \quad \left| \begin{array}{l} IT = \text{rayon du cercle} \\ IT = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{ha}}{2} \end{array} \right. \quad \left| \begin{array}{l} OI = \text{centre du cercle} \\ OI = \frac{\sigma'_v + \sigma'_{ha}}{2} \end{array} \right.$$

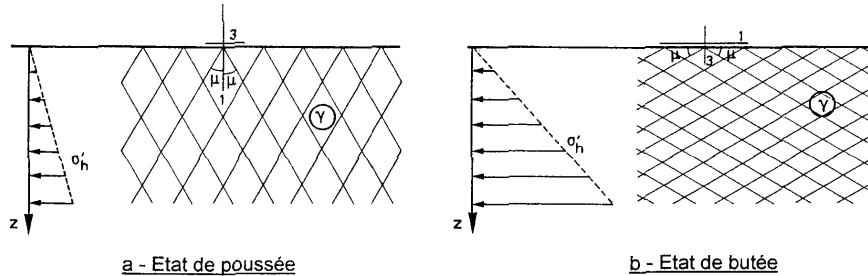


Poussée

$$\sigma'_v = \sigma'_3 \quad \sigma'_h = \sigma'_3 = K_a \cdot \gamma \cdot z \quad \text{avec} \quad K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Butée

$$\sigma'_v = \sigma'_3 \quad \sigma'_h = \sigma'_1 = K_p \cdot \gamma \cdot z \quad \text{avec} \quad K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$



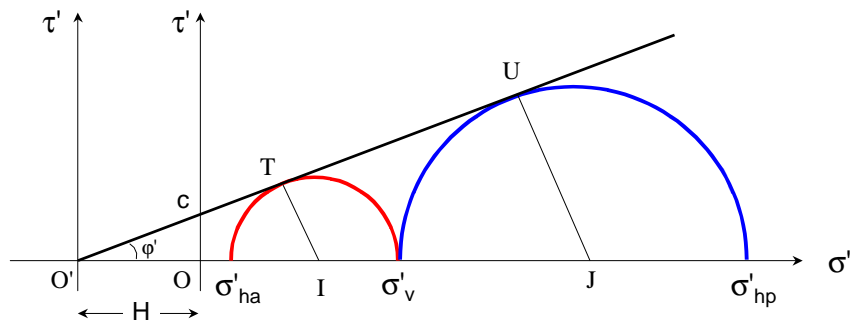
Remarque : milieu **pesant et cohérent**, non surchargé

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

Théorème des états correspondants

$$\sin \varphi' = \frac{IT}{OI} \quad \left| \begin{array}{l} IT = \text{rayon du cercle} \\ IT = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{ha}}{2} \end{array} \right. \quad \left| \begin{array}{l} O'I = H + OI \\ OI = \frac{\sigma'_v + \sigma'_{ha}}{2} \end{array} \right.$$

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



3.1.2 Milieu non pesant, non cohérent, **surchargé**

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

- surcharge sur toute la surface du massif

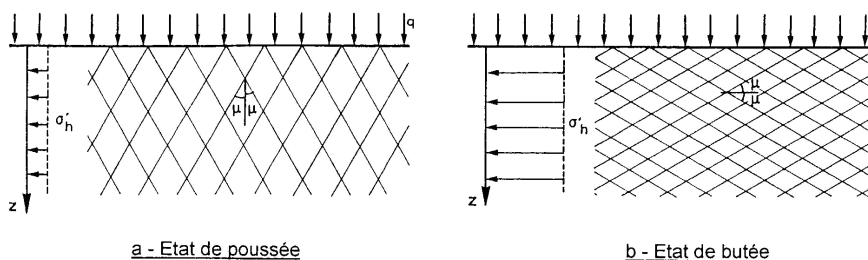
$\sigma'_v = q$ valeur constante, indépendante de la profondeur

Poussée

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

Butée

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



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.)

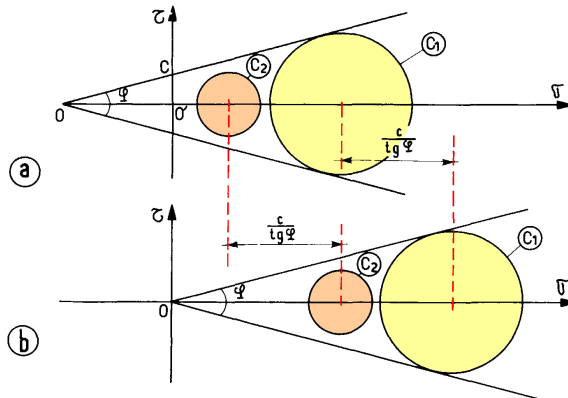
- b : courbe intrinsèque d'un sol ulvérulent ($c'=0$ et $\varphi \neq 0$) de même angle de frottement interne que le sol précédent

C_1 et C_2

translation égale à

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

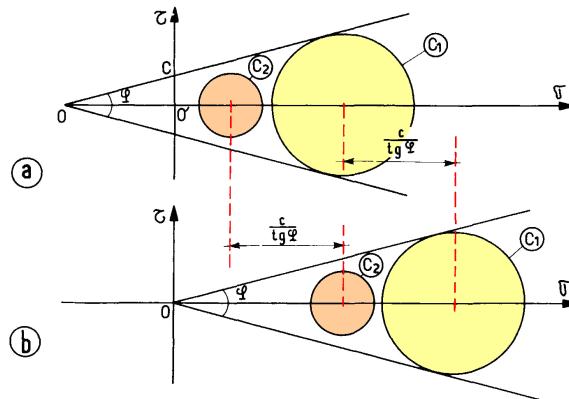
état du sol vis-à-vis de la rupture identique dans les deux cas



Théorème des états correspondants

- appliquer une translation $c'/\tan \varphi'$ sur un cercle de Mohr quelconque revient à appliquer une **contrainte normale supplémentaire** d'intensité $c'/\tan \varphi'$ sur chaque facette de chaque point

→ un milieu cohérent peut être transformé en milieu pulvérulent de même angle de frottement interne, en appliquant autour du massif une pression hydrostatique d'intensité égale à $c'/\tan \varphi'$



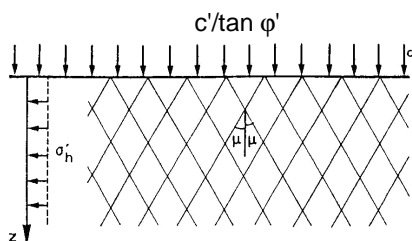
3.1.3 Milieu non pesant, **cohérent**, non surchargé

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

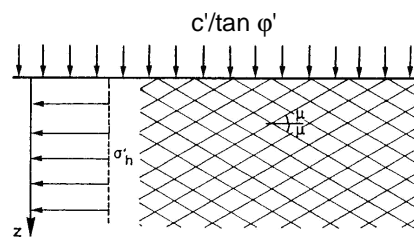
- application du théorème des états correspondants

- 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 → on soustrait la pression hydrostatique d'intensité égale à $c'/\tan \varphi'$



a - Etat de poussée



b - Etat de butée

Poussée	milieu fictif (non cohérent)	milieu réel (cohérent)
	$\overline{\sigma'_v} = \frac{c'}{\tan \varphi'}$	$\sigma'_v = \overline{\sigma'_v} - \frac{c'}{\tan \varphi'}$
	$\overline{\sigma'_h} = K_a \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'}$	$\sigma'_h = \overline{\sigma'_h} - \frac{c'}{\tan \varphi'} \Rightarrow \sigma'_h = (K_a - 1) \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'}$
		$\Rightarrow \sigma'_h = -2c' \cdot \sqrt{K_a}$ traction
Butée	milieu fictif (non cohérent)	milieu réel (cohérent)
	$\overline{\sigma'_v} = \frac{c'}{\tan \varphi'}$	$\sigma'_v = \overline{\sigma'_v} - \frac{c'}{\tan \varphi'}$
	$\overline{\sigma'_h} = K_p \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'}$	$\sigma'_h = \overline{\sigma'_h} - \frac{c'}{\tan \varphi'} \Rightarrow \sigma'_h = (K_p - 1) \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'}$
		$\Rightarrow \sigma'_h = +2c' \cdot \sqrt{K_p}$ compression

3.1.4 Cas général (milieu pesant, cohérent et surchargé)

Superposition des trois états

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

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

$\rightarrow z_c = 4,35 \text{ m}$

- 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

Poussée	$T = K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot r$	$\gamma \neq 0$ $c' = 0$ $q = 0$
---------	--	--

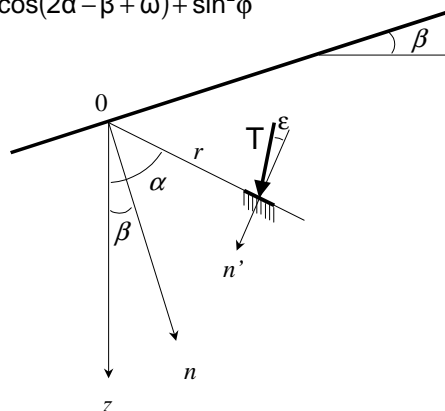
$$K_{a\gamma} = \frac{\sin \omega \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\sin(\omega + \beta)} \cdot \sqrt{1 - 2 \sin \varphi \cdot \cos(2\alpha - \beta + \omega) + \sin^2 \varphi}$$

β = angle du massif avec l'horizontal

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

$$\omega = \arcsin\left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi}\right)$$

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



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

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

$$\begin{aligned} \gamma &= 0 \\ \mathbf{c}' &= 0 \\ \mathbf{q} &\neq 0 \end{aligned}$$
$$T = K_{aq} \cdot q$$

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

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

tang = comme pour le milieu pesant

The diagram shows a beam of length l resting on an inclined plane. A vertical support is positioned at a distance a from the left end of the beam. A mass M is suspended from this support. The beam is subjected to a uniformly distributed load q acting vertically downwards. The inclined plane makes an angle α with the horizontal. The beam's own weight is represented by a distributed load p acting perpendicular to its length. The reaction at the support is R , and the reaction at the end of the beam is P . The angle between the beam and the vertical support is β . The angle between the beam and the inclined plane is ϵ . The total weight of the beam is 3 .

Poussée $T = K_{ac} \cdot c'$

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

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

$$T = K_{pc} \cdot c'$$

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

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

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

1. Terres au repos	2. Poussée et butée	3. Équilibre de Rankine	4. Équilibre de Boussinesq	5. Coin de Coulomb
--------------------	---------------------	-------------------------	----------------------------	--------------------

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 \rightarrow frottement à un angle δ

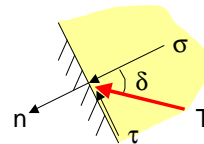
- δ : angle de frottement sol – écran qui dépend de l'état de surface de l'écran et de la nature du sol

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

$\delta = 0$: 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.

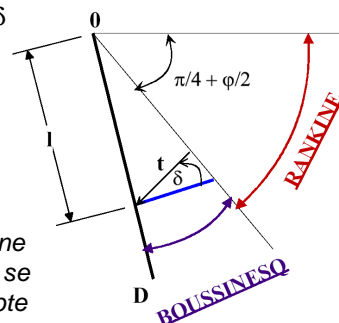
4.2.1 Hypothèses

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

• Mise en équation de problème

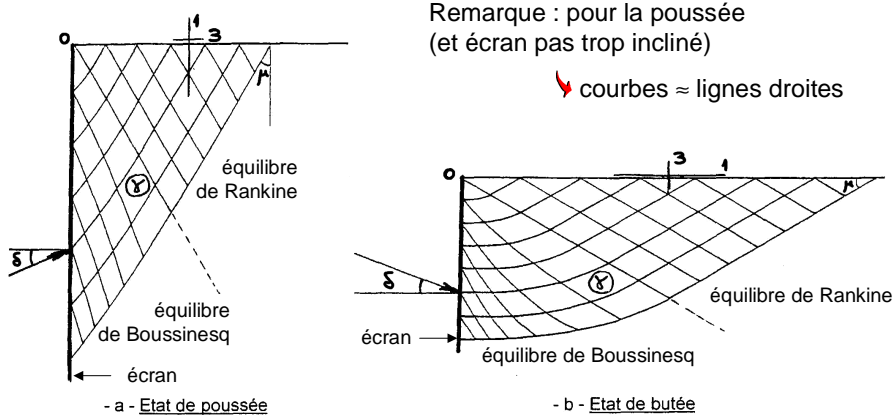
- système d'équations différentielles non intégrables explicitement
- résolution numérique de Caquot et Kérisel

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*



4.2.3 Calcul des contraintes

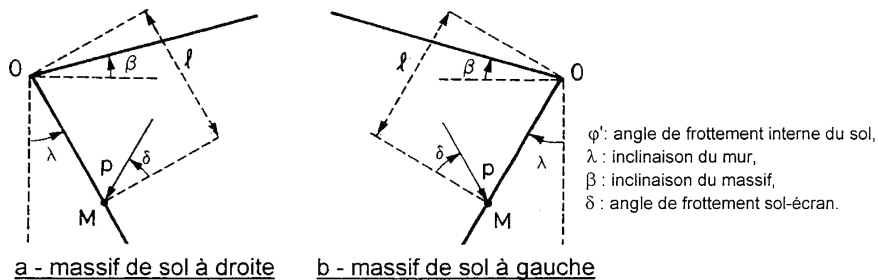
- Intensité de la contrainte agissant sur l'écran à la distance r du sommet O

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

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

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

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



convention de signes

- massif de sol à droite \rightarrow angles + dans le sens trigonométrique
- massif de sol à gauche \rightarrow angles + dans le sens horaire

4.3 Théorie de Prandtl

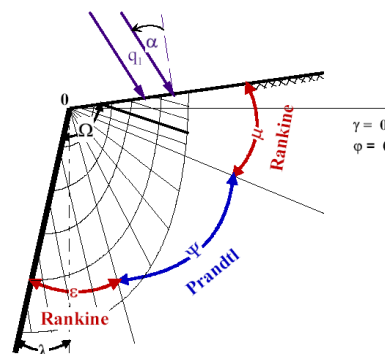
4.3.1 Hypothèses

- 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

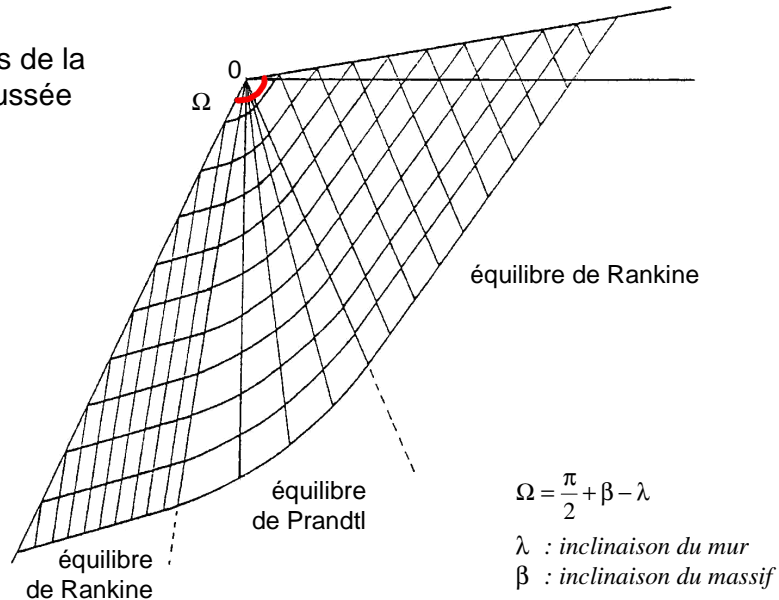
- juxtaposition de 2 zones en équilibre de Rankine reliées par une zone en équilibre de Prandtl

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



4.3.2 Lianes de glissement (suite)

Cas de la
poussée



4.3.3 Calcul des contraintes

K_{aq} et K_{pq} sont donnés par les tables de

Kérisel et Absi en fonction de ϕ', Ω, α et δ

Poussée $T = K_{aq} \cdot q$

Butée $T = K_{pq} \cdot q$

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 $\alpha = 0$

δ	-35°	-30°	-25°	-20°	-15°	-10°	-0°	+10°	+15°	+20°	+25°	+30°	+35°
ϕ'	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_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
20°	-	-	-	-	1,06	2,85	0,68	2,70	0,59	2,50	0,49	2,04	0,45
25°	-	-	-	1,05	4,00	0,64	3,70	0,53	3,45	0,47	3,12	0,41	2,44
30°	-	-	1,02	5,88	0,59	5,26	0,48	5,0	0,42	4,34	0,38	4,00	0,33
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
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
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

Cas particuliers

- Surcharge verticale ($\alpha = -\beta$)

$$K_{aq} = \frac{\cos \delta - \sin \phi' \cdot \cos \omega_\delta}{\cos \beta + \sin \phi' \cdot \cos \omega_\beta} \cdot e^{-2\theta_o \tan \phi'}$$

$$\sin \omega_\delta = \frac{\sin \delta}{\sin \phi'}$$

$$\sin \omega_\beta = \frac{\sin \beta}{\sin \phi'}$$

$$2\theta_o = (\omega_\delta - \delta) - (\omega_\beta - \beta) - 2\lambda$$

θ_o : ouverture de l'éventail de Prandtl (rad)

- Surcharge normale à la surface libre ($\alpha = 0$)

$$K_{aq} = \frac{\cos \delta - \sin \phi' \cdot \cos \omega_\delta}{1 + \sin \phi'} \cdot e^{-2\theta_o \tan \phi'}$$

$$\theta_o = \frac{\omega_\delta - \delta}{2} + \beta - \lambda$$

- Surface libre horizontale et surcharge verticale ($\beta = 0$ et $\alpha = 0$)

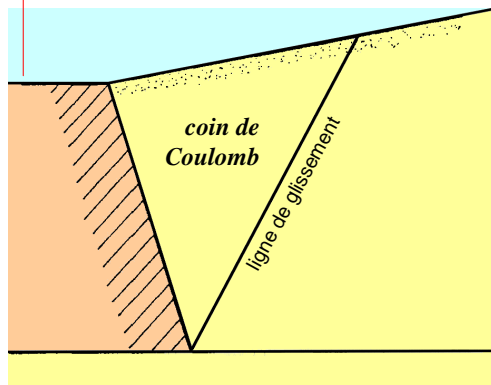
$$K_{pq} = \frac{\cos \delta + \sin \phi' \cdot \cos \omega_\delta}{1 - \sin \phi'} \cdot e^{2\theta_o \tan \phi'}$$

$$\theta_o = -\frac{\omega_\delta - \delta}{2} - \lambda$$

valable si $\theta_o > 0$

5- Autre approche du problème de la poussée – le coin de Coulomb

- méthode plus ancienne
- hypothèses très différentes de celles de Boussinesq



- principe
 - ouverture d'une fissure dans le remblai lors de la rupture
 - séparation d'une masse de sol qui suit le mur dans son déplacement
 - ligne de glissement droite

équilibre d'un prisme à base triangulaire

🔴 "coin de Coulomb"

1. Terres au repos	2. Poussée et butée	3. Équilibre de Rankine	4. Équilibre de Boussinesq	5. Coin de Coulomb
--------------------	---------------------	-------------------------	----------------------------	--------------------

Avantages et cas d'utilisation

- méthode simple
- prise en compte de configurations compliquées facile à résoudre graphiquement
 - 🔴 *massifs non rectilignes, surcharges non uniformes, forces d'écoulement, ...*
- bons résultats en poussée pour des écrans peu inclinés
- dans plusieurs cas pratiques : **seule méthode utilisable**

Inconvénients et cas de non utilisation

- théoriquement insuffisante (surface de rupture rectiligne)
- inclinaisons marquées
 - 🔴 *les poussées sont sous-estimées*
- inexactes dans le cas de la butée
 - 🔴 *grandes courbures dans les lignes de rupture*

Mécanique des sols II

- Chapitre V
Rupture des massifs semi-infinis

- **Chapitre VI**
Murs de soutènement



- Chapitre VII
Essais in situ – résistance au cisaillement
- Chapitre VIII
Fondations superficielles
- Chapitre IX
Fondations profondes

Chapitre VI Murs de soutènement

Objectif de ce chapitre

- effectuer des calculs simples de poussée sur les murs de soutènement
- dimensionner des murs autostables
- prédimensionner des murs de palplanches

- 1- Détermination des poussées par les équilibres plastiques
- 2- Méthode de Coulomb
- 3- Calcul des poussées dans différents cas pratiques
- 4- Dimensionnement des murs autostables
- 5- Rideaux de palplanches

1. Équilibres plastiques

2. Méthode de Coulomb

3. Cas pratiques

4. Murs autostables

5. Rideaux de palplanches

1- Détermination des poussées par les équilibres plastiques

- 1.1 Principe de superposition
- 1.2 Milieu **pesant**, non cohérent, non surchargé
- 1.3 Milieu non pesant, non cohérent, **surchargé**
- 1.4 Milieu non pesant, **cohérent**, non surchargé

On admet que les ouvrages de soutènement sont susceptibles de se déplacer suffisamment pour qu'apparaissent dans le sol des lignes de glissement correspondant à l'équilibre plastique.

↳ hypothèse pratiquement toujours vérifiée puisque les déplacements nécessaires pour passer de l'état de pression au repos à l'état de poussée sont faibles ($H/1000$)

1. Équilibres plastiques

2. Méthode de Coulomb

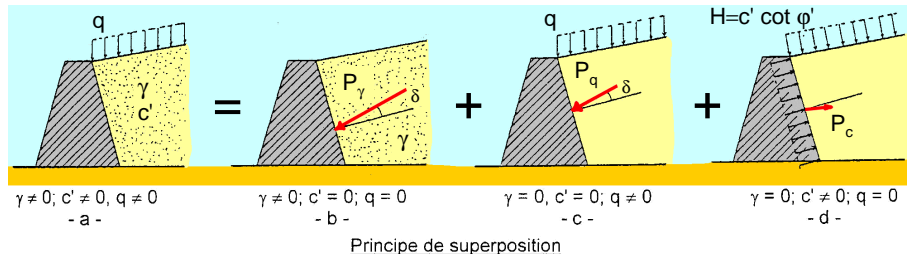
3. Cas pratiques

4. Murs autostables

5. Rideaux de palplanches

1.1 Principe de superposition

- Sols contenus par les ouvrages de soutènement
 - *pesants*
 - *généralement cohérents*
 - *peuvent supporter des surcharges*
- Poussées obtenues en superposant les trois états d'équilibre plastique
 - *pesants, non cohérent, non surchargé*
 - *surchargé, non pesants, non cohérent*
 - *cohérent, non pesants, non surchargé* → théorème des états correspondants



1.2 Milieu **pesant**, non cohérent, non surchargé

- Distribution des contraintes sur un écran plan
 - *varie linéairement avec r*
 - *inclinaison δ*

$$T = K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot r$$

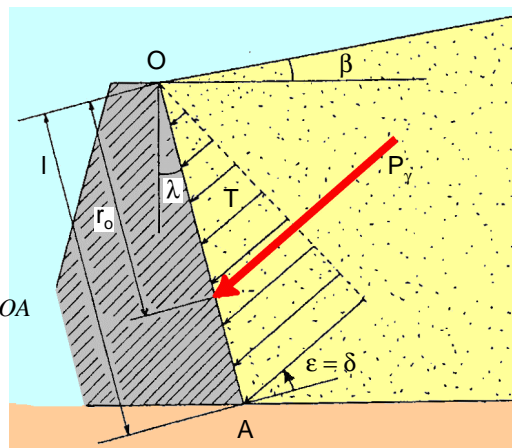
- Force de poussée résultante

$$P_{\gamma} = \int_0^l K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot r \cdot dr$$

$$P_{\gamma} = \frac{1}{2} K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot l^2$$

└ s'exerce au tiers inférieur de OA

Hypothèse : $\varepsilon = \delta$
sinon Boussinesq



1.3 Milieu non pesant, non cohérent, **surchargé**

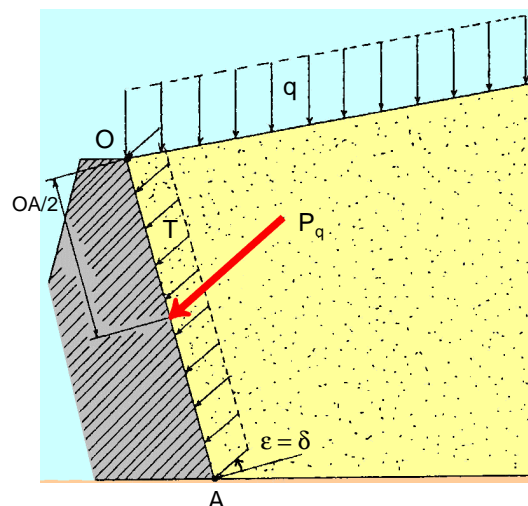
- Distribution des contraintes sur un écran plan
 - *uniforme*
 - *inclinaison δ*

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

- Force de poussée résultante

$$P_q = K_{aq} \cdot q \cdot l$$

└ s'exerce au milieu de OA



1.4 Milieu non pesant, **cohérent**, non surchargé

- Application du théorème des états correspondants

→ application d'une pression hydrostatique $H' = c'/\tan \phi'$ aux limites du massif

- Écran soumis à deux actions

1- action correspondant à H' ,
perpendiculaire au mur et s'exerçant
au milieu de OA

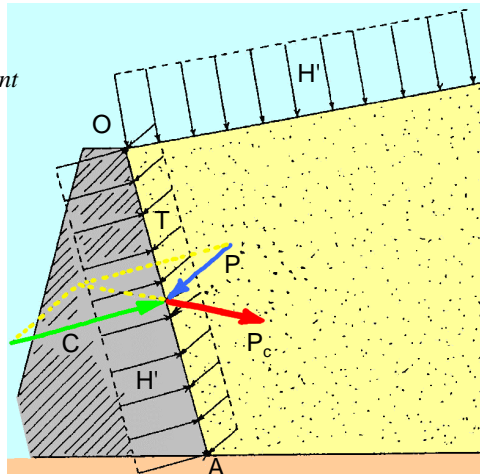
$$C = H' \cdot l$$

2- action de la poussée des terres sous
l'effet de la surcharge H'
calcul par la théorie de Prandtl
(surcharge normale à la surface libre)

P s'exerce au milieu de OA

- Poussée à prendre en compte

P_c (traction), résultante de C et de P



2- Méthode de Coulomb (1773)

2.1 Milieu pesant, sans surcharge

2.1.1 Équilibre du coin de Coulomb

2.1.2 Construction de Culmann

2.2 Milieu non pesant, surchargé

2.3 Intérêt de la méthode du coin de Coulomb

- permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes s'exerçant dans le sol derrière le mur.
- repose sur deux hypothèses :
 - le sol se rompt suivant une surface de rupture plane passant par le pied de l'écran
 - la force agissant sur l'écran a une direction connue. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran (ou le mur) et le sol est connu

1. Équilibres plastiques	2. Méthode de Coulomb	3. Cas pratiques	4. Murs autostables	5. Rideaux de palplanches
--------------------------	-----------------------	------------------	---------------------	---------------------------

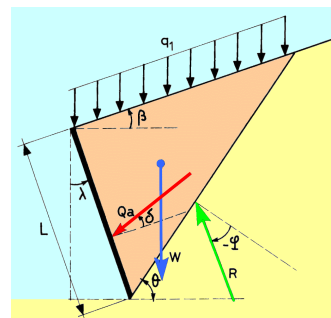
2.1 Milieu pesant, sans surcharge

2.1.1 Équilibre du coin de Coulomb

La théorie du coin de Coulomb (1773) s'applique aux milieux pulvérulents, pesants et surchargés. Elle est moins satisfaisante que la théorie de l'équilibre limite général puisqu'elle ne considère qu'une surface de rupture plane. Cependant, elle a retrouvé un regain d'intérêt pour une raison totalement matérielle : elle fournit une solution analytique très pratique pour la détermination automatique de K_a et K_p par un programme informatique.

Cette méthode consiste à étudier l'équilibre du prisme limité par un plan incliné. Le prisme est soumis à son poids W , à la surcharge éventuelle q_1 , à la réaction R , inclinée de $-\phi$ (poussée) ou de $+\phi$ (butée) et à la réaction de l'écran $-Q_a$ ou $-Q_p$, inconnue mais d'inclinaison δ .

La force agissant sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statique.



