

CHAPITRE I

INTRODUCTION

INTRODUCTION

PRÉSENTATION:

Professeur : Mourad Karray, ing, Ph.D

Local : C2-2047

Tél : 821-8000 (62120)

Courriel : mourad.karray@usherbrooke.ca

Fonctions : Professeur, ingénieur

Expérience : Géotechnique

Reconnaissance des sols par des méthodes non-intrusives

Dynamique des sols, interaction sol-structure

Stabilité des pentes (statique et dynamique)

INTRODUCTION

CONTENU DU COURS :

- Planification des travaux d'exploration et choix des essais pour la détermination des caractéristiques des sols et du rocher.
- Évaluation de la capacité portante du sol pour les fondations superficielles et profondes.
- Calcul des fondations et des ancrages dans le rocher.
- Conception géotechnique des ouvrages de soutènement.
- Analyse de la stabilité des pentes.

DOCUMENTATIONS :

- Notes de cours GCI-315 sur le site web de la faculté
- Manuel Canadien d'ingénierie des fondations, nouvelle édition (anglais seulement)
- CNB & son supplément
- Introduction à la géotechnique (Holtz et Kovacs)

INTRODUCTION

DESCRIPTION

- Cours de conception avec peu de notions fondamentales
- Fait appel à :
 - ✓ Notion de mécanique des sols I
 - ✓ Statique et résistance des matériaux (R.D.M)
 - ✓ Codes de construction (*intégrateur*)

OBJECTIFS

- Acquérir les connaissances essentielles pour la conception d'ouvrages en mécanique des sols et l'étude de la stabilité des pentes
- Maîtriser les méthodes reconnues pour le calcul des fondations superficielles, profondes et des murs de soutènement .

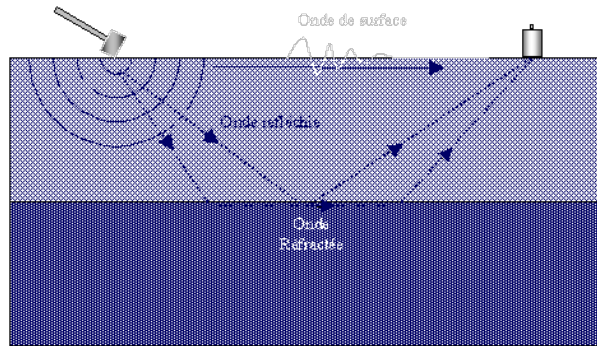
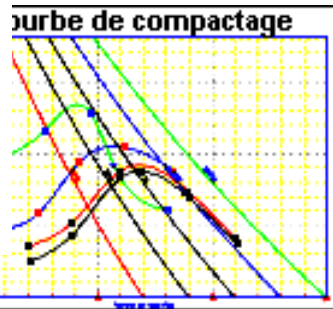
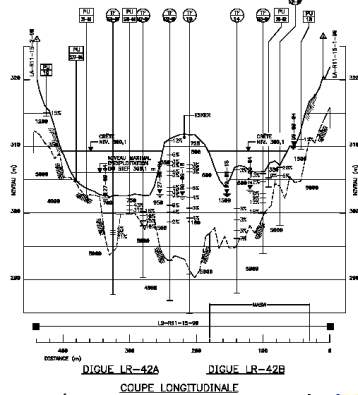
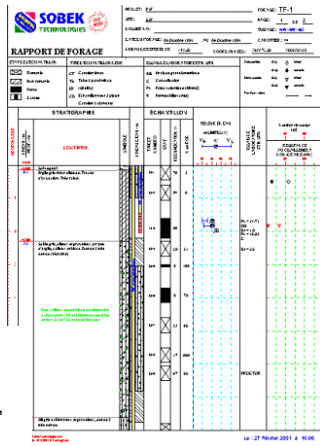
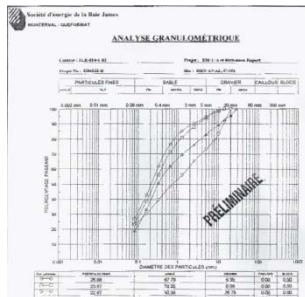
DIFFICULTÉS

- ❖ Sols mis en place par des agents naturels (souvent non homogène)
- ❖ Limité par le nombre de sondages
- ❖ Fondations + excavations → principale source de réclamation dans la pratique

INTRODUCTION

MÉTHODES DE RECONNAISSANCE

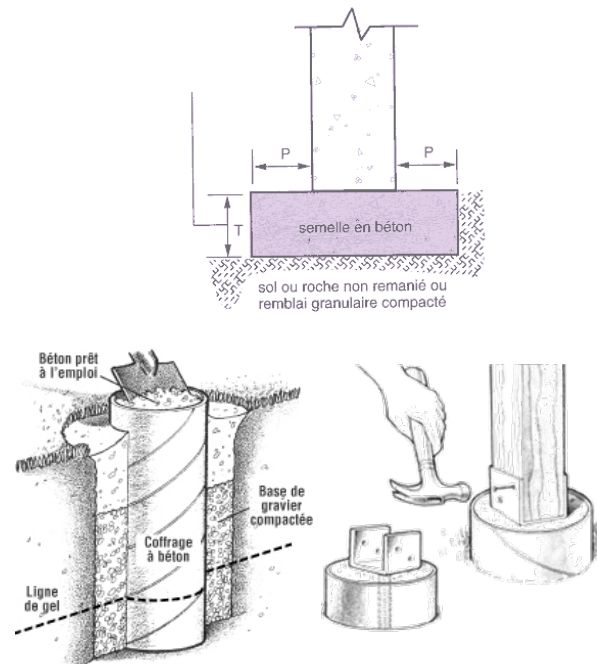
- ✓ Méthodes pour les sols pulvérulents
- ✓ Méthodes pour les sols cohérents
- ✓ Méthodes pour le roc
- ✓ Nouvelles technologies



INTRODUCTION

FONDATEMENTS SUPERFICILLES

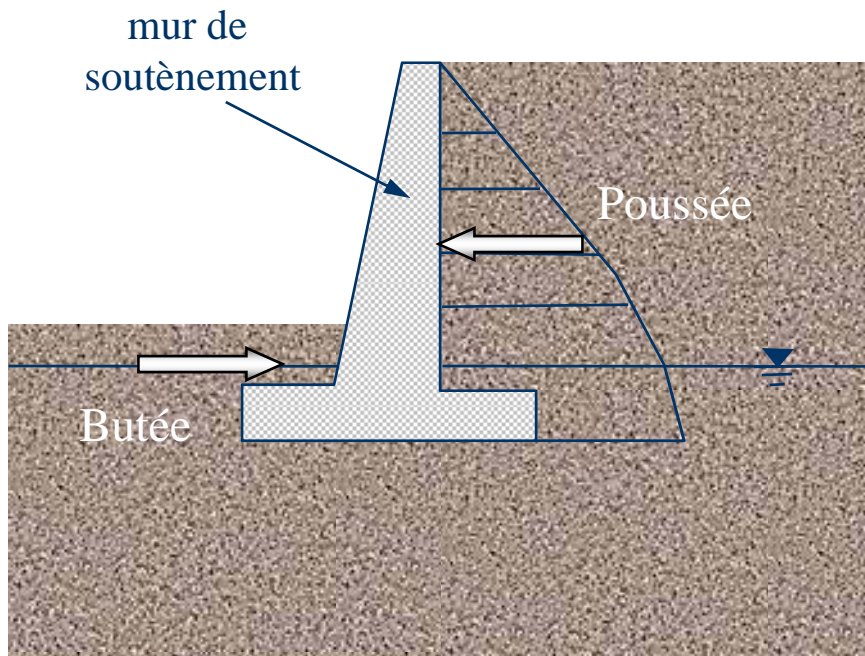
- ✓ Différents types de semelles (rectangulaire, filante, trapézoïdale et autres)
- ✓ Calcul de la capacité portante (rupture et mécanisme de rupture)
- ✓ Calcul de la capacité admissible (calcul des tassements, ce qui est accepté)
- ✓ Fondation sur roc (calcul de la capacité portante, etc.)
- ✓ Les précautions à prendre (drainage, fondation avoisinante, le gel et autres)



INTRODUCTION

MURS DE SOUTÈNEMENT

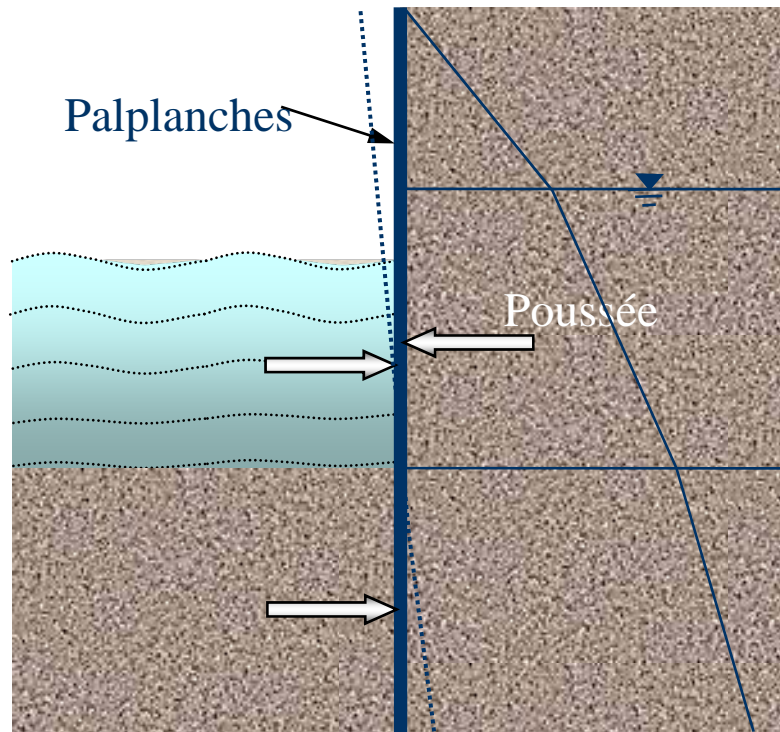
- ✓ Calcul de la pression des terres (granulaire et cohérent);
- ✓ Conception des murs de soutènement;
- ✓ Types de murs de soutènement
- ✓ Calcul des murs de soutènement avec tirants;
- ✓ Calcul des ancrages;
- ✓ Précautions à prendre.



INTRODUCTION

PALPLANCHES

- ✓ Utilité des palplanches;
- ✓ Types de palplanches;
- ✓ Pression des terres (rigide, flexible);
- ✓ Calcul des rideaux de palplanches.



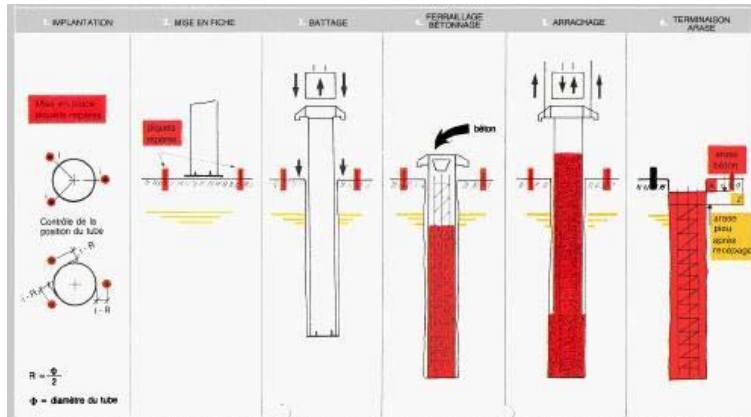
INTRODUCTION

FONDATIONS PROFONDES

- ✓ Capacité des pieux dans les sols granulaires (1 pieu et un groupe de pieux);
- ✓ Tassement des pieux dans les sols granulaires;
- ✓ Capacité des pieux dans les sols cohérents (1 pieu et un groupe de pieux);
- ✓ Tassement des pieux dans les sols cohérents;
- ✓ Friction négative des argiles;
- ✓ Formules de battage, les essais de chargements et les précautions à prendre



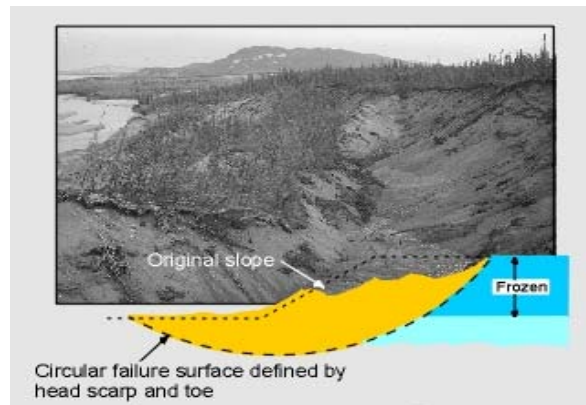
Les pieux de fondation pour chauffer les bâtiments



INTRODUCTION

STABILITÉ DES PENTES

- ✓ Causes d'instabilité des pentes;
- ✓ Stabilité dans les sols pulvérulents;
- ✓ Stabilité dans les sols cohérents;
- ✓ Diverses méthodes d'analyse;
- ✓ Stabilité des excavations verticales dans l'argile;
- ✓ Aspect dynamique dans la stabilité des pentes



TEST SUR LES NOTIONS PRÉALABLES

1- Nommez les deux limites de consistance (d'Atteberg) que l'on utilise le plus pour caractériser un sol argileux.

Limite de liquidité $W_L - L.L.$

Limite plastique $W_p - L.P.$

Indice de plasticité = $W_L - W_p$

2- Est-il possible d'obtenir un degré de compactage supérieur à 100% du Proctor modifié?

Oui

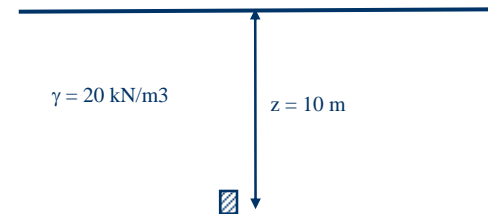
3- À partir du schéma ci-dessous, calculer la contrainte totale σ , la pression de l'eau u et la contrainte effective σ' au point A.

$$\sigma = 20 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times 10 \text{ (m)} = 200 \text{ kPa}$$

$$u = 10 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times 10 \text{ (m)} = 100 \text{ kPa}$$

$$\sigma' = \sigma - u = 200 - 100 = 100 \text{ kPa ou}$$

$$\sigma' = \gamma' \times z = (20 - 10) \text{ (kN/m}^3\text{)} \times 10 \text{ (m)} = 100 \text{ kPa}$$



4- Qu'est-ce qu'on entend par une argile sur-consolidée?

Un dépôt d'argile qui a connu dans son histoire un niveau de chargement supérieur à celui qui prévaut aujourd'hui ($\sigma'_{vo} < \sigma'_p$)

5- Quel essai préconiseriez-vous si vous aviez à mesurer la résistance d'un dépôt d'argile sur lequel on désire construire un remblai?

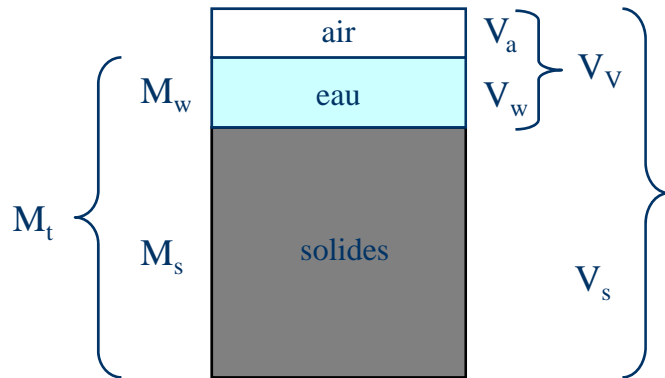
Essai non drainé – C_u

Au scissomètre sur le chantier

Non consolidé non drainé au laboratoire

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RELATIONS PHYSIQUES DE BASE



Définitions :

$w\%$: teneur en eau	$= M_w/M_s \times 100$
ρ_d : Masse volumique sèche	$= M_s/V_t$
ρ_h : Masse volumique humide	$= M_t/V_t$
$S_r\%$: degré de saturation	$= V_w/V_v \times 100$
e : indice des vides	$= V_v/V_s$
ρ_s : masse volumique des solides	$= M_s/V_s$
D_r ou G_s : Densité relative des solides	$= M_s/(V_s \cdot \rho_w)$

Relations :

$$\rho_h = \rho_d (1+w)$$

$$S_r = w/(\rho_w/\rho_d - 1/D_r)$$

$$w_{sr} = \rho_w/\rho_d - 1/D_r \text{ (teneur en eau de saturation)}$$

$$e = w_{sr} D_r = \rho_s/\rho_d - 1$$

$$e S_r = w D_r$$

En utilisant la définition de chacun des termes et en utilisant un diagramme de phase, démontrez les relations suivantes :

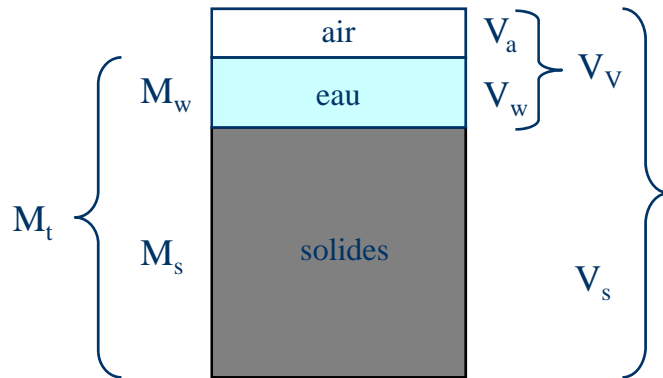
$$\rho_h = \rho_d (1 + w)$$

$$w_{sr} = \frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{1}{D_r}$$

$$S_r = \frac{w}{w_{sr}}$$

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RELATIONS PHYSIQUES DE BASE



$$\rho_h = \rho_d(1 + w)$$

$$\rho_h = \frac{M_t}{V_t} = \frac{M_s + M_w}{V_t} = \frac{M_s}{V_t} + \frac{M_w}{V_t}$$

$$\rho_h = \frac{M_s}{V_t} + \frac{M_s}{M_s} \frac{M_w}{V_t} = \frac{M_s}{V_t} \left[1 + \frac{M_w}{M_s} \right]$$

$$\rho_h = \frac{M_s}{V_t} \left[1 + \frac{M_w}{M_s} \right] = \rho_d(1 + w)$$

$$S_r = \frac{w}{w_{sr}}$$

$$S_r = \frac{V_w/V_v}{V_w/V_v} = \frac{V_w/V_T - V_s}{V_w/V_T - V_s} = \frac{M_w/\rho_w}{M_s \left(\frac{V_T - V_s}{M_s} \right)}$$

$$S_r = \frac{M_w}{\rho_w M_s \left(\frac{V_T}{M_s} \right) - \rho_w M_s \left(\frac{V_s}{M_s} \right)} = \frac{M_w}{\rho_w M_s \left(\frac{1}{\rho_d} \right) - \rho_w M_s \left(\frac{1}{\rho_s} \right)}$$

$$S_r = \frac{M_w/M_s}{\rho_w \left(\frac{1}{\rho_d} \right) - \rho_w \left(\frac{1}{\rho_s} \right)} = \frac{w}{\left(\frac{\rho_w}{\rho_d} \right) - \left(\frac{1}{D_r} \right)} = \frac{w}{w_{sr}}$$

$$w_{sr} = \frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{1}{D_r}$$

$$w_{sr} = \frac{M_w}{M_s} \Big|_{S_r=1} = \frac{M_w/V_w}{M_s/V_w} \quad S_r = 1 \Rightarrow V_w = V_T - V_s$$

$$w_{sr} = \frac{\rho_w}{M_s / (V_T - V_s)} = \frac{\rho_w}{1 / (V_T/M_s - V_s/M_s)} = \rho_w (V_T/M_s - V_s/M_s)$$

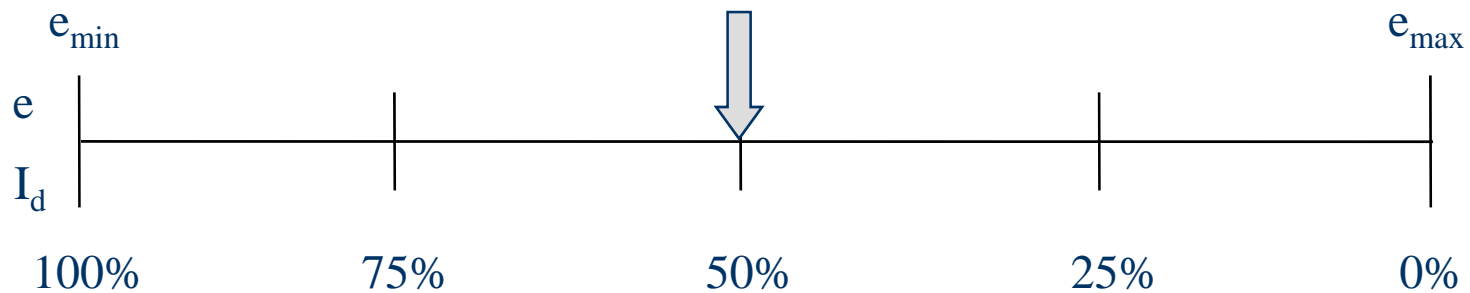
$$w_{sr} = \rho_w (1/\rho_d - 1/\rho_s) = \frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{1}{D_r}$$

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RELATIONS PHYSIQUES DE BASE

$$I_D (\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

$$I_D (\%) = \left(\frac{\rho_d - \rho_{d \min}}{\rho_{d \max} - \rho_{d \min}} \right) \frac{\rho_{d \max}}{\rho_d} \times 100$$



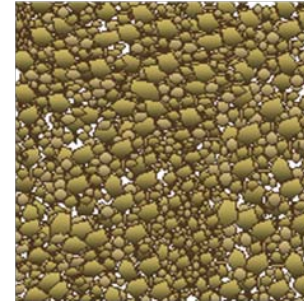
RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

NOTIONS DE MASSES ET POIDS VOLUMIQUES

	Masse (kg/m ³)	Poids (kN/m ³)
Total	ρ	γ
Sec	ρ_d	γ_d
Des grains solides	ρ_s	γ_s
Déjaugé	ρ'	γ'
Saturé	ρ_{sat}	γ_{sat}

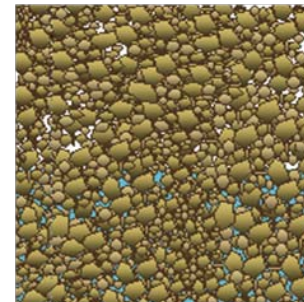
- On mesure rarement la masse volumique sur le terrain pour fin de conception. On se limite habituellement au poids total près de la saturation.
- On parle rarement de poids sec ou humide.
- Au laboratoire c'est différent.

Sec
 $w=0\%$



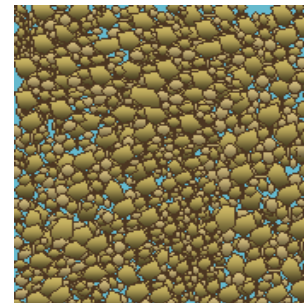
$$\rho = \rho_d = 2000 \text{ kg/m}^3$$

humide
 $w=5\%$



$$\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$$

Saturé
 $w=13\%$



$$\rho = \rho_{sat} = 2260 \text{ kg/m}^3$$

Nature du sol	ρ (kg/m ³)	w_{sat}
Argile	1500 à 1800	> 25
Sable	2000	13
Pierre C. 0-20	2300	6,5
Till	2300 à 2400	5,5
Asphalte	2250	---

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

CONTRAINTES TOTALES ET EFFECTIVES

Ce qui nous intéresse dans le sol c'est souvent la contrainte qui s'exerce effectivement entre les grains de sol :

La contrainte effective σ'

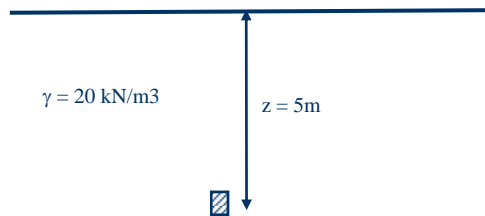
$$\sigma' = \sigma - u$$

σ : contrainte totale = $\gamma \times z$

u : pression interstitielle = $\gamma_w \times z$ (condition hydrostatique)

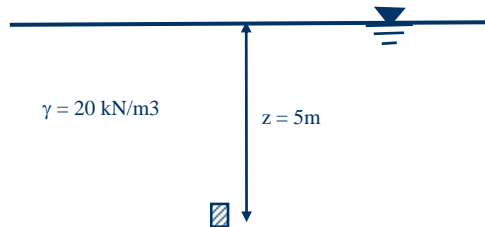
u peut varier selon la nature de l'écoulement

Exemple 1



Comme il n'y a pas de nappe d'eau
 $\sigma' = \sigma - (u=0) = \sigma = 20 \times 5 = 100 \text{ kPa}$

Exemple 2



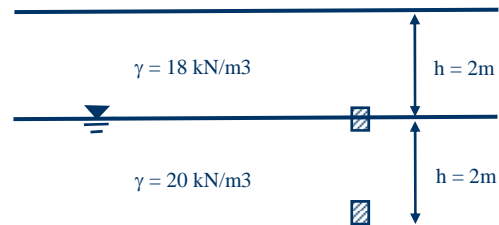
Condition hydrostatique
 $\sigma' = \sigma - (u) = \sigma = 20 \times 5 - 5 \times 10 = 50 \text{ kPa}$

CONTRAINTES TOTALES ET EFFECTIVES APPLICATIONS

Problème 1

En considérant les conditions montrées à la figure suivante :

- Calculer la contrainte effective dans le sol à 2 m de profondeur
- Calculer la contrainte totale à 2 m de profondeur
- Calculer la contrainte effective dans le sol à 4 m de profondeur
- Calculer la contrainte totale à 4 m de profondeur



Réponse :

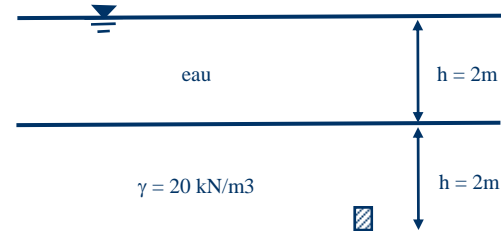
- $\sigma' = 36\text{ kPa}$
- $\sigma = 36\text{ kPa}$
- $\sigma' = 56\text{ kPa}$
- $\sigma = 76\text{ kPa}$

CONTRAINTES TOTALES ET EFFECTIVES APPLICATIONS

Problème 2

En considérant les conditions montrées à la figure suivante :

- a) Calculer la contrainte effective dans le sol à 4 m de profondeur



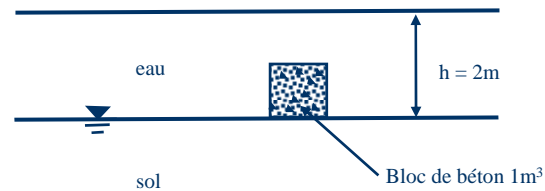
Réponse :

a) $\sigma' = 20\text{ kPa}$

Problème 3

En considérant les conditions montrées à la figure suivante :

- a) Quelle est la pression exercée par le bloc sur le sol?
($\gamma_{\text{béton}} = 24\text{ kN/m}^3$)



Réponse :

a) $\sigma' = 14\text{ kPa}$

CONTRAINTES TOTALES ET EFFECTIVES APPLICATIONS

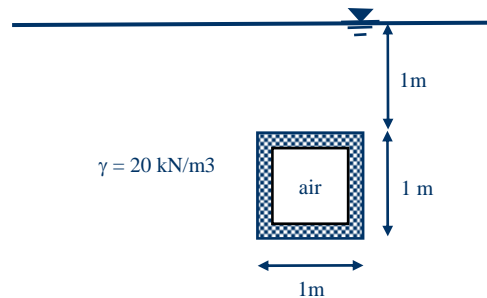
Problème 4

Une conduite en béton de 1 m x 1 m a un poids de 15 kN/m lin et elle repose à 2 m de profondeur dans un dépôt de sol avec la nappe d'eau en surface :

- a) Quelle est la contrainte effective qui s'exerce dans le sol juste au-dessus du tuyau?
- b) Déterminer le diagramme de pression au-dessus de la conduite;
- c) Quelle est la contrainte effective qui s'exerce dans le sol sous la conduite?
- a) Déterminer le diagramme de pression sous la conduite.

Réponse :

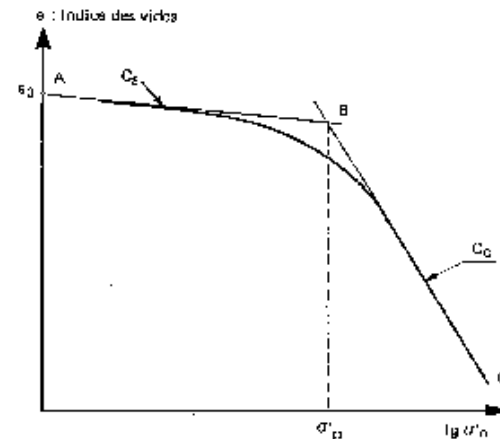
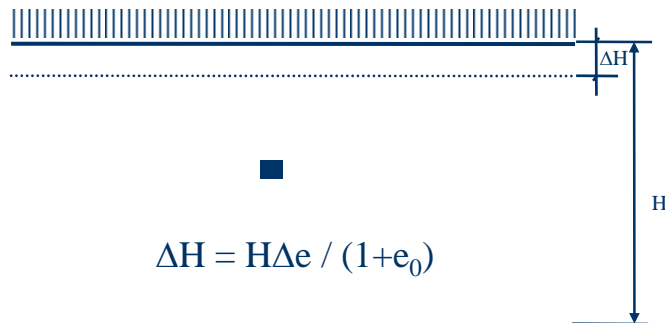
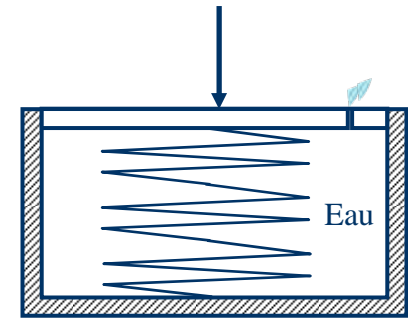
- a) $\sigma' = 10 \text{ kPa}$
- b) $\sigma = 20 \text{ kPa}$
- c) $\sigma' = 15 \text{ kPa}$
- d) $\sigma = 35 \text{ kPa}$



RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

TASSEMENTS DE CONSOLIDATION

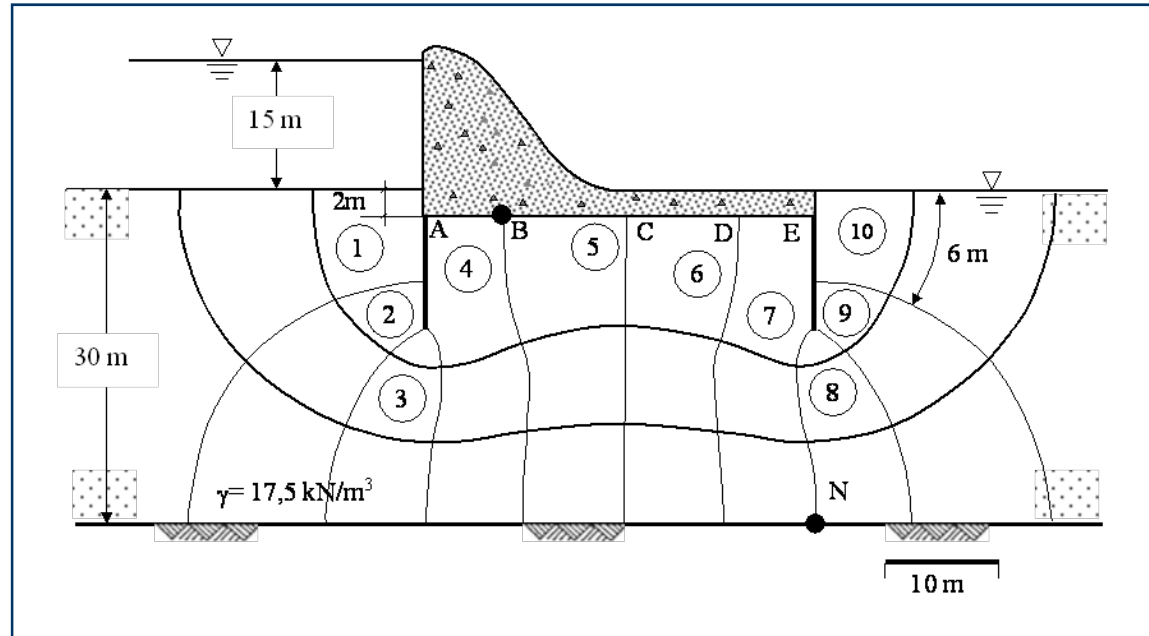
- La consolidation est le phénomène par lequel, sous l'effet d'une charge appliquée, l'eau est expulsée du sol.
- Dans les argiles, l'expulsion de l'eau se produit très lentement (peut prendre de dizaines d'années).
- Dans les sols pulvérulents l'expulsion se produit très vite.
- L'argile possède une mémoire (il se souvient ...)
- Contrainte de pré-consolidation σ'_p - Paramètre très important dans l'étude des argiles
- Courbe de pré-consolidation ou oedométrique (plusieurs informations importantes)



Courbe oedométrique. Détermination des indices de gonflement C_c et de compression C_c , et de la pression de préconsolidation σ'_p .

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

ÉCOULEMENT DANS LES SOLS



- 1- Évaluer la pression d'eau au point B et au point N, en m et en kPa
- 2- Évaluer le gradient de sortie et le facteur de sécurité à la sortie de l'écoulement

1- Nombre de chutes au point B = 4

→ perte de charge = $4 \cdot 15 / 10 = 6\text{m}$ → $H_B = 15 - 6 + 2 = 11\text{m}$

→ $P_B = 11 \cdot 9,81 = 107,9\text{ kPa}$

Au point N la perte de charge est : $7 \cdot 15 / 10 = 10,5\text{m}$

→ $H_N = 15 - 10,5 + 30 = 34,5$

→ $P_N = 34,5 \cdot 9,81 = 338,5\text{ kPa}$

2- Gradient de sortie de l'écoulement

→ $i_s = \Delta H / \Delta L = (15 / 10) / 6 = 0,25$

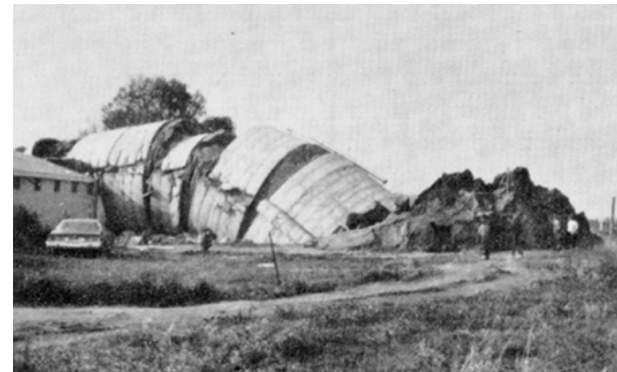
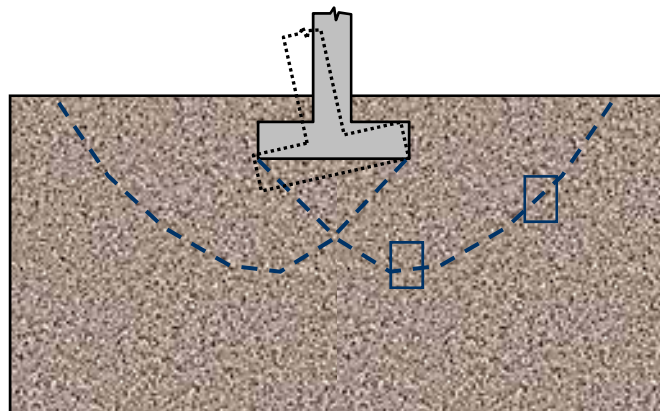
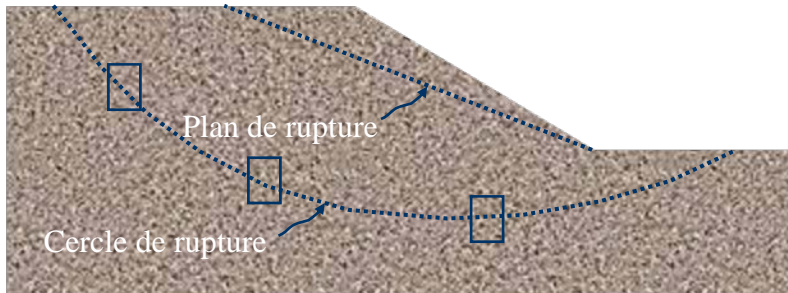
→ $F.S = i_c / i_s$ i_c est le gradient de sortie qui peut produire

la boullance = $\gamma' / \gamma_w = 7,5 / 10 = 0,75$

→ $F.S = 0,75 / 0,25 = 3$

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS



RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

DÉFINITION

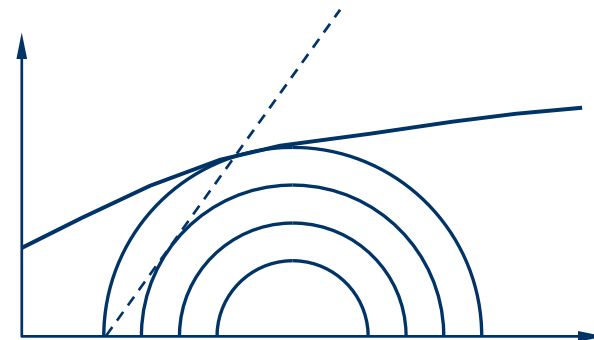
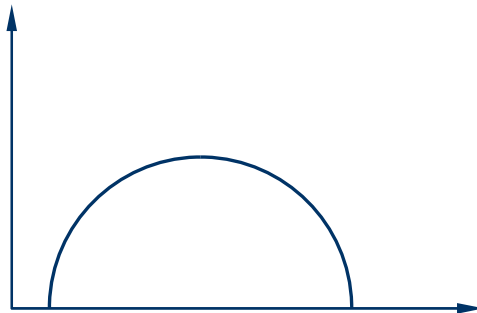
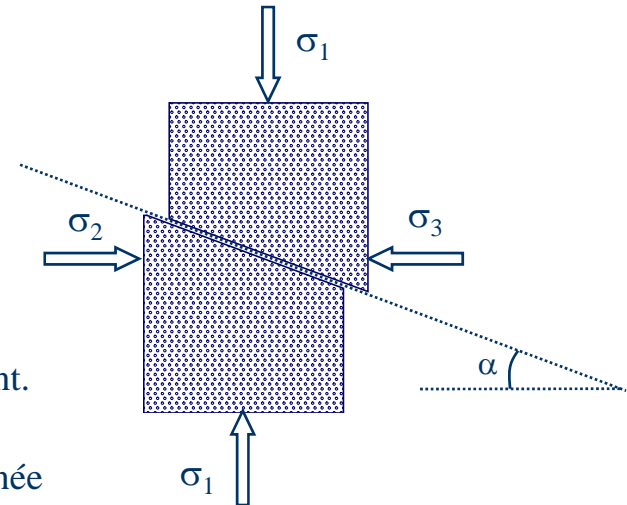
La résistance au cisaillement d'un sol est la résistance interne par unité de surface qu'un sol peut offrir pour résister à une rupture ou à un cisaillement le long d'un plan.

CRITÈRE DE RUPTURE

Où se produit la rupture ?

Il faut distinguer entre la contrainte de cisaillement maximale appliquée qui peut produire la rupture et la résistance au cisaillement.