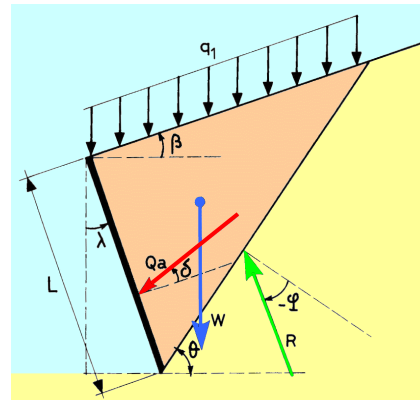
• Formule de Poncelet
$$P = \frac{1}{2} K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot l^2$$

$$K_{a\gamma} = \frac{\cos^2(\lambda - \varepsilon\varphi)}{\cos(\lambda + \delta) \left[1 + \varepsilon \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varepsilon\delta) \sin(\varphi - \varepsilon\beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cos(\lambda - \beta)}} \right]}$$

$\varepsilon = +1$ pour le coefficient de poussée
 $\varepsilon = -1$ pour le coefficient de butée

Point d'application : tiers inférieur

Lorsque les conditions géométriques ne permettent pas de déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée, on utilise alors la méthode graphique de Culmann.



2.1.2 Construction de Culmann

Un prisme de sol ABC glisse sous l'action de son poids sur le mur AB et sur une surface de rupture BC. Trois forces s'exercent sur ce prisme :

- W : le poids du prisme ;
- R : la réaction du sol sur le prisme ;
- -P : la réaction du mur sur le sol (égale et opposée à la force de poussée recherchée).

On peut montrer que la force de poussée P est proportionnelle au poids du coin W :

$$P = W \cdot \frac{\overline{EF}}{\overline{BE}} \quad \text{avec} \quad W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot \overline{AC} \quad \text{et } h = \text{hauteur du prisme de base } \overline{AC}$$

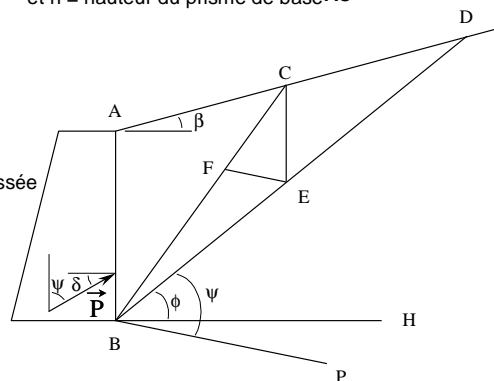
Ainsi,

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot \frac{\overline{AD}}{\overline{BD}} \cdot \overline{EF}$$

La construction de Culmann permet de déterminer graphiquement la force de poussée par la méthode du coin de Coulomb.

Il suffit :

- de positionner le point D ;
- de déterminer la valeur maximale que peut prendre \overline{EF}



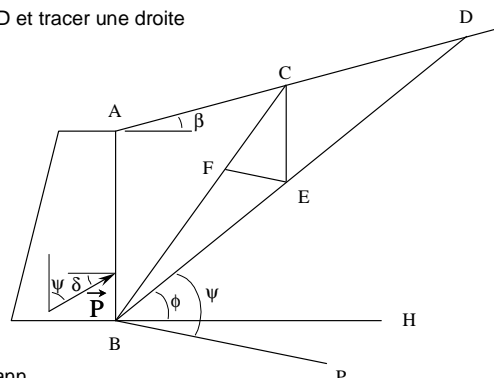
Construction

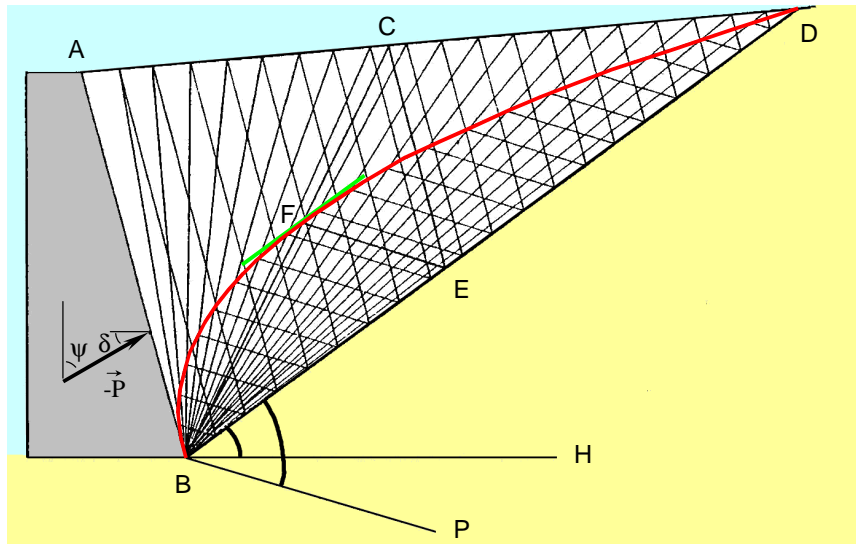
Soit AB le mur sur lequel s'applique la pression.

- 1- Tracer l'horizontale BH à la base de l'ouvrage.
- 2- Positionner le point D de telle façon qu'il soit le point de rencontre de deux droites :
 - la ligne du massif, qui part du point A et qui suit le massif à un angle β avec l'horizontale
 - la ligne de talus, qui part du point B et qui forme un angle ϕ' avec l'horizontale
- 3- Tracer la ligne de pression (BP), qui forme un angle ψ avec la droite BD
- 4- Choisir un point C situé sur la ligne AD et tracer une droite reliant ce point C au point B
- 5- Tracer une droite parallèle à AB passant par le point C. Cette droite coupe la ligne BD en E
- 6- Tracer une droite parallèle à BP passant par le point E. Cette droite coupe la ligne BC au point F. On obtient une droite EF

Il suffit de répéter les étapes 4 à 6 jusqu'à l'obtention de la valeur maximale de \overline{EF}

Les points F décrivent la courbe de Culmann.





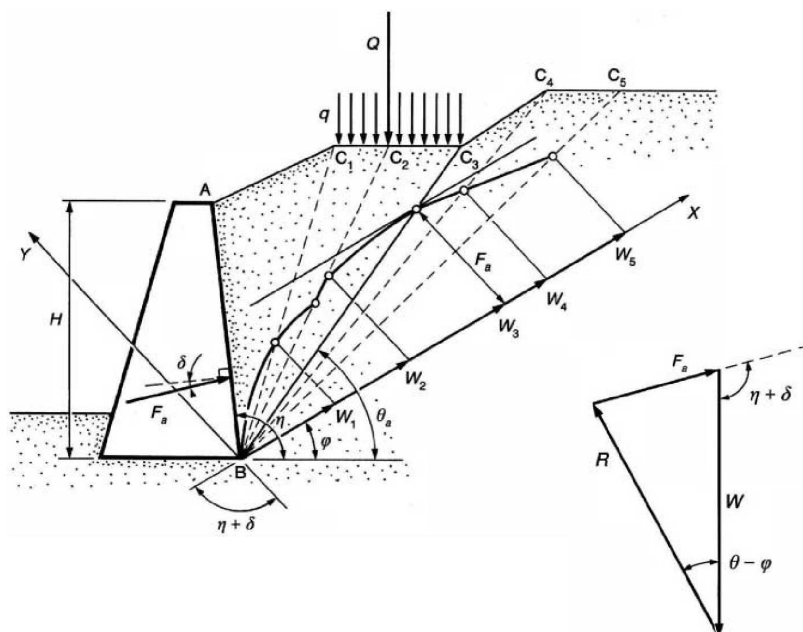
2.1.2 Construction de Culmann (suite)

Autre méthode de construction de Culmann

La masse de sol derrière le mur est subdivisée en une succession de coins. Pour chacun de ces coins, délimité par un plan de rupture passant par le point B au pied du mur et incliné de l'angle θ_i sur l'horizontale, on détermine, grâce au graphique de la résultante générale des forces appliquées (W_i, R_i, F_i), la force correspondante F_i exercée sur le parement du mur. Pour cela, les poids W_i des différents coins sont reportés sur un axe BX faisant l'angle φ avec la direction horizontale et les forces F_i sont tracées à partir des extrémités des W_i , parallèlement à l'axe BY faisant l'angle $(\delta + \eta)$ avec l'axe BX. Les extrémités des forces F_i sont sur les plans de rupture inclinés de θ_i ; d'après le diagramme des résultantes et leur ensemble constitue la ligne de Culmann. Le point où la tangente à cette courbe est parallèle à l'axe BX correspond à la valeur maximale de F , soit à la poussée limite F_a , et détermine le plan de rupture le plus dangereux, incliné de l'angle θ_a sur l'horizontale.

La méthode s'applique de façon analogue à la détermination de la force de butée F_p .

Il est intéressant de remarquer que cette méthode permet de prendre en compte toute surcharge ponctuelle ou répartie appliquée à la surface du sol retenu par le mur.

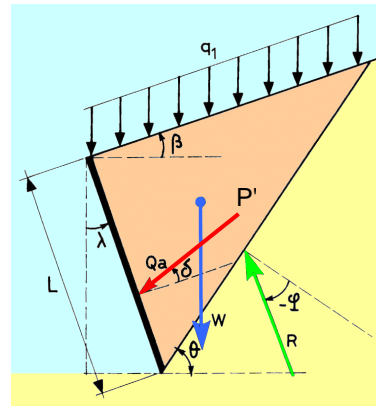


2.2 Milieu non pesant, surchargé

$$P' = K_{aq} \cdot q \cdot l$$

$$\text{avec } K_{aq} = \frac{K_{a\gamma}}{\cos(\lambda - \beta)}$$

Point d'application : milieu du mur



2.3 Intérêt de la méthode du coin de Coulomb

- méthode simple et suffisamment précise dans beaucoup de cas pratiques
- limitation due à la linéarité de la ligne de glissement (problème pour les butées)

3- Calcul des poussées dans différents cas pratiques

3.1 Massif stratifié

3.2 Massif avec nappe d'eau

3.3 Talus limité en tête de l'écran (méthode de Krey)

3.4 Surcharge uniforme semi-infinie

1. Équilibres plastiques	2. Méthode de Coulomb	3. Cas pratiques	4. Murs autostables	5. Rideaux de palplanches
--------------------------	-----------------------	------------------	---------------------	---------------------------

3.1 Massif stratifié

- Contraintes exercées par chacune des couches sur l'écran sont égales :
contraintes due aux couches seules
+ contraintes dues aux surcharges des couches au-dessus
- Exemple : poussée due à la couche i le long de AB

Poussée P_i due à la couche i seule

$$P_i = \frac{1}{2} K_{a\gamma i} \cdot \gamma_i \cdot \overline{AB}^2 = \frac{1}{2} K_{a\gamma i} \cdot \gamma_i \cdot \left(\frac{H_i}{\cos \lambda} \right)^2$$

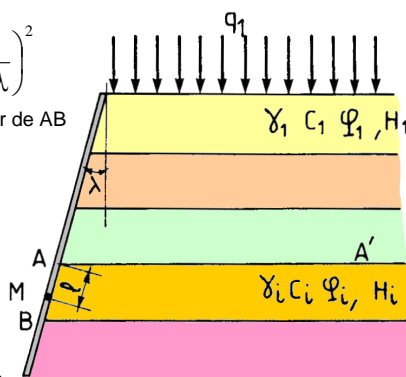
inclinée de δ_i sur AB et appliquée au tiers inférieur de AB

Poussée P_q due aux surcharges

$$q_i = q_1 + \sum_{j=1}^{i-1} \gamma_j \cdot H_j$$

$$P_q = K_{aqi} \cdot q_i \cdot \overline{AB} = K_{aqi} \cdot q_i \cdot \left(\frac{H_i}{\cos \lambda} \right)$$

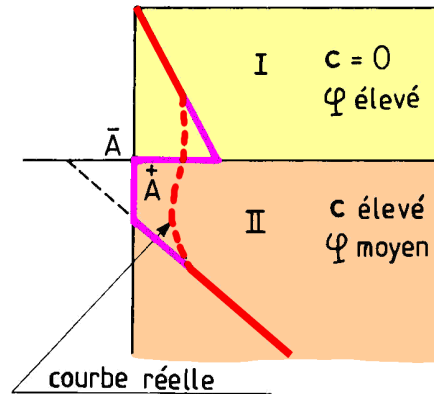
inclinée de δ_i sur AB et appliquée au milieu de AB



Remarque

À la limite de deux couches, par exemple au point A, la contrainte peut être différente selon que le point A (point A⁻) est considéré comme étant situé à la base de la couche $i - 1$ de caractéristiques c_{i-1} et φ_{i-1} ou comme étant situé en tête de la couche i de caractéristiques c_i et φ_i (point A⁺). Il est donc indispensable de considérer séparément les points A⁻ et A⁺ pour établir le diagramme de pression des terres.

Le calcul conduit à des discontinuités parfois importantes. Dans la pratique, de telles discontinuités ne sauraient exister de façon brutale.

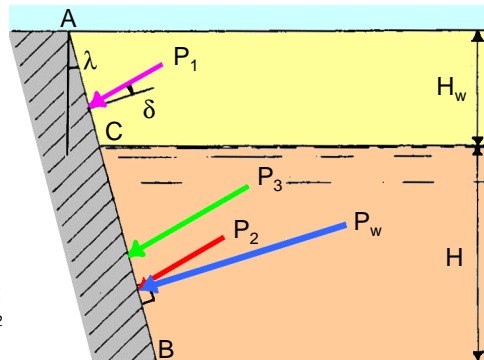


3.2 Massif avec nappe d'eau

La présence d'une nappe d'eau dans le massif implique la superposition :

- de l'action de la poussée du sol immergé,
- de la poussée hydrostatique de l'eau.

Soit par exemple un massif de sol homogène, pulvérulent et horizontal dans lequel se trouve une nappe d'eau à la profondeur H_w .



- Sur AC, on a :

- la poussée \vec{P}_1 due au poids volumique γ :

$$P_1 = \frac{1}{2} K_{ay} \cdot \gamma \cdot \overline{AC}^2 = K_{ay} \cdot \gamma \cdot \left(\frac{H_w}{\cos \lambda} \right)^2$$

inclinée de δ et appliquée au tiers inférieur de AC.

- Sur CB, on a :

- la poussée \vec{P}_2 due au poids volumique déjaugé γ' :

$$P_2 = \frac{1}{2} K_{ay} \cdot \gamma' \cdot \overline{CB}^2 = \frac{1}{2} K_{ay} \cdot \gamma' \cdot \left(\frac{H}{\cos \lambda} \right)^2, \text{ inclinée de } \delta \text{ et appliquée au tiers inférieur de CB.}$$

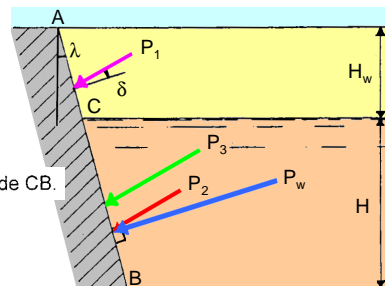
- la poussée \vec{P}_3 due à la couche supérieure :

$$P_3 = K_{aq} \cdot \gamma \cdot H_w \cdot \overline{CB} = K_{aq} \cdot \gamma \cdot H_w \cdot \left(\frac{H}{\cos \lambda} \right), \text{ inclinée de } \delta \text{ et appliquée au milieu de CB.}$$

- la poussée hydrostatique \vec{P}_w :

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H \cdot \overline{CB} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot \frac{H^2}{\cos \lambda},$$

perpendiculaire au mur et appliquée au tiers inférieur de CB.



Remarque : La poussée de l'eau sur les ouvrages est considérable; c'est pour cette raison que, dans les murs on prévoit toujours des systèmes de drainage et des évacuations (barbacanes) pour éviter la mise en pression hydrostatique. Beaucoup d'accidents survenus sur des ouvrages de soutènement proviennent du mauvais fonctionnement du système de drainage (dû au colmatage par exemple).

3.3 Talus limité en tête de l'écran (méthode de Krey)

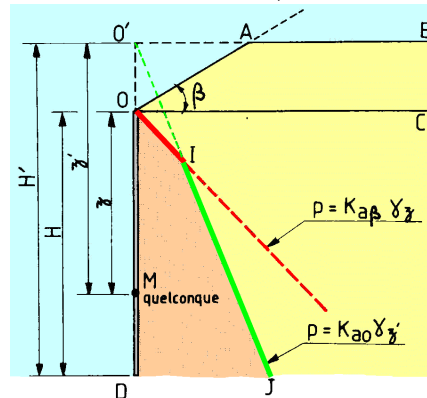
Des talus de hauteur limitée (prétalutage) sont souvent prévus en tête des parois de manière à raccourcir leur hauteur et réaliser une économie.

Le diagramme des poussées est donné par OIJ en superposant :

- l'état des contraintes sur un écran fictif de hauteur $O'D$ pour un milieu $\gamma, c = 0, \varphi, H'$ non surchargé avec une surface libre d'inclinaison $\beta = 0$, d'où un coefficient de poussée K_{a0} et un diagramme de poussée $O'J$;
- l'état des contraintes sur l'écran réel OD avec une surface libre infinie d'inclinaison β , d'où le coefficient de poussée $K_{a\beta}$.

Remarque

Cette démarche n'est applicable que si $\beta < \varphi$.
Dans les sols cohérents, il arrive fréquemment que $\beta > \varphi$ pour des talus de hauteur modérée. Il convient alors de considérer les terres au-dessus de l'horizontale comme une surcharge.

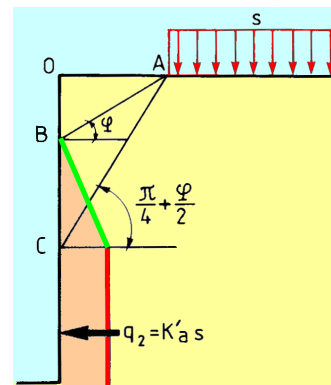


3.4 Surcharge uniforme semi-infinie

Considérons une surcharge uniforme limitée à une distance OA de l'arête de l'écran.

Les hypothèses suivantes sont habituellement faites :

- au-dessus de la ligne d'action AB inclinée de φ la surcharge n'a aucune influence ;
- en dessous de la ligne d'action AC inclinée de $(\pi/4 + \varphi/2)$ sur l'horizontale, la surcharge agit comme si elle était infinie, c'est à dire $q_2 = K'_a \cdot s$;
- une progression linéaire est adoptée entre B et C , d'où le diagramme des contraintes représenté sur la figure,



4- Dimensionnement des murs autostables

- 4.1 Types de murs
- 4.2 Définition des actions
- 4.3 Combinaisons d'actions - justifications
- 4.4 Stabilité au renversement (ELU)
- 4.5 Stabilité du sol de fondation (ELU et ELS)
- 4.6 Décompression du sol (ELS)
- 4.7 Stabilité au glissement (ELU)
- 4.8 Matériaux constitutifs du mur (ELU et ELS)
- 4.9 Stabilité d'ensemble (ELU)

1. Équilibres plastiques	2. Méthode de Coulomb	3. Cas pratiques	4. Murs autostables	5. Rideaux de palplanches
--------------------------	-----------------------	------------------	---------------------	---------------------------

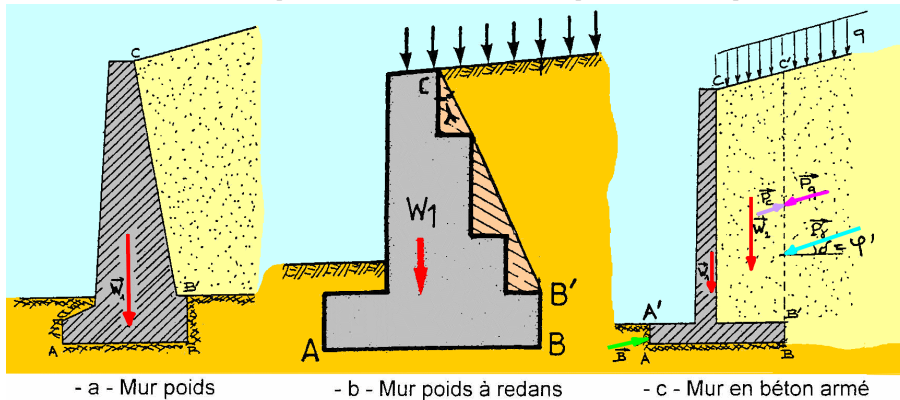
4.1 Types de murs

- Murs autostables : résistent à la poussée des terres grâce à leur propre poids
- Types de murs : Murs pleins (béton ou maçonnerie)

poids du matériau seulement à prendre en compte

Murs en béton armé

poids du matériau et du sol à prendre en compte



4.2 Définition des actions

- Actions permanentes

- poids propre du mur W_1 et des terres situées sur la fondation W_2

- résultante P de la poussée des terres sur BC'

P_γ : poussée due au poids volumique γ

écran fictif \rightarrow poussée inclinée selon un angle $\delta < \beta$

P_c : poussée "négative" due à la cohésion c

- résultante B de la butée des terres sur AA'

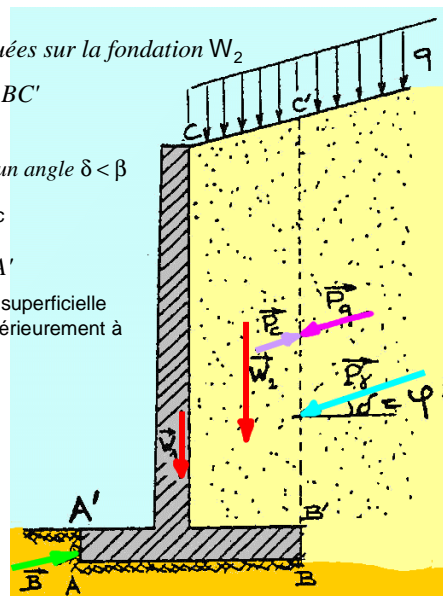
B_γ et B_c : négligée lorsque la fondation est superficielle (disparition lors de travaux effectués ultérieurement à l'aval du mur)

- Actions variables

- surcharge d'exploitation q : poussée P_q

- Actions accidentelles

- peuvent s'appliquer dans certaines configurations (chocs sur garde-corps, actions sismiques, etc.)



4.3 Combinaisons d'actions - justifications

Résumé des combinaisons à prendre en compte et des justifications à effectuer

\rightarrow basées sur les règles régissant les fondations superficielles

État limite	Combinaison	Justification
E.L.U.	Fondamentale Accidentelle	Stabilité au renversement Stabilité du sol de fondation Stabilité au glissement Stabilité d'ensemble Matériaux constitutifs de la fondation
E.L.S.	Fréquente Rare Quasi-permanente	Stabilité du sol de fondation Décompression du sol Matériaux constitutifs de la fondation

4.4 Stabilité au renversement (ELU)

- Sollicitation de calcul à considérer

ELU : combinaisons fondamentales et combinaisons accidentelles

- Condition à respecter :

Surface de sol comprimée
sous la fondation

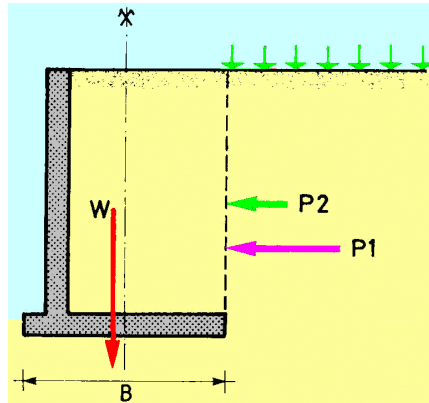
$$\geq 10\% \text{ de la surface totale de la fondation}$$

- Exemple

surcharges à considérer

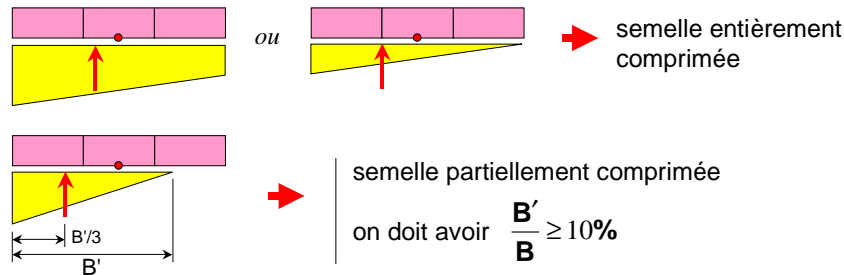
→ celles qui conduisent à la situation la plus défavorable

→ surcharge appliquée uniquement à l'amont de la partie arrière du mur



Façon de procéder

- Principe → détermination du diagramme des contraintes



- Pratiquement

✦ Déterminer la position de la résultante des forces (H et V) sur la semelle

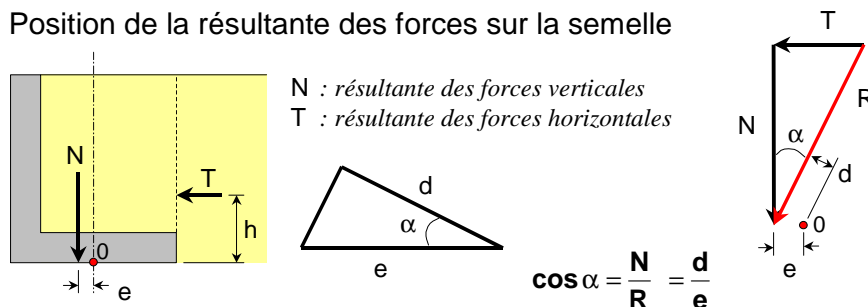
$$e = \frac{M_{/o}}{N}$$

e : position de la résultante

$M_{/o}$: moment résultant de toutes les forces par rapport au point central de la semelle

N : résultante des forces verticales

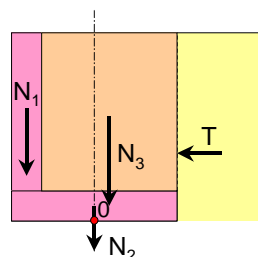
Position de la résultante des forces sur la semelle



$$M_{/o} = R \cdot d = \frac{N}{\cos \alpha} \cdot e \cos \alpha = N \cdot e$$

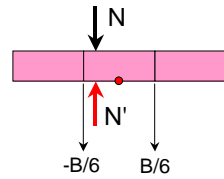
$$\rightarrow e = \frac{M_{/o}}{N}$$

Pratiquement, on calcule M par décomposition en figures simples



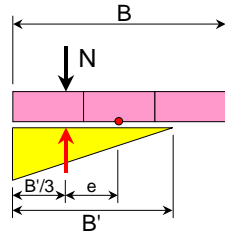
✦ Vérification de l'emplacement de la résultante des forces

- N passe par le tier central



$$-\frac{B}{6} \leq e \leq \frac{B}{6} \rightarrow \text{semelle entièrement comprimée}$$

- N à l'extérieur du tier central

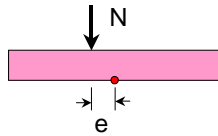


➔ semelle partiellement comprimée

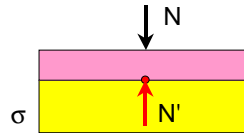
$$\frac{B}{2} - e = \frac{1}{3} B' \rightarrow B' = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

on doit avoir $\frac{B'}{B} \geq 10\%$

Effet de la position de la résultante des forces sur la semelle

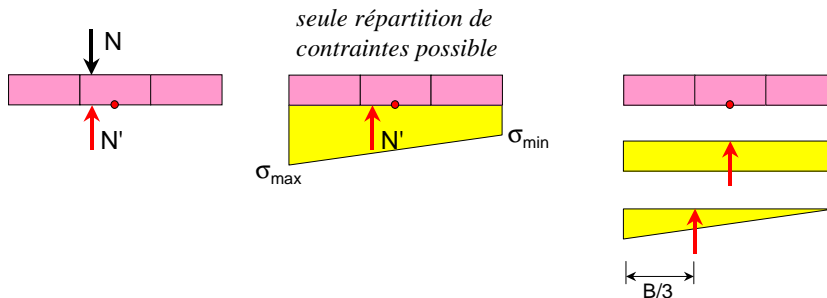


- si N passe par 0

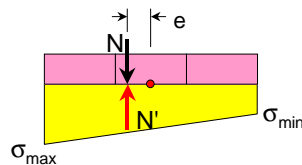


$$\sigma = \frac{N}{B}$$

- si N passe par le tier central



seule répartition de contraintes possible



$$\star N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \cdot B \quad (1)$$

$$\star \Sigma M_{/o} \quad (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot \frac{B}{2} \cdot \left(\frac{B}{2} - \frac{B}{3} \right) = N \cdot e \quad (2)$$

de (1) $\sigma_{\max} = \frac{2N}{B} \cdot \sigma_{\min}$

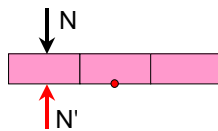
dans (2) $\left(\frac{2N}{B} - \sigma_{\min} - \sigma_{\min} \right) \cdot \frac{B^2}{2 \times 6} = N \cdot e \rightarrow \left(\frac{N}{B} - \sigma_{\min} \right) \cdot \frac{B^2}{6} = N \cdot e$

d'où

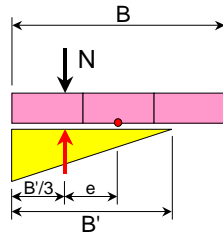
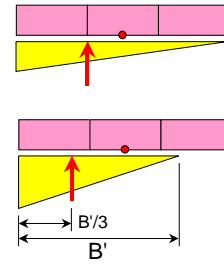
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

- si N passe à l'extérieur du tier central



il ne peut pas y avoir des contraintes en compression sur toute la semelle pcqu'il faudrait que la résultante passe au minimum à la limite du tier central



$$\frac{B}{2} - e = \frac{1}{3} B' \rightarrow B' = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

Exemple : Supposons que les différentes actions conduisent aux valeurs non pondérées suivantes des résultantes et des moments par rapport à l'axe d'une semelle de largeur $B = 3$ m

- poids propre du mur et des terres surmontant la semelle $W = 144$ kN, $M_W = 9$ kN.m,
- poussées de terres (hors surcharge) P_1 , telle que $M_{P1} = 96$ kN.m,
- poussée des terres P_2 , due à l'action des surcharges telle que $M_{P2} = 24$ kN.m.