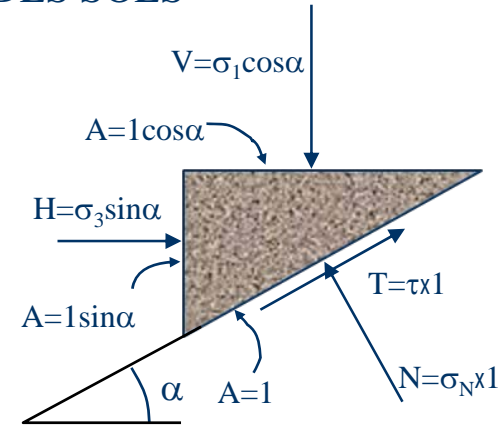
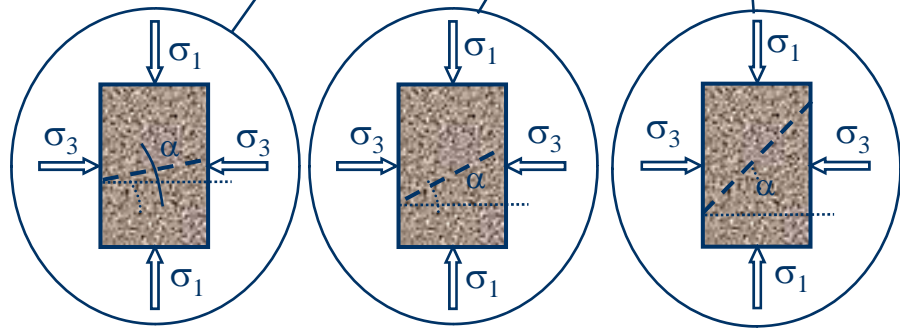
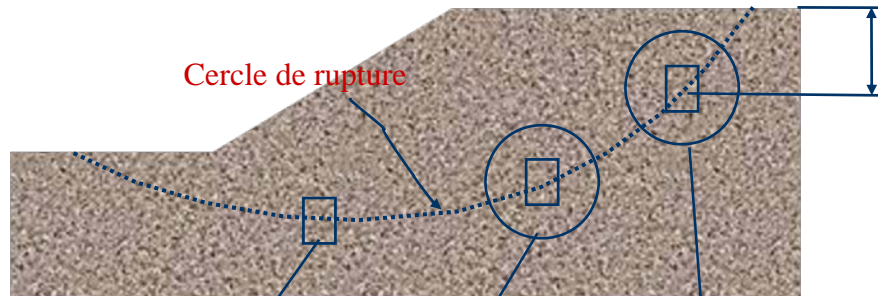
La contrainte appliquée qui peut causer la rupture doit être déterminée et elle est située sur un plan critique donné → **Cercle de Mohr**



RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

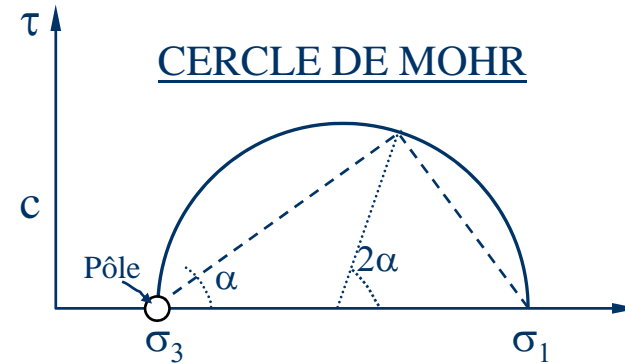
RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

- Quelle est la contrainte mobilisée sur le cercle de rupture à différents points ?
- Où se trouve la contrainte de cisaillement maximale ?



$$\begin{aligned} V - N \cos \alpha - T \sin \alpha &= 0 & T &= -H \cos \alpha + V \sin \alpha \\ H + T \cos \alpha - N \sin \alpha &= 0 & N &= H \sin \alpha + V \cos \alpha \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_N &= \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \sin^2 \alpha; \quad \tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \alpha \sin \alpha \\ \tau &= (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha / 2 \\ \sigma_N &= (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha / 2 \end{aligned}$$

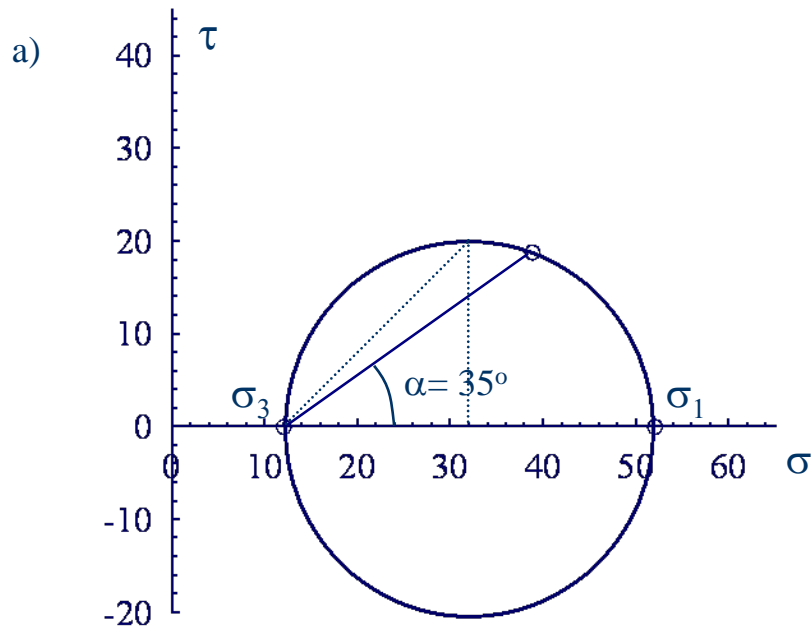
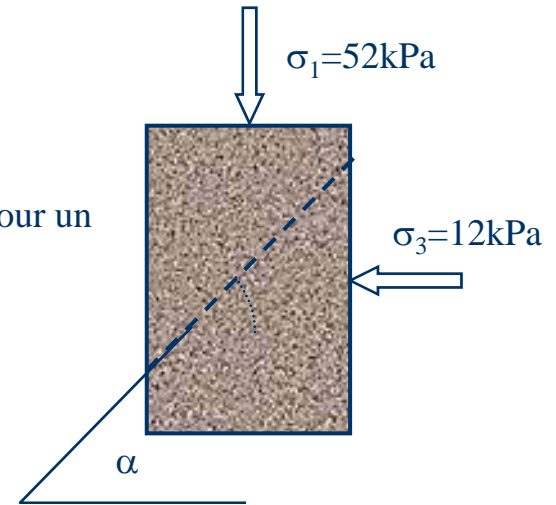


RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

EXEMPLE No 1

- Tracer le cercle de Mohr de l'élément montré à la figure suivante;
- Déterminer la contrainte normale et la contrainte de cisaillement pour un angle $\alpha = 35^\circ$;
- Déterminer la contrainte de cisaillement maximale τ_{\max} .



$$\begin{aligned} \text{b) } \tau &= \sin 2\alpha(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = \sin 70^\circ(52 - 12)/2 \\ &= 18,8 \text{ kPa} \\ \sigma &= (\sigma_1 + \sigma_3)/2 + \cos 2\alpha(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \\ &= (52 + 12)/2 + \cos 70^\circ(52 - 12)/2 \\ &= 38,8 \text{ kPa} \end{aligned}$$

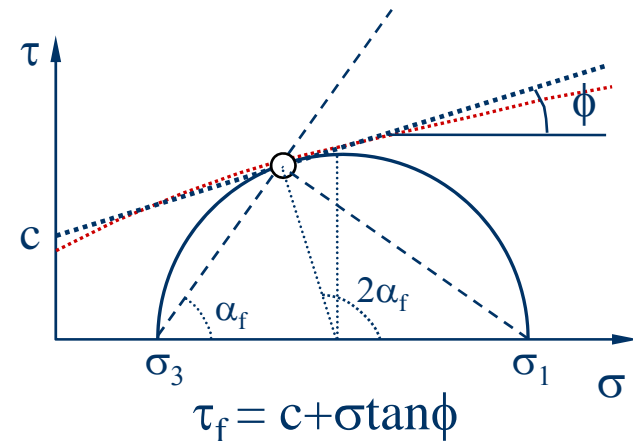
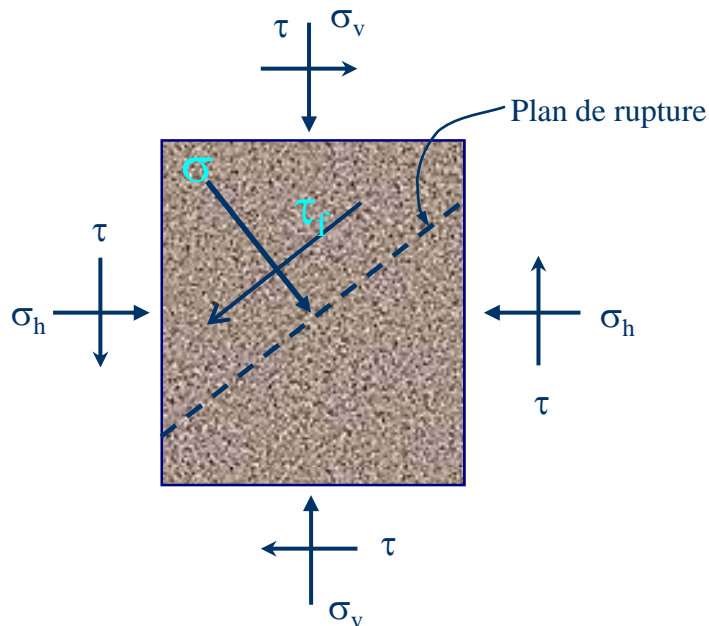
$$\text{c) } \tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = (52 - 12)/2 = 20 \text{ kPa}$$

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

CRITÈRE DE RUPTURE

La rupture d'un matériau se produit à cause d'une combinaison critique entre la contrainte normale et la contrainte de cisaillement.



Critère de rupture Mohr-Coulomb

$$\alpha_f = 45^\circ + \phi/2$$

À la rupture :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2)$$

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

RÉSISTANCE MOBILISÉE – RÉSISTANCE DISPONIBLE & FACTEUR DE SÉCURITÉ

RÉSISTANCE MOBILISÉE

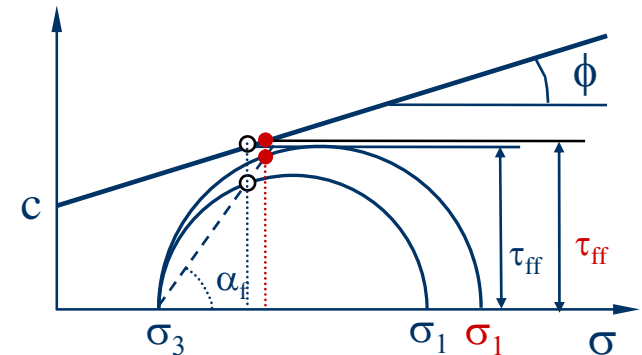
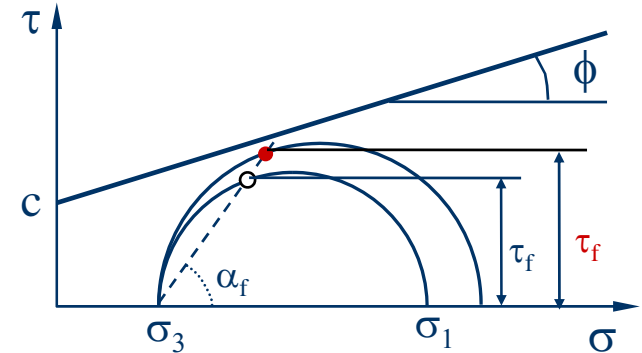
La résistance mobilisée est la contrainte de cisaillement qui prévaut à un angle $\alpha_f = 45^\circ + \phi/2$ pour un état de contrainte donnée (figure a) .

RÉSISTANCE DISPONIBLE

La résistance disponible est la contrainte de cisaillement critique déterminée à partir du critère de rupture $\tau = c + \sigma \tan \phi$ pour la contrainte σ en question (figure b) .

FACTEUR DE SÉCURITÉ

F.S = Résistance disponible / Résistance mobilisée



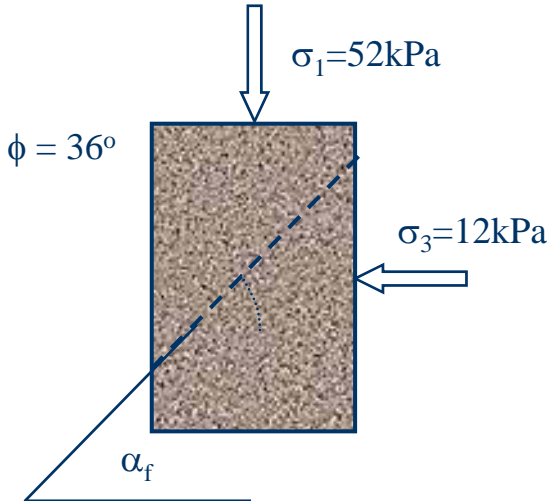
RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

EXEMPLE No 2

Pour l'élément montré à la figure suivante et sachant que $c = 10$ kPa et $\phi = 36^\circ$

- Déterminer la contrainte de cisaillement mobilisée;
- Déterminer la contrainte de cisaillement disponible;
- Quel est le facteur de sécurité ?
- Pour quelle valeur de σ_1 F.S. = 1 ?



$$a) \alpha_f = 45 + \phi/2 = 45 + 36 = 63^\circ$$

$$\tau_f = \sin 2\alpha_f (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = \sin 126^\circ (52 - 12)/2 = 16,2 \text{ kPa}$$

$$b) \sigma_N = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 + \cos 2\alpha_f (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = (52 + 12)/2 + \cos 126^\circ (52 - 12)/2 = 20,24 \text{ kPa}$$

$$\tau_{ff} = c + \sigma_N \tan \phi = 10 + 20,24 \tan(36^\circ) = 24,7 \text{ kPa}$$

$$c) \text{F.S.} = 24,7 / 16,2 = 1,52$$

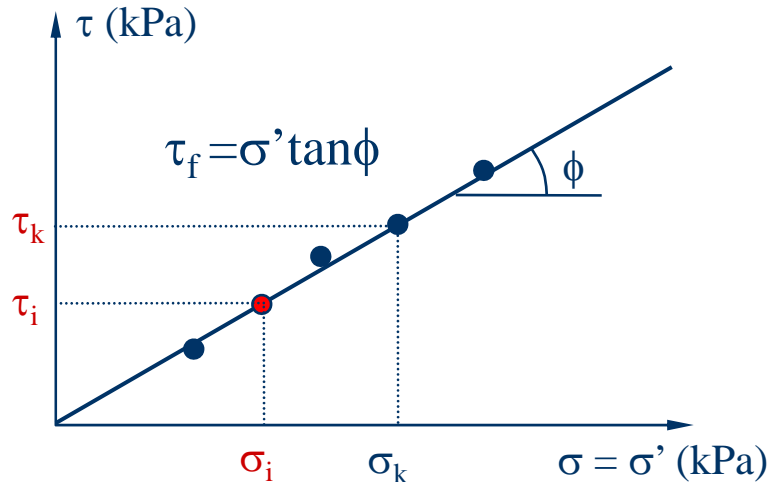
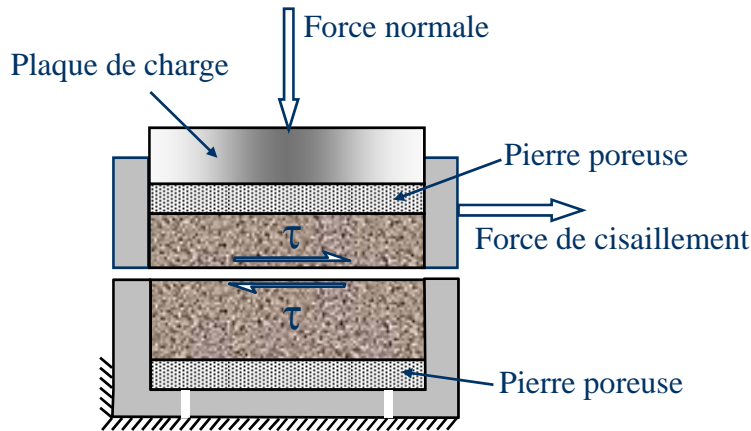
$$d) \text{F.S.} = 1 \rightarrow \tau_f = \tau_{ff} \rightarrow \sin 2\alpha_f (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = c + (\sigma_1 + \sigma_3)/2 + \cos 2\alpha_f (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \tan \phi$$

$$\rightarrow \sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2) = 12 \tan^2(63^\circ) + 20 \tan(63^\circ) = 85,5 \text{ kPa}$$

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

CISAILLEMENT DIRECT

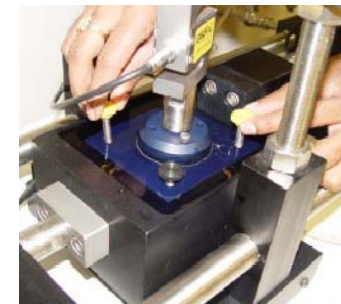
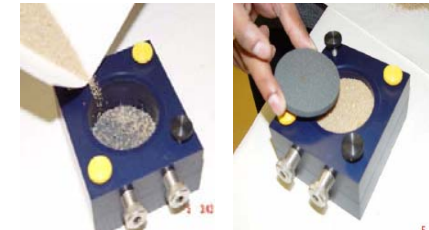


Avantages :

- Essai rapide, simple et peu coûteux

Inconvénients :

- Contrôle du drainage (difficile pour les sols fins);
- L'essai n'est utile que dans des cas complètement drainés;
- On force la rupture sur un plan qui n'est pas nécessairement le plus critique;
- On crée une concentration de contraintes sur les bords.



RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

EXEMPLE No 3

Un essai de cisaillement direct est effectué sur un échantillon de sable sec avec une contrainte normale de 140 kN/m^2 . La rupture est produite à une contrainte de cisaillement de $94,5 \text{ kN/m}^2$. Les dimensions de l'échantillon sont de $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} \times 25 \text{ mm}$ (épaisseur). Déterminer l'angle de friction, ϕ ($c=0$). Pour une contrainte normale de 84 kN/m^2 , quelle est la force de cisaillement requise pour cisailer l'échantillon.