La combinaison fondamentale s'écrit $S : 1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_1$

G_{\max} correspondant à P_1 (action permanente défavorable), Q_1 à P_2 (charge d'exploitation) et G_{\min} à W (action permanente favorable).

Le moment résultant est $M = 1,35 M_{P1} + M_W + 1,5 M_{P2} = 174,6$ kN.m.

La résultante verticale N est $W = 144$ kN.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{174,6}{144} = 1,21 \text{ m} > \frac{B}{6} = 0,50 \text{ m} \Rightarrow \text{semelle partiellement comprimée}$$

$$\frac{B}{2} - e = 1,50 - 1,21 = 0,29 \text{ m}$$

$$B' = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) = 0,86 \text{ m} > \frac{B}{10} = 0,30 \text{ m. La condition ci-dessus est vérifiée (fig. 14-b).}$$

4.5 Stabilité du sol de fondation (ELU et ELS)

- Sollicitations de calcul à considérer

ELU : combinaisons fondamentales et combinaisons accidentelles

ELS : combinaisons rares

$$q'_{\text{ref}} \leq q'_{\text{adm}}$$

q'_{ref} : contrainte conventionnelle de référence (dépend du chargement et de la géométrie de la semelle)

- due à l'effort normal (résultante verticale excentrée) qui s'applique sur la semelle
- plus élevée qu'une contrainte moyenne
- peut être calculée de deux façons

q'_{adm} : contrainte admissible (dépend du sol)

- à ne pas dépasser dans le sol pour qu'il n'y ait pas de rupture
- dépend de la contrainte ultime (de rupture) du sol
- à calculer comme pour le cas des fondations superficielles

q'_{ref} Contrainte de référence → 2 approches

• Contrainte au trois quarts

après avoir établi la répartition des contraintes sous la semelle, on définit la contrainte de référence

$$q'_{ref} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4}$$

★ semelle entièrement comprimée $e \leq \frac{B}{6}$

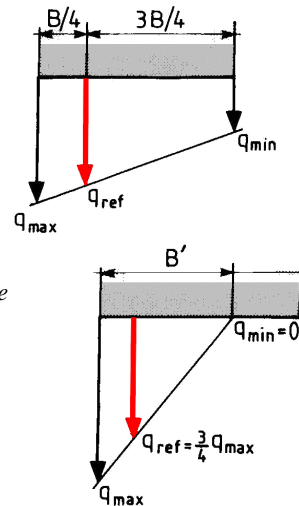
$$q'_{min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad q'_{max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

★ semelle partiellement comprimée $e > \frac{B}{6}$

$$q'_{min} = 0 \quad q'_{max} = \frac{2N}{B'} \quad \text{redéfinie de façon que seule la zone comprimée équilibre les actions}$$

$$B' = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

$$q'_{ref} = \frac{3}{4} q'_{max} = \frac{3}{4} \frac{2N}{B'} = \frac{3}{4} \cdot \frac{2N}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)} = \frac{N}{B - 2e}$$



Contrainte de référence (suite)

• Méthode de Meyerhof

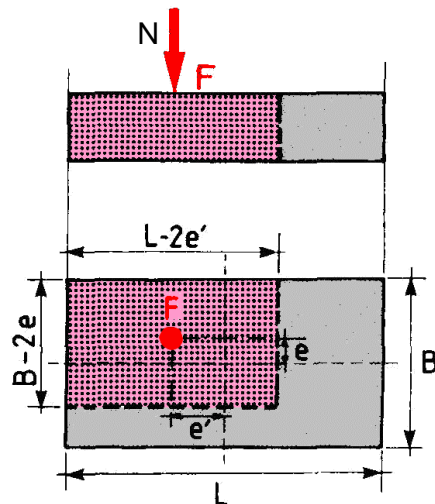
considérer comme contrainte de référence la contrainte verticale moyenne sur une plus petite que B, soit une largeur équivalente B_e

$$B_e = B - 2e$$

$$\text{d'où} \quad q'_{ref} = \frac{N}{B - 2e}$$

ou de manière plus générale sur une semelle rectangulaire

$$q'_{ref} = \frac{N}{(B - 2e)(L - 2e')}$$



q'_{adm} Contrainte admissible

$$q'_{adm} = \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_o) \cdot i_{\delta\beta} + q'_o$$

q'_{adm} : contrainte admissible

q'_u : contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée

q'_o : contrainte effective verticale dans le sol au niveau de la base de la fondation, après remblaiement (niveau après travaux), en faisant abstraction de la fondation

γ_q : coefficient de sécurité

$i_{\delta\beta}$: coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du sol de fondation (sol en pente ou crête de talus)

Calcul identique à celui des fondations superficielles (voir chapitre suivant)

- essais de laboratoire
- essais in situ

4.6 Décompression du sol (ELS)

- Sollicitations de calcul à considérer

ELS : combinaisons rares et combinaisons fréquentes

- Conditions à respecter :

fréquentes	Surface de sol comprimée sous la fondation	→	entièrement comprimée
rares	Surface de sol comprimée sous la fondation	≥	75% de la surface totale de la fondation

La première condition est souvent déterminante pour fixer la largeur des fondations. Elle se justifie par le fait qu'une dissymétrie trop importante des contraintes sous la semelle peut entraîner un tassement différentiel du côté du bord aval de celle-ci, plus sollicité que le bord amont. Ce phénomène provoque une rotation qui augmente l'excentrement de la résultante des efforts, ce qui accélère le basculement du mur. Plus le sol est compressible, plus ce risque est important.

4.7 Stabilité au glissement (ELU)

- Sollicitations de calcul à considérer

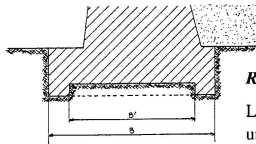
ELU : combinaisons fondamentales et combinaisons accidentelles

- Pour chaque combinaison d'actions, on doit vérifier que :

$$H_d \leq \frac{V_d \tan \varphi' + c' A'}{\gamma_{g_1} + \gamma_{g_2}}$$

H_d et V_d : composantes horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation
 A' : surface comprimée de la fondation
 φ' : angle de frottement interne du sol
 c' : cohésion
 γ_{g_1} et γ_{g_2} : coefficient de sécurité partiels relatifs à φ' et c'

1,2 et 1,5 (fondamentales)
 1,1 et 1,3 (accidentelles → séisme)



Remarque

Lorsque la fondation du mur est profondément enterrée, il est possible de prendre en compte une butée de pied à condition d'être sûr de sa pérennité. La réalisation de bèches assurant un ancrage de la semelle est très favorable. En outre, ces bèches ont l'avantage de situer la ligne de rupture potentielle de glissement dans le sol en place et non au contact semelle/sol, qui peut constituer une zone de faiblesse du fait du remaniement du fond de fouille.

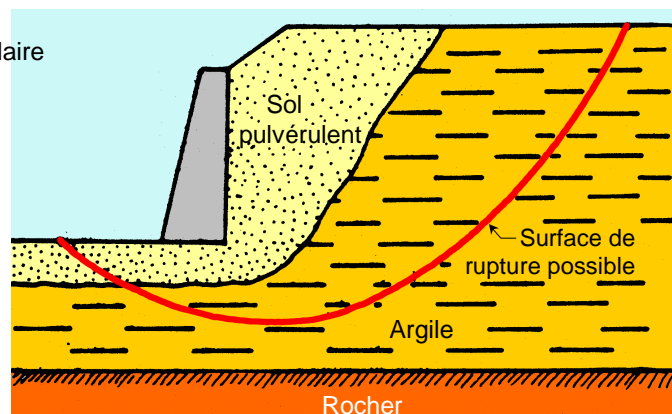
4.8 Matériaux constitutifs du mur (ELU et ELS)

- Application des règles de calcul adaptées

→ BAEL (ou Eurocode) pour les murs en béton armé

4.9 Stabilité d'ensemble (ELU)

- Rupture circulaire



5- Rideaux de palplanches

5.1 Classification et méthodes de calcul

5.2 Calcul à la rupture d'un rideau simplement encastré au pied (sans tirant)

5.2.1 Répartition des actions

5.2.2 Détermination du diagramme de pression des terres

5.2.3 Détermination de la position de l'axe de rotation (point O)

5.2.4 Détermination de la valeur de la contre-butée

5.2.5 Longueur de la contre-fiche

5.2.6 Dimensionnement du rideau

5.2.7 Remarques

5.3 Calcul à la rupture d'un rideau ancré en tête et encastré au pied

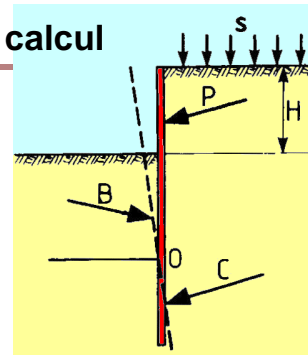
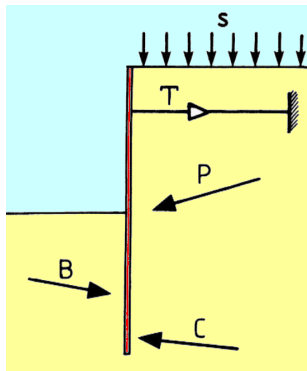
1. Équilibres plastiques	2. Méthode de Coulomb	3. Cas pratiques	4. Murs autostables	5. Rideaux de palplanches
--------------------------	-----------------------	------------------	---------------------	---------------------------

5.1 Classification et méthodes de calcul

• Deux types de rideaux de palplanches

1. rideaux simplement encastrés en pied

- uniquement pour des ouvrages de faible hauteur
- stabilité assurée par les réactions du sol sur la partie enterrée (fiche)



2. rideaux ancrés

- stabilité en partie assurée par les réactions sur la fiche
- le reste est assuré par un ou plusieurs tirants d'ancrage préalablement enterrés dans le sol

• Trois types de méthodes de calcul

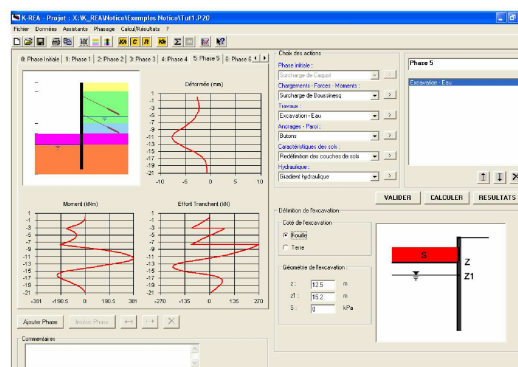
1. Calcul à la rupture

- méthode la plus simple
- suffisante pour les ouvrages modestes
- prédimensionnement d'ouvrages plus complexes

- sol supposé en état d'équilibre de poussée et de butée sur toute la hauteur du rideau
- rigidité propre du rideau négligée

2. Calcul élasto-plastique

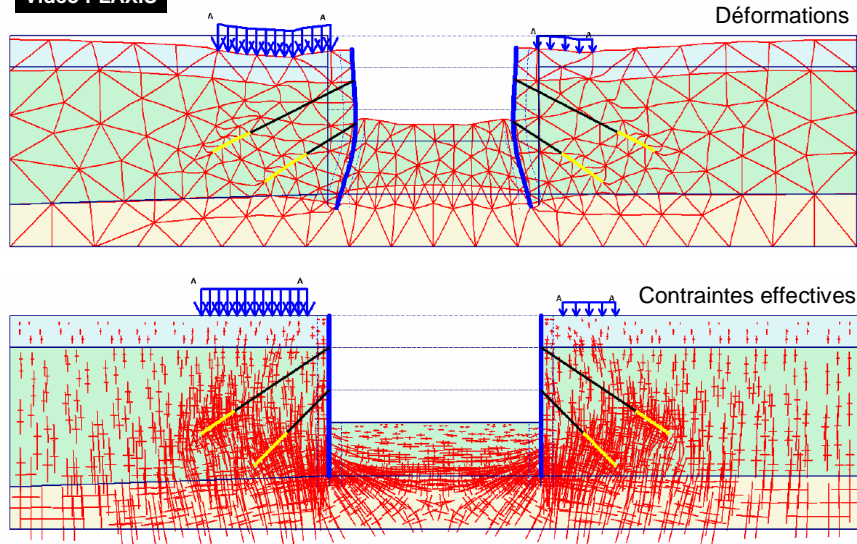
- utilisation d'une loi rhéologique élasto-plastique reliant la déformation de l'écran en chaque point et la contrainte appliquée par le sol sur l'écran
- étude d'ouvrages complexes
- méthode utilisée par la plupart des logiciels de calcul (RIDO, DENEbola, K-REA...)



3. Calcul aux éléments finis

- approche la plus satisfaisante
- exemple de logiciel : *PLAXIS*
(<http://www.plaxis.com/>)

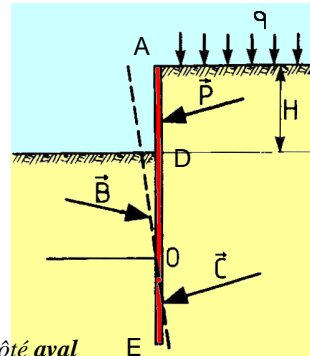
Vidéo PLAXIS



5.2 Calcul à la rupture d'un rideau simplement encastré au pied (sans tirant)

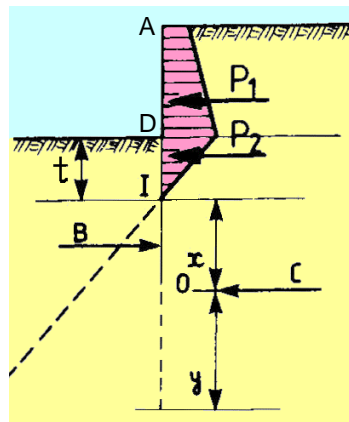
5.2.1 Répartition des actions

- Rideau AE retenant un massif de sol éventuellement surchargé
à l'équilibre limite, le rideau pivote sans se déformer autour d'un point O inconnu
 - Actions sur l'écran
 - Poussée P due au sol situé au-dessus de O (et à la surcharge côté amont)
 - Butée B entre le fond de fouille D et le point O (différence entre la pression passive des terres côté **aval** et la pression active des terres côté **amont**)
 - Contre-butée C en-dessous du point O (différence entre la pression passive des terres côté **amont** et la pression active des terres côté **aval**)
- Pour simplifier les calculs, on suppose que C s'exerce au point O → système isostatique



5.2.2 Détermination du diagramme de pression des terres

- Tracé à partir des composantes horizontales des contraintes
- Établi selon les méthodes décrites précédemment
prise en compte des différentes couches, de la poussée hydrostatique, de la cohésion, des surcharges, etc.



5.2.3 Détermination de la position de l'axe de rotation (point O)

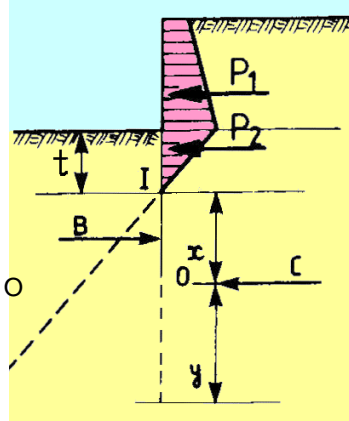
- Point de pression nulle I situé à une distance t sous le fond de la fouille **DI = t**
- Calcul de P et B, en fonction de x, s'exerçant sur les faces AO et DO
↳ x = longueur IO
- Équilibre des moments par rapport à O
 - équation en x (3e degré)
 - sa résolution permet de déterminer la position de O ainsi que B

5.2.4 Détermination de la valeur de la contre-butée

- Obtenue par l'équilibre des forces

$$B - P_1 - P_2 - C = 0$$

$$\rightarrow C = B - P_1 - P_2$$



5.2.5 Longueur de la contre-fiche

- Contre-fiche : partie du rideau sous le point O
- En pratique, longueur forfaitaire
→ 20% de la partie butée IO = x

dimensionnée pour que sa longueur
puisse mobiliser la contre-butée C

- Donc la fiche totale f = (t + x + 20% de x) = (t + 1,2 x)

5.2.6 Dimensionnement du rideau

- Connaissant la longueur de la palplanche ainsi que les efforts et leur point d'application

→ tracé du diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

- Moment fléchissant maximal M_{\max}
 - obtenu au point d'effort tranchant nul
 - permet de choisir le type de palplanche ou le ferrailage des parois moulées

Rideaux de palplanches

- Module de résistance W → caractéristique essentielle des différents types de palplanches

$$W = \frac{I}{v} \geq \frac{M_{\max}}{\sigma'_a}$$

I : moment d'inertie de la palplanche
v : distance maximale à la fibre neutre
 σ'_a : contrainte admissible dans l'acier

Parois moulées

- Connaissance du moment fléchissant dans chaque section et de M_{\max} → détermination de l'épaisseur et du ferrailage de la paroi

5.2.7 Remarques

- Déformation de l'écran → double intégration de l'équation des moments → déformée

- rideaux simplement encastrés : susceptibles de déplacements importants
- déformation maximale en tête du rideau : dommageable aux ouvrages immédiatement en amont

- Inclinaisons de la poussée et de la butée

Généralement, dans les calculs de rideaux de palplanches métalliques, on suppose que :

- les poussées sont perpendiculaires ($\delta = 0$)
- les butées s'exercent avec un angle δ tel que $-\frac{3\phi'}{4} < \delta < -\frac{\phi'}{2}$

Valeurs recommandées dans les fiches techniques de Socotec	$\frac{\delta}{\phi'}$		Angle de frottement interne du sol					
			< 30°		30 à 35°		> 35°	
Parement ⁽¹⁾	Poussée	Butée	Poussée	Butée	Poussée	Butée	Poussée	Butée
Lisse	0	- 1/3	0	- 2/3	+ 1/3	- 2/3		
Rugueux	0	- 1/3	+ 1/3	- 2/3	+ 2/3	- 2/3		
Très rugueux	+ 1/3	- 1/3	+ 2/3	- 2/3	+ 2/3	- 2/3		

(1) Lorsque les murs de soutènement retiennent des remblais ou sont équipés d'un tapis drainant synthétique, il convient d'adopter $\delta = 0$ pour la poussée.

5.3 Calcul à la rupture d'un rideau ancré en tête et encastré au pied

- En plus des efforts définis dans le cas précédent le rideau est soumis à une force T dans le tirant

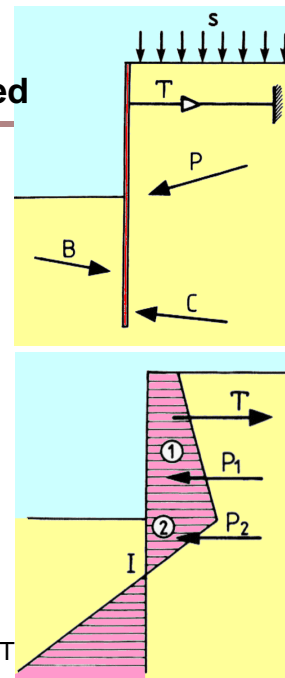
→ problème hyperstatique

- Résolution du problème (1^{ère} approximation)
 - détermination du diagramme de pression des terres comme pour le rideau simplement encastré (sans tenir compte de l'effort T dans le tirant)
 - hypothèse : le point I de pression nulle est également un point de moment nul (méthode de Blum modifiée)

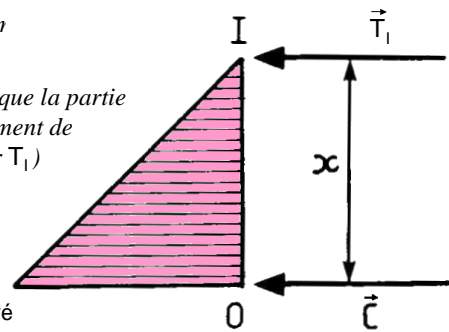
→ système isostatique

L'expérience montre que le point de moment nul est effectivement voisin du point de contrainte résultante nulle.

Σ moments des forces au-dessus de $I = 0$ → calcul de T



- Résolution du problème (suite)
 - l'effort tranchant T_1 en I est la somme des forces au-dessus de I
 - suite du calcul : en ne considérant que la partie du rideau inférieure à I (remplacement de l'action de la partie supérieure par T_1)



La suite comme pour le rideau encastré en pied sans tirant...

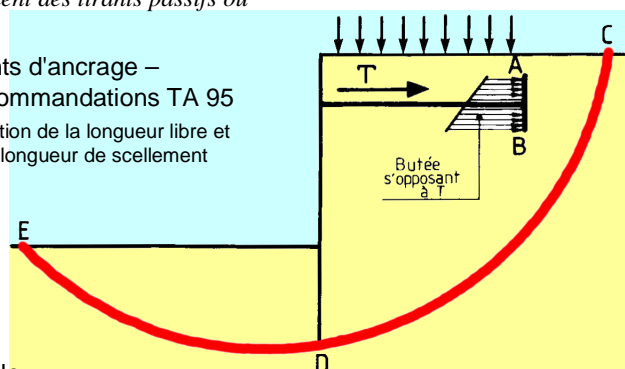
partie IO → étudiée comme une travée isolée sur appui simple soumise à une charge triangulaire

- recherche de la position de l'axe de rotation (calcul de x)
- détermination de la valeur de la contre-butée C
- longueur de la contre-fiche au-delà de O
- dimensionnement du rideau et du tirant

Tirants d'ancrage

- plaques d'ancrage positionnées de manière que la butée mobilisable le long de AB puisse absorber l'effort T avec un coefficient de sécurité correct sans interférer avec le coin de poussée
- prédimensionnement des tirants passifs ou précontraints

règlement Tirants d'ancrage –
Recommandations TA 95
définition de la longueur libre et de la longueur de scellement



Stabilité d'ensemble

- dans les terrains médiocres, vérification de la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage (rupture circulaire)

Remarques :

1. Rideaux ancrés, simplement butés en pied

Les rideaux ancrés peuvent également être calculés en supposant qu'ils sont simplement butés en pied. Le problème est isostatique. Il est indispensable de prendre une sécurité sur la fiche, soit en adoptant un coefficient de sécurité de 2 sur le coefficient de butée, soit en majorant la fiche, par exemple en la multipliant par $\sqrt{2}$ dans le cas des sols pulvérulents.

2. Reprise des efforts verticaux

Lorsque l'ouvrage comporte des tirants fortement inclinés, la composante verticale des tractions dans ces tirants entraîne un effort de compression dans l'écran dirigé vers le bas. Il faut également s'assurer de la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de cette force verticale.

3. Butonnage des parois

La mise en œuvre de tirants pose souvent des problèmes liés aux limites de mitoyenneté ou à l'encombrement du sous-sol. Il est fréquent de remplacer les tirants par des butons posés soit entre les deux bords opposés, soit dans les angles de la fouille (disposition à 45°).

Mécanique des sols II

- Chapitre V
Rupture des massifs semi-infinis
- Chapitre VI
Murs de soutènement
- **Chapitre VII**
Essais in situ – résistance au cisaillement
- Chapitre VIII
Fondations superficielles
- Chapitre IX
Fondations profondes



Chapitre VII Essais in situ – résistance au cisaillement

Objectifs de ce chapitre

- Apprendre à connaître les principales techniques de mesure in situ des caractéristiques mécaniques des sols

- 1- Essai pressiométrique Ménard
- 2- Essais pénétrométriques (statiques)
- 3- Essais pénétrométriques (dynamique)
- 4- Autres essais
 - 4.1 Scissomètre
 - 4.2 Essai à la plaque

1. Pressiomètre

2. Pénétromètre
statique

3. Pénétromètre
dynamique

4. Autres essais

1- Essais pressiométriques Ménard

- 1.1 Principe de l'essai
- 1.2 Réalisation de l'essai
- 1.3 Courbe pressiométrique
- 1.4 Présentation et interprétation des résultats
- 1.5 Caractéristiques des pressiomètres usuels
- 1.6 Mode opératoire et mise en oeuvre
- 1.7 Domaine d'utilisation et interprétation des résultats

1. Pressiomètre

2. Pénétromètre
statique

3. Pénétromètre
dynamique

4. Autres essais

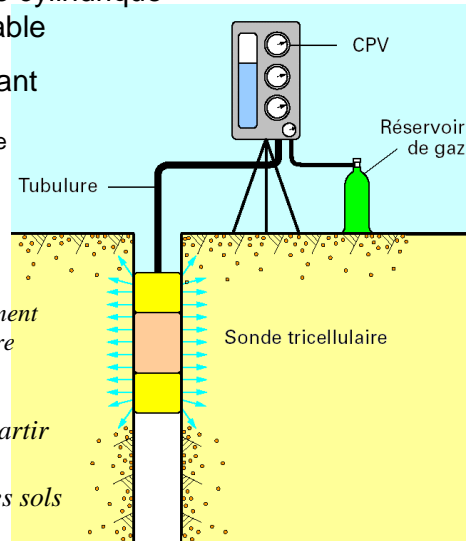
1.1 Principe de l'essai

- dilatation radiale d'une cellule cylindrique placée dans un forage préalable
- obtention d'une courbe donnant
 - la variation de volume de la cellule
 - en fonction de la pression appliquée



- déduction d'au moins deux paramètres principaux
 - module pressiométrique → tassement
 - pression limite → rupture

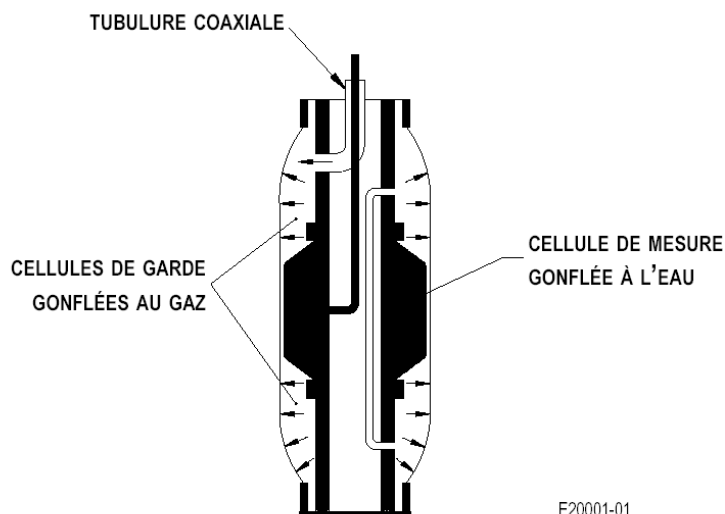
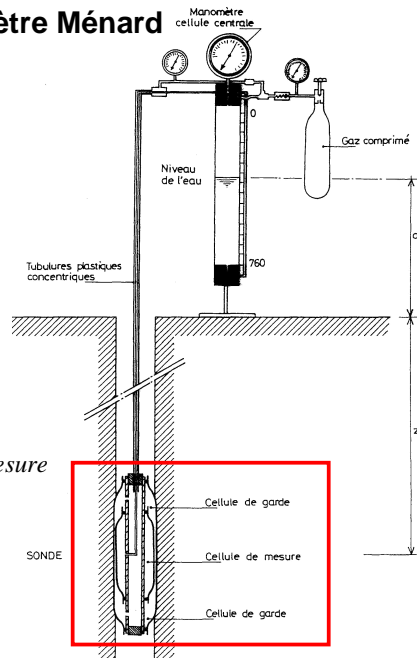
dimensionnement des fondations à partir de règles d'interprétation des caractéristiques pressiométriques des sols