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

$$c = 0$$

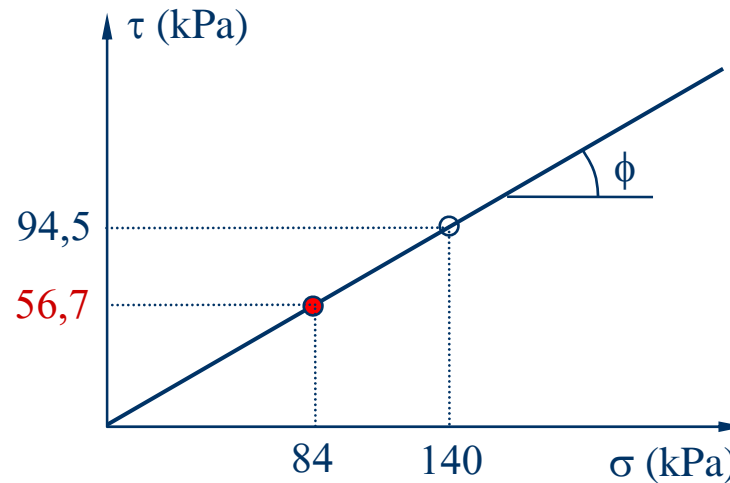
$$\tan \phi = \tau_f / \sigma' = 94,5 / 140 = 0,675$$

$$\phi = \tan^{-1}(0,675) = 34^\circ$$

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi$$

$$\tau_f = 84 \times \tan(34^\circ) = 56,7 \text{ kPa}$$

$$F_c = \tau_f \times S = 56,7 \times (0,0025) \times 10^3 = 141,75 \text{ N}$$

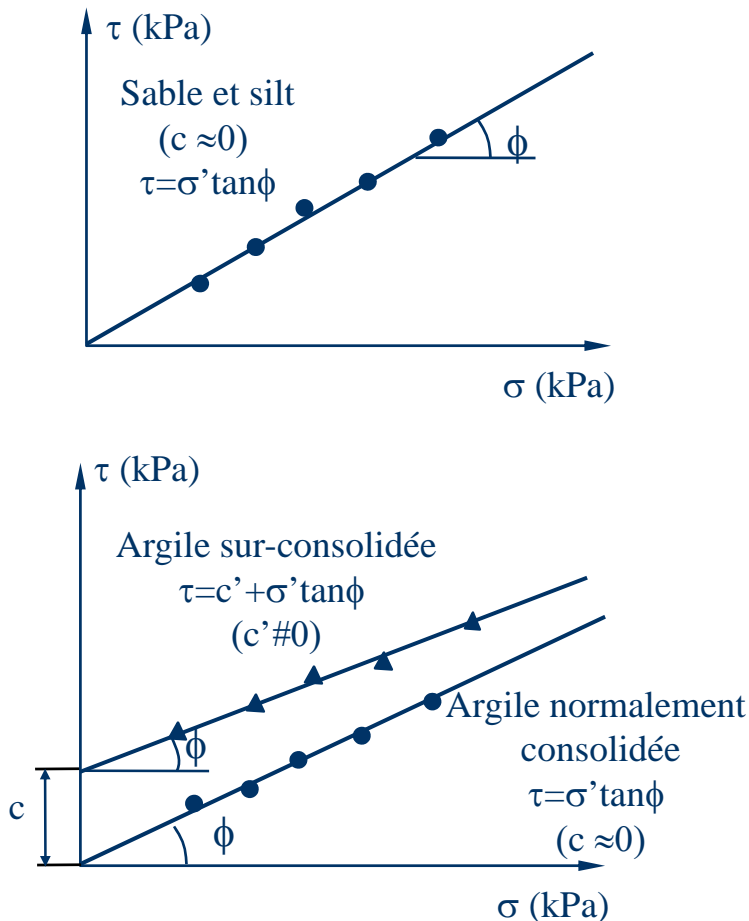


RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

Enveloppes typiques de rupture

valeurs typiques de ϕ



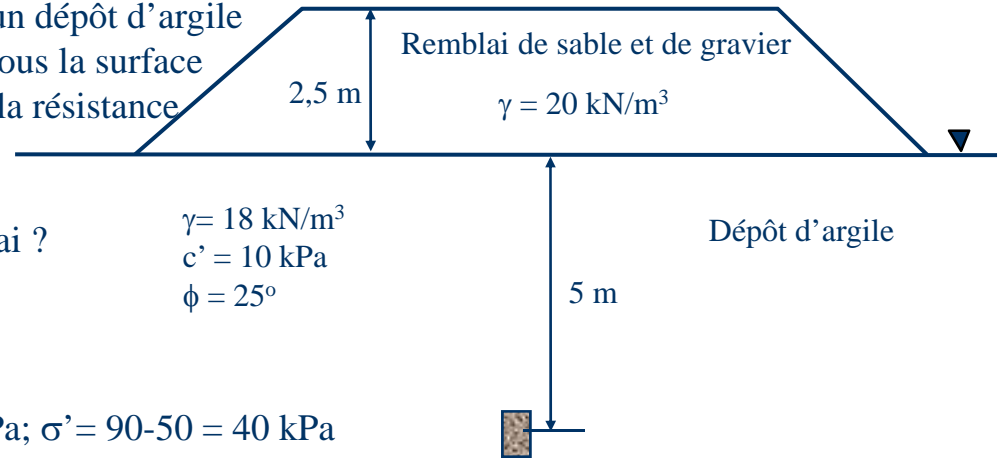
Type de sol	ϕ (deg)
Sable : grains arrondis	
Lâche	27-30
Moyennement dense	30-35
dense	35-38
Sable : grains angulaires	
Lâche	30-35
Moyennement dense	35-40
dense	40-45
Gravier avec du sable	34-48
Silt	26-35

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

EXEMPLE No 4

Construction d'un remblai de sable et de gravier sur un dépôt d'argile
Considérez un plan horizontal à 5 m de profondeur sous la surface
du terrain naturel au centre du remblai et déterminez la résistance
au cisaillement de l'argile sur ce plan :



- Avant la construction du remblai ?
- Immédiatement après la construction du remblai ?
- Lorsque 50% de consolidation sera atteinte ?
- Lorsque la consolidation sera complétée ?

a) $\sigma = \gamma h = 5 \times 18 = 90 \text{ kPa}$; $u = \gamma_w h = 5 \times 10 = 50 \text{ kPa}$; $\sigma' = 90 - 50 = 40 \text{ kPa}$
 $\tau_f = c' + \sigma'_N \tan \phi = 10 + 40 \tan(25) = 28,7 \text{ kPa}$

b) $\sigma = \gamma h + \Delta P = 5 \times 18 + 2,5 \times 20 = 140 \text{ kPa}$; $u = \gamma_w h + \Delta P = 5 \times 10 + 2,5 \times 20 = 100 \text{ kPa}$; $\sigma' = 140 - 100 = 40 \text{ kPa}$
 $\tau_f = c' + \sigma'_N \tan \phi = 10 + 40 \tan(25) = 28,7 \text{ kPa}$

c) $\sigma = \gamma h + \Delta P = 5 \times 18 + 2,5 \times 20 = 140 \text{ kPa}$; $u = \gamma_w h + \Delta P / 2 = 5 \times 10 + 25 = 75 \text{ kPa}$; $\sigma' = 140 - 75 = 65 \text{ kPa}$
 $\tau_f = c' + \sigma'_N \tan \phi = 10 + 65 \tan(25) = 40,3 \text{ kPa}$

d) $\sigma = \gamma h + \Delta P = 5 \times 18 + 2,5 \times 20 = 140 \text{ kPa}$; $u = \gamma_w h + 0 = 5 \times 10 + 0 = 50 \text{ kPa}$; $\sigma' = 140 - 50 = 90 \text{ kPa}$
 $\tau_f = c' + \sigma'_N \tan \phi = 10 + 90 \tan(25) = 52 \text{ kPa}$

RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

ESSAIS DE CISAILLEMENT - TRIAXIALE

- Essai consolidé-drainé ou drainé (CD)
- Essai consolidé-non drainé (CU)
- Essai non-consolidé – non drainé (UU)

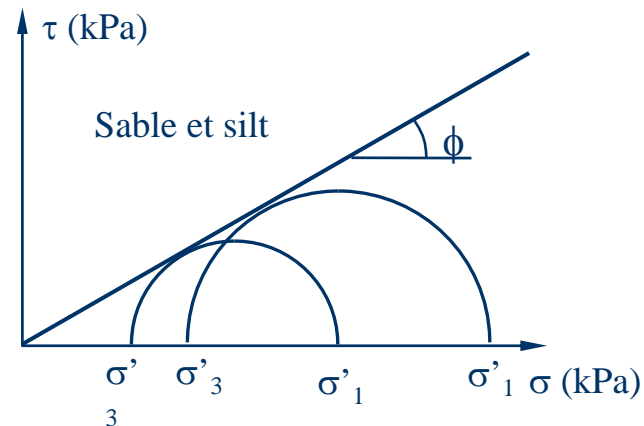
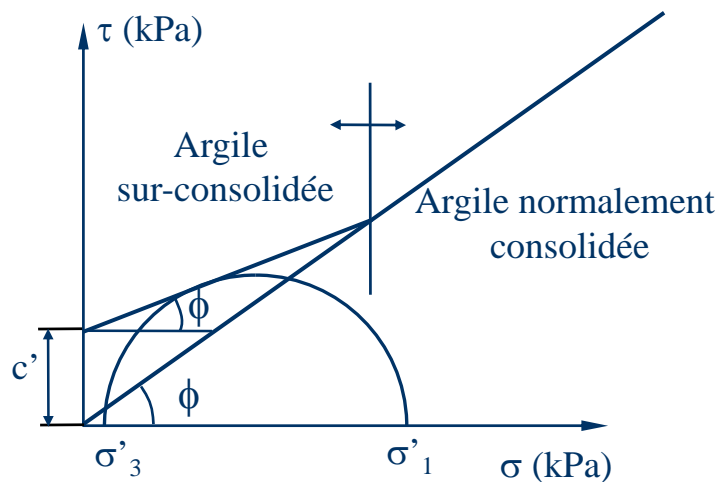
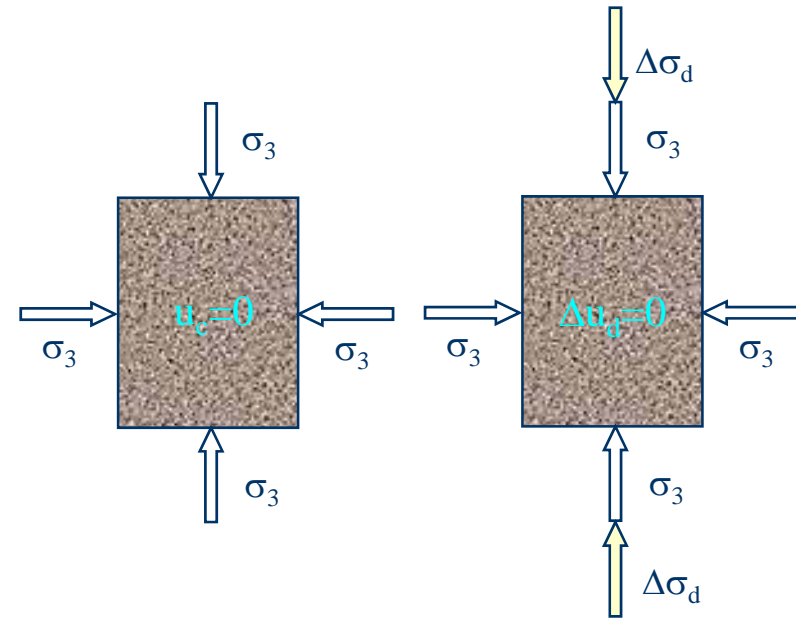


RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

ESSAI CONSOLIDÉ-DRAINÉ (CD)

- σ_3 pression de confinement
- $\Delta\sigma_d$ déviateur de pression
- $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d =$ contrainte principale
- L'essai étant drainé \rightarrow la pression de l'eau est dissipée $\Delta u = 0$

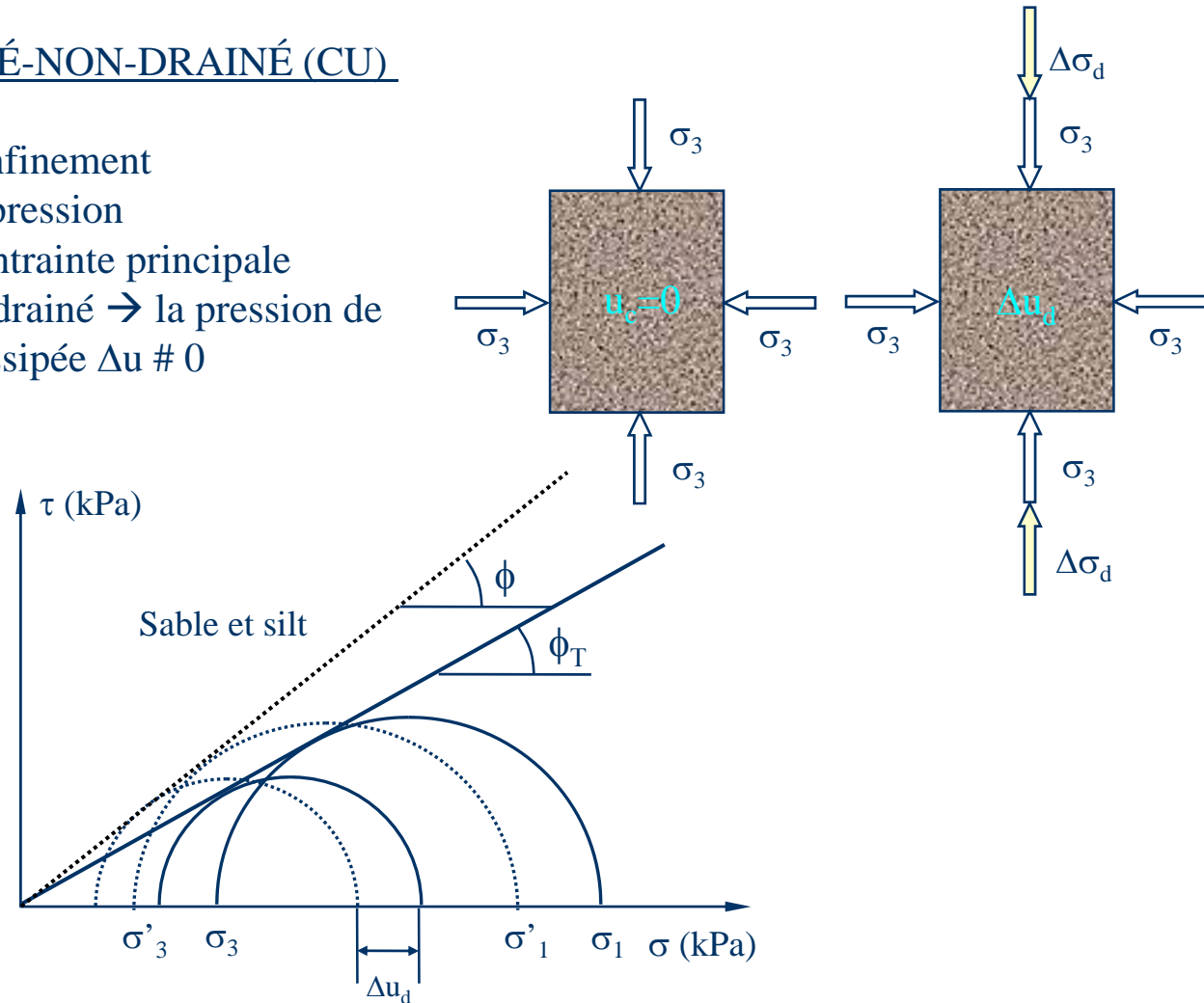


RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

ESSAI CONSOLIDÉ-NON-DRAINÉ (CU)

- σ_3 pression de confinement
- $\Delta\sigma_d$ déviateur de pression
- $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d =$ contrainte principale
- L'essai étant non drainé \rightarrow la pression de l'eau n'est pas dissipée $\Delta u \neq 0$



RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

EXEMPLE No 5

Un essai de cisaillement consolidé non-drainé est effectué sur un échantillon d'argile normalement consolidé permet d'avoir les résultats suivants : $\sigma_3=84$ kPa; contrainte du déviateur finale $(\Delta\sigma_d)_f = 63,7$ kPa et pression finale $(\Delta u_d)_f = 47,6$ kPa

- Déterminer l'angle de friction total ϕ_{cu} et l'angle de friction drainé ϕ ;
- Déterminer la résistance au cisaillement.

$$a) \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_f) = 84 + 63,7 = 147,7$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2) = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \phi_{cu}/2)$$

$$45^\circ + \phi_{cu}/2 = \tan^{-1} (\sigma_1/\sigma_3)^{0,5} = \tan^{-1} (147,7/84)^{0,5} = 52,9^\circ$$

$$\phi_{cu} = 16^\circ$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - (\Delta u_d) = 147,7 - 47,6 = 100,1 ; \sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d) = 84 - 47,6 = 36,4$$

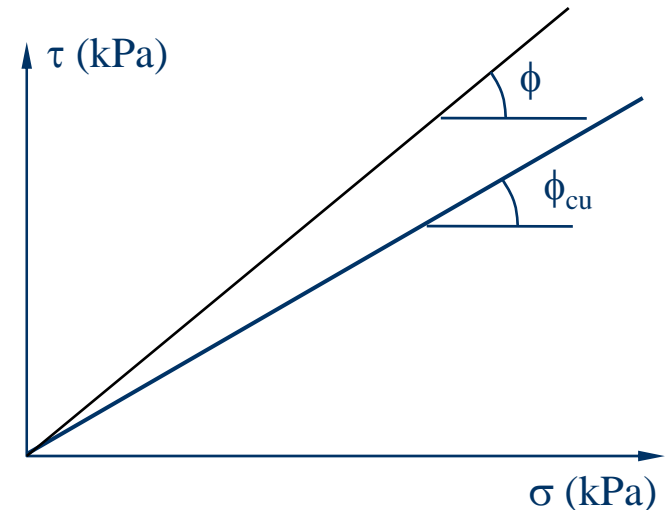
$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2) = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$45^\circ + \phi/2 = \tan^{-1} (\sigma_1/\sigma_3)^{0,5} = \tan^{-1} (100,1/36,4)^{0,5} = 58,9^\circ$$

$$\phi_{cu} = 27,8^\circ$$

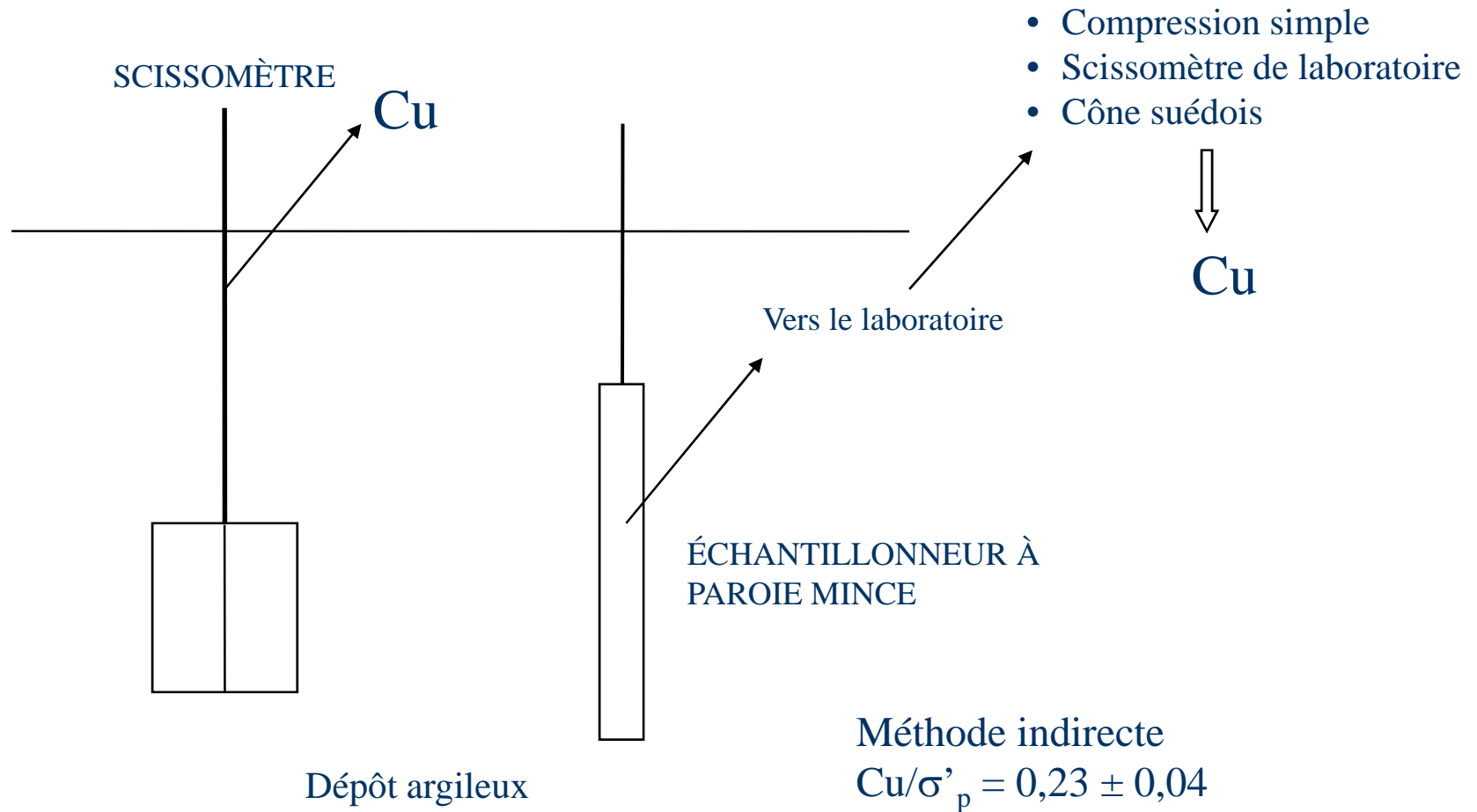
$$\tau_f = \sin 2\alpha_f (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 = \sin 106^\circ (147,7 - 84) / 2 = 30,6 \text{ kPa}$$

$$\tau_f = \sin 2\alpha_f (\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2 = \sin 117,8^\circ (100,1 - 36,4) / 2 = 28,2 \text{ kPa}$$



RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS



RAPPELS DE NOTIONS DE BASE

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

Applications	Paramètre(s) de résistance	Méthode(s) pour les obtenir
Stabilité dans un matériau granulaire (sable-gravier)	ϕ ou ϕ'	Relation N vs ϕ Description du sol Boîte de cisaillement directe
Stabilité dans une fondation d'argile avec mise en charge rapide	C_u	Scissomètre de terrain Compression simple, cône.
	c' , ϕ' possible mais pas avantageux	
Stabilité dans un massif ou fondation d'argile déjà consolidée	c' , ϕ'	Essai triaxial CD + boîte de cisaillement
Stabilité dans une fondation de till	ϕ' c' , ϕ' (difficile à déterminer)	Description du sol Essai de plaque au terrain

CHAPITRE II

RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

OBJECTIFS DE LA RECONNAISSANCE

1.1 Généralité

La reconnaissance est définie comme l'identification et la caractérisation des couches constituant le dépôt de sol supportant la structure à construire (stratigraphie)

L'objectif de la reconnaissance et de l'exploration des sols est de collecter l'information nécessaire qui va aider l'ingénieur géotechnicien dans :

- Sélection du type et de la profondeur de la fondation de la structure à construire;
- Évaluation de la capacité portante de la fondation;
- Estimation du tassement probable de la structure;
- Détermination des problèmes possibles (sols gonflants, sols collapsant , dépôts sanitaires etc...)
- Détermination de la position de la nappe d'eau (les conditions sont-elles hydrostatiques ou y a-t-il un écoulement dans le sol?)
- Détermination de la pression latérale pour les ouvrages de soutènements;
- Établissement d'une méthode de construction pour changer les conditions du sol .