Les trois parties d'un pressiomètre Ménard

La sonde

- introduite dans un forage ou mise en place par battage
- dilatation par la cellule de mesure
 - *gaine de caoutchouc*
 - *injection d'eau sous pression*
- cellules de garde
 - aux deux extrémités de la cellule de mesure
 - remplies de gaz
 - assurer une répartition uniforme des contraintes et des déformations provoquées par la cellule de mesure



E20001-01

Représentation schématique d'une sonde gonflée

Les trois parties d'un pressiomètre Ménard

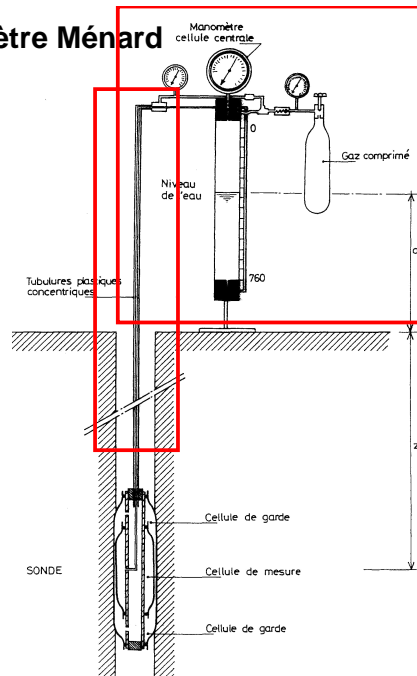
Le contrôleur pression - volume

↪ CPV

- à la surface du sol
- sollicitation de la sonde
- réalisation des mesures

Les tubulures de connexion

- conduits en plastique semi-rigide
- transmission des fluides (eau et gaz) du CPV à la sonde



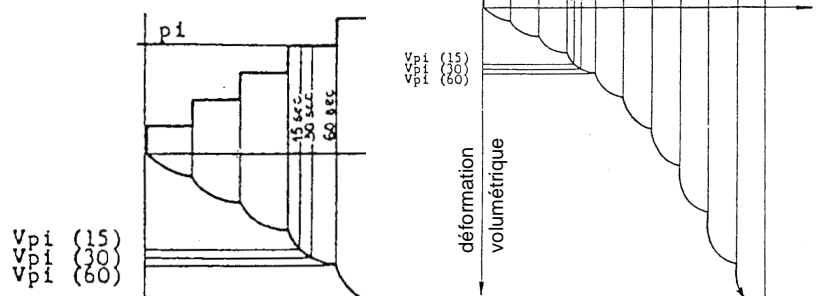
1.2 Réalisation de l'essai

- variation de la résistance du terrain avec la profondeur ↪ *essai effectué à tous les mètres*
- dilatation de la sonde par application d'une pression p
↪ *augmentation progressive par paliers de pression Δp*

- à chaque palier, mesure du volume de la cellule

15 sec
30 sec
60 sec

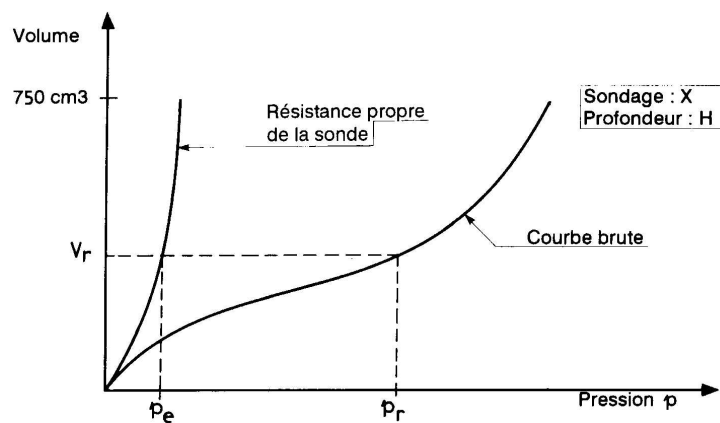
après la fin de chaque mise en pression



- corrections aux valeurs lues sur le CPV

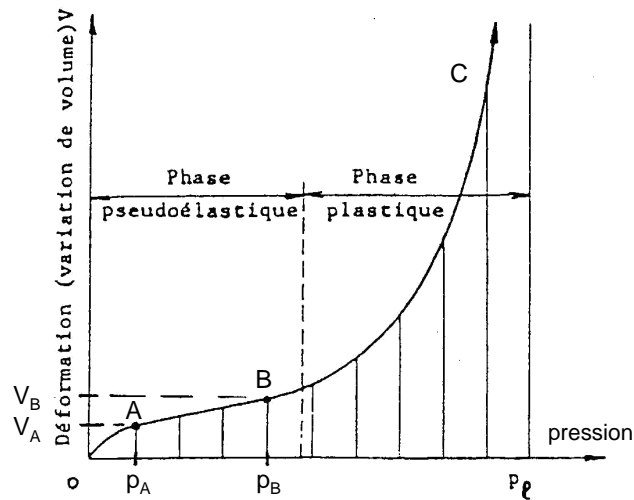
- hauteur piézométrique
- inertie de la sonde
- variations de volume parasites (tubulures, CPV)

➔ **courbe pressionétrique corrigée**



1.3 Courbe pressiométrique

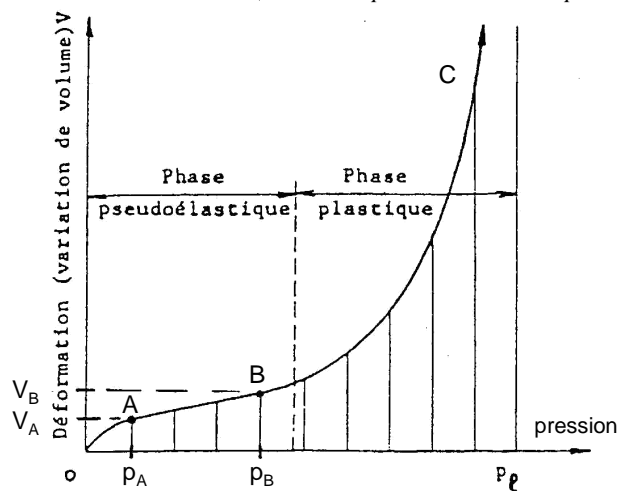
- Variation de volume V (cm³) de la cellule de mesure $\rightarrow V_{60}$ en fonction de la pression p appliquée (MPa)



Trois phases successives

phase initiale (OA)

- mise en équilibre de l'ensemble sonde-forage-terrain
 - mise en contact de la paroi de la sonde avec le terrain
 - mise en place du sol décomprimé par le sondage



phase pseudo-élastique (AB)

- proportionnalité entre les variations de volume et les pressions
 - comportement du sol considéré élastique
- module pressiométrique (module de déformation)

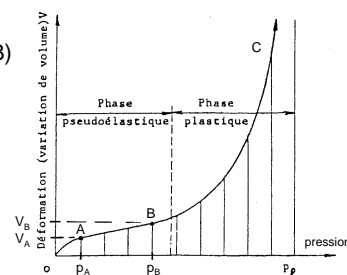
$$E_M = 2(1 + \nu) \cdot \left(V_0 + \frac{V_A + V_B}{2} \right) \cdot \left(\frac{p_B - p_A}{V_B - V_A} \right) = K \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

V_0 : volume de la cellule centrale au repos (593 cm³ pour une cellule de 58 mm)

p_B, V_B } pression et volume { à l'extrémité }
 p_A, V_A } de la phase pseudo-élastique { à l'origine }

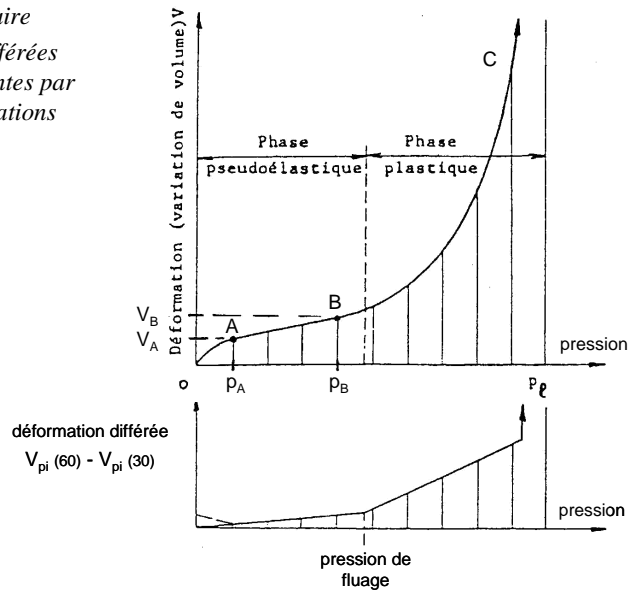
ν : coefficient de Poisson du sol (habituellement 0,33)

utilisé pour le calcul des tassements



- la pression de fluage (p_f) sépare les phases pseudo-élastique et plastique

- fin de la partie linéaire
- les déformations différées deviennent importantes par rapport aux déformations instantanées



phase de grands déplacements (BC) → équilibre limite

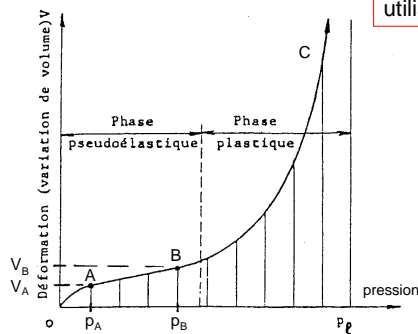
- déformations

- très grandes
- tendent vers l'infini pour une valeur asymptotique de p

↘ pression limite p_l

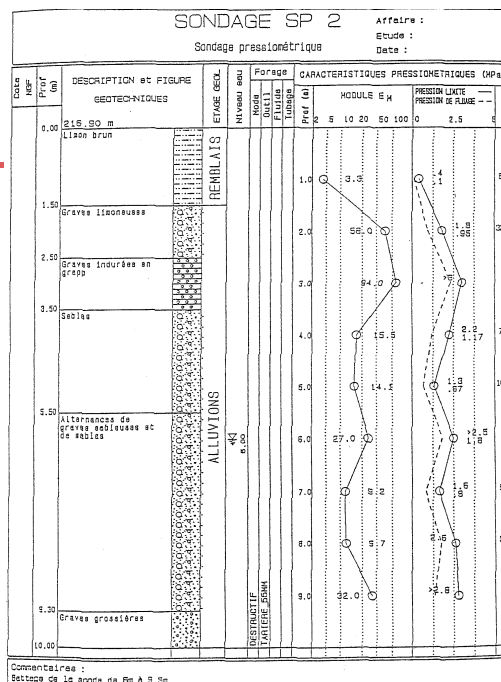
pression correspondant au doublement de volume de la sonde par rapport à son volume initial

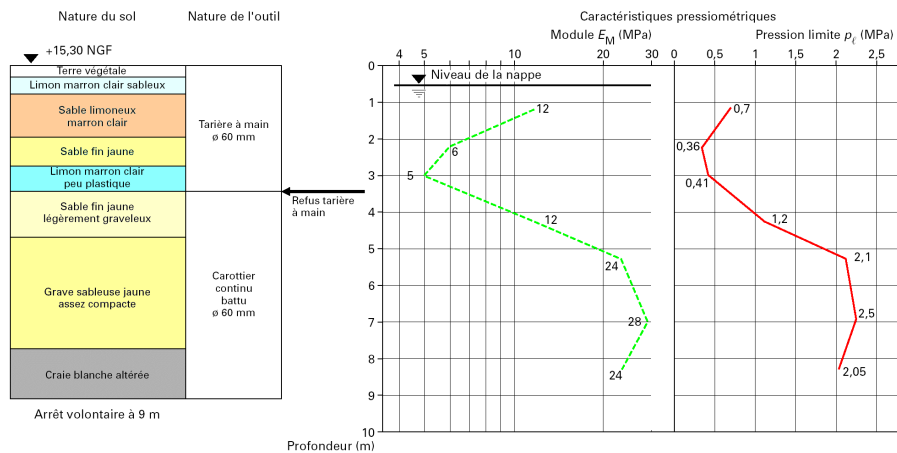
utilisée pour le calcul de stabilité des fondations



1.4 Présentation et interprétation des résultats

- Résultats présentés en fonction de la profondeur et sous forme de tableau synoptique
 - valeur de E_M et de p_l
 - nature des terrains traversés
 - mode et outil de forage
 - vitesse d'avancement de l'outil ou la courbe de battage
 - venues d'eau
 - altitude en cote NGF (nivellement général de la France)





1.5 Caractéristiques des pressiomètres usuels

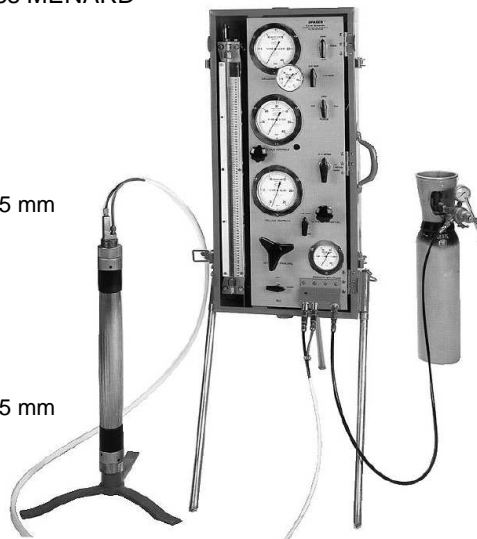
- Différents types de pressiomètres MENARD
- Principales sondes utilisées

- Sonde BX

diamètre 58 mm
longueur cellule de mesure 205 mm
longueur totale de la partie active 425 mm

- Sonde AX

diamètre 44 mm
longueur cellule de mesure 360 mm
longueur totale de la partie active 665 mm



1.6 Mode opératoire et mise en oeuvre

Réalisation d'un essai pressiométrique → succession de 2 opérations

- mise en place de la sonde à l'intérieur d'un forage
- mise en pression 10 paliers

exécution du forage

conditionne la qualité de l'essai d'expansion

matériel non adapté → parois remaniées
erreurs sur les caractéristiques mesurées

exemple : E_M d'argiles réduit de moitié

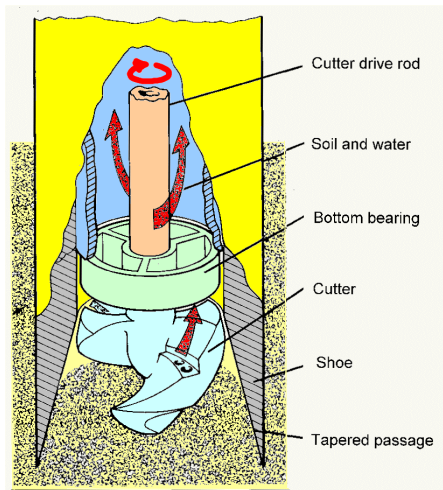
Matériel de forage

tarière à main (sols mous)



sondeuses rotatives avec carottiers
(sols raides ou rochers)





LOW DISTURBANCE DRILLING SYSTEM

Instabilité des parois de forage

- introduction de la sonde par battage à l'intérieur d'un tube de protection
→ tube fendu pour permettre les dilatations radiales
- stabilisation des parois par ajout de bentonite

METHODS DE REALISATION DES FORAGES PRESSIOMETRIQUES

Nature des terrains	Forage préalable								Refo ment TF BAT/VBF
	Rotation*					Battage et autres			
	T.S.	T.IN.*	T.H.C.	O.DG.IN.	CAR.	ROTOP.	CAR.BAT.	CAR.VBF	
Vase et argile molles	-	R	-	O °	-	-	O poinç	-	-
Argiles moyennement compactes	R	R	R	R °	-	O °	-	-	-
Argiles compactes marnes raides	X	X	R	R	R °	O °	-	-	-
Limons - au-dessus de la nappe	R	O	R	O °	-	O °	O	O	-
- sous la nappe	-	R	-	O °	O °	O °	-	-	-
Sables lâches - au-dessus de la nappe	R	R	O	O °	-	O °	-	-	-
- sous la nappe	-	R	-	O °	-	O °	-	-	O
Sables moyennement compacts et compacts	R	R	R	R °	-	R °	O	O	O +
Sols grossiers : graviers, galets, argiles à silex, etc.	X	X	O	O °	X	O °	O	O	O +
Roches - altérées	X	X	R	R	O	R °	O	O	O +
- saines	X	X	X	R	R	R	X	X	X

Légende :

R	Recommandé	T.S.	Tarière à sec	T.IN.*	Tarière avec injection de boue de forage
O	Toléré	T.H.C.	Tarière hélicoïdale continue à sec	CAR.	Carottier avec injection de boue
-	Non toléré	O.DG.	Outil désagréateur	IN.	Carottier à parois minces
X	Inadapté	ROTOP.	Rotopercussion	poinç	foncé
		BAT.	Battage	VBF.	Vibrofonçage
		TF	Tube fendu		

* : Vitesse de rotation < 60 tr/min

+ : Eventuellement forage préalable en petit diamètre ($d_t < d_s$)

° : Injection avec boue (pression < 500 kPa - débit < 15 l/min)

Si rotation = pression sur l'outil < 200 kPa

NF P 94-110

1.7 Domaine d'utilisation et interprétation des résultats

Essai pressiométrique → utilisable dans toutes les catégories de terrains

1.7.1 Interprétation qualitative et semi-quantitative

- forage : informations sur la nature des matériaux traversés
pulvérulents ou cohérents, perméables ou non
- module E_M et pression limite nette $p_l - p_o$

voir page suivante

ECHELLE DES VALEURS DE E_M ET $p_l - p_0$
APTITUDES A LA CONSTRUCTIBILITE

Sol	E_M (MPa)	$p_l - p_0$ (MPa)	Constructibilité
Vase et tourbe Argile molle Sables vasards Remblais récents non compactés	0,2 à 3 0,5 à 3 0,5 à 2 0,5 à 5	0,02 à 0,3 0,05 à 0,3 0,1 à 0,5 0,05 à 0,3	Sols de très médiocre qualité ne convenant pas comme assise de fondation Etudes complémentaires pour appréhender la compressibilité
Limons Argile de consistance faible à moyenne	2 à 10 3 à 8	0,2 à 1,5 0,3 à 0,8	Variations importantes de compacité en fonction de la nappe. Déterminer la portance à partir des valeurs mesurées sous la nappe. Fondations peu chargées
Remblais anciens non compactés	4 à 15	0,4 à 1	Sols souvent très hétérogènes Risques de tassements différentiels
Sables et graviers denses	8 à 40	1 à 5	Excellent sol de fondation. Sujétion d'exécution éventuelle liée à la nappe. Sols perméables
Sable molassique	40 à 80	> 3	Excellent sol de fondation, sensible au remaniement en présence d'eau
Marne molassique	> 100	> 4	Excellent sol de fondation

1.7.2 Utilisation du pressiomètre

Nature de l'ouvrage	Sols pulvérulents non prélevables $\phi' \neq 0, c' = 0$	Sols cohérents		Roches altérées différemment prélevables (sols hétérogènes)	Tassement maximal
		mou	moyen à raide		
Fondations sur semelles superficielles	bon Tassement à confirmer par méthode œdométrique	non adapté	bon	bon	< 3 cm > 3 cm
Fondations sur pieux	bon	X	bon	bon	
Fondations sur radiers		acceptable Etude par méthode œdométrique			si 1 à 3 cm si > 3 cm
Remblais sur sols mous		non	X	X	
Barrage en terre	non	non	non	non	
a) Mur de soutènement b) Parois moulées c) Rideau de palplanches		Mesure de c' et ϕ' indispensable Le pressiomètre peut être utilisé en complément pour (b) et (c) (Méthode de dimensionnement faisant intervenir le module de réaction k_H)			
Stabilité des pentes	non	non	non	non	
Poussée-butée	non	non	non	non	
Tunnel	Essai complémentaire - Recherche du module d'élasticité				
Fondations de massifs vibrants		Mesure du module de réaction statique (K) $E_{alterné} \# 3 E_p$ (essai complémentaire)			
Fondations profondes soumises à \vec{H} ou \vec{M}	excellent	excellent	excellent	excellent	

X : cas sans signification

2- Essais pénétrométriques (statiques)

2.1 Principe de l'essai

2.2 Classification des appareils

2.3 Mise en oeuvre

2.4 Interprétation qualitative des mesures

Détermination de la résistance limite du sol

Deux principaux types de pénétromètres

- **pénétromètres statiques** → *vélinés dans les terrains à vitesse lente et régulière*
- **pénétromètres dynamiques** → *enfoncés dans le terrain par battage*

1. Pressiomètre	2. Pénétromètre statique	3. Pénétromètre dynamique	4. Autres essais
-----------------	---------------------------------	---------------------------	------------------

2.1 Principe de l'essai

Dispositif : tube terminé par une pointe

- la pointe → cône ayant à sa base la même section droite que le tube
- foncé dans le sol à vitesse lente et constante par un dispositif de vérin placé à la surface du sol

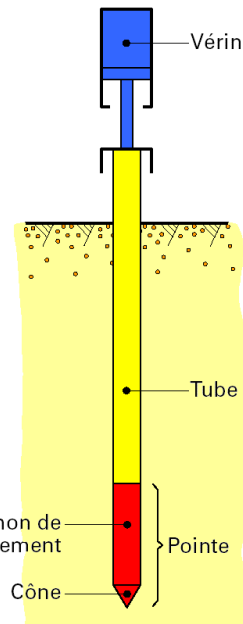
Mesures simultanées

par un procédé mécanique, électrique ou hydraulique

- résistance opposée par le sol à la pénétration de la pointe

q_c *résistance de pointe statique*
(ou *résistance de cône*)

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad \left| \quad \begin{array}{l} Q_c : \text{réaction du sol sur le cône} \\ A_c : \text{section droite de la base du cône} \end{array} \right.$$



Mesures (suite)

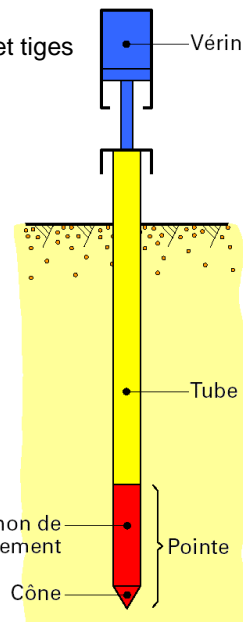
- effort opposé à l'enfoncement de l'ensemble pointe et tiges

Q_t *effort total*

↙ *effort de pointe + effort de frottement latéral*

↓
s'exerce sur toute la hauteur du train de tiges

- frottement latéral (manchon de frottement) f_s
certaines appareils seulement

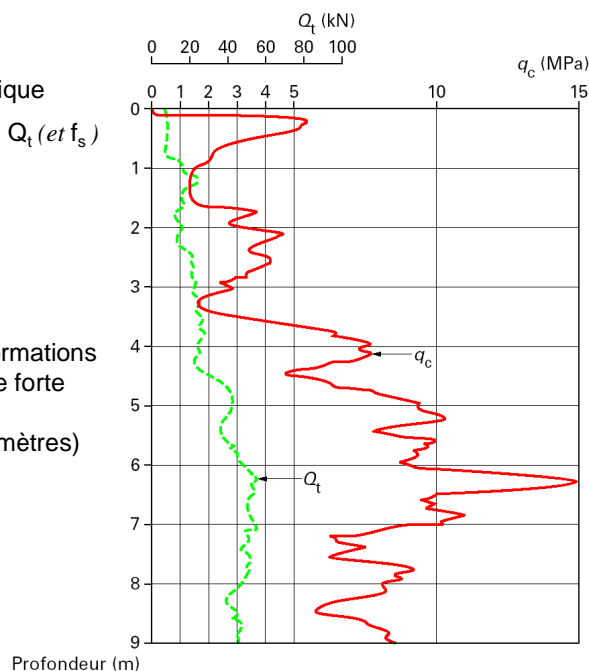


- Résultats de l'essai

➔ *profil pénétrométrique*

graphiques donnant q_c , Q_t (et f_s) en fonction de z

- bien adapté pour les formations meubles de sols fins de forte épaisseur (plusieurs dizaines de mètres)



2.2 Classification des appareils

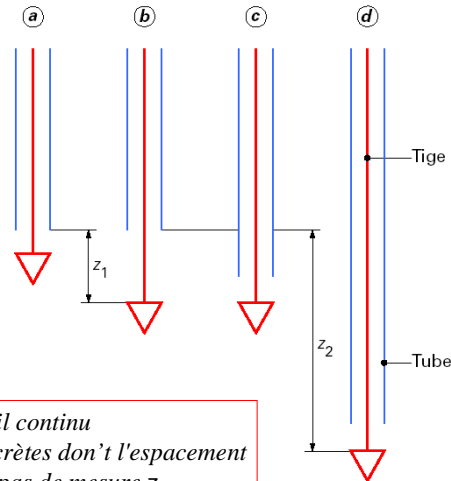
2.2.1 Appareils à pénétration discontinue

Principe

- cône relié au vérin de surface par un train de tiges couissant sans frottement à l'intérieur du tube
- essai en trois temps

- 1- tube + cône foncé simultanément
→ *effort total* Q_t
- 2- pointe enfoncée seule par vérinage
→ *effort sur le cône* Q_c
- 3- tube enfoncé seul

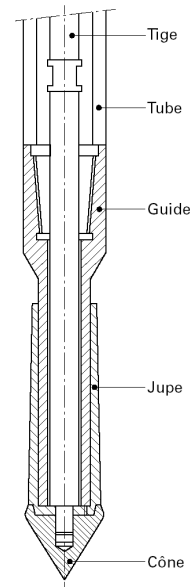
- pas de profil continu
- valeurs discrètes don't l'espacement dépend du pas de mesure z_2



2.2.1 Appareils à pénétration discontinue (suite)

Exemple : appareil hollandais de Gouda

- cône de 10 cm²
- pointe conçue afin d'éviter l'entrée du sol entre le tube et le cône
→ *cône surmonté d'une jupe tronconique solide*



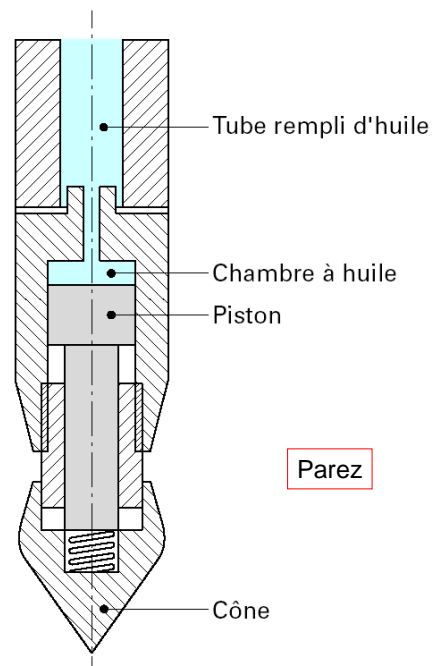
2.2.2 Appareils à pénétration continue

Principe

- pas de mouvement relatif de la pointe par rapport au train de tiges
- mesure de Q_c
→ réaction du sol sur l'extrémité conique de la pointe

Exemple : pénétromètre de Parez

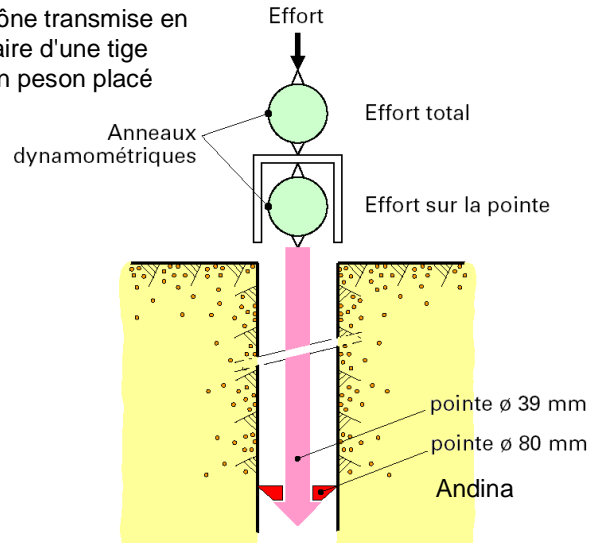
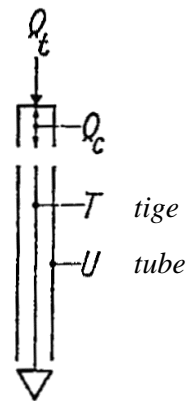
- pointe hydraulique
- mesure de la pression induite dans un circuit d'huile par le déplacement du cône sous la réaction du sol