L'exploration est également nécessaire pour les structures souterraines et les excavations.

Elle peut être nécessaire lorsqu'il faut effectuer des changements ou des ajouts dans une structures

RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

OBJECTIFS DE LA RECONNAISSANCE

1.2 Type d'information

Trois étapes sont souvent indispensables dans une campagne d'exploration :

- Collecte des informations préliminaires
- Reconnaissance du site
- Investigation et exploration

RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

COLLECTE DES INFORMATIONS PRÉLIMINÈRES

2.1 Informations disponibles

Il est important de débiter par une cueillette des informations disponibles sur le site ainsi que sur le type de structure à bâtir et de son utilité.

Il est généralement possible de recueillir des informations à l'aide de :

- Cartographie (cartes géologiques) des dépôts meubles et du roc;
- Photographies aériennes (intéressant pour les projets d'envergure);
- Cartes topographiques (nature du terrain relief);
- Études géotechniques effectuées dans le voisinage;

RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

RECONNAISSANCE DU SITE

2.2 Reconnaissance du site

L'ingénieur doit toujours effectuer une inspection visuelle du site pour pouvoir se faire une meilleure idée sur sa nature :

- Type de végétation dans le site (peut donner d'excellentes indications);
- La topographie générale du site et la possible existence de fossés de drainage. L'existence de débris ou de matériaux quelconques;
- Type de constructions avoisinantes et l'existence de problèmes (fissures dans les murs, tassements ou autres problèmes);
- Le niveau de la nappe d'eau qui peut être déterminé en regardant au voisinage;
- Stratigraphie du sol à partir de tranches profondes effectuées pour la construction d'une route ou d'un chemin de fer avoisinant;
- Présence de roc ou d'affleurement rocheux dans les environs, peut indiquer la faible profondeur du socle rocheux

RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

EXPLORATION ET CARACTÉRISATION

2.3 Exploration et caractérisation

2.3.1 Profondeurs des forages

À l'étape de l'exploration et de la reconnaissance il faut planifier :

- ✓ Le nombre de forages;
 - ✓ Les profondeurs des forages;
 - ✓ Le type d'essais à effectuer soit sur le site ou au laboratoire;
 - ✓ Le nombre d'échantillons nécessaire.
- Déterminer l'augmentation de la contrainte, $\Delta\sigma$, sous la fondation;
 - Estimer la variation de la contrainte effective verticale σ'_{v0} ;
 - Déterminer la profondeur $D = D_1$ où $\Delta\sigma/q = 10\%$
 - Déterminer la profondeur $D = D_2$ où $\Delta\sigma/\sigma'_{v0} = 5\%$
 - La profondeur la plus faible entre D_1 et D_2 définit la profondeur minimale du forage

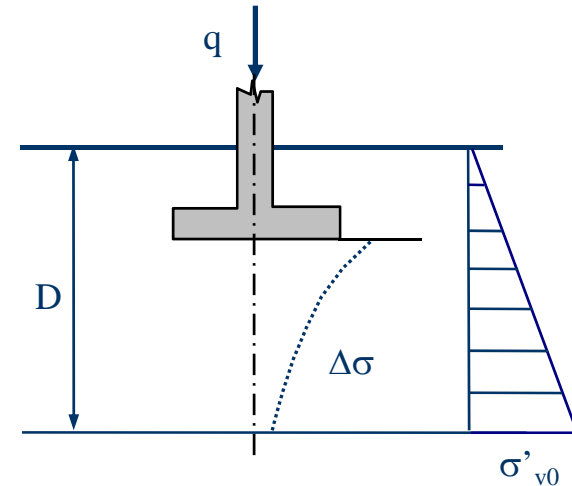
Pour les hôpitaux et les édifices gouvernementaux

- $D_f = 3S^{0.7}$ (pour les structures en acier légères ou en béton rapproché);
- $D_f = 6S^{0.7}$ (pour les structures en acier lourdes ou en béton éloigné); S étant le nombre d'étages.

Pour les excavations, la profondeur du forage doit être au moins 1,5 fois la profondeur de l'excavation

Pour les fondations sur roc la profondeur du forage doit être de 3 m.

Si le roc est altéré le forage doit être plus profond (généralement 6 m).



Structure de largeur de 30 m

Nb d'étages	Profondeur
1	3,5
2	6
3	10
4	16
5	24

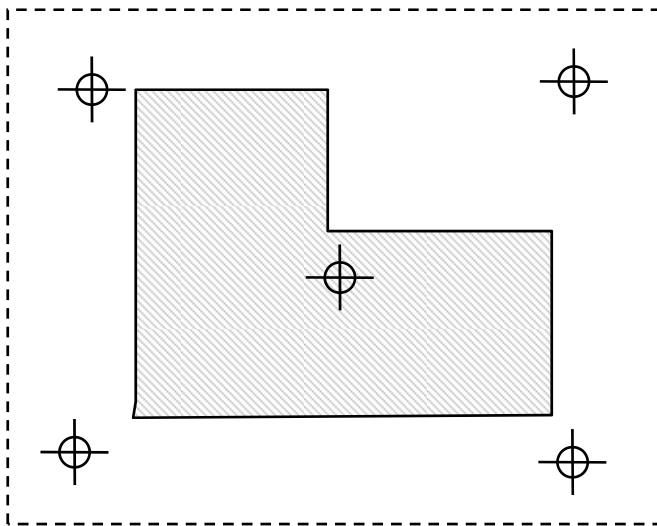
RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

EXPLORATION ET CARACTÉRISATION

2.3.2 Nombre de forages

Le nombre de forages dépend :

- Nature de la structure;
- Dimensions de la structure;
- Coût de la structure (l'étude géotechnique doit généralement coûter entre 0,1% et 0,5% du prix de la structure).



Type de structure	Espacement (m)
Bâtiment multi-étage	10-30
Bâtiment industriel	20-60
Route	250-500
Subdivision résidentiel	250-500
Digue et barrage	40-80

RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

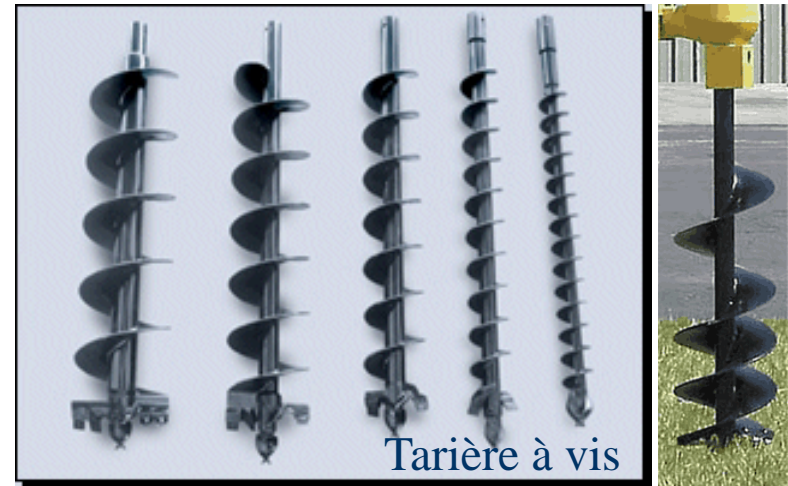
SONDAGES ET FORAGES

3.1 Méthodes de sondage

3.1.1 sondage peu profond

- Les tarières manuelles (à vis ou à cuillère) peuvent être utilisées pour des sondages peu profonds (3 à 5 m).
- S'il y a des cailloux les tarières manuelles deviennent difficiles à utiliser. Il faut alors faire des tranchées à l'aide d'une pelle.
- Pour les matériaux facilement pénétrables comme la tourbe et l'argile molle on peut se limiter à utiliser des tiges pour mesurer la profondeur de la couche.

Ces types de sondages ne permettent qu'une simple identification de la nature des matériaux dans les couches peu profondes. Ils sont surtout utilisés dans les études Préliminaires, comme par exemple la phase I de reconnaissance dans une étude environnementale. Ils sont également très utilisés dans l'exploration pour la recherche de bancs d'emprunt.

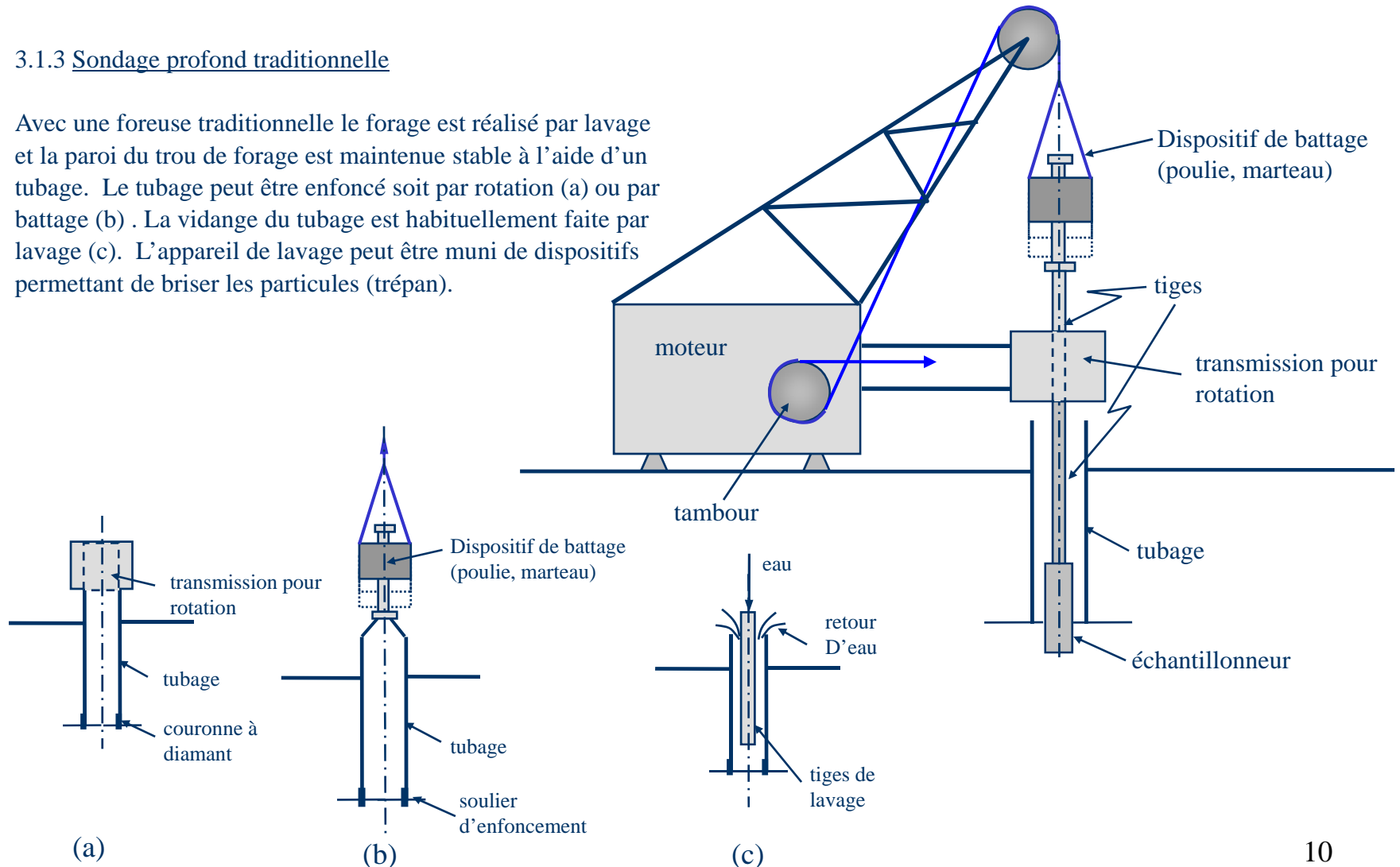


RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

SONDAGES ET FORAGES

3.1.3 Sondage profond traditionnelle

Avec une foreuse traditionnelle le forage est réalisé par lavage et la paroi du trou de forage est maintenue stable à l'aide d'un tubage. Le tubage peut être enfoncé soit par rotation (a) ou par battage (b). La vidange du tubage est habituellement faite par lavage (c). L'appareil de lavage peut être muni de dispositifs permettant de briser les particules (trépan).



RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

ECHANTILLONNAGE ET ESSAIS DANS LES SOLS GRANULAIRES

3.1.4 Essai de pénétration standard (SPT)

L'essai de pénétration standard est probablement l'essai le plus utilisé en géotechnique pour la caractérisation des sols granulaires. Il consiste en l'enfoncement par battage d'une cuillère normalisée (cuillère fendue) attachée à l'extrémité inférieure des tiges. Le marteau (63,5 kg) et la hauteur de chute (760 mm) sont aussi normalisés.

a) Procédure de l'essai SPT :

- 1) Nettoyer par lavage jusqu'au fond du trou
- 2) Enfoncer par battage la cuillère fendue
- 3) Compter le nombre de coups requis pour un enfoncement de 15 cm – répéter 3 fois.
- 4) La valeur de N est la somme des deux derniers 15 cm.



En plus de procurer une indication sur la résistance du sol, l'essai permet de récupérer un échantillon.

Dans le rapport de forage le nombre de coups pour chaque 15 cm de pénétration doit être indiqué. (Ex. a) 22-32-28; b) 22/32/28 – dans les deux cas $N = 32 + 28 = 60$.)

S'il y a refus avant que l'enfoncement soit complété on doit essayer de donner des précisions. (Ex. a) 22-100/5cm; b) 22-60 refus; c) 22- refus sur bloc.)

On considère qu'il y a refus si plus de 30 coups sont requis pour pénétrer de 1 cm. Si le sol traversé contient des cailloux et des blocs, les valeurs de N seront facilement faussées (plus élevées). Il faut utiliser ces valeurs avec discernement. L'essai doit se faire au moins à chaque 1,5 m.

Carottier fendu



RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

ECHANTILLONAGE ET ESSAIS DANS LES SOLS GRANULAIRES

3.1.4 Essai de pénétration standard (SPT)

b) Correction de la valeur de N

Les valeurs de N déterminées lors des essais SPT sont rapportées telles quelles dans le rapport de forage. Cependant lorsqu'on utilise ces valeurs il faut vérifier s'il est nécessaire d'apporter une correction pour tenir compte de l'effet de confinement. En réalité il ne s'agit pas d'une correction mais d'une normalisation de N pour une même pression de confinement de 100 kPa. On parle dans ce cas de $N_1 = C_N \cdot N$. Il existe plusieurs relations pour la normalisation de N. Pour ce cours nous allons utiliser celle de Peck :

$$C_N = 0,77 \text{Log}_{10}(1920/\sigma'_v)$$

σ'_v est la contrainte effective verticale à la profondeur en question. Il est à noter que pour des contraintes inférieures à 25 kPa la valeur de C_N ne doit pas dépasser 1,5.

c) Valeur de N de conception

La décision de faire ou non la normalisation de N est un sujet controversé dans la littérature. Toutefois, le MCIF recommande de faire cette normalisation pour les semelles. Dans le cas des pieux il ne semble pas que l'on ait à faire de normalisation. Si on utilise des valeurs de N pour déterminer des propriétés du sol (ρ , ϕ) il faut normaliser N.

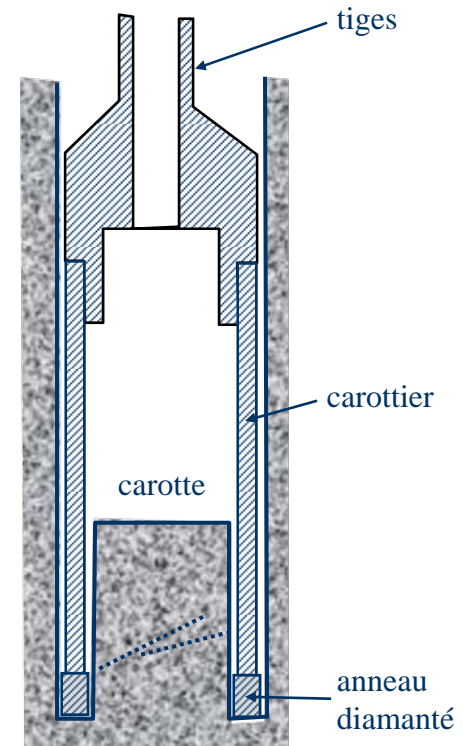
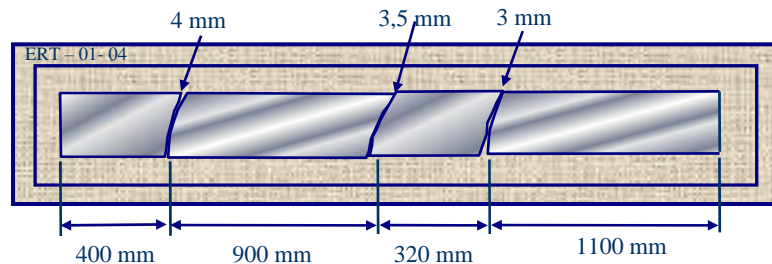
RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

ÉCHANTILLONNAGE DANS LE ROC

3.2 Échantillonnage dans le roc

Pour pénétrer dans le roc et traverser des blocs et des gros cailloux on utilise un carottier à diamant. Le carottier est fixé à l'extrémité inférieure des tiges et il est enfoncé par rotation à l'aide de la transmission de la foreuse. Le carottier permet par le fait même de récupérer des carottes de roc (ou des blocs). Les carottes doivent être identifiées et conservées dans des boîtes pour déterminer les informations suivantes :

- Identifier avec certitude le lit rocheux
- Identifier la nature de la roche
- Relever les joints, fissures et le degré d'altération
- Mesurer le % de récupération (RQD)



RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

ÉCHANTILLONNAGE ET ESSAIS DANS LES SOLS COHÉRENTS

3.3 Échantillonnage dans l'argile

Dans l'argile il est important d'éviter le remaniement du sol. Pour réaliser un prélèvement on utilise un échantillonneur à paroi mince. La plupart du temps le tube est enfoncé à l'aide d'un piston. On manipule ces échantillons avec beaucoup de précautions. Le remaniement de l'argile peut fausser sa résistance au cisaillement et sa pression de préconsolidation σ'_p . Les essais effectués sur ces échantillons sont généralement :

Teneur en eau, e_0 , limite liquide, limite plastique et indice de plasticité
Essai oedométrique pour déterminer σ'_p , C_c et C_r
Essai au cône suédois (C_u , C_{u_p} , sensibilité)

3.4 Mesure de la résistance en place dans l'argile

Dans l'argile on mesure la résistance en place (C_u) à l'aide d'un scissomètre. Cette mesure peut être faite en cours de forage dans le tubage mais habituellement on utilise un appareil autonome (Nilcon) qui comporte un dispositif qui permet d'enfoncer les tiges du scissomètre. L'opération consiste à enfoncer les palettes à la profondeur voulu et à l'application d'un couple pour produire la rupture. Connaissant la surface du cylindre de révolution on déduit la résistance. L'utilisation de la correction de Bjerrum (1972) qui est fonction de I_p est très recommandée (voir H&K).
Cette essai est utilisé dans les argiles et dans la tourbe seulement.