2.2.2 Appareils à pénétration continue (suite)

Exemple : pénétromètre Andina

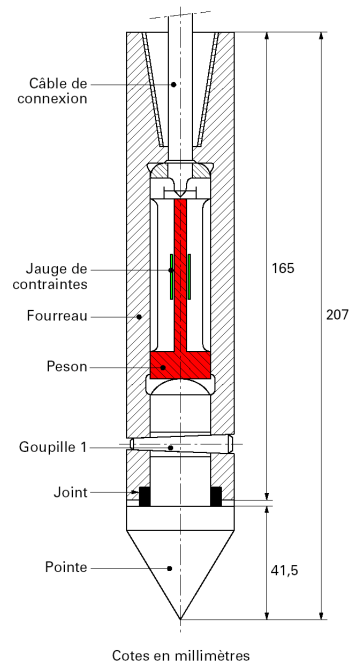
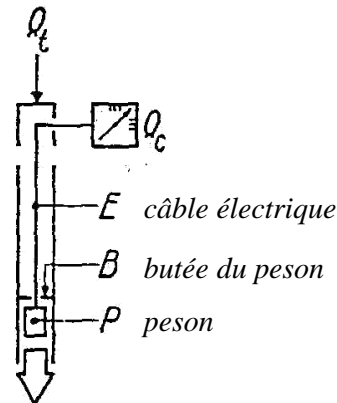
- transmission mécanique
- réaction du sol sur le cône transmise en surface par l'intermédiaire d'une tige d'acier qui comprime un peson placé sous le vérin



2.2.2 Appareils à pénétration continue (suite)

Exemple : transmission électrique

- sols de très faible consistance
- déformation du peson mesurée par des jauges électriques
- information enregistrée en surface



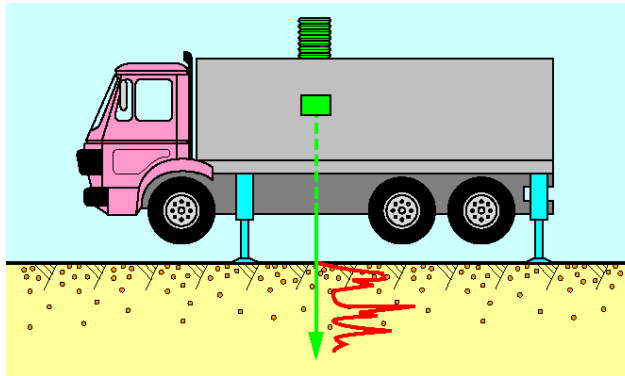
2.3 Mise en oeuvre

Quelques règles

- verticalité du déplacement lors de la pénétration
- dispositif de fonçage stable et centré sur le train de tiges
↘ sinon flambement
- vitesse d'avancement autour de 2 cm/s
- pointes de section > 10 cm²
- réaction sur le cône transmise intégralement
- éviter les frottements parasites

Fonçage de l'appareil

- montage sur véhicules porteurs ou remorques
- force de pénétration entre 50 et 150 kN
 ↪ *effort maximal en pointe entre 20 et 30 MPa*
- sites de sols compressibles pénétromètres légers
 (bâtis tenus par des hélices ancrées dans le terrain)



2.4 Interprétation qualitative des mesures

À l'issue de la reconnaissance d'un site au pénétromètre statique, on peut juger l'hétérogénéité des sols en plan et en profondeur, et les classer sommairement en fonction de leur dureté comme indiqué dans le tableau suivant.

q_c (MPa)	Nature probable du sol	Constructibilité
0 à 1	Sol cohérent compressible à très compressible ou sable lâche saturé	Sol de médiocre qualité, ne convenant pas comme assise de fondation et nécessitant éventuellement des études complémentaires
1 à 5	Sol cohérent peu consistant ou sable peu compact	Sol adapté aux fondations peu chargées
5 à 10	Sol cohérent peu consistant ou sable compact	Sol pouvant supporter des fondations moyennement chargées
> 10	Sol cohérent raide ou sable très compact	Sol ne posant pas de problème de fondations

3- Essais pénétrométriques (dynamiques)

- 3.1 Principe de l'essai
- 3.2 Classification des appareils
- 3.3 Interprétation des mesures
- 3.4 Domaine d'utilisation
- 3.5 Limitations de la technique

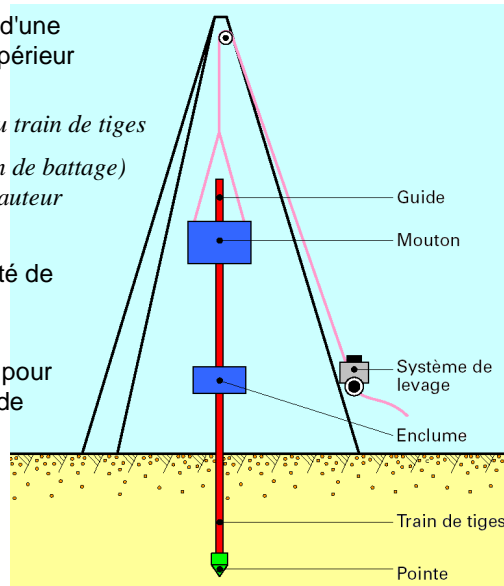
Deux principaux types de pénétromètres

- pénétromètres statiques → *vélinés dans les terrains à vitesse lente et régulière*
- **pénétromètres dynamiques** → *enfoncés dans le terrain par battage*

1. Pressiomètre	2. Pénétromètre statique	3. Pénétromètre dynamique	4. Autres essais
-----------------	--------------------------	----------------------------------	------------------

3.1 Principe de l'essai

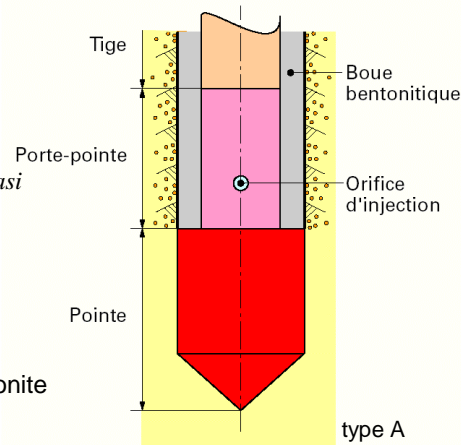
- constitué d'un train de tiges et d'une pointe conique de diamètre supérieur
- enfoncement par battage
 - chocs répétés exercés en tête du train de tiges
 - utilisation d'une masse (mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante
- enfoncement jusqu'à la capacité de pénétration de l'appareil
- nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'appareil sur un pas de longueur fixé (10 cm)
- traçage du profil de résistance du sol en fonction de la profondeur



3.2 Classification des appareils

3.2.1 Pénétromètres dynamiques de type A (PDA)

- norme NF P 94-114 *énergie de battage, dimensions de la pointe, etc.*
- dispositif d'injection de bentonite
 - éviter le resserrement ou l'éboulement du sol sur les tiges
 - limitation du contact entre les tiges et le sol
 - énergie de battage transmise quasi intégralement à la pointe



3.2.1 Pénétromètres dynamiques de type B (PDB)

- norme NF P 94-115
- pas de dispositif d'injection de bentonite

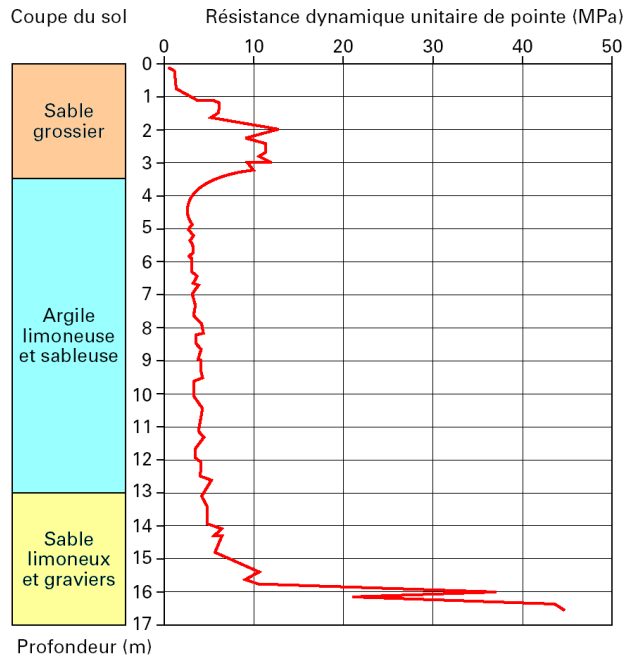
3.3 Interprétation des mesures

Deux types de représentation d'un profil de pénétration dynamique

- traçage en fonction de la profondeur du nombre de coups N_d nécessaire pour obtenir un enfoncement donné, en général 10 cm
- traçage en fonction de la profondeur de la résistance de pointe dynamique q_d calculée à l'aide d'une formule de battage de pieux

$$q_d = \frac{M}{e(M + M')} \frac{MgH}{A}$$

- M est le poids du mouton,
- M' le poids des parties frappées (enclume placée en tête du train de tiges et sur laquelle s'exercent les chocs, train de tiges et pointe),
- H la hauteur de chute du mouton,
- e l'enfoncement moyen par coup,
- A la section droite de la pointe,
- g l'accélération due à la pesanteur



3.4 Domaine d'utilisation

- Le domaine préférentiel d'utilisation des **pénétromètres dynamiques** est la **reconnaissance qualitative** des terrains lors d'une reconnaissance préliminaire.
- Ils sont donc recommandés pour résoudre les problèmes suivants :
 - *contrôle de l'homogénéité d'un site ;*
 - *détermination des épaisseurs des différentes couches de sols ;*
 - *localisation des cavités ou autres discontinuités ;*
 - *reconnaissance du niveau du toit du rocher.*
- Enfin, ils fournissent des renseignements utiles pour la prévision des conditions de battage des pieux et des palplanches.

3.5 Limitations de la technique

Trois limitations importantes

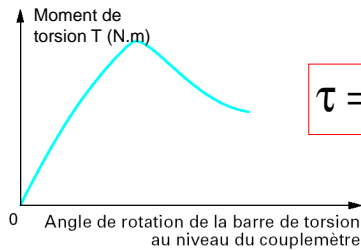
- profondeur limite d'investigation autour de 30 m
 - ↳ *frottements parasites (flambement des tiges sous l'effet des chocs)*
- compte tenu de la dimension de la pointe (diamètre 62 mm)
 - ↳ *pas recommandé de pratiquer ce type d'essai dans des sols grenus dont la dimension moyenne des éléments est supérieure à 60 mm*
- pas de règle reconnue pour le dimensionnement des fondations à partir de la résistance dynamique q_d
 - ↳ *seulement ordre de grandeur de la portance par le biais de corrélations avec d'autres essais en place (pénétromètre statique et pressiomètre)*
 - *orientation de la campagne d'essais ultérieure*

Composition du sol	q_d/q_c	q_d/p_t
Argiles, limons et vases normalement consolidés ; sables lâches ou moyennement denses	1	1,4 à 2,5
Argiles et limons surconsolidés	1 à 2	3 à 5
Sables et graviers ; sables limoneux ou argileux denses à très denses	0,5 à 1	5 à 10

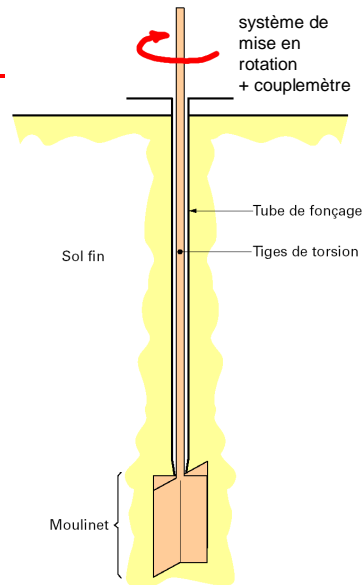
4- Autres essais

4.1 Scissomètre

- norme française NF P 94-112
- appareil de mesure en place de la **cohésion des sols fins**
(argiles molles, limons et vases)



$$\tau = C_u$$



1. Pressiomètre

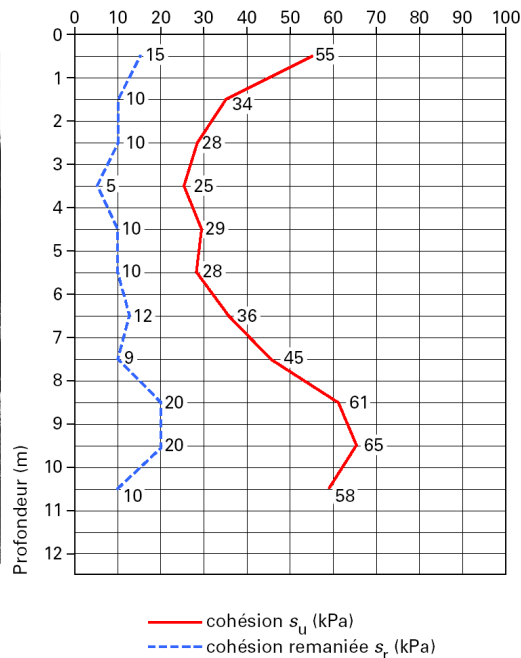
2. Pénétromètre statique

3. Pénétromètre dynamique

4. Autres essais



Figure 20 - Mise en œuvre du scissomètre à l'aide d'un bâti ancré



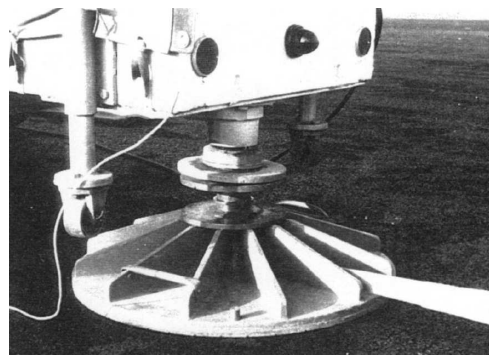
4.2 Essai à la plaque

- essai de chargement effectué à la surface du sol à l'aide d'une plaque rigide circulaire
- mesure de l'enfoncement (déflexion) de la plaque sous l'application de charges statiques
- essai de plaque le plus utilisé : **essai Westergaard**
- module de réaction (module de Westergaard), en kN/cm^3

$$K = \frac{\delta p}{\delta s}$$

où la charge δp est égale à 60 kPa et δs est le déplacement moyen des comparateurs entre les deux paliers de chargement

- utilisé essentiellement pour la réception des remblais destinés à supporter des dallages



Mécanique des sols II

- Chapitre V
Rupture des massifs semi-infinis
- Chapitre VI
Murs de soutènement
- Chapitre VII
Essais in situ – résistance au cisaillement
- **Chapitre VIII**
Fondations superficielles
- Chapitre IX
Fondations profondes



Chapitre VIII Fondations superficielles

Objectif de ce chapitre

- Justifier une fondation superficielle et déterminer son tassement

- 1- Description et comportement des fondations superficielles
- 2- Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode $c-\phi$)
- 3- Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique
- 4- Détermination des tassements

1. Description et comportement

2. Capacité portante méthode $c-\phi$

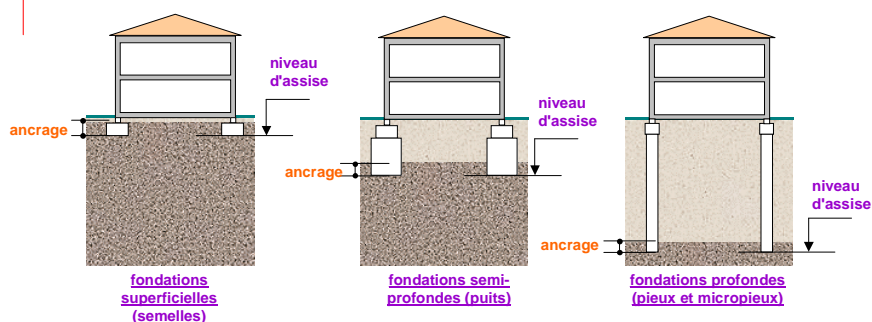
3. Capacité portante pressiomètre

4. Détermination des tassements

1- Description et comportement des fondations superficielles

Classification des fondations

Technologie de Construction
N. Domède



1. Description et comportement

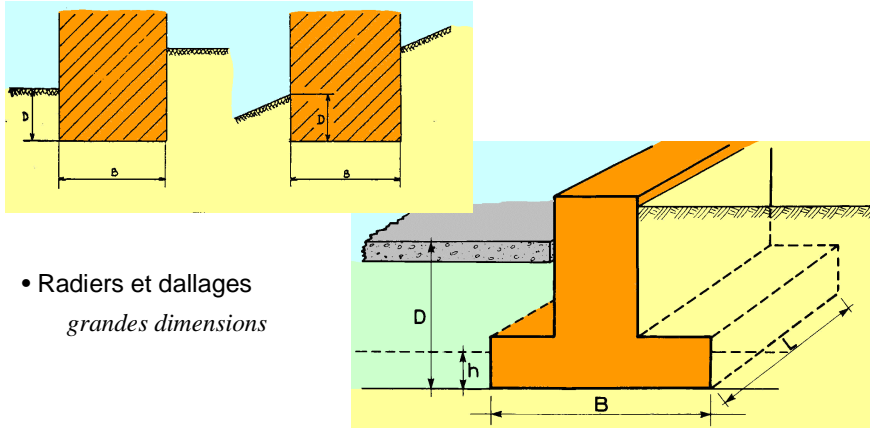
2. Capacité portante méthode $c-\phi$

3. Capacité portante pressiomètre

4. Détermination des tassements

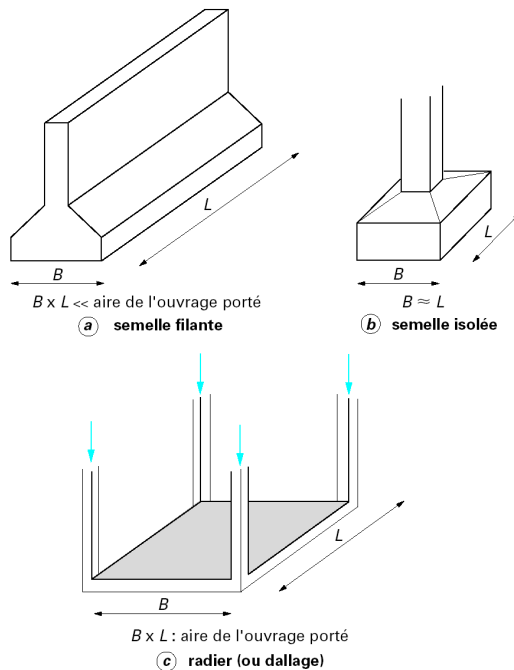
Description d'une fondation superficielle

- Largeur d'une semelle : B
- Longueur d'une semelle : L *une semelle est continue lorsque $L > 5B$*
- Hauteur d'encastrement : D *épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de la fondation*
- Ancrage de la semelle : h *profondeur de pénétration dans la couche porteuse*



- Radiers et dallages
grandes dimensions

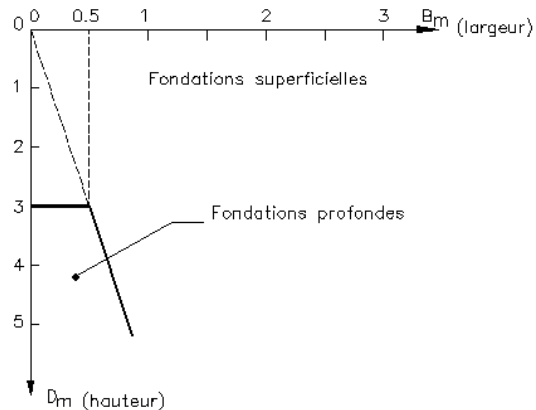
Description d'une fondation superficielle



Domaine des fondations superficielles

Classification des fondations d'après le DTU 13.1.

$$\begin{matrix} D/B < 6 \\ D < 3 \text{ m} \end{matrix}$$



Classification des fondations d'après :

Fascicule 62 titre V

Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

Hauteur d'encastrement équivalente

$$D_e/B < 1,5$$

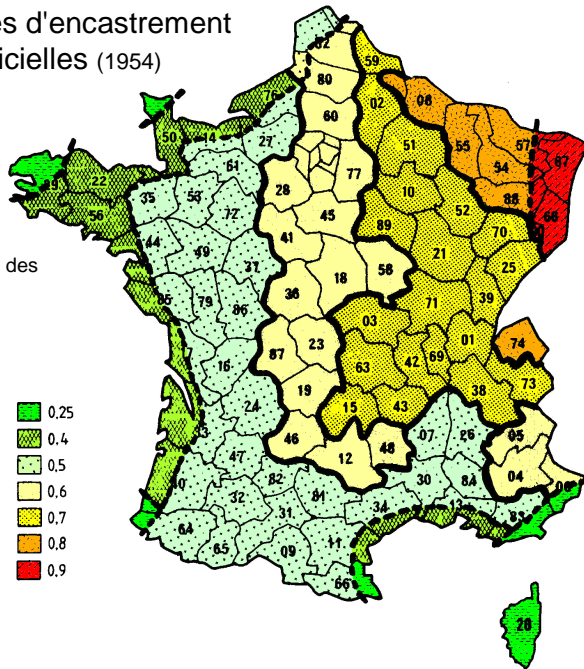
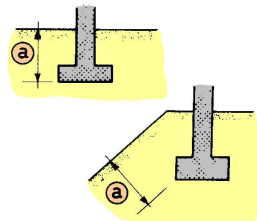
Profondeurs minimales d'encastrement des fondations superficielles (1954)

- pour éviter l'influence néfaste du gel
- altitude inférieure à 150 m
- ne tient pas compte de la nature du sol

attention au retrait-gonflement des sols argileux

- correction d'altitude

$$H_{\min} = a + 0,03 z$$



Comportement d'une fondation superficielle

- Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle

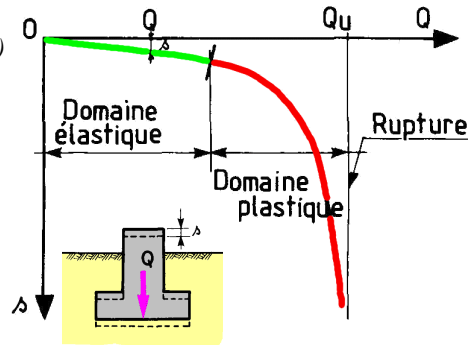
- Application d'une charge monotone croissante Q (manière quasi statique)
- Mesure des tassements s obtenus en fonction de la charge appliquée Q

- Au début, comportement sensiblement linéaire (s proportionnel à Q)
- Après, s n'est plus proportionnel à Q (création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation)

- À partir d'une certaine charge, poinçonnement du sol (tassement qui n'est plus contrôlé)

Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre)

➔ Cette charge est la capacité portante de la fondation (charge limite, charge de rupture ou encore charge ultime)

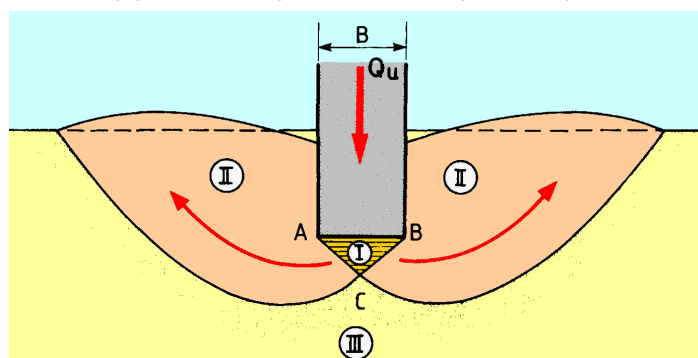


- Comportement à la rupture

Zone I Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface.

Zone II Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface.
Déplacements et cisaillement importants → rupture généralisée

Zone III Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.



Principe de calcul d'une fondation superficielle

- Calculs justificatifs conduits suivant la théorie des états limites
- Sont distingués :
 - les états limites ultimes (ELU) au-delà desquels il y a risque de rupture ;
 - les états limites de service (ELS) au-delà desquels l'ouvrage ne serait plus susceptible de remplir sa fonction (par exemple déformations excessives).



- Justification de la structure : doit être envisagée pour différentes situations parmi lesquelles
 - les situations en cours de construction
 - les situations en cours d'exploitation
 - les situations accidentelles, telles que les séismes

On distingue les **états limites de service (ELS)** et les **états limites ultimes (ELU)**. Pour chacun de ces états limites, on doit, d'une part, former des combinaisons d'actions afin de déterminer la charge sur la fondation V_d et, d'autre part, déterminer la résistance du sol Q_d qui est, elle-même, fonction de l'état limite considéré.

Selon le projet d'Eurocode 7 - partie 1 sur le Calcul géotechnique, « les états limites de service sont les états au-delà desquels des critères de service précis ne sont plus satisfaits » ; ces états comprennent :

— « des déformations, des mouvements ou des déflexions qui compromettent l'aspect ou l'utilisation effective de la structure (y compris le mauvais fonctionnement des machines ou des services) ou causent des dommages aux finitions et aux éléments non structuraux ;

— des vibrations qui causent une gêne aux personnes, des dommages au bâtiment ou à son contenu, ou qui limitent son efficacité fonctionnelle ».

Les états limites ultimes sont ceux « associés à la ruine, l'instabilité ou toute forme de rupture qui peut mettre en danger la sécurité des personnes » ainsi que, conventionnellement, certains états qui les précèdent ; ces états comprennent :

— « la perte d'équilibre de la structure ou de toute partie de la structure, considérée comme un corps rigide ;

— la rupture par déformation excessive, rupture ou perte de stabilité de la structure ou de toute partie de la structure, y compris les appuis et les fondations ».

En ce qui concerne les calculs de portance (calculs en termes de charges), l'approche aux « états limites », consistent à s'assurer que :

$$V_d \leq Q_d$$

avec V_d charge de calcul appliquée normalement à la base de la fondation, tenant compte de coefficients pondérateurs des charges (généralement supérieurs à 1), qui sont des coefficients partiels sur les actions

Q_d capacité portante de calcul (ou résistance de calcul) correspondante, incluant l'effet de l'inclinaison et de l'excentrement des charges et tenant compte de coefficients de sécurité partiels sur la résistance du sol

- En pratique

Justification des fondations par rapport aux différents mécanismes de rupture envisageables :

- a) état limite ultime de mobilisation de la capacité portante du sol ;
- b) état limite de service pour la mobilisation du sol ;
- c) état limite ultime de renversement ;
- d) état limite de service de décompression du sol ;
- e) état limite ultime de glissement ;
- f) état limite ultime de stabilité d'ensemble ;
- g) états limites concernant le matériau de construction (voir le BAEL règlement de calcul de Béton Armé aux États Limites).

- Méthodes

- à partir d'essais de laboratoire
- à partir d'essais in situ

2- Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode c-φ)

- 2.1 Hypothèses et formule générale
- 2.2 Détermination du terme de surface
- 2.3 Détermination du terme de profondeur
- 2.4 Détermination du terme de cohésion
- 2.5 Contrainte ultime
- 2.6 Contrainte ultime dans les cas particuliers
- 2.7 Justifications des fondations superficielles

1. Description et comportement	2. Capacité portante méthode c-φ	3. Capacité portante pressiomètre	4. Détermination des tassements
--------------------------------	----------------------------------	-----------------------------------	---------------------------------

2.1 Hypothèses et formule générale

- Hypothèses
 - semelle filante horizontale, parfaitement lisse
 - charge verticale centrée Q (par mètre linéaire)

- Application du principe de superposition sur trois états

- résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle

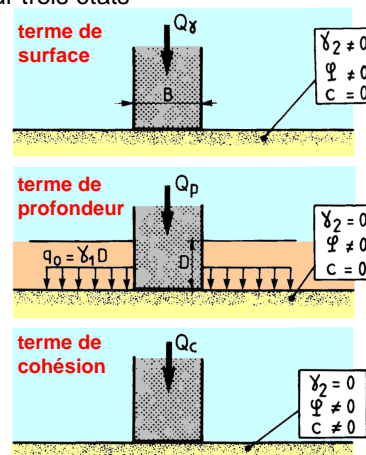
entraîne une résistance Q_s

- action des terres situées au-dessus du niveau des fondations et supposées agir comme une surcharge

entraîne une résistance Q_p

- action de la cohésion

entraîne une résistance Q_c



- Charge limite de la fondation (capacité portante)

$$Q_u = Q_\gamma + Q_q + Q_c$$

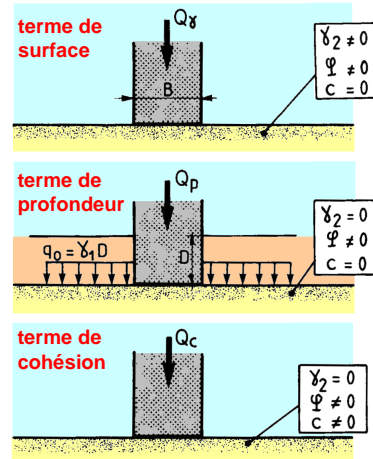
- Contrainte de rupture

$$q_u = q_\gamma + q_q + q_c$$

$$\text{avec } q = \frac{Q}{B}$$

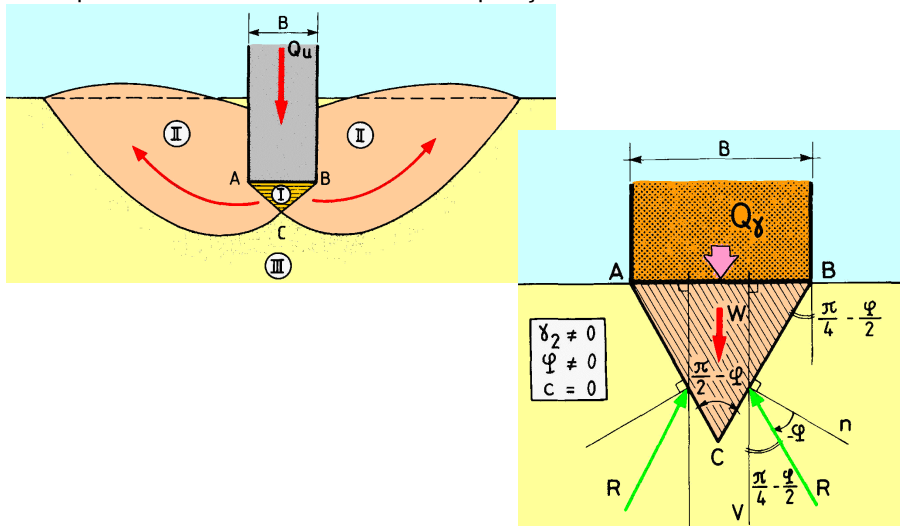
- Formule générale

$$q'_u = \underbrace{\frac{1}{2} i_\gamma s_\gamma \gamma'_2 B N_\gamma(\varphi')}_{\propto B} + \underbrace{i_q s_q (q_o + \gamma'_1 D) N_q(\varphi')}_{\propto D} + \underbrace{i_c s_c c' N_c(\varphi')}_{\propto c}$$



2.2 Détermination du terme de surface

- Le coin de sol ABC limité par les deux lignes de glissement AC et BC se déplace avec la fondation au cours du poinçonnement



- L'angle au sommet C est $\frac{\pi}{2} - \varphi = 2\mu$

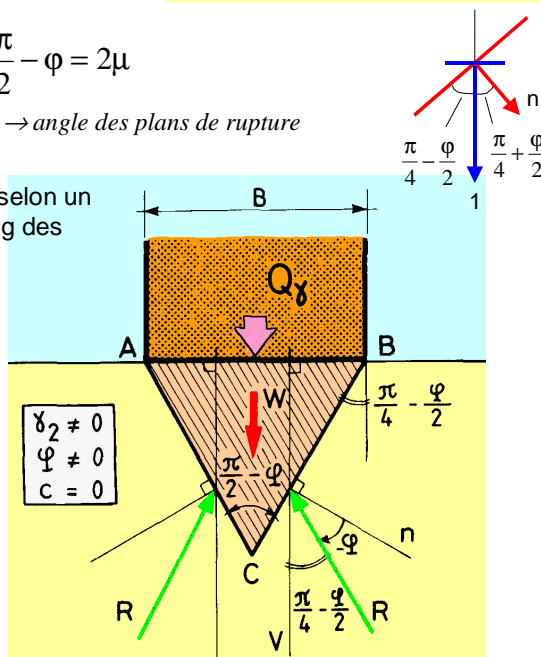
→ angle des plans de rupture

- Ce coin ABC refoule le sol selon un phénomène de butée le long des écrans AB et BC

- Les forces de butée R sont inclinées de l'angle φ



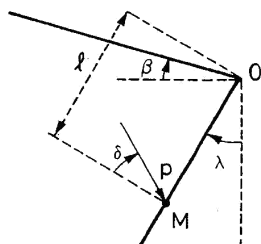
frottement sol sur sol
(contact parfaitement
rugueux et $\delta = \varphi$)



- Intensité des forces de butée R → *équilibres de Boussinesq*

$$R = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_2 \cdot \overline{AC}^2$$

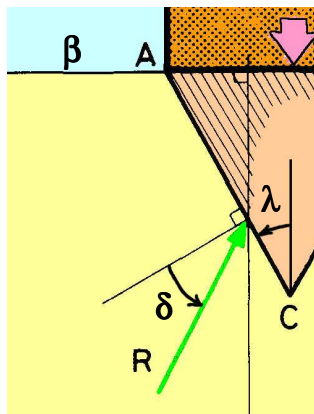
→ obtenu à partir des tables de butée de Caquot et Kérisel
 $\beta = 0, \delta = -\varphi, \lambda = -(\pi/4 - \varphi/2)$



b - massif de sol à gauche

→ angles + dans le sens horaire

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



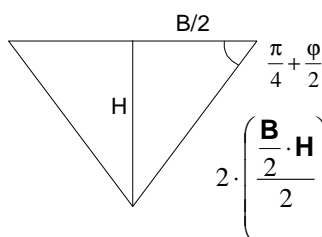
- L'ensemble des forces verticales est en équilibre

- la capacité portante de la fondation par unité de longueur

$$Q_\gamma = q_\gamma \cdot B$$

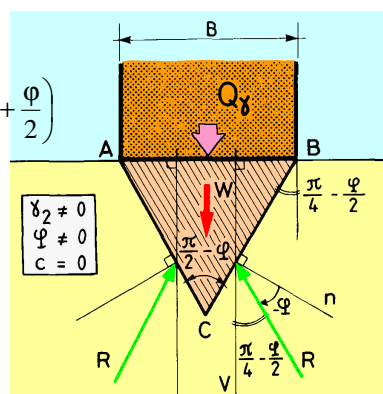
- le poids W du coin ABC

$$W = \gamma_2 \cdot \left(\frac{B^2}{4} \right) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$



- les deux composantes verticales des réactions de butée R sur AC et BC

$$R_{\text{vertical total}} = 2R \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$



- L'équilibre des forces verticales $Q_\gamma + W = 2R \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

- En remplaçant les termes par leur valeur

$$q_\gamma \cdot B + \gamma_2 \cdot \left(\frac{B^2}{4} \right) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 2R \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$\frac{B}{2} / \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$R = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_2 \cdot \overline{AC}^2$$

soit

$$q_\gamma = \gamma_2 \cdot \frac{B}{4} \cdot \left[K_p \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} - \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$q_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \quad \text{avec} \quad N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \left[K_p \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} - \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

2.4 Détermination du terme de cohésion

- Application du théorème des états correspondants

- problème analogue au précédent

- surcharge $q = c' / \tan \varphi'$

- 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 $c' / \tan \varphi'$

milieu fictif
(non cohérent) $\overline{q_c} = N_q \cdot q = N_q \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'}$

milieu réel
(cohérent) $q_c = \overline{q_c} - \frac{c'}{\tan \varphi'} = N_q \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'} - \frac{c'}{\tan \varphi'} = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'} c'$

$q_c = c' \cdot N_c$ avec

$N_c(\varphi') = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$

Le terme de cohésion q_c ne dépend que de :

c' : cohésion du sol

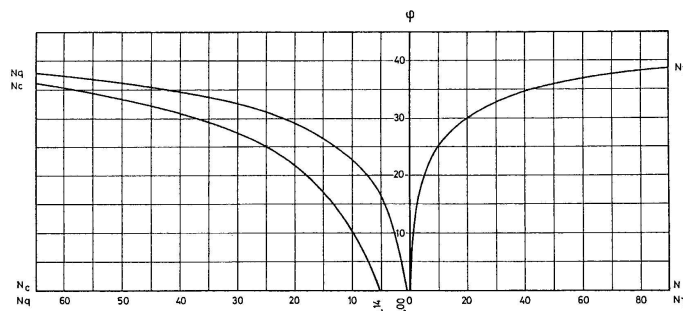
N_c : coefficient sans dimension qui ne dépend que de φ'

2.5 Contrainte ultime

$$q'_u = \frac{1}{2} \gamma'_2 B N_\gamma(\varphi') + (q_o + \gamma'_1 D) N_q(\varphi') + c' N_c(\varphi')$$

N_γ, N_q, N_c facteurs de portance
qui ne dépendent que de φ'

φ (degrés)	N_γ	N_q	N_c
0	0	1,00	5,14
5	0,10	1,60	6,50
10	0,50	2,50	8,40
15	1,40	4,00	11,00
20	3,50	6,40	14,80
25	8,10	10,70	20,70
30	18,10	18,40	30,00
35	41,10	33,30	46,00
40	100,00	64,20	75,30
45	254,00	135,00	134,00



Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement interne
(d'après le D.T.U. 13.12 - Fondations superficielles)

Pour l'étude à court terme

$\varphi = 0 \rightarrow N_\gamma = 0 ; N_q = 1$

$N_c = \pi + 2 = 5,14$ pour les semelles lisses

$N_c = 3\pi/2 + 1 = 5,71$ pour les semelles rugueuses

La contrainte ultime devient

$$q_u = q_o + \gamma'_1 D + c_u N_c$$

2.6 Contrainte ultime dans les cas particuliers

- Application de la théorie précédente
 - semelle filante horizontale lisse
 - charge verticale centrée
 - ancrage dans un massif horizontal de poids volumique γ_2 (γ_1 sur la profondeur d'ancrage)

2.6.1 Influence de la forme de la fondation

- Introduction de coefficients multiplicatifs s_γ , s_q et s_c → coefficients de forme

$$q'_u = \frac{1}{2} s_\gamma \gamma_2 B N_\gamma(\varphi') + s_q (q_o + \gamma_1 D) N_q(\varphi') + s_c c' N_c(\varphi')$$

- Valeurs de s_γ , s_q et s_c

- DTU
- Eurocode 7

Fondation	rectangulaire	carrée	circulaire
s_γ	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8	0,6
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	1,3
s_q	1	1	1

Coefficients de forme – Valeurs de Terzaghi
Conditions non drainées et drainées
(d'après le D.T.U. 13.12 - Fondations superficielles)

	Conditions non drainées		Conditions drainées	
Fondation	rectangulaire	carrée ou circulaire	rectangulaire	carrée ou circulaire
s_γ			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

Coefficients de forme – Eurocode 7

2.6.2 Influence de l'inclinaison de la charge

- Charge inclinée par rapport à la verticale → coefficients minorateurs i_γ , i_q et i_c
→ coefficients de Meyerhof

$$q'_u = \frac{1}{2} i_\gamma s_\gamma \gamma_2 B N_\gamma(\varphi') + i_q s_q (q_o + \gamma_1 D) N_q(\varphi') + i_c s_c c' N_c(\varphi')$$

$$\text{DTU 13.12} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

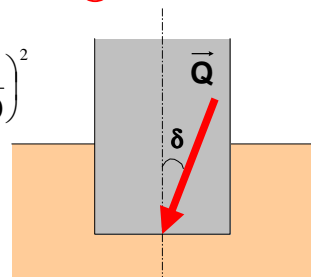
Eurocode 7

- Relations qui font intervenir l'aire réduite A' de la surface de la fondation

→ tient compte de l'excentrement de la charge dans les deux directions

- B' valeur de calcul de la largeur effective de la fondation ;
- L' valeur de calcul de la longueur effective de la fondation ;

$A' = B' L'$ valeur de calcul de la surface effective de la fondation, définie comme la base de la fondation ou, dans le cas d'une charge excentrée, comme la surface réduite au centre de laquelle s'applique la résultante des forces ;



- Conditions non drainées, pour une charge horizontale H

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right)$$

- Conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à L et une charge verticale V

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'} \quad i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

- Conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à B et une charge verticale V

$$i_q = \left(1 - \frac{0,7H}{V + A' c' \cot \varphi'} \right)^3 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' c' \cot \varphi'} \right)^3 \quad i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

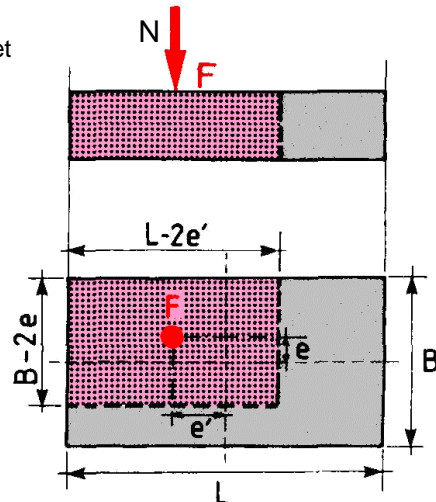
2.6.3 Influence de l'excentrement de la charge

- Méthode de Meyerhof
remplacer les dimensions réelles B et L de la semelle par des dimensions réduites équivalentes B_e et L_e

$$B_e = B - 2e$$

$$L_e = L - 2e'$$

$$d'où \quad Q_u = q_u B_e L_e$$



2.7 Justifications des fondations superficielles

2.7.1 États limites de mobilisation du sol

- Sollicitations de calcul à considérer

ELU : combinaisons fondamentales et combinaisons accidentelles

ELS : combinaisons rares

- Pour chaque combinaison d'actions, on doit vérifier que :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_o) + q'_o$$

q'_{ref} : contrainte conventionnelle de référence

q'_u : contrainte de rupture du sol

q'_o : contrainte effective verticale dans le sol au niveau de la base de la fondation, après remblaiement (niveau après travaux), en faisant abstraction de la fondation

γ_q : coefficient de sécurité
ELU → 2
ELS → 3

2.7.2 État limite ultime de renversement

- Sollicitations de calcul à considérer

ELU : combinaisons fondamentales et combinaisons accidentelles

- Condition à respecter :

$$\frac{\text{Surface de sol comprimée sous la fondation}}{\text{Surface totale de la fondation}} \geq 10\%$$

2.7.3 État limite de service de décompression du sol

- Sollicitations de calcul à considérer

ELS : combinaisons rares et combinaisons fréquentes

- Conditions à respecter :

rare	Surface de sol comprimée sous la fondation	\geq	75% de la surface totale de la fondation
fréquentes	Surface de sol comprimée sous la fondation	\rightarrow	entièrement comprimée

2.7.4 État limite ultime de glissement

- Sollicitations de calcul à considérer

ELU : combinaisons fondamentales et combinaisons accidentelles

- Pour chaque combinaison d'actions, on doit vérifier que :

$$H_d \leq \frac{V_d \tan \varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c' A'}{\gamma_{g2}}$$

H_d et V_d : composantes horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation
 A' : surface comprimée de la fondation
 φ' : angle de frottement interne du sol
 c' : cohésion (recommandé de limiter à 75 kPa) } caractéristiques à long terme
 γ_{g1} et γ_{g2} : coefficient de sécurité (1,2 et 1,5)

Remarque pour les sols cohérents \rightarrow vérification du glissement à court terme

2.7.5 État limite ultime de stabilité d'ensemble

- Sollicitations de calcul à considérer

ELU : combinaisons viv-à-vis des états-limites de stabilité d'ensemble

3- Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique

Fascicule 62 titre V

3.1 Justifications

Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

3.2 Détermination des différents paramètres

- Pour le calcul, utilisation de la pression limite nette (p_i^*) $p_i^* = p_i - p_o$

contrainte totale horizontale dans le sol au moment de l'essai \leftarrow

- Lorsque sa valeur n'est pas précisée dans le rapport géotechnique, p_o est calculé par la relation $p_o = \sigma'_{vo} \cdot K_o + u$

σ'_{vo} : contrainte effective verticale au moment de l'essai au niveau considéré

u : pression interstitielle au niveau considéré

K_o : coefficient de pression des terres au repos

\rightarrow à défaut d'autre indication 0,5 en général
1 pour certains limons et argiles surconsolidés

1. Description et comportement	2. Capacité portante méthode c- φ	3. Capacité portante pressiomètre	4. Détermination des tassements
--------------------------------	---	-----------------------------------	---------------------------------

3.1 Justifications

3.1.1 États limites de mobilisation du sol (Texte B.3.1)

- Sollicitations de calcul à considérer
 ELU : combinaisons fondamentales et combinaisons accidentelles
 ELS : combinaisons rares
- Pour chaque combinaison d'actions, on doit vérifier que :

$$q'_{\text{ref}} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_o) \cdot i_{\delta\beta} + q'_o$$

q'_{ref} : contrainte conventionnelle de référence

q'_u : contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée

q'_o : contrainte effective verticale dans le sol au niveau de la base de la fondation, après remblaiement (niveau après travaux), en faisant abstraction de la fondation

γ_q : coefficient de sécurité ELU → 2
 ELS → 3

$i_{\delta\beta}$: coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du sol de fondation (sol en pente ou crête de talus)

3.1.2 État limite ultime de renversement (Texte B.3.2)

- Sollicitations de calcul à considérer
 ELU : combinaisons fondamentales et combinaisons accidentelles
- Condition à respecter : pas de changement par rapport à la méthode c-φ

$$\frac{\text{Surface de sol comprimée sous la fondation}}{\text{Surface totale de la fondation}} \geq 10\%$$

3.1.3 État limite de service de décompression du sol (Texte B.3.3)

- Sollicitations de calcul à considérer
 ELS : combinaisons rares et combinaisons fréquentes
- Conditions à respecter : pas de changement par rapport à la méthode c-φ

rare	Surface de sol comprimée sous la fondation	\geq	75% de la surface totale de la fondation
fréquentes	Surface de sol comprimée sous la fondation	\rightarrow	entièrement comprimée

3.1.4 État limite ultime de glissement (Texte B.3.4)

- Sollicitations de calcul à considérer
 ELU : combinaisons fondamentales et combinaisons accidentelles
- Pour chaque combinaison d'actions, on doit vérifier que :

$$H_d \leq \frac{V_d \tan \phi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c' A'}{\gamma_{g2}} \quad \text{pas de changement par rapport à la méthode c-φ}$$

H_d et V_d : composantes horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation

A' : surface comprimée de la fondation

ϕ' : angle de frottement interne du sol

c' : cohésion (recommandé de limiter à 75 kPa) } caractéristiques à long terme

γ_{g1} et γ_{g2} : coefficient de sécurité (1,2 et 1,5)

Remarque pour les sols cohérents → vérification du glissement à court terme

2.7.5 État limite ultime de stabilité d'ensemble (Texte B.3.6)

- Sollicitations de calcul à considérer
 ELU : combinaisons viv-à-vis des états-limites de stabilité d'ensemble
- pas de changement par rapport à la méthode c-φ

3.2 Détermination des différents paramètres

3.2.1 Contrainte conventionnelle de référence q'_{ref} (Texte B.2.2.2)

$$q'_{\text{ref}} = \frac{3q'_{\text{max}} + q'_{\text{min}}}{4} \quad q'_{\text{max}} \text{ et } q'_{\text{min}} : \text{contraintes maximale et minimale (éventuellement nulle) du diagramme des contraintes normales appliquées par la semelle au sol de fondation}$$

Lorsque le modèle de Meyerhof est utilisé,

q'_{ref} = contrainte uniforme qui équilibre les actions appliquées

3.2.2 Contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée q'_u (Annexe B.1.2)

$$q'_u - q'_o = k_p \cdot p_{le}^* \quad p_{le}^* : \text{pression limite nette équivalente (§3.2.6)} \\ k_p : \text{facteur de portance (§3.2.4)}$$

3.2.3 Coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ (Annexe F.1.2)

- Cas d'un sol horizontal ($\beta = 0$)

- Sols cohérents (argiles, limons, craies, marnes, marno-calcaires, roches)

$$i_{\delta\beta} = \Phi_1(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \quad \text{coefficient de Meyerhof}$$

- Sols frottants (sables, graves)

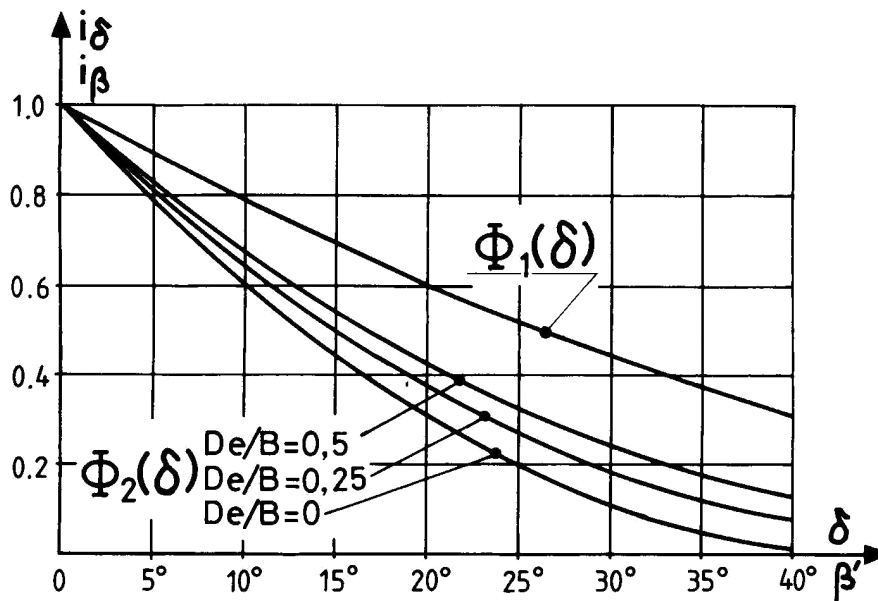
Voir l'abaque page suivante

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \cdot \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}}\right) + \left[\max\left\{\left(1 - \frac{\delta}{45}\right), 0\right\}\right]^2 \cdot e^{-\frac{D_e}{B}}$$

- Cas d'un talus incliné d'un angle β (fondation en crête de talus)

→ se reporter au fascicule pour le calcul de $i_{\delta\beta}$

- $i_{\delta\beta}$ pour un sol horizontal ($\beta = 0$)



3.2.4 Facteur de portance k_p (Annexe B.1.3)

- valeurs utilisées : calages empiriques
- fonction de :
 - nature de la formation concernée
 - profondeur d'encastrement relative D_e/B
 - rapport de la largeur B à la longueur L de la fondation

choix du type de sol
→ voir page suivante

TYPE DE SOLS	EXPRESSION DE k_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

- classement des différents sols : (Annexe E.1.3)

→ établi à partir des fourchettes indicatives de la pression limite suivant la proposition suivante

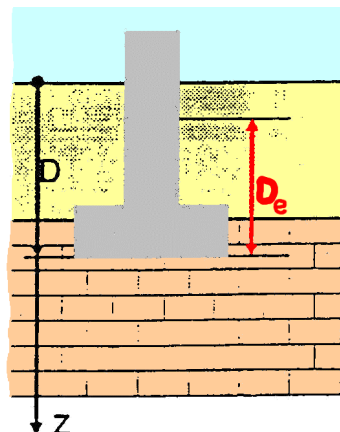
CLASSE DE SOL			p_l (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compactes	> 3,0

3.2.5 Hauteur d'encastrement équivalente D_e (Annexe E.2.4)

- paramètre conventionnel de calcul
 - pour tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur $D_e < D$

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_l^*(z) \cdot dz$$

- p_{le}^* : pression limite nette équivalente du sol sous la base de la fondation
- d : généralement égal à 0, sauf s'il existe en surface des couches de très mauvaises caractéristiques dont on ne veut pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement
- D : hauteur contenue dans le sol
- $p_l^*(z)$: obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_l^* mesurés



3.2.6 Pression limite nette équivalente p_{le}^* (Annexe E.2..2.1)

- Terrain homogène

→ terrain sous fondation constitué, jusqu'à une profondeur d'au moins $1,5 B$, d'un même sol ou de sols de même type et de caractéristiques comparables

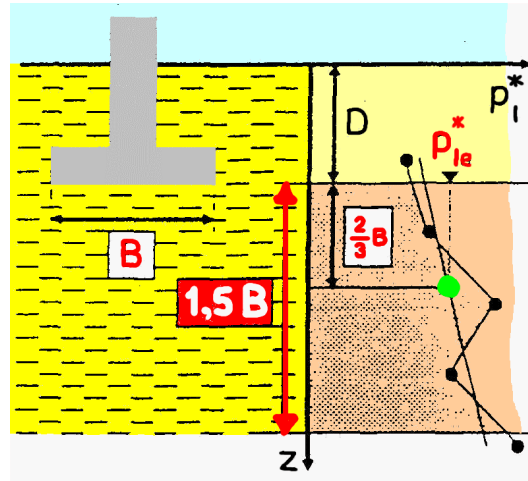
- on établit un profil linéaire schématique, représentatif de la tranche de sol $[D; D+1,5B]$

$$p_i^*(z) = a \cdot z + b$$

- la pression limite nette équivalente est prise égale à

$$p_{le}^* = p_i^*(z_e)$$

$$\text{avec } z_e = D + \frac{2}{3} B$$



- Terrain non homogène

→ terrain sous fondation constitué, jusqu'à une profondeur d'au moins $1,5 B$, de sols de natures différentes et de résistances mécaniques différentes (mais du même ordre de grandeur)

- après élimination des valeurs singulières (ex : présence de blocs ou concrétions)

- on calcule la moyenne géométrique sur la tranche de sol $[D; D+1,5B]$

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{i_1}^* \cdot p_{i_2}^* \cdot \dots \cdot p_{i_n}^*}$$

4- Détermination des tassements

4.1 Calcul du tassement par les résultats de l'essai oedométrique

4.1.1 Calcul des contraintes

4.1.2 Détermination de l'amplitude s_o

4.1.3 Détermination de l'amplitude s_i

4.2 Calcul du tassement par les résultats de l'essai au pressiomètre

4.1 Calcul du tassement par les résultats de l'essai oedométrique

- Amplitude totale du tassement final = somme de trois composantes

$$s_f = s_0 + s_1 + s_2$$

- souvent prépondérant (sauf pour sols très compressibles)
- se manifeste progressivement au cours de la construction

s_0 : tassement initial ou instantané (élasticité du sol)

s_1 : tassement de consolidation primaire (dissipation de la pression interstitielle)

s_2 : tassement de consolidation secondaire (fluage du sol)

4.1.1 Calcul des contraintes

- tassement calcul sous les seules charges permanentes
- méthodes les plus utilisées : Boussinesq et abaque

→ voir chapitre sur les tassements (MdS I)

4.1.2 Détermination de l'amplitude s_0 → tassement instantané

- Méthode élastique de Boussinesq

$$s_0 = q \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot B \cdot C_f$$

q : contrainte moyenne répartie sur la semelle

B : largeur ou diamètre de la semelle

E : module d'Young déterminé par un essai de compression ou triaxial sans drainage

ν : coefficient de Poisson (0,5 car la déformation se fait à volume constant)

C_f : coefficient de forme ; Giroud (1972) propose les valeurs suivantes

L/B		Circ.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0,79	0,88	1,20	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,00	2,07	2,13	2,37	2,54
Fondation souple	centre	1,00	1,12	1,53	1,78	1,96	2,10	2,22	2,32	2,40	2,48	2,54	2,80	2,99
	bord	0,64	0,56	0,76	0,89	0,98	1,05	1,11	1,16	1,20	1,24	1,27	1,40	1,49

Valeurs du coefficient C_f

4.1.3 Détermination de l'amplitude s_1 → tassement de consolidation primaire

$$\Delta h_i = h_i \cdot \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'}{\sigma'_p} \right)$$

σ'_{v0} : contrainte verticale effective initiale des terres au niveau médian de la couche h_i

σ'_p : contrainte de préconsolidation (essai oedométrique)

c_c : indice de compression de la couche h_i (essai oedométrique)

$\Delta \sigma'$: surcharge provoquant le tassement (§4.1.1)

Méthode des couches

- sol découpé en n couches de hauteur h_i
- calcul du tassement de chacune des couches
 - 1 essai oedométrique par couche
 - c_c et σ'_p par couche
 - σ'_{v0} et $\Delta \sigma'$ par couche

$$s_1 = \sum_{i=1}^n \Delta h_i$$

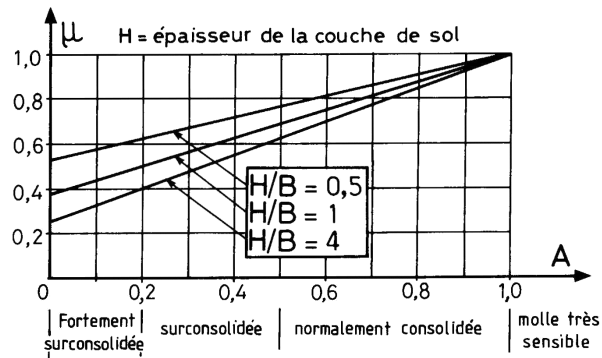
Correction de Skempton et Bjerrum

- pour corriger les imprécisions du calcul par la méthode oedométrique
 - erreurs $\pm 25\%$
 - sous évaluation des tassements pour les argiles NC
 - sur évaluation des tassements pour les argiles SC