Tube à paroi mince (Shelby)
Dimension standard :
2 7/8 x 30 po.



RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

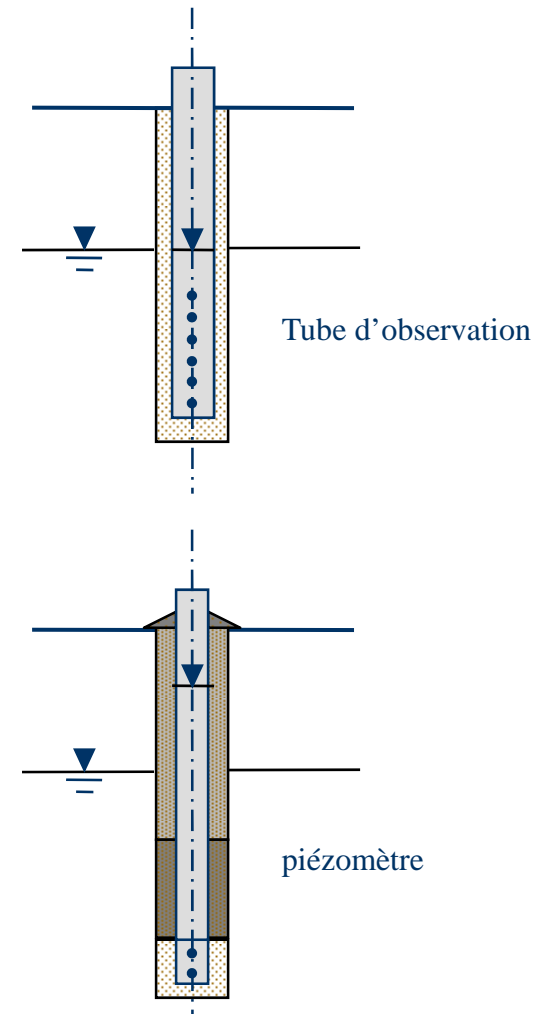
Conditions de l'eau dans le sol

4.0 Conditions de l'eau dans le sol

Le niveau de la nappe d'eau dans le sol est mesuré à l'aide d'un tube d'observation de la nappe alors que la pression de l'eau est mesurée à l'aide d'un piézomètre.

Le tube d'observation est un simple tube en PVC le long duquel on fait des petits trous dans le tiers inférieur. Idéalement, après l'avoir déposé dans le trou de forage on l'enrobe de sable. Le niveau mesuré dans le tuyau correspond après un certain temps (dépend de la perméabilité) à celui de la nappe d'eau dans le sol.

Le piézomètre est constitué d'un tuyau étanche à l'extrémité duquel on a fixé un capteur poreux appelé piézomètre. Après avoir descendu ce dispositif dans le trou de forage il faut mettre en place un matériau imperméable juste au-dessus du piézomètre de façon à isoler la pointe du piézomètre des conditions prévalant au dessus.



RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

RAPPORT DE FORAGE

5.0 Rapport de forage

Le rapport de forage doit comporter les informations suivantes :

- Une description de la stratigraphie : couches, nature du sol, épaisseurs
- Des indications sur la résistance à l'enfoncement du tubage;
- La localisation des échantillons et des essais;
- Les résultats des essais de pénétration standard;
- Les longueurs de récupération / longueur d'enfoncement;
- La position de la nappe d'eau;
- Les résultats des essais de laboratoire et de terrain;
- Les observations spéciales en cours de forage.

Dans les deux pages suivantes des exemples de rapports de forages dans l'argile et dans les sols granulaires sont présentés.

RAPPORT DE FORAGE														
Projet _____	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Marteau</td> <td style="padding: 2px;">Poids</td> <td style="padding: 2px;">Chute</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Pointe conique</td> <td style="padding: 2px;">63,5 kg</td> <td style="padding: 2px;">760mm</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Tubage</td> <td style="padding: 2px;">159 kg</td> <td style="padding: 2px;">45,7 cm</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Carottier</td> <td style="padding: 2px;">63,5 kg</td> <td style="padding: 2px;">760mm</td> </tr> </table>	Marteau	Poids	Chute	Pointe conique	63,5 kg	760mm	Tubage	159 kg	45,7 cm	Carottier	63,5 kg	760mm	FORAGE NO _____
Marteau	Poids	Chute												
Pointe conique	63,5 kg	760mm												
Tubage	159 kg	45,7 cm												
Carottier	63,5 kg	760mm												
El. de la surface _____		Date _____												
Niveau de base _____		Profondeur _____ à _____												
Calibre tubage _____		Heure début _____												
Technicien _____		Heure fin _____												
ETAT DE L'ECHANTILLON	TYPES D'ECHANTILLON													
<input checked="" type="checkbox"/> Remanié	CF Cullière fendue	WS échantillon délavé												
<input type="checkbox"/> Intact	TS Tube paroi mince _____	RC carotte de roc, calibre _____												
<input type="checkbox"/> Perdu	TA Tarière	NP Niveau d'eau												
<input type="checkbox"/> Carotte de roc	N pénétration standard	Cu résistance non remanié												

RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

RAPPORT DE FORAGE

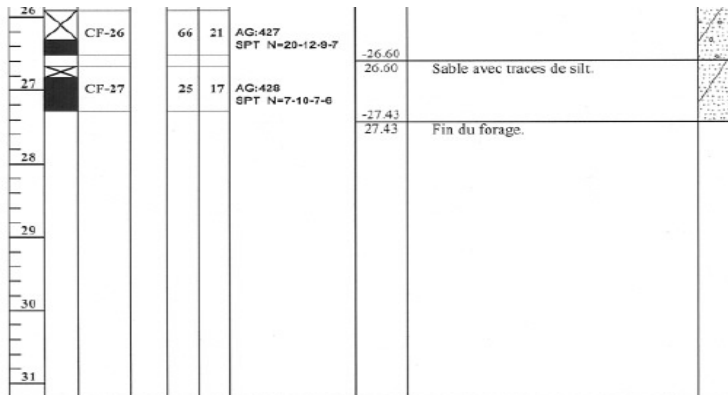
SOLS GRANULAIRES

RAPPORT DE FORAGE			
ANNEXE A	Date(s): 05-08-31 05-09-06	Site: BARRAGE	Forage no: TF-092-05
Projet: Année: 2005			Compagnie: Consortium

Emplacement: Sur plate-forme 2D. Chéage: m Écart: m
 Élévation du terrain: m (NMM) Est: 255274.35 m Nord: 5485676.94 m
 Foreuse: BBS-37 Effectué par: Vérifié par: Approuvé par:

ÉTAT	TYPE D'ÉCHANTILLON	ESSAIS IN SITU	ESSAIS EN LABORATOIRE
	CF: Carottier fendu (standard). TM: Tube à paroi mince. PS: Piston stationnaire. CR: Tube carottier. LA: Par lavage. MA: Prélèvement manuel. GD: Grand diamètre (200mm).	N: Essai de pénétration standard (coups / 300mm). Cu: Résistance au cisaillement non drainé (à l'état intact). Cur: Résistance au cisaillement non drainé (à l'état remanié). Calibre des tubages: HW, NW	AG: Analyse granulométrique. w: Teneur en eau naturelle. w _p : Limite de plasticité. w _L : Limite de liquidité. Dr: Densité relative des grains.

Profondeur (mètres)	ÉCHANTILLONS				ESSAIS	STRATIGRAPHIE		SYMBOLE	NIVEAU D'EAU	X N (Coups / 60cm)
	ÉTAT	TYPE ET NUMÉRO	CALIBRE	REC %		REC	DESCRIPTION			
0.00						0.00	Surface de la plate-forme			
0.00						0.00	Sable et gravier ou gravier et sable avec traces de silt.			
1	CF-1	49	39	AG:406 SPT N=26-24-15-16						
2	CF-2	49	23	AG:407 SPT N=10-12-11-13						
3	CF-3	41	16	AG:408 SPT N=10-6-10-10						
4	CF-4	25	15	SPT N=10-8-7-10						
4	CF-5	25	11	AG:409 SPT N=7-7-4-9		-4.20	Sable avec trace de gravier et traces de silt.			
5	CF-6	12	16	AG:410 SPT N=16-7-8-8		4.20				
						-5.10				
						5.10	Sable et gravier avec traces de silt.			



REMARQUES:

RECONNAISSANCE ET EXPLORATION DES SOLS

RAPPORT DE FORAGE

Projet École-Boisbaill
 E. de la surface 28,9
 Niveau de base arbitraire
 Calibre tubage NX
 Technicien J. J. J. J.

RAPPORT DE FORAGE

Marteau	Poids	Chute
Pointe conique	63,5 kg	760mm
Tubage	159 kg	45,7 cm
Carottier	63,5 kg	760mm

FORAGE NO 3
 Date 24 juillet 97
 Profondeur 8,2 m
 Heure début 8:30
 Heure fin 17:00

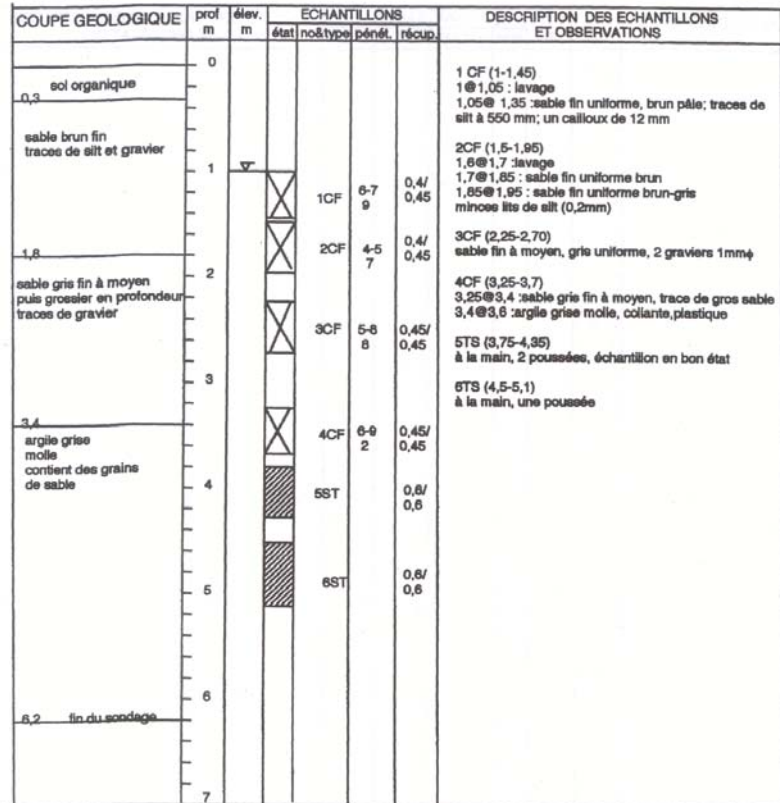
ETAT DE L'ECHANTILLON

- Remanié
- Intact
- Perdu
- Carotte de roc

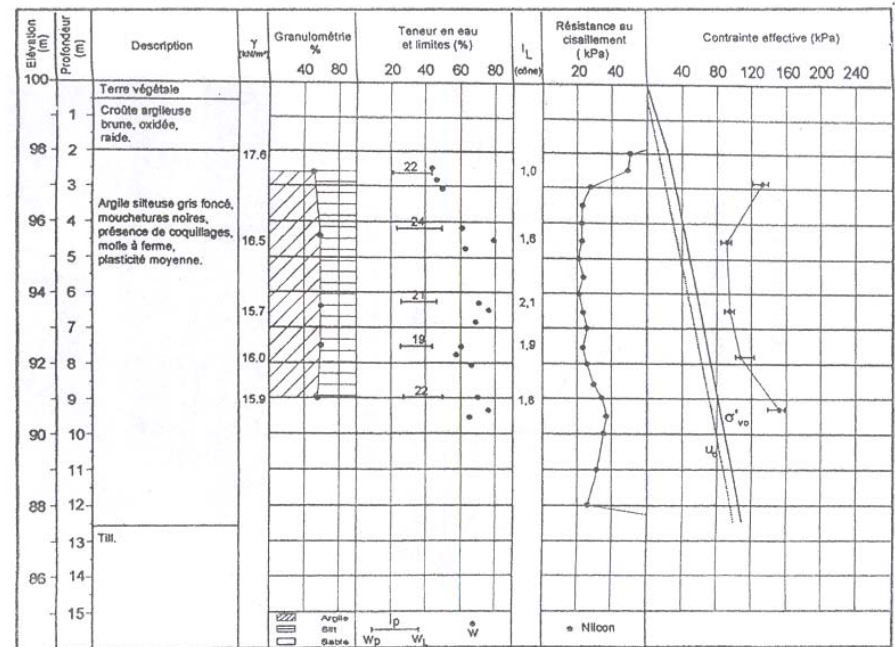
TYPES D'ECHANTILLON

- CF Cuillère fendue
- TS Tube paroi mince 50 mm
- TA Tarière
- N pénétration standard

- WS échantillon délavé
- RC carotte de roc, calibre
- NP Niveau d'eau
- Cu résistance non remanié



SOLS COHÉRENTS



CHAPITRE III

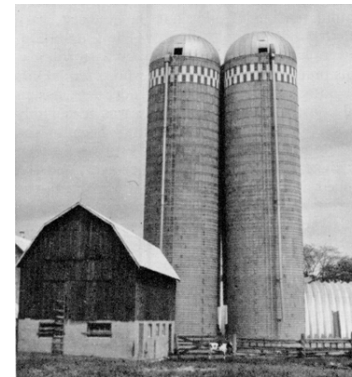
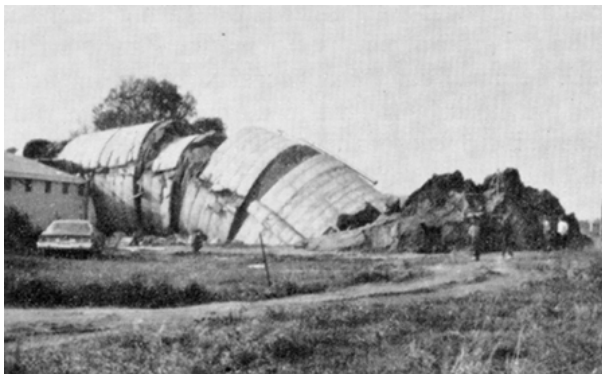
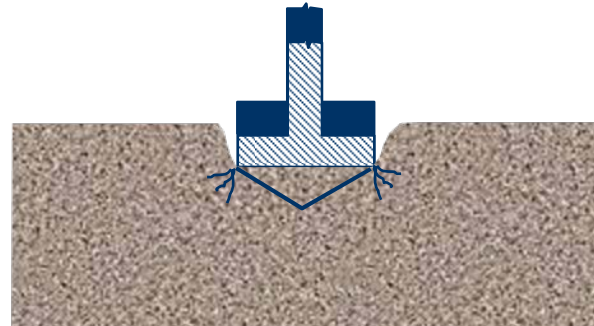
FONDATIONS SUPERFICIELLES

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

INTRODUCTION

1.1 DÉFINITION

La fondation établit le lien entre la structure et le sol



1.2 CRITÈRE DE CONCEPTION

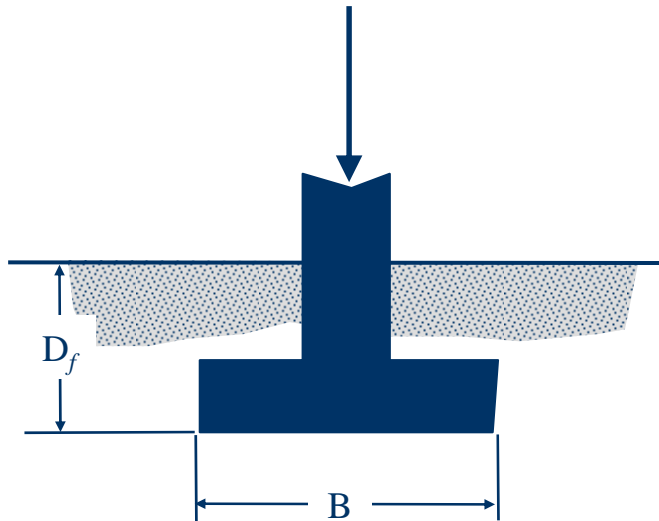
- Pas de danger de rupture (point de vue géotechnique)
- Tassements acceptables et n'entraînant pas de désordre



La plus critique des deux

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE



2 ASPECTS À ANALYSER

Capacité à la rupture

Capacité pour tassements admissibles

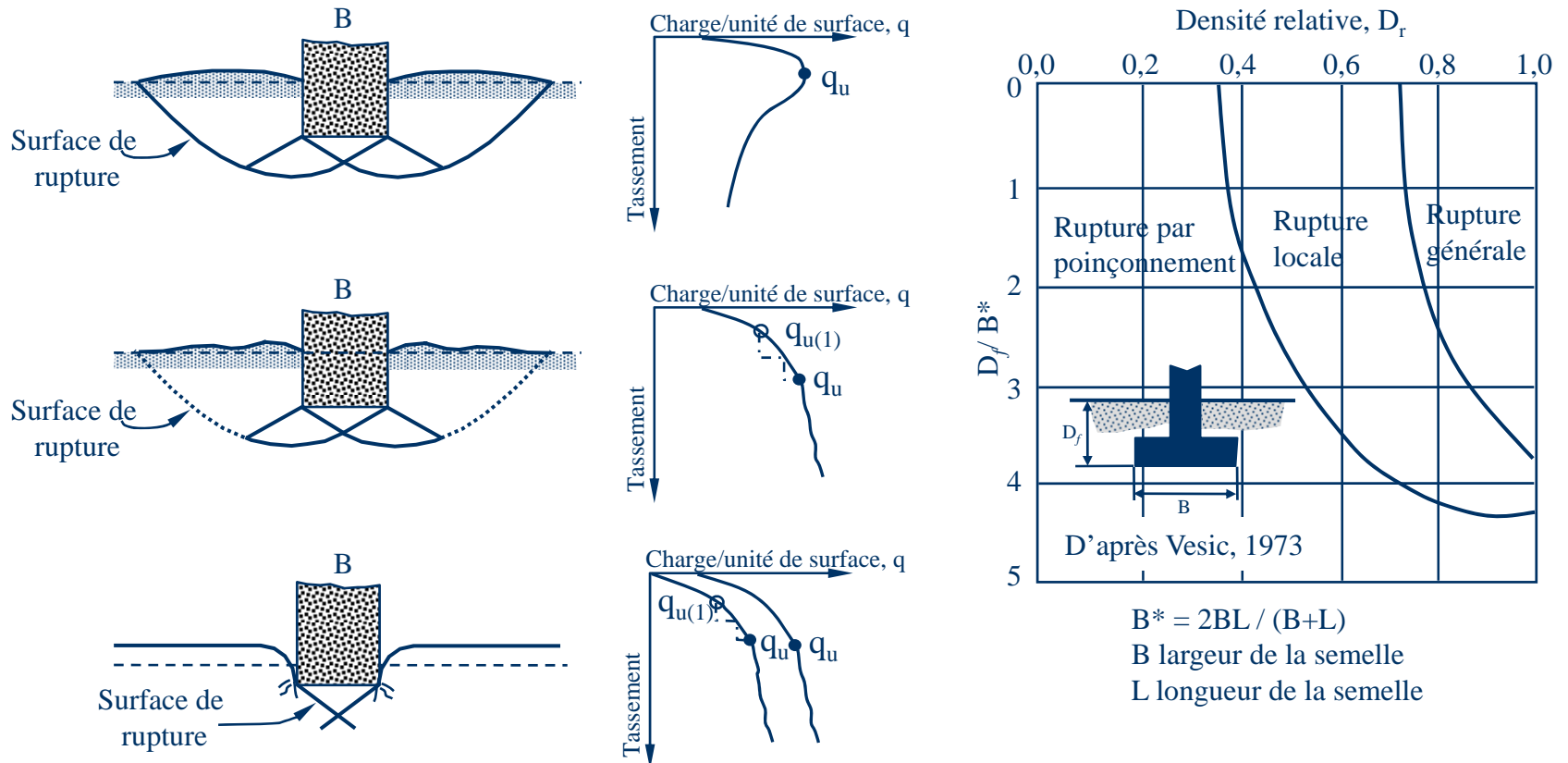
Analyse requise	Dépôt argileux	Dépôt granulaire
Capacité portante à la rupture	Oui	Oui mais rarement critique
Capacité admissible par rapport aux tassements	Oui consolidation	Oui - approche Semi-empîrique

FONDATEIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – RUPTURE

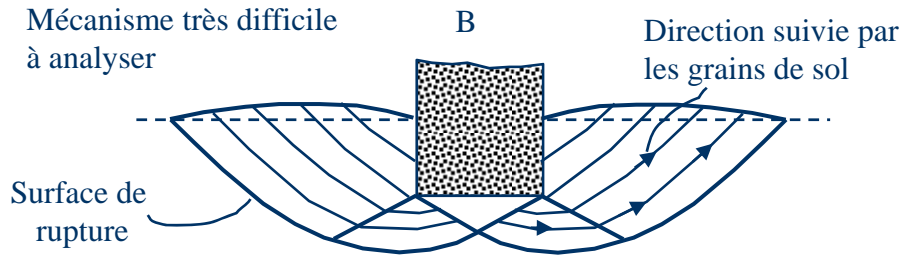
2.1 MÉCANISME DE RUPTURE

Avant de calculer la capacité portante, il faut comprendre le mécanisme de rupture



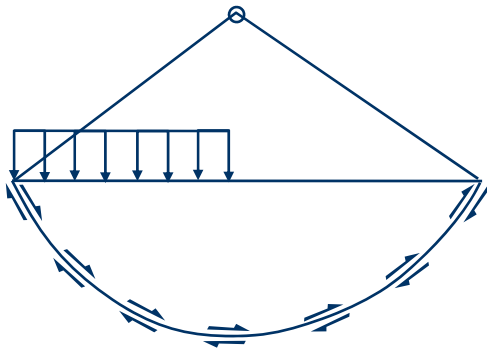
FONDATEIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE - RUPTURE

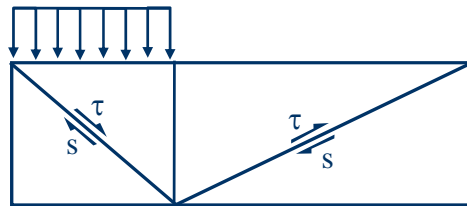


Différentes approches d'analyse

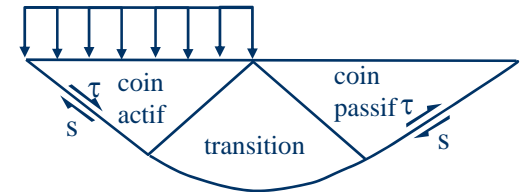
Approche de Kery



Approche de Terzaghi



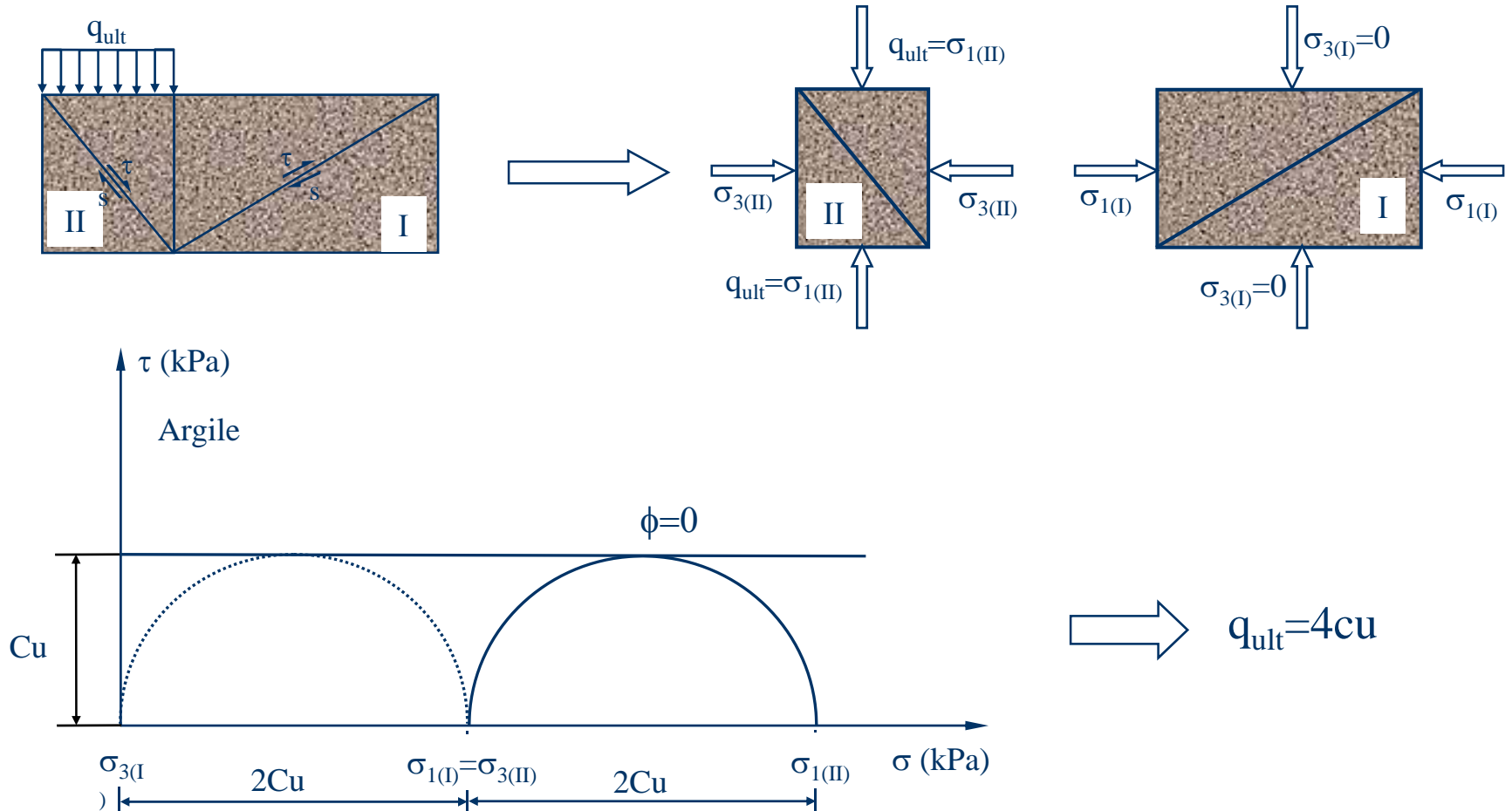
Approche de Terzaghi élaborée



FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – RUPTURE $\phi = 0$

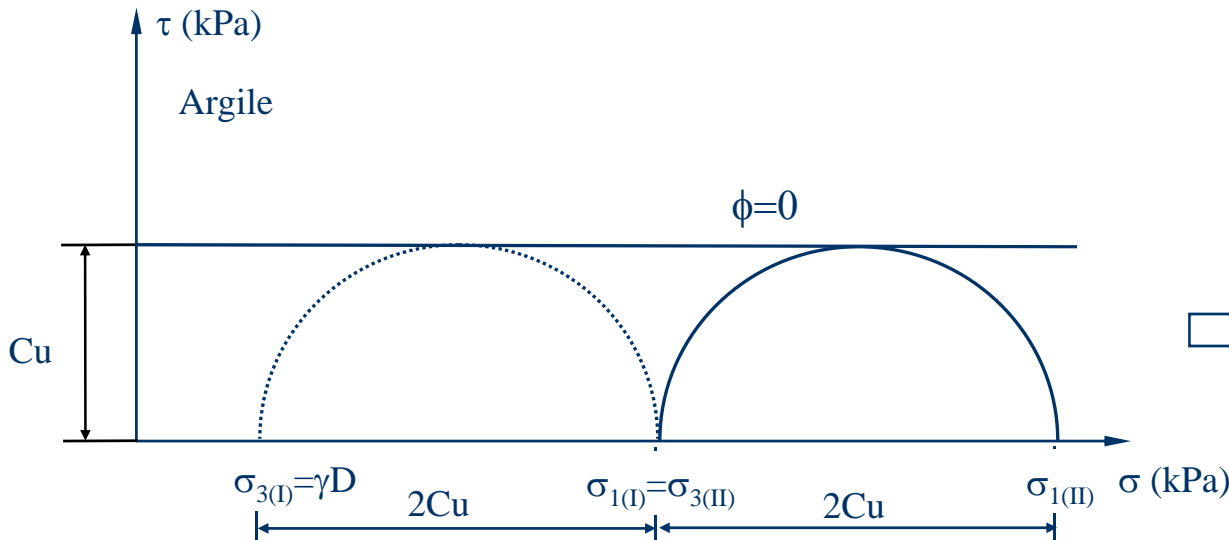
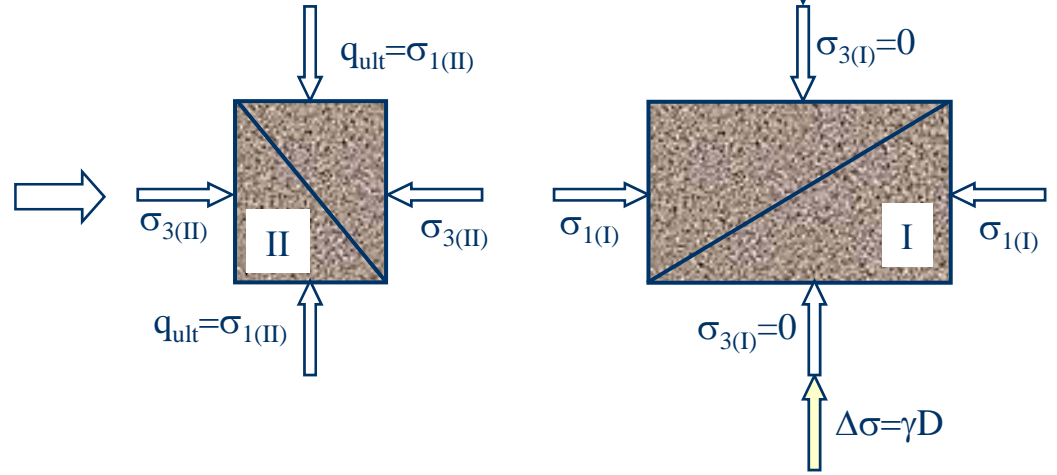
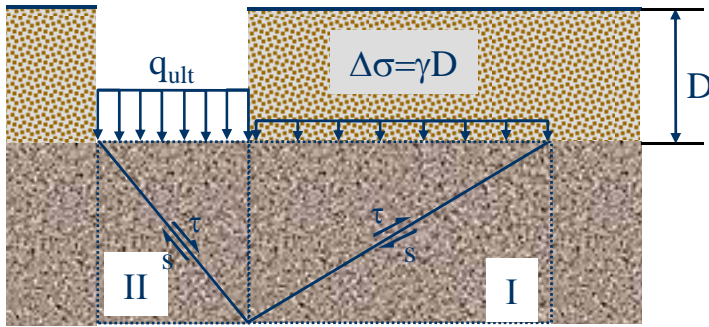
2.2 Approche de Terzaghi



FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – RUPTURE – SURCHARGE

2.2 Approche de Terzaghi



Terme surcharge

$$q_{ult} = 4c_u + \gamma D$$

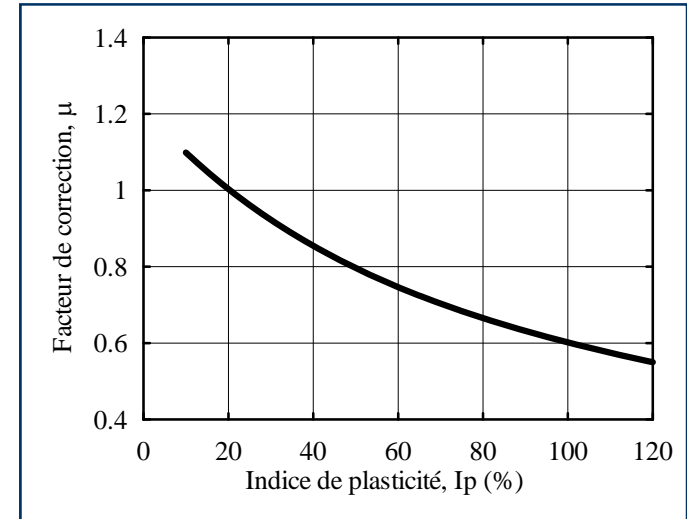
FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – MCIF (Cu)

$$q_{ult} = 4Cu + \gamma D$$

Terme surcharge

$$q_{ult} = 5\mu.Cu.\left(1 + 0,2\frac{D}{B}\right)\left(1 + 0,2\frac{B}{L}\right) + \sigma_0$$

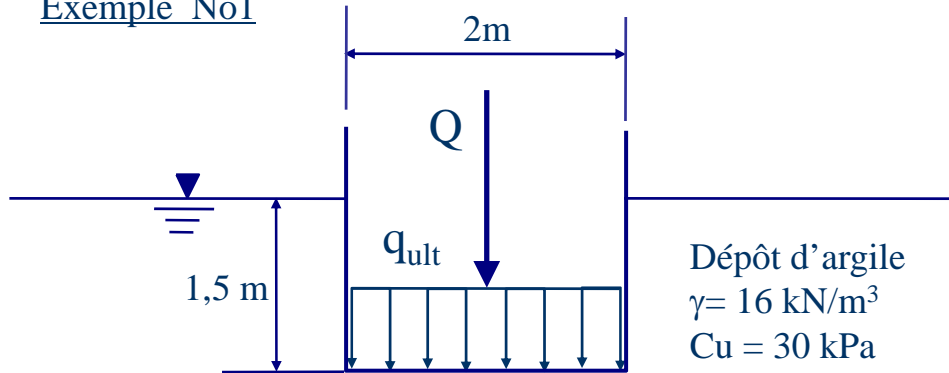


- μ : coefficient correcteur pour la résistance (correction de Berrjum)
- σ_0 : **contrainte verticale totale** due au poids actuel des terres au niveau de la fondation
- D : Profondeur de la fondation
- B : Largeur de la fondation
- L : Longueur de la fondation

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – APPLICATION

Exemple No1



- Quelle charge sera-t-il possible de transmettre à la base de la semelle sans qu'il se produise de rupture?
- Qu'arrivera-t-il si la fondation n'est pas remblayée?

Réponse :

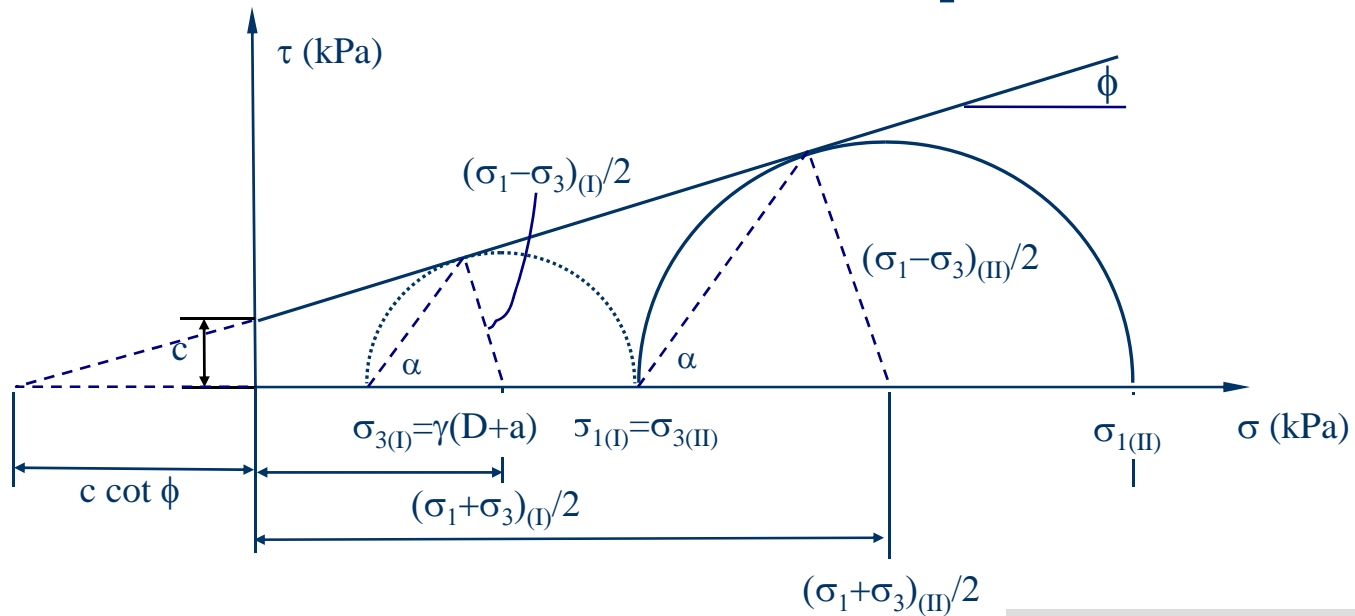
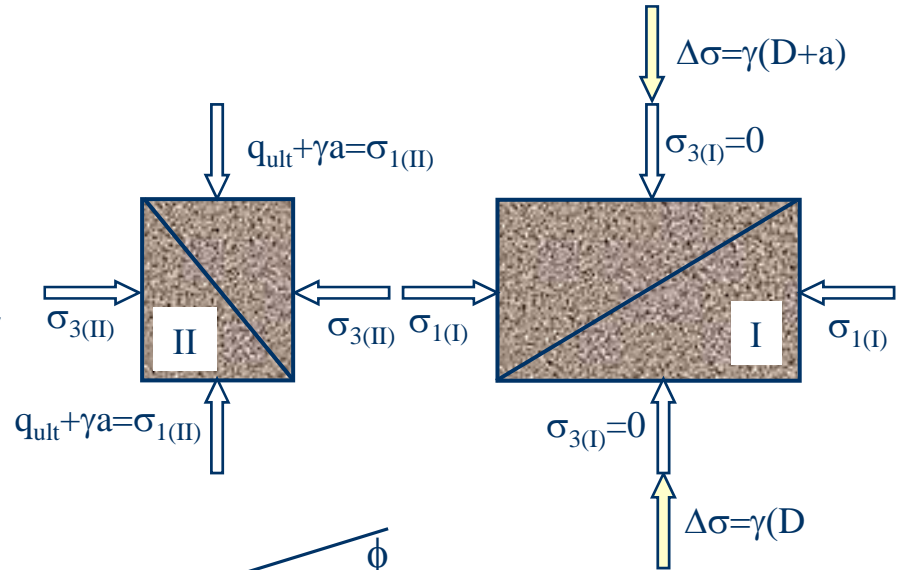
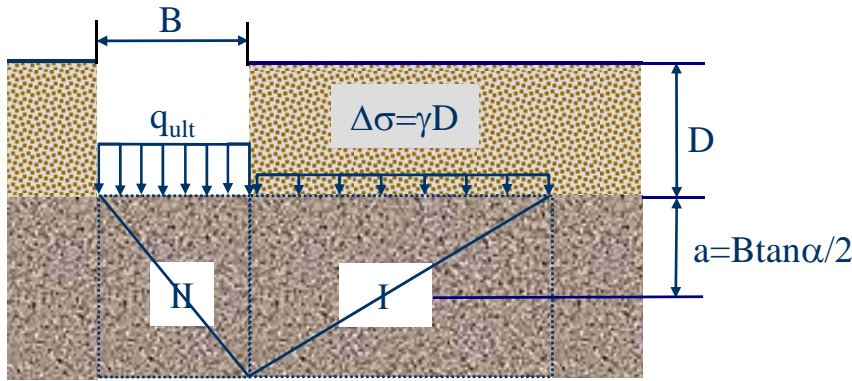
$$\begin{aligned}
 \text{a) } q_{ult} &= \gamma D + 4 c_u \\
 &= 16 * 1,5 + 4 * 30 \\
 &= 144 \text{ kPa} \\
 Q &= B * q_{ult} \\
 &= 144 * 2 \\
 &= 288 \text{ kN/m.lin}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b) } q_{ult} &= (\gamma D = 0) + 4 c_u \\
 &= 4 * 30 \\
 &= 120 \text{ kPa} \\
 Q &= B * q_{ult} \\
 &= 120 * 2 \\
 &= 240 \text{ kN/m lin}
 \end{aligned}$$