- Skempton et Bjerrum :

coefficient qui tient compte des déformations horizontales

μs_1



Relation de Skempton (essai triaxial)

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

→ sols saturés, $B = 1$

variation de la pression interstitielle lorsque le sol est soumis à des variations instantanées de contraintes

4.2 Calcul du tassement par les résultats de l'essai au pressiomètre

- Amplitude totale du tassement final = somme de deux composantes

$$s_f = s_c + s_d$$

Sollicitation à considérer : ELS quasi permanentes

s_c : tassement de consolidation (base de la fondation à la profondeur $B/2$)

→ max sous la base de la semelle

s_d : tassement déviatorique - fluage (jusqu'à une profondeur de l'ordre de $8B$)

→ max à une profondeur égale à la demi-largeur de la fondation

Terrain homogène (Annexe F.2.3.1)

$$s_c = \frac{\alpha}{9 E_M} (q' - \sigma'_{vo}) \cdot \lambda_c \cdot B$$

$$s_d = \frac{2}{9 E_M} (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B_o \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_o} \right)^\alpha$$

E_M : module pressiométrique

q' : contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation

σ'_{vo} : contrainte verticale effective avant travaux, au niveau de la future fondation

B_o : largeur de référence (0,60 m)

B : largeur de la fondation

α : coefficient rhéologique (nature du sol)

λ_c et λ_d : coefficients de forme, dépendant du rapport L/B

Coefficients rhéologique α (Annexe C 5.3.1.1)

Type	Tourbe	Argile	Limon	Sable	Sable et gravier	Roche
	α	E/pl α	E/pl α	E/pl α	E/pl α	Type α
Surconsolidé très serré	—	> 16 1	> 14 2/3	> 12 1/2	> 10 1/3	Très peu fracturé 2/3 Normal 1/2
Normalement consolidé normalement serré	1	9-16 2/3	8-14 1/2	7-12 1/3	6-10 1/4	Très fracturé 1/3
Sous-consolidé, altéré	—	7-9 1/2	5-8 1/2	5-7 1/3	—	Très altéré 2/3

Coefficients de forme λ_c et λ_d (Annexe F 2.3.1)

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

- Variation de E_M avec la profondeur
- Calcul de s_c et s_d avec des modules pressiométriques équivalents E_c et E_d
- Calcul de E_c et E_d : sol divisé, à partir de la base de la semelle, en couches fictives d'épaisseur $B/2$ et numérotées de 1 à 16

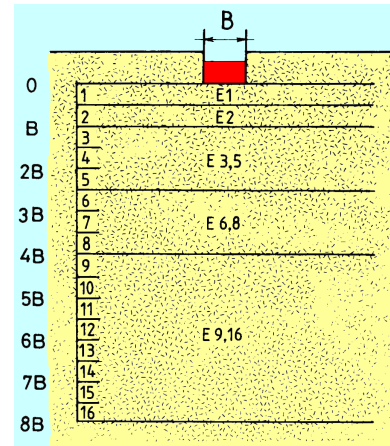
$$E_c \quad E_M = E_c = E_1 \quad 1^{re} \text{ couche}$$

$$E_d \quad \frac{4,0}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}}$$

$E_{i,j}$: moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j

exemple pour les couches 3, 4, et 5

$$\frac{3,0}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$



Remarques

- Si les valeurs de E_9 à E_{16} ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs susjacentes, E_d se calcule comme suit :

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}}$$

- De la même façon, si les modules E_6 à E_8 ne sont pas connues, E_d est donné par :

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

Cas particulier d'une couche molle intercalaire

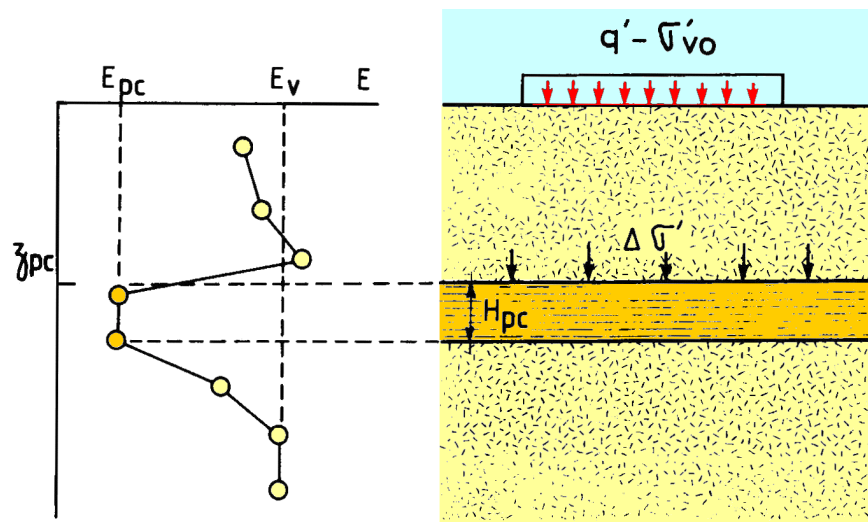
Considérons une couche *peu consistante* d'épaisseur H_{pc} située à la profondeur z_{pc} sous la semelle. Elle est caractérisée par son module pressiométrique E_{pc} et un coefficient rhéologique α_{pc} .

Le calcul comporte les étapes suivantes :

- calcul du tassement de la fondation $s = s_c + s_d$ à l'aide des formules précédentes en faisant abstraction de cette couche *molle*, c'est-à-dire en adoptant comme module pressiométrique sur l'épaisseur de cette couche le module moyen des couches voisines soit E_v ;
- calcul de l'accroissement de contrainte effective $\Delta\sigma'$ à la profondeur z_{pc} sous la semelle, $\Delta\sigma'$ pouvant être déterminé en appliquant le coefficient d'influence correspondant à $q' - \sigma'_{v0}$;
- calcul du complément de tassement Δs dû à la présence de la couche molle et donné par la formule :

$$\Delta s = \Delta\sigma' \cdot \left(\frac{\alpha_{pc}}{E_{pc}} - \frac{\alpha_v}{E_v} \right) \cdot H_{pc}$$

$$s_c = \frac{\alpha}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \quad s_d = \frac{2}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B_o \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_o} \right)^\alpha$$



Mécanique des sols II

- Chapitre V
Rupture des massifs semi-infinis
- Chapitre VI
Murs de soutènement
- Chapitre VII
Essais in situ – résistance au cisaillement
- Chapitre VIII
Fondations superficielles

- **Chapitre IX**
Fondations profondes



Chapitre IX Fondations profondes

Objectif de ce chapitre

- Calculer la charge d'un pieu

- 1- Généralités et classification des pieux
- 2- Notions théoriques
- 3- Calcul de la charge nominale à partir des essais de laboratoire (méthode c- ϕ)
- 4- Calcul de la charge de calcul à partir de l'essai pressiométrique
- 5- Calcul de la charge de calcul à partir de l'essai au pénétromètre statique
- 6- Frottements négatifs

1. Généralités	2. Notions théoriques	3. Méthode c- ϕ	4. Pressiomètre	5. Pénétromètre	6. Frottements négatifs
----------------	-----------------------	----------------------	-----------------	-----------------	-------------------------

1- Généralités et classification des pieux

1.1 Définitions

- 1.1.1 *Fondation profonde*
- 1.1.2 *Couche d'ancrage*
- 1.1.3 *Comportement d'un pieu*

1.2 Classification des pieux

- 1.2.1 *Pieux refoulant le sol à la mise en place*
- 1.2.2 *Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place*

1.1.1 Fondation profonde

Une fondation est considérée comme profonde lorsque l'élancement :

- $D/B > 6$ D : longueur de la fondation enterrée dans le sol
 - $D > 3m$ B : largeur de la fondation
 - $D_e/B > 5$ D_e : hauteur d'encastrement équivalente (cf fondations superficielles)
- Les fondations semi-profondes assument la transition avec les fondations superficielles.

1. Généralités	2. Notions théoriques	3. Méthode c- ϕ	4. Pressiomètre	5. Pénétromètre	6. Frottements négatifs
----------------	-----------------------	----------------------	-----------------	-----------------	-------------------------

1.1 Définitions

1.1.2 Couche d'ancrage

Couche de caractéristiques mécaniques favorables dans laquelle est arrêtée la base de la fondation

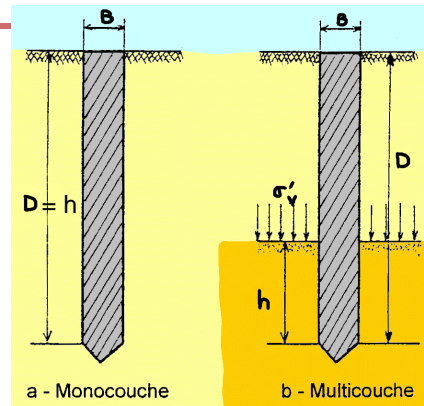
Ancrage h : hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'ancrage

Fondation dans un :

- monocouche *lorsque le pieu est fiché dans un milieu homogène*
- multicouche *lorsque le pieu traverse au moins 2 couches de caractéristiques différentes*

↓
multicouche vrai

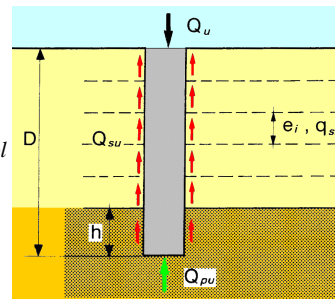
épaisseur et poids volumique des couches supérieures à la couche d'ancrage sont tels que la contrainte verticale effective σ'_v est supérieure ou égale à 100 kPa



Charge limite d'un pieu Q_u

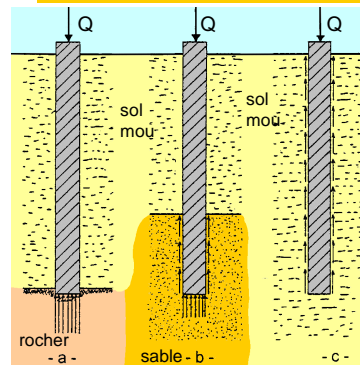
$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

charge limite de pointe Q_{pu} : poinçonnement du sol sous la base du pieu
charge limite de frottement Q_{su} : frottement entre fût du pieu et sol



1.1.3 Comportement d'un pieu

- mobilisation par effet de pointe
le pieu traverse un sol mou pour s'ancrer dans une couche très résistante
- mobilisation par effet de pointe et par frottement latéral
le pieu traverse un sol mou pour s'ancrer dans un sol plus résistant, sans pour autant atteindre le rocher
- mobilisation du frottement latéral
bon terrain trop profond → pieu flottant



1.2 Classification des pieux

Traditionnellement, on classe les pieux :

- soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
- soit suivant le mode d'introduction dans le sol :
 - pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage,
 - pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
- les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol ;
- certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire.

1.2.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants.

■ Pieu battu préfabriqué

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.

■ Pieu en métal battu

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont :

- en forme de H ;
- en forme d'anneau (tube) ;
- de formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches par exemple (palpieux).

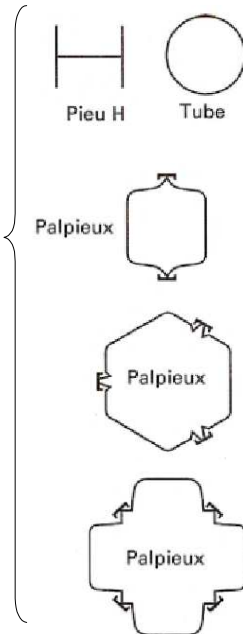
Ils ne sont classés dans ce groupe que si leur base est obturée. Sinon, ils font partie des pieux particuliers.

■ Pieu en béton foncé

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

■ Pieu en métal foncé

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.



■ Pieu battu pilonné

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

■ Pieu battu enrobé

Ce pieu à âme métallique (acier E 24-2 ou similaire) est constitué :

- de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
- de profilés H ;
- de caissons formés de profils ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments.

La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût du pieu de 4 cm au minimum. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci.

■ Pieu tubulaire précontraint

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

■ Pieu battu moulé (figure 2)

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

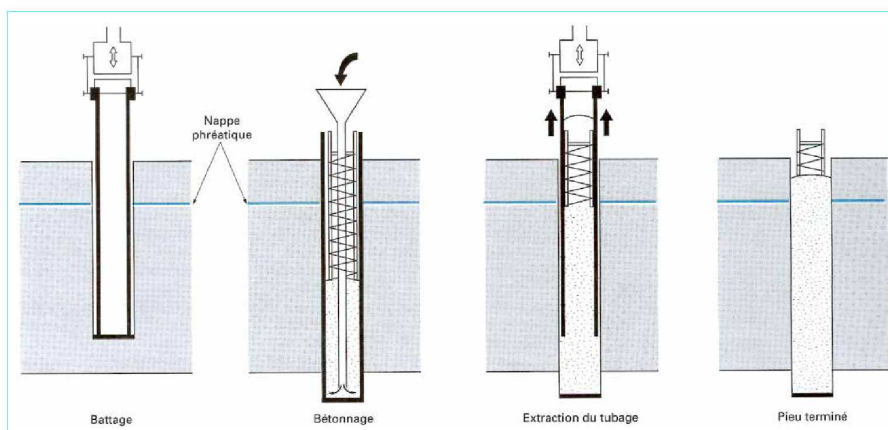


Figure 2 – Pieu battu moulé (d'après doc. Études et Travaux de Fondation)

1.2.2 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

■ Pieu foré à la boue et barrette

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage (figure 3).

Les formes de section des différents types de barrettes exécutées dans ces conditions sont données à la figure 4.

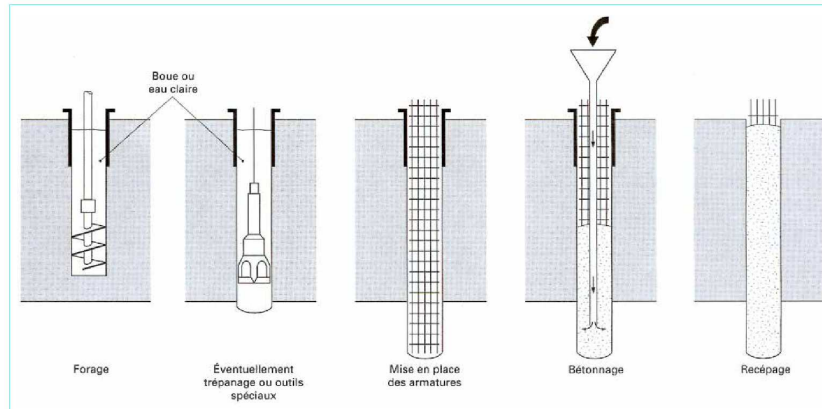
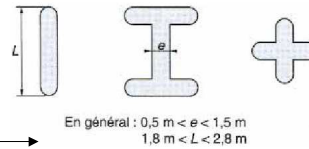


Figure 3 – Pieu foré à la boue (d'après doc. Solétanche)

■ Pieu foré tubé

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou foncé avec l'ouvloiment au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase (figure 5).

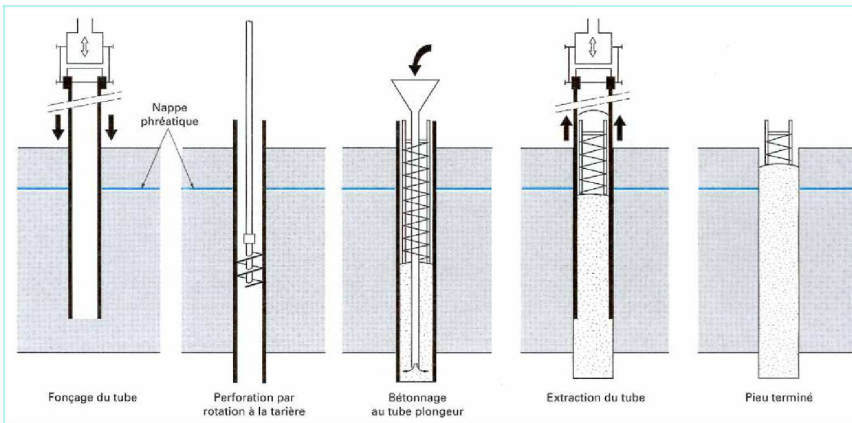


Figure 5 – Pieu foré tubé (d'après doc. Études et Travaux de Fondation)

■ Pieu foré simple (et barrette exécutée dans les mêmes conditions)

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

■ Puits

Fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage.

■ Pieu tarière creuse

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait.

■ Micropieux

La technique et l'utilisation de micropieux prennent de plus en plus d'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés. On distingue, dorénavant, quatre types de micropieux :

— **type I** : c'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier.

Ces micropieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil ;

■ Micropieux (suite)

— **type II** : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage ;

— **type III** : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection.

L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage ;

— **type IV** : c'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa.

L'injection est répétitive et sélective.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.



Figure 2. Exemple de mise en place d'un pieu bétonné (photo LCPC).

2- Notions théoriques

Pieu soumis à une charge verticale

2.1 Formule générale - charge limite d'un pieu isolé

2.2 Comportement d'un pieu soumis à une charge verticale

2.2.1 Résistance limite de pointe

2.2.2 Mobilisation du frottement latéral

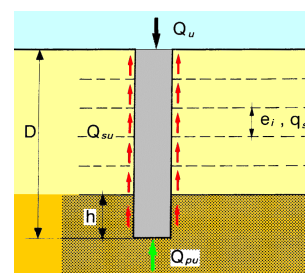
2.2.3 Mobilisation progressive de la résistance du sol

Charge limite d'un pieu Q_u

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

charge limite de pointe
poissonnement du sol sous la base du pieu

charge limite de frottement
frottement entre fût du pieu et sol



1. Généralités

2. Notions théoriques

3. Méthode c-φ

4. Pressiomètre

5. Pénétromètre

6. Frottements négatifs

2.1 Formule générale - charge limite d'un pieu isolé

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$$

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \sum q_{si} \cdot e_i$$

ρ_p : coefficient réducteur de l'effort de pointe
 ρ_s : coefficient réducteur du frottement latéral
 A : aire de la section droite du pieu
 P : périmètre de la section droite du pieu
 q_{pu} : résistance limite de pointe
 q_{si} : frottement latéral unitaire limite dans la couche i
 e_i : épaisseur de la couche i
 pour la couche d'ancrage, on remplace e_i par h

Type de pieu	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Section pleine Tubulaire fermé	1,00	1,00	1,00	1,00
Tubulaire ouvert Palpieux	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
Palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

- Pieux à section pleine et pieux tubulaires fermés

$$\rho_p = \rho_s = 1$$

- Aire A et périmètre P

Pieux tubulaires ouverts et palpieux

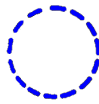
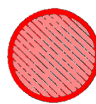
A : aire de la section extérieure
 P : périmètre extérieur

Pieux H

A : aire de la section enveloppe
 P : périmètre du profilé

Rideaux de palplanches

A : aire délimitée par les ailes des profilés
 P : périmètre des profilés



Pieu tubulaire ouvert



Palpieu



(A)

Pieu H

(P)



(A)

Rideau continu

(P)

$$(A) = \text{red hatched area}$$

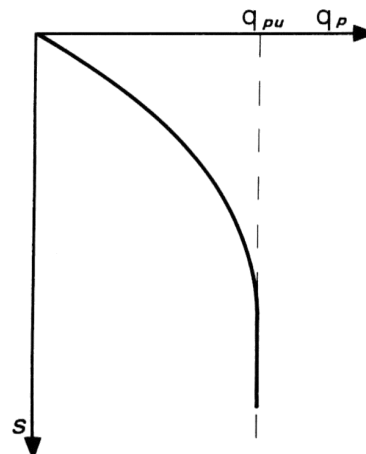
$$(P) = \text{dashed blue perimeter}$$

2.2 Comportement d'un pieu soumis à une charge verticale

2.2.1 Résistance limite de pointe

- Courbe charge – enfoncement d'un pieu

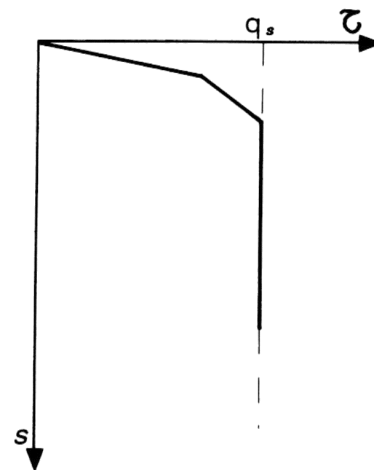
- allure identique à celle d'une fondation superficielle
- tassements de plus en plus importants
- résistance limite Q_u atteinte conventionnellement pour un enfoncement de $B/10$



2.2.2 Mobilisation du frottement latéral

- Courbe frottement latéral – enfoncement d'un pieu

- la mobilisation du frottement latéral unitaire τ obéit à un comportement différent puisque le déplacement n'est plus dû à un tassement du sol mais à une distorsion par cisaillement
- le frottement latéral se mobilise rapidement
- quasi-stabilisation à un frottement unitaire limite q_s
- palier obtenu pour des déplacements faibles entre 5 et 15 mm



2.2.3 Mobilisation progressive de la résistance du sol

L'examen des essais de chargement montre que le processus de mobilisation de la résistance découle des lois respectives contraintes/déformations en frottement latéral et en pointe (voir les 2 figures des 2 transparents précédents)

Compte-tenu de la déformabilité propre du pieu, le frottement latéral se mobilise d'abord dans la partie supérieure, proportionnellement au déplacement relatif du pieu et du sol, absorbant ainsi la charge appliquée. Ensuite, le frottement latéral unitaire atteint sa valeur maximale q_s et reste pratiquement constant quel que soit le déplacement supplémentaire.

Les faibles charges sont donc entièrement absorbées par la mobilisation du frottement latéral dans les couches supérieures. Les contraintes transmises à la pointe sont nulles. Lorsque la charge Q augmente, le frottement latéral maximal q_s étant déjà mobilisé dans les couches supérieures, l'accroissement de charge est absorbé par la mobilisation de q_s en profondeur et par une mobilisation progressive de l'effort de pointe.

Enfin, pour les charges élevées, le frottement latéral est saturé sur tout le fût et la rupture se produit lorsque l'effort de pointe est à son tour totalement mobilisé.

Il en résulte que, lorsque les pieux ne sont pas fichés dans un substratum rocheux ou du moins très résistant, c'est le frottement latéral qui est mobilisé en premier et ceci pour un très faible déplacement, la résistance de pointe constituant une réserve de sécurité vis-à-vis de la rupture.

Principales méthodes pratiques de détermination de la charge ultime d'un pieu sollicité selon son axe

- Essais de cisaillement en laboratoire
 - La prévision de la capacité portante à partir d'essais de laboratoire conduit souvent à des résultats médiocres
 - Limiter cette méthode à des études d'avant-projet
 - Le texte réglementaire relatif aux ouvrages de génie civil n'a pas retenu cette méthode (Fascicule 62 titre V - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil)
- Essais au pressiomètre
 - Méthode la plus utilisée en France (essais réalisables sur tous les terrains)
 - Méthode validée par de nombreux essais de chargement de pieux réels
- Essais au pénétromètre statique
 - Essais bien adaptés
 - Mais son utilisation est limitée aux pieux fichés dans des sols suffisamment meubles pour que les essais puissent être poursuivis au-delà de la pointe du pieu.

3- Calcul de la charge nominale à partir des essais de laboratoire (méthode c-φ)

3.1 Résistance de pointe et ancrage critique D_c

3.1.1 Première méthode pour évaluer la contrainte limite en pointe

3.1.2 Limite de la méthode

3.1.3 Ancrage critique D_c

3.1.4 Résistance de pointe pour $D \geq D_c$

3.1.5 Résistance de pointe pour $D \leq D_c$

3.2 Frottement latéral

3.2.1 Théorie

3.2.2 Évaluation pratique du frottement latéral

1. Généralités	2. Notions théoriques	3. Méthode c-φ	4. Pressiomètre	5. Pénétromètre	6. Frottements négatifs
----------------	-----------------------	----------------	-----------------	-----------------	-------------------------

3.1 Résistance limite de pointe et ancrage critique D_c

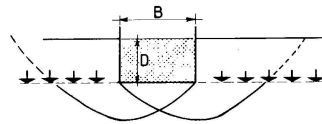
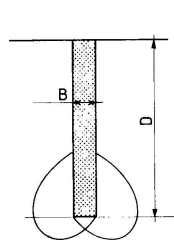
3.1.1 Première méthode pour évaluer la contrainte limite en pointe

basée sur une formule similaire à celle utilisée pour évaluer la contrainte de rupture d'une fondation superficielle

$$q_{pu} = \gamma \cdot D \cdot N_{qmax} + c \cdot N_{cmax}$$

- terme N_y négligé (faible largeur de la fondation)

- termes N_{qmax} et N_{cmax} : valeurs plus élevées que pour les fondations superficielles
 importance de la hauteur d'encastrement
 forme des surfaces de cisaillement qui ont tendance à se retourner sur le fût



dans les fondations superficielles, les lignes de glissement sont supposées s'arrêter au niveau de l'assise de la fondation, les sols supérieurs n'agissant que par leur poids

- termes N_{qmax} et N_{cmax} :

$$N_{qmax} = 10^{3,04 \tan \varphi} \quad N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\tan \varphi}$$

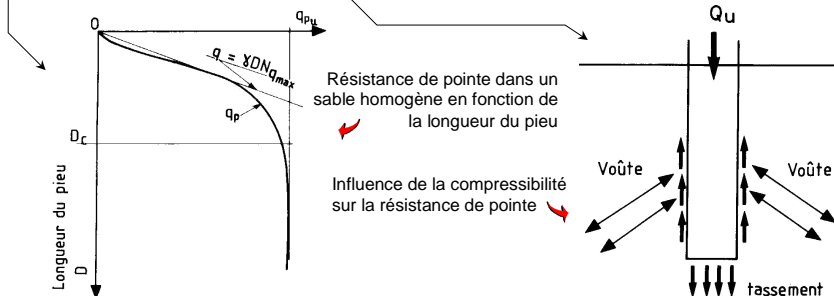
φ (°)	N_{qmax}	N_{cmax}	φ (°)	N_{qmax}	N_{cmax}	φ (°)	N_{qmax}	N_{cmax}
0	1,00	7,00	16	7,44	22,47	32	79	125
1	1,13	7,45	17	8,50	24,53	33	94	143
2	1,20	7,93	18	9,72	26,84	34	112	165
3	1,44	8,46	19	11,14	29,44	35	134	190
4	1,63	9,03	20	12,78	32,36	36	161	221
5	1,84	9,60	21	14,69	35,66	37	195	257
6	2,09	10,34	22	16,91	39,39	38	237	302
7	2,36	11,10	23	19,52	43,63	39	289	356
8	2,67	11,91	24	22,57	48,44	40	355	421
9	3,03	12,82	25	26,16	53,95	41	439	504
10	3,43	13,80	26	30,39	60,26	42	546	605
11	3,90	14,91	27	35,40	67,51	43	603	732
12	4,43	16,13	28	41,34	75,86	44	862	891
13	5,03	17,40	29	48,43	85,56	45	1096	1095
14	5,73	18,96	30	56,90	96,82			
15	6,53	20,62	31	67,08	109,90			

3.1.2 Limite de la méthode

Cependant dès les années soixante, des essais de pieux instrumentés ont mis en évidence que, dans un milieu homogène, le terme de profondeur ne croissait que sur les premiers mètres à partir de la surface du sol et atteignait assez rapidement une valeur constante,

contrairement à ce que donnait la formule $q_{pu} = \gamma \cdot D \cdot N_{q_{max}} + c \cdot N_{c_{max}}$

La différence entre le comportement théorique tel que défini par la théorie de la plasticité et le comportement réel est attribuée au fait que cette théorie ne prend pas en compte la déformabilité du milieu. Le sol soumis à des contraintes élevées se comprime sous la pointe et il se forme des effets de voûte autour de celle-ci, effets qui ont tendance à soulager le sol avoisinant du poids des terres (fig. ●). À partir d'une certaine profondeur appelée *ancrage critique* D_c , la résistance limite devient constante en milieu homogène.



3.1.3 Ancrage critique D_c

Dans la plupart des cas, on peut adopter :

- dans un monocouche $D_c = 6B \geq 3m$

➔ définition de la fondation profonde

- dans un multicouche vrai $D_c = 3B$

- dans un multicouche intermédiaire

$$D_c = D_{c_{mono}} - (D_{c_{mono}} - D_{c_{multi}}) \cdot \frac{\sigma'_v}{100}$$

$D_{c_{mono}}$: ancrage critique dans le monocouche

$D_{c_{multi}}$: ancrage critique dans le multicouche vrai

3.1.4 Résistance de pointe pour $D \geq D_c$

- à court terme (en kPa) $q_{pu} = 7\lambda \cdot c_u$

- à long terme (en kPa) $q'_{pu} = 50N_{q_{max}} + \lambda \cdot c' \cdot N_{c_{max}}$

λ : coefficient de forme $\lambda = 1 + 0,3 \frac{B}{L}$ pour les barettes (pieu foré de section allongée) et parois de forme allongée
 $\lambda = 1,3$ pour les pieux de section circulaire ou carrée

3.1.5 Résistance de pointe pour $D \leq D_c$

$$q_{pu} = 50N_{q_{max}} + \lambda \cdot c \cdot \left[N_{c_{min}} + \frac{D}{D_c} (N_{c_{max}} - N_{c_{min}}) \right]$$

➔ facteur de cohésion minimal

$\varphi' (^{\circ})$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
$N_{c_{min}}$	5,14	6,5	8,5	11	15	21	30	46	75	135

Quel que soit D , on ne tient en général pas compte du poids de la fondation profonde. On remarquera, de plus, que la méthode de calcul ne tient pas compte du procédé d'exécution du pieu, ce qui peut entraîner des différences entre le résultat du calcul et la résistance de pointe réelle (notamment dans le cas des pieux forés).

3.2 Frottement latéral

3.2.1 Théorie

Le *frottement latéral unitaire limite* q_s est la contrainte de cisaillement qui peut être mobilisée au contact du fût et du sol lorsqu'il y a un déplacement de l'un par rapport à l'autre. Si le contact est parfaitement rugueux, la valeur de q_s est donnée par :

$$q_s = c + \sigma_h \cdot \tan \varphi$$

Les premières méthodes théoriques de dimensionnement vis-à-vis du frottement latéral étaient basées sur le raisonnement ci-après.

Pour un point situé à la profondeur z , le coefficient de pression des terres s'écrit $\sigma_h = K \cdot \sigma_v$, avec, par définition, $K_a \leq K \leq K_p$.

Comme $\sigma_v = \gamma \cdot z$ il s'ensuit que $q_s = c + K \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \varphi$.

Dans ces conditions, le frottement latéral limite total dans un sol homogène est :

$$Q_{su} = P [c \cdot D + 0,5 K \cdot \gamma \cdot D^2 \cdot \tan \varphi]$$

avec P : périmètre de la section droite du pieu,

D : longueur du pieu, égale à l'ancrage dans un sol homogène.

Pour les pieux battus, il était admis que le pieu refoulait le sol, c'est à dire que $K = K_p$, la butée étant supposée entièrement mobilisée.

D'après les formules précédentes, le frottement latéral unitaire limite devrait être constant dans un milieu purement cohérent homogène, et proportionnel à la profondeur dans un milieu pulvérulent homogène.

Les nombreux essais de chargement réalisés depuis ont montré que, si le frottement latéral unitaire limite est bien constant dans les milieux purement cohérents, il est également pratiquement indépendant de la profondeur dans les milieux pulvérulents (sauf à proximité immédiate de la surface), mettant ainsi la théorie précédente en défaut.

Une explication de cette divergence est à rechercher dans les phénomènes de *contractance* et de *dilatance empêchée*.

Dans les sols pulvérulents lâches, la contractance provoque une diminution de σ_h en profondeur, cette contrainte tendant rapidement vers une valeur constante. Inversement, le milieu étant confiné, les sables compacts ne peuvent se dilater sous l'effet du cisaillement, ce qui conduit à une augmentation sensible de σ_h , fonction de l'état de compacité du matériau. La contrainte σ_h tend vers une valeur pratiquement indépendante de la profondeur.

Lorsque seuls des résultats d'essai de laboratoire sont disponibles pour calculer la résistance limite d'une fondation profonde, les règles ci-après sont recommandées pour estimer le frottement latéral unitaire limite q_s .

3.2.2 Évaluation pratique du frottement latéral

- frottement latéral mobilisable à la rupture

$$Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \sum q_{si} \cdot e_i$$

P : périmètre du pieu

e_i : épaisseur de la couche i
($e_i = h$ pour la couche d'ancrage)

q_{si} : frottement latéral unitaire de la couche i

n : nombre de couches traversées par le pieu

Le calcul de Q_s demande la détermination de q_{si} pour chacune des couches

Sol purement cohérent (étude à court terme)

- q_s évalué à partir de la cohésion non drainée c_u

$$q_s = \beta \cdot c_u$$

avec $\beta \leq 1$

→ borné supérieurement

β est un coefficient complexe qui dépend :

- 1- de la nature du fût de pieu
- 2- du remaniement du sol qui est lui-même fonction :
 - du mode de mise en place du pieu
 - de la raideur de l'argile
 - du temps

β

Type de pieu	Nature du fût	β
Puits et pieux de gros diamètre	béton	0,6
Pieux forés	béton métal	0,7 0,5
Pieux battus	béton métal	0,7 0,5
Pieux injectés	faible pression forte pression	1,0 1,5

Limites supérieures de q_s (kPa)

Nature du sol	Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	15	15	15	15	35	-
Argile moyennement consistante	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 120
Argile raide à très raide	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 200
Limon	35	35	35	35	80	

- () pieux forés : - *exécution soignée du pieu*
- *remaniement minimum du sol au contact du fût lors de la mise en place du pieu*
pieux battus : - *resserrement du sol sur le pieu après battage*

Sol pulvérulent (étude à long terme)

- q_s obtenu expérimentalement ou valeurs maximales suivantes (kPa)

Nature du sol	Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Sable lâche $\varphi' < 32^\circ$	35	35	35	35	80	-
Sable moyennement dense $32^\circ < \varphi' < 38^\circ$	(120) 80	(80) 35	(120) 80	35	120	≥ 200
Sable dense à très dense $\varphi' > 38^\circ$	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200

- () pieux forés : - *exécution soignée du pieu*
- *remaniement minimum du sol au contact du fût lors de la mise en place du pieu*
pieux battus : - *resserrement du sol sur le pieu après battage*

Sols intermédiaires ($c' \neq 0$ et $\varphi' \neq 0$)

- sol assimilé soit à un milieu cohérent, soit à un milieu pulvérulent
déconseillé d'additionner le frottement dû à la cohésion et celui dû au frottement interne → résultats trop optimistes

Charge nominale Q_n

- obtenue en affectant un coefficient de sécurité au terme de pointe et au terme de frottement latéral (D.T.U 13.2)

	ELS	ELU
Résistance de pointe	0,33	0,5
Frottement latéral	0,5	0,75

4- Calcul de la charge de calcul à partir de l'essai pressiométrique

Fascicule 62 titre V

Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

4.1 Justifications

- 4.1.1 États limites de mobilisation locale du sol (texte C.4.1.1)
- 4.1.2 Charges limites d'un élément de fondation (annexe C.2.2)
- 4.1.3 Charges de fluage d'un élément de fondation (annexe C.2.3)
- 4.1.4 Effort limite mobilisable sous la pointe (annexe C.2.4)
- 4.1.5 Effort limite mobilisable par frottement latéral (annexe C.2.5)

4.2 Détermination des différents paramètres

4.3 Dispositions géométriques

1. Généralités	2. Notions théoriques	3. Méthode c-φ	4. Pressiomètre	5. Pénétomètre	6. Frottements négatifs
----------------	-----------------------	----------------	-----------------	----------------	-------------------------

4.1 Justifications

- Fascicule 62 titre V

4.1.1 États limites de mobilisation locale du sol (texte C.4.1.1)

- uniquement les contraintes mobilisées dans le sol sous l'effet d'un déplacement axial des éléments de fondation

$$Q_{\min} \leq \text{Charge axiale de calcul en tête } Q_d \leq Q_{\max}$$

E.L.U.	Q_{\min}	Q_{\max}
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_{tu}}{1,40}$	$\frac{Q_u}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1,30}$	$\frac{Q_u}{1,20}$

E.L.S.	Q_{\min}	Q_{\max}	
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{tc}}{1,40} *$	$\frac{Q_c}{1,10}$	$* -\frac{Q_{tc}}{1,10} \text{ et } -\frac{Q_{tc}}{1,40}$ pour les micro-pieux (pieux forés de diamètre < 250 mm)
Combinaisons quasi permanentes	0 *	$\frac{Q_c}{1,40}$	

4.1.2 Charges limites d'un élément de fondation (annexe C.2.2)

- Charges limites en compression Q_u et en traction Q_{tu}

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_{pu} + Q_{su} \\ Q_{tu} &= Q_{su} \end{aligned} \quad \left| \begin{array}{l} Q_{pu} : \text{effort limite mobilisable sous la pointe} \\ Q_{su} : \text{effort limite mobilisable par frottement latéral} \end{array} \right.$$

4.1.3 Charges de fluage d'un élément de fondation (annexe C.2.3)

- Charges de fluage en compression Q_c et en traction Q_{tc}

- élément de fondation mis en oeuvre **sans** refoulement du sol

$$Q_c = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$$

$$Q_{tc} = 0,7 Q_{su}$$

Élément de fondation dont la réalisation nécessite l'exécution d'un forage ou d'une excavation dont la section droite correspond à la section nominale de l'élément et, en particulier, les pieux forés, les barettes, les puits et les pieux façonnés à l'avance en H ou I.

- élément de fondation mis en oeuvre **avec** refoulement du sol

$$Q_c = 0,7 Q_{pu} + 0,7 Q_{su} = 0,7 Q_u$$

$$Q_{tc} = 0,7 Q_{su}$$

- La mise en oeuvre avec refoulement de sol à la mise en place a pour effet de densifier le sol s'il est pulvérulent et d'augmenter la contrainte de contact.
- Éléments de fondation mis en place par battage, fonçage ou vissage, et en particulier les pieux battus préfabriqués en béton armé ou en métal (exceptés les profilés H), ainsi que certains pieux totalement ou partiellement exécutés en place dont le béton, le mortier ou le coulis qui entre dans leur constitution est mis en oeuvre dans une empreinte réalisée dans le sol par battage ou fonçage.

4.1.4 Effort limite mobilisable sous la pointe (annexe C.2.4)

- Effort limite mobilisable dû au terme de pointe

$$Q_{pu} = A \cdot q_u \quad \left| \begin{array}{l} A : \text{section de la pointe} \\ q_u : \text{contrainte de rupture relative au terme de pointe} \end{array} \right.$$

4.1.5 Effort limite mobilisable par frottement latéral (annexe C.2.5)

- Obtenu en multipliant la surface latérale du pieu par le frottement latéral unitaire limite
- Concerne une hauteur qui ne correspond pas nécessairement à toute la hauteur de l'élément contenue dans le sol (annexe C.2.2)

$$Q_{su} = P \cdot \int_0^h q_s(z) \cdot dz \quad \left| \begin{array}{l} P : \text{périmètre de l'élément de fondation} \\ q_u : \text{frottement latéral unitaire limite à la cote } z \end{array} \right.$$

4.2 Détermination des différents paramètres

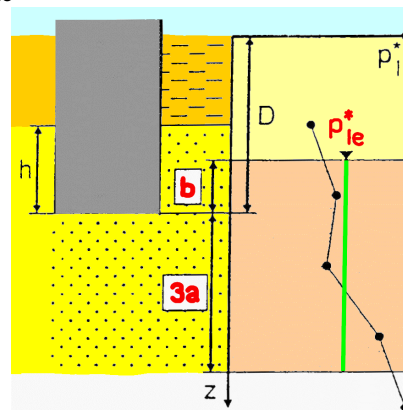
4.2.1 Contrainte de rupture sous la pointe q_u (annexe C.3.2)

$$q_u = k_p \cdot p_{le}^* \quad \left| \begin{array}{l} p_{le}^* : \text{pression limite nette équivalente} \\ k_p : \text{facteur de portance} \end{array} \right.$$

4.2.2 Pression limite nette équivalente p_{le}^* (annexe E.2.2.2)

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_i^*(z) \cdot dz$$

- b : $\min \{a, h\}$, avec h = hauteur de l'élément de fondation contenue dans la couche porteuse
- a : $B/2$ pour $B > 1m$ (B : largeur de l'élément de fondation)
 $0,50m$ pour $B < 1m$
- $p_i^*(z)$: obtenue en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_i^* mesurés



4.2.3 Facteur de portance k_p (annexe C.3.2)

- Fonction de la nature du sol et du mode de mise en oeuvre de la fondation

VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE k_p

NATURE DES TERRAINS		ELEMENTS MIS EN ŒUVRE SANS REFOULEMENT DU SOL	ELEMENTS MIS EN ŒUVRE AVEC REFOULEMENT DU SOL
Argiles - limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables - graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes, marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

- Classement des différents sols établi à partir des fourchettes indicatives de la pression limite (annexe E.1.3)

CLASSE DE SOL			p_l (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes marno-calcaires	A	Tendres	1,5 - 4,0
	B	Compacts	> 4,5
Roches	A	Altérées	2,5 - 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

4.2.4 Frottement latéral unitaire limite q_s (annexe C.3.3)

- Varie avec la profondeur z
- Fonction du type d'élément de fondation et de la nature des terrains

Sols	Argiles. Limons			Sables. Gravieres			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Type de pieu												
Foré simple	Q1	Q1 Q2 (1)	Q2 Q3 (1)	–			Q1	Q3	Q4 Q5 (1)	Q3	Q4 Q5 (1)	Q6
Foré à la boue	Q1		Q1 Q2 (1)	Q1	Q2 Q1 (2)	Q3 Q2 (2)	Q1	Q3	Q4 Q5 (1)	Q3	Q4 Q5 (1)	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1		Q1	Q1	Q2	Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	–
Foré tubé (tube perdu)			Q2 (3)		Q1 (2)	Q2 (2)			Q4 (3)			
Casing		Q1			Q1	Q2		(4)	Q2	Q3	–	
Puits (5)	Q1	Q2	Q3		–		Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
Métal battu fermé	Q1		Q2		Q2	Q3		(4)		Q3	Q4	Q4
Battu préfabriqué béton	Q1		Q2			Q3		(4)		Q3	Q4	Q4
Battu moulé	Q1		Q2		Q2	Q3	Q1	Q2	Q3	Q3	Q4	–
Battu enrobé	Q1		Q2		Q3	Q4		(4)		Q3	Q4	–
Injecté basse pression	Q1		Q2		Q3		Q2	Q3	Q4		Q5	–
Injecté haute pression (6)	–	Q4	Q5		Q5	Q6	–	Q5	Q6		Q6	Q7 (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).

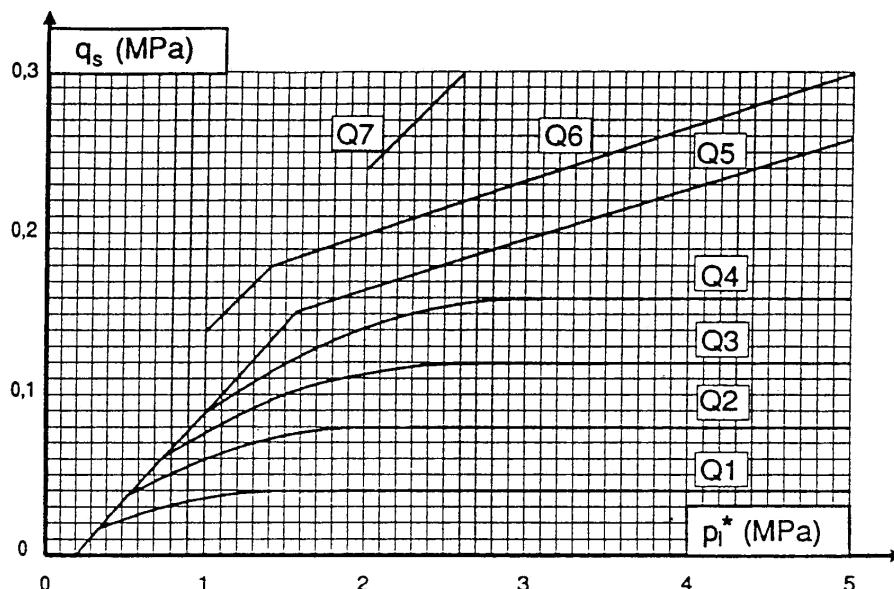
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral limite peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.



4.3 Dispositions géométriques

Pieux exécutés en place et barrettes (texte C.5.4.)

- Dimensions : Pour les ponts-route, la plus petite dimension transversale des éléments de fondation est supérieure ou égale à 0,60 m. Elle est supérieure ou égale à 0,80 m pour les pieux circulaires disposés en une seule file.

- Inclinaison : Seuls peuvent être inclinés les pieux dont l'exécution est entièrement conduite à l'abri d'un tube de travail, récupéré ou non.

- Elargissement à la base : L'élargissement de la base des pieux est interdit, à l'exception des pieux battus pilonnés ou lorsque les pieux sont réalisés à sec dans un terrain de consistance telle qu'aucun éboulement des parois ne soit à craindre.

- Distance entre axes : La distance de nu à nu entre deux éléments de fondation voisins est supérieure ou égale à 0,75 fois la somme de leur diamètre lorsqu'il s'agit de pieux circulaires et à 0,75 fois la somme de leur largeur lorsqu'il s'agit de barrettes. Cette prescription a pour objectif d'éviter les désordres que la mise en œuvre d'un pieu peut causer aux pieux voisins, surtout dans le cas fréquent où leur béton constitutif est très jeune voire en deçà du phénomène de prise.

Puits (texte C.5.5.)

- Dimensions : Les puits de section circulaire ont un diamètre supérieur ou égal à 1,20 m et les puits de section quelconque ont une largeur minimale de 0,80 m et une section minimale de 1,1 m².

- Les puits sont verticaux, ils sont excavés et bétonnés à sec.

5- Calcul de la charge de calcul à partir de l'essai au pénétromètre statique

Fascicule 62 titre V

Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

5.1 Justifications

5.1.1 États limites de mobilisation locale du sol (texte C.4.1.1)

5.1.2 Charges limites d'un élément de fondation (annexe C.2.2)

5.1.3 Charges de fluage d'un élément de fondation (annexe C.2.3)

5.1.4 Effort limite mobilisable sous la pointe (annexe C.2.4)

5.1.5 Effort limite mobilisable par frottement latéral (annexe C.2.5)

5.2 Détermination des différents paramètres

Les justifications 5.1.1 à 5.1.5 sont identiques à celles du pressiomètre

1. Généralités	2. Notions théoriques	3. Méthode c-φ	4. Pressiomètre	5. Pénétromètre	6. Frottements négatifs
----------------	-----------------------	----------------	-----------------	-----------------	-------------------------

5.2 Détermination des différents paramètres

5.2.1 Contrainte de rupture sous la pointe q_u (annexe C.4.2)

$$q_u = k_c \cdot q_{ce} \quad \left| \begin{array}{l} q_{ce} : \text{résistance de pointe équivalente} \\ k_c : \text{facteur de portance} \end{array} \right.$$

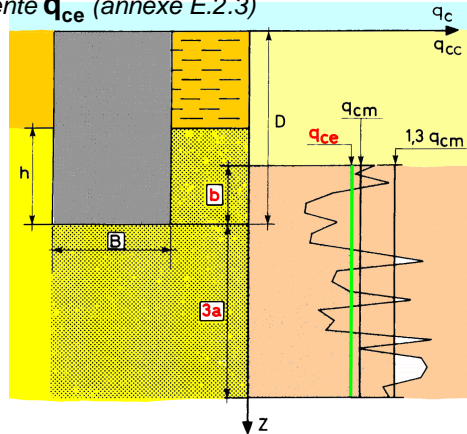
5.2.2 Résistance de pointe équivalente q_{ce} (annexe E.2.3)

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \cdot dz$$

b : $\min \{a, h\}$, avec h = hauteur de l'élément de fondation contenue dans la couche porteuse

a : $B/2$ pour $B > 1m$
0,50m pour $B < 1m$

$q_{cc}(z)$: résistance de pointe corrigée



$q_{cc}(z)$: résistance de pointe corrigée, obtenue...

- en calculant la valeur moyenne q_{cm} de la résistance de pointe lissée sur la hauteur $b+3a$ en suivant la même formule
- puis en écrêtant, s'il y a lieu, le diagramme $q_{cc}(z)$ à la valeur $1,3 q_{cm}$

5.2.3 Facteur de portance k_c (annexe C.4.2)

- Fonction de la nature du sol et du mode de mise en oeuvre de la fondation

VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE k_c

NATURE DES TERRAINS		ELEMENTS MIS EN ŒUVRE SANS REFOULEMENT DU SOL	ELEMENTS MIS EN ŒUVRE AVEC REFOULEMENT DU SOL
Argiles - limons	A	0,40	0,55
	B		
	B		
Sables - graves	A	0,15	0,50
	B		
	C		
Craies	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

- Classement des différents sols établi à partir des fourchettes indicatives de la résistance de pointe q_c (annexe E.1.3)

CLASSE DE SOL			q_c (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	3,0 - 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 6,0
Sables, graves	A	Lâches	< 5
	B	Moyennement compacts	8,0 - 15,0
	C	Compacts	> 20,0
Craies	A	Molles	< 5
	B	Altérées	> 5,0
	C	Compactes	-
Marnes marno-calcaires	A	Tendres	-
	B	Compacts	-
Roches	A	Altérées	-
	B	Fragmentées	-

5.2.4 Frottement latéral unitaire limite q_s (annexe C.4.3)

- Varie avec la profondeur z

$$q_s(z) = \min \left(\frac{q_c(z)}{\beta}, q_{s\max} \right)$$

$q_c(z)$: résistance de pointe lissée à la profondeur z
 β et $q_{s\max}$: valeurs fonction du type d'élément de fondation et de la nature des terrains concernés

CHOIX DU COEFFICIENT β ET DE $q_{s\max}$

		Argiles, limons			Sables, graves			Craies	
		A	B	C	A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	75	-	-	200	125	80
	$q_{s\max}$ (kPa)	15	40	80	-	-	120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	β	-	100	100	-	100	250	125	100
	$q_{s\max}$ (kPa)	15	40	60	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120	150	300	300	300		
	$q_{s\max}$ (kPa)	15	40	80	-	-	120		
Battu préfabri- qué béton	β	-	75	-	150	150	150		
	$q_{s\max}$ (kPa)	15	80	80	-	-	120		

6- Frottements négatifs (effet parasite)

6.1 Description du phénomène

6.2 Méthode de calcul

1. Généralités

2. Notions
théoriques

3. Méthode
c- ϕ

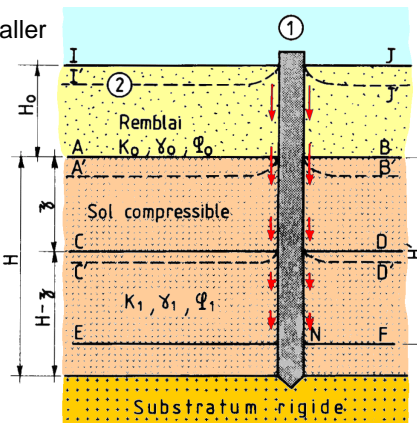
4. Pressiomètre

5. Pénétromètre

6. Frottements
négatifs

6.1 Description du phénomène

- Pieu traversant une couche molle pour aller s'ancrer dans un substratum résistant
 - si la couche molle est surchargée (par un remblai par exemple), elle va tasser sous le poids de la surcharge
 - le sol s'enfonce par rapport au pieu (et non l'inverse)
- S'il y a déplacement, il y a frottement au contact sol/pieu
 - il se développe donc un frottement latéral dirigé vers le bas
 - ce frottement provoque un effort de compression dans le pieu
- Les déplacements verticaux du sol (tassements) sont maximaux à la partie supérieure et diminuent avec la profondeur
 - déplacement AA' dû au tassement de H ; déplacement CC' dû au tassement de H-z
 - à partir de H', tassement du sol \leq enfoncement du pieu \rightarrow point neutre N



Exemple

- Désordres survenus dans des hangars reposant sur des pieux de 0,80 m, fondés à travers 4 m de sable fin et 14 m d'argile molle, lesquels surmontent une marne compacte

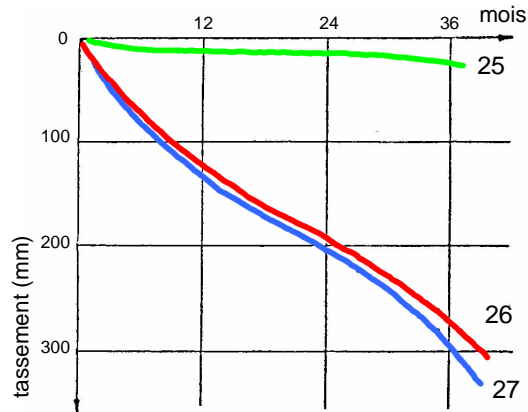
- Figure ci-contre : tassements de 3 des pieux de la fondation

- pieu 25 : ancrage de 2B dans la marne
- pieux 26 et 27 : ancrage dans l'argile

entraînés vers le bas par les efforts résultant du frottement négatif

tassements d'une trentaine de cm

tassements différentiels



N° du pieu	25	26	27
Longueur (m)	19,80	17,95	17,50
Tassement 3 ans (mm)	22	280	300

Tassement de pieux soumis au frottement négatif d'une couche d'argile molle (Florentin et L'Héritau)

6.2 Méthode de calcul

• Principes de base

- le frottement négatif est un phénomène lent, puisque lié à la consolidation des couches compressibles → à prendre en compte : caractéristiques mécaniques effectives c' et ϕ'
- au-delà du point neutre N , le frottement négatif n'existe plus
- si le pieu traverse un remblai surchargeant le sol, le frottement négatif s'exerce sur toute l'épaisseur du remblai et sur la couche compressible jusqu'en N

• Calcul du frottement négatif unitaire f_n

- soit $\sigma'_v(z)$ la contrainte effective verticale à une profondeur quelconque z et à proximité immédiate du fût du pieu

$$\rightarrow \sigma'_h(z) = K \cdot \sigma'_v(z) \quad K : \text{coefficient de pression des terres au contact sol/pieu}$$

- si δ est l'angle de frottement sol/pieu (dépend du type de pieu et de la nature du sol)

$$\rightarrow f_n(z) = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan \delta$$

• Calcul de la valeur maximale du frottement négatif

- le frottement négatif total F_n sur le pieu est obtenu par intégration de f_n depuis la partie supérieure du pieu jusqu'à la profondeur du point neutre

$$F_n = P \left[0,5 \gamma_0 \cdot H_0^2 \cdot K_0 \cdot \tan \delta_0 + (\gamma_0 \cdot H_0 \cdot H'_1 + 0,5 \gamma_1 \cdot H_1'^2) \cdot K_1 \cdot \tan \delta_1 \right]$$

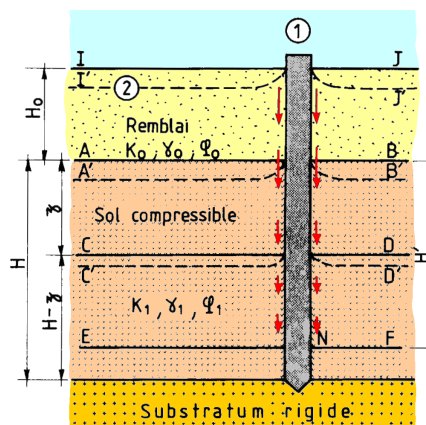
remblai sur la partie H_0 remblai et couche d'argile sur la partie H'_1
 ↓
 périmètre de la section droite du pieu

Remarque

Si le sol est sous la nappe, il faut utiliser les conditions déjaugées

Cette méthode conduit souvent à une surestimation du frottement négatif

On doit considérer l'effet d'accrochage une partie du poids des terres transmise dans le pieu par le frottement négatif mobilisé au-dessus du point considéré



- Importance du frottement négatif total F_n
 - F_n peut être très élevé et absorber une part prépondérante, voire la totalité de la capacité portante du pieu
 - afin de réduire F_n , des dispositions spéciales peuvent être prises :
 - traitement de la surface des pieux battus avec des enduits à base de bitume
 - double chemisage sur une certaine hauteur

• Valeurs de $K \cdot \tan \delta$

Nature du sol	Type de pieu		
	Foré tubé	Foré	Battu
Tourbe, argile et limon mous	0,10	0,15	0,20
Argile et limon fermes à durs	0,15	0,20	0,30
Sables et graves très lâches	0,35	0,35	0,35
Sables et graves lâches à peu compacts	0,45	0,45	0,45
Sables et graves moyennement compacts à compacts	0,5 à 1	0,5 à 1	0,5 à 1

Cas particuliers

- pieux battus ou chemisés enduits de bitume (sols fins) $K \cdot \tan \delta = 0,02$
- cake annulaire de bentonite $K \cdot \tan \delta = 0,05$