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – RUPTURE – $(c' - \phi')$

2.4 Approche de Terzaghi



FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – RUPTURE – ($c' - \phi'$)

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{c \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \cot \phi + \sigma_1 + \sigma_3}$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi$$

$$\sigma_1 = 2c \frac{\cos \phi}{(1 - \sin \phi)} + \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2c \tan \alpha + \sigma_3 \tan^2 \alpha \quad \alpha = 45 + \phi/2$$

On a 4 équations

$$\sigma_{3(I)} = \gamma(a + D) \quad \sigma_{3(II)} = \sigma_{1(I)} = 2c \tan \alpha + \sigma_{3(I)} \tan^2 \alpha \quad \sigma_{1(II)} = q_{ult} + \gamma a$$

$$\sigma_{1(II)} = 2c \tan \alpha + \sigma_{3(II)} \tan^2 \alpha$$



$$\sigma_{1(II)} = (2c \tan \alpha + \sigma_{3(I)} \tan^2 \alpha) \tan^2 \alpha + 2c \tan \alpha = q_{ult} + \gamma a$$

$$q_{ult} = -\gamma a + 2c \tan^3 \alpha + \gamma(a + D) \tan^4 \alpha + 2c \tan \alpha$$

$$q_{ult} = 2c(\tan^3 \alpha + \tan \alpha) + \gamma D \tan^4 \alpha + \frac{\gamma B}{2} (\tan^5 \alpha - \tan \alpha)$$

FONDATEIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – RUPTURE – ($c' - \phi'$)

$$q_{ult} = 2c(\tan^3 \alpha + \tan \alpha) + \gamma D \tan^4 \alpha + \frac{\gamma B}{2} (\tan^5 \alpha - \tan \alpha)$$

$$q_{ult} = f(\phi) + \gamma D f(\phi) + \frac{\gamma B}{2} f(\phi)$$

$$q_{ult} = cNc + \gamma DNq + \frac{\gamma B}{2} N\gamma$$

Terme cohésion

Terme surcharge

Terme profondeur

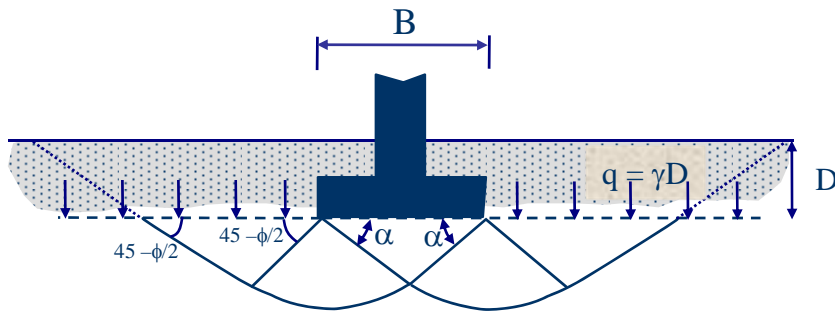
$$Nc = 2(\tan^3 \alpha + \tan \alpha)$$

$$Nq = \tan^4 \alpha$$

$$N\gamma = (\tan^5 \alpha - \tan \alpha)$$

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – MCIF



COEFFICIENTS DE CAPACITÉ PORTANTE
D'après Brinch-Hansen (1970)

ϕ	N_γ	N_c	N_q
0	0,0	5,14	1,0
5	0,2	6,5	1,6
10	0,4	8,3	2,5
15	1,4	11,0	3,9
20	3,0	15,0	7,0
25	7,0	21,0	11,0
30	15,0	30,0	18,0
35	34,0	46,0	33,0
40	80,0	75,0	64,0

$$q_{ult} = cN_c + \gamma D N_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma$$

Terme cohésion

Terme surcharge

Terme profondeur

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

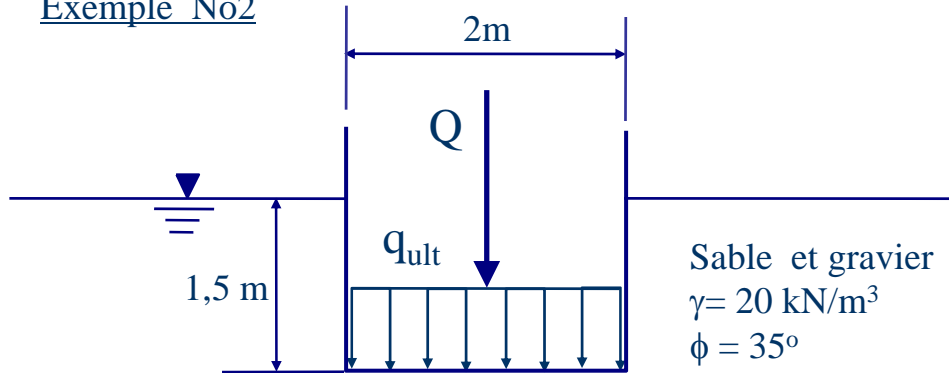
$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi$$

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – APPLICATION

Exemple No2



- Quelle charge sera-t-il possible de transmettre à la base de la semelle sans qu'il se produise de rupture?
- Qu'arrivera-t-il si la nappe d'eau est à une profondeur d'au moins 4 mètres sous la semelle?

Réponse :

$$a) \quad q_{ult} = cN_c + \gamma DN_q + \gamma BN\gamma/2$$

$$\phi = 35^\circ \quad \text{---} \quad N_c = 46; N_\gamma = 34; N_q = 33$$

$$q_{ult} = 0 \cdot 46 + (20 - 10) \cdot 1,5 \cdot 33 +$$

$$(20 - 10) \cdot 2 \cdot 34/2$$

$$= 835 \text{ kPa}$$

$$Q = B \cdot q_{ult}$$

$$= 835 \cdot 2$$

$$= 1670 \text{ kN/m lin}$$

$$b) \quad q_{ult} = 0 \cdot 46 + (20) \cdot 1,5 \cdot 33 +$$

$$(20) \cdot 2 \cdot 34/2$$

$$= 1670 \text{ kPa}$$

$$Q = B \cdot q_{ult}$$

$$= 1670 \cdot 2$$

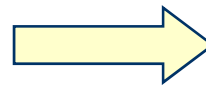
$$= 3340 \text{ kN/m lin}$$

FONDATIONS SUPERFICIELLES

FACTEUR DE SÉCURITÉ

Lorsque la conception des fondations est régie par un critère de capacité portante, un coefficient de sécurité total (global) égal à trois (3) est généralement appliqué à la capacité portante pour obtenir la capacité portante admissible.

$$F.S. = \frac{q_{ult}}{q_{adm}}$$

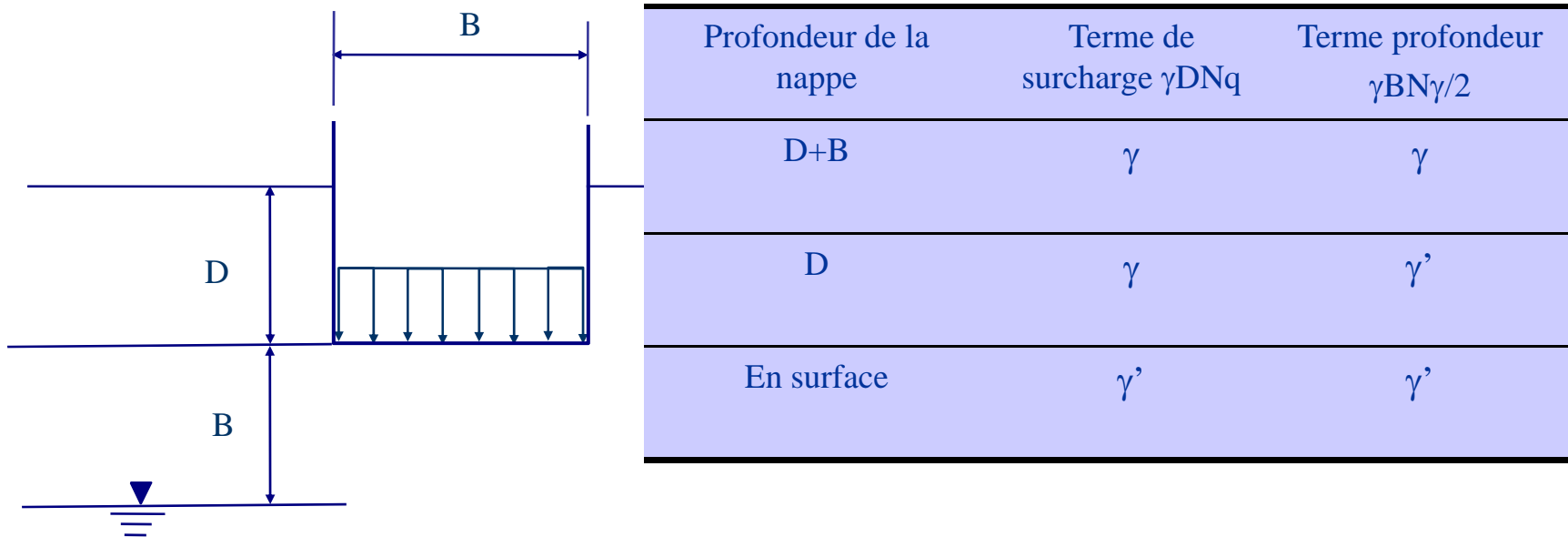


$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S. = 3}$$

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

PRÉSENCE D'UNE NAPPE D'EAU

L'existence d'une nappe d'eau dans la zone d'influence a surtout pour effet de diminuer la contrainte effective dans le sol. C'est le poids volumique des différentes couches du sol qui est affecté.



FONDATEIONS SUPERFICIELLES

FACTEUR DE FORME

Pour une semelle de longueur finie la résistance mobilisable par unité de longueur est modifiée :

- ✓ Résistance mobilisée sur les côtés
- ✓ Confinement sous la semelle diminue et donc la résistance au cisaillement

Facteurs de forme		
Forme de la semelle	Sc, Sq	S _γ
Filante	1,0	1,0
Rectangulaire	1+(B/L)(N _q /N _c) (<1,2)	1-(0,4B/L)
Circulaire ou carrée	1,2	0,6

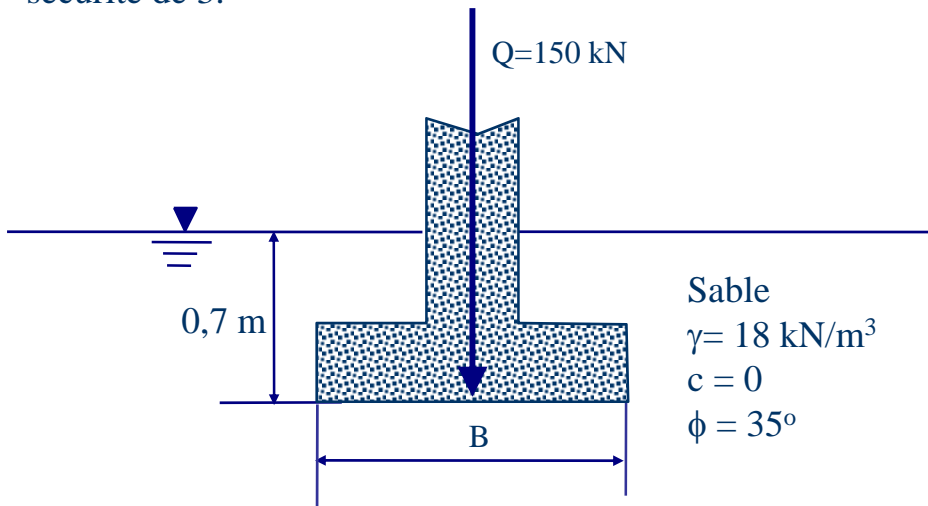
$$q_{ult} = cN_c.Sc + \gamma DN_q.Sq + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma.S_\gamma$$

FONDATIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – APPLICATION

Exemple No3

Pour les conditions montrées à la figure suivante, déterminer la largeur B d'une fondation carrée pour un facteur de sécurité de 3.



Réponse (semelle carrée):

$$a) \quad q_{ult} = cN_c \cdot S_c + \gamma DN_q \cdot S_q + \gamma BN_\gamma S_\gamma / 2$$

$$\phi = 35^\circ \quad \text{---} \quad N_c = 46; N_\gamma = 34; N_q = 33$$

$$S_c = 1,2; S_\gamma = 0,6; S_q = 1,2$$

$$q_{ult} = 0 \cdot 46 \cdot 1,2 + (18 - 10) \cdot 0,7 \cdot 33 \cdot 1,2$$

$$+ (18 - 10) \cdot B \cdot 34 \cdot 0,6 / 2$$

$$q_{ult} = 221,8 + 81,6B$$

$$Q = B^2 \cdot q_{adm} = 150 \text{ kN}$$

$$q_{ult} = 3 \cdot q_{adm} = 450 / B^2$$

$$221,8 + 81,6B = 450 / B^2$$

$$81,6B^3 + 221,8B^2 - 450 = 0;$$

Par essai et erreur ($B = 1,25 \rightarrow$

55,9; $B = 1,2 \rightarrow 10,4$; $B = 1,19 \text{ m}$

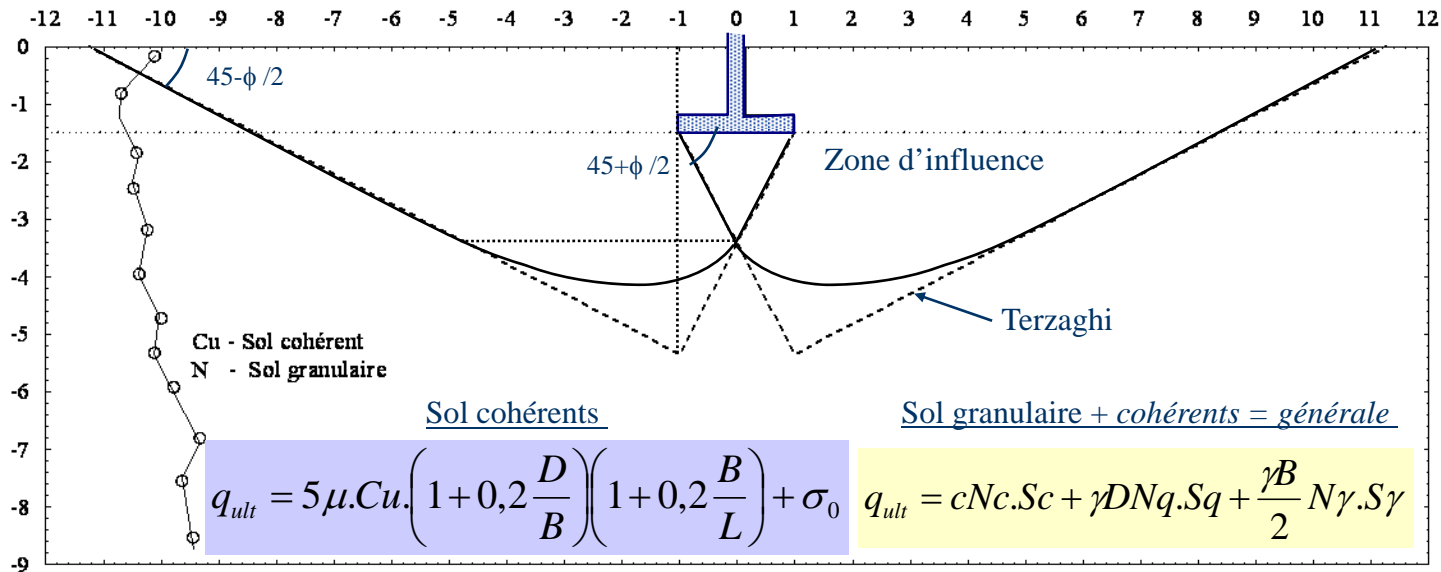
FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – SYSTÈME DE COUCHES

Importance de la zone d'influence → Pour faire la conception d'une semelle, il est nécessaire de déterminer les propriétés du sol en fonction de la profondeur (Cu dans le cas des sols cohérents et N dans le cas des sols granulaires). Il faut par la suite déterminer la valeur de Cu ou de N qui doit être considérée dans la conception.

S'il s'agit du même type de sol, on peut faire une moyenne des valeurs dans la zone d'influence (dépend de ϕ). Dans le cas des argiles, il est possible d'utiliser une valeur de ϕ de 24° .

Il n'existe pas de manière précise pour déterminer la zone d'influence. Toutefois, la représentation montrée ici semble être une bonne approximation.



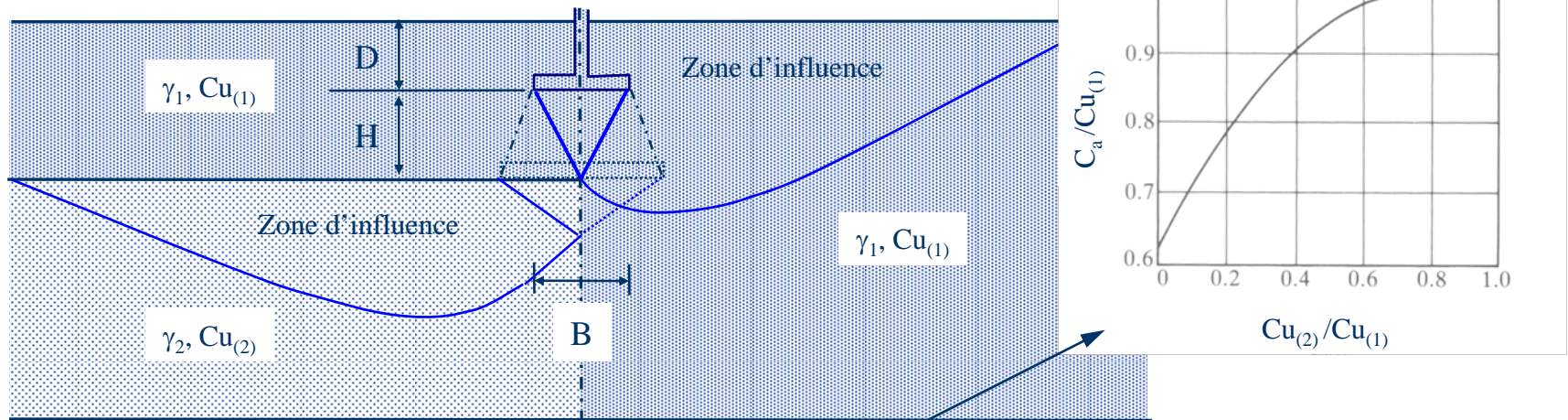
Attention : La présence de deux couches de nature différente dans la zone d'influence amène un problème complexe qui ne peut être traité de la même façon.

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – SYSTÈME DE COUCHES

La présence de deux couches de nature différente ou de la même nature mais dont les propriétés sont très différentes doit être traitée avec beaucoup de prudence. Il existe différentes situations qui peuvent se présenter dans la suite on présentera les plus importantes :

1) Cas des deux couches d'argiles où $Cu_{(1)} > Cu_{(2)}$



Meyerhof et Hanna (1978) proposent la relation suivante :

$$q_{ult} = 5,14 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) Cu_{(2)} + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2C_a H}{B}\right) + \sigma_0 \leq 5,14 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) Cu_{(1)} + \sigma_0$$

rupture de la couche profonde

rupture intermédiaire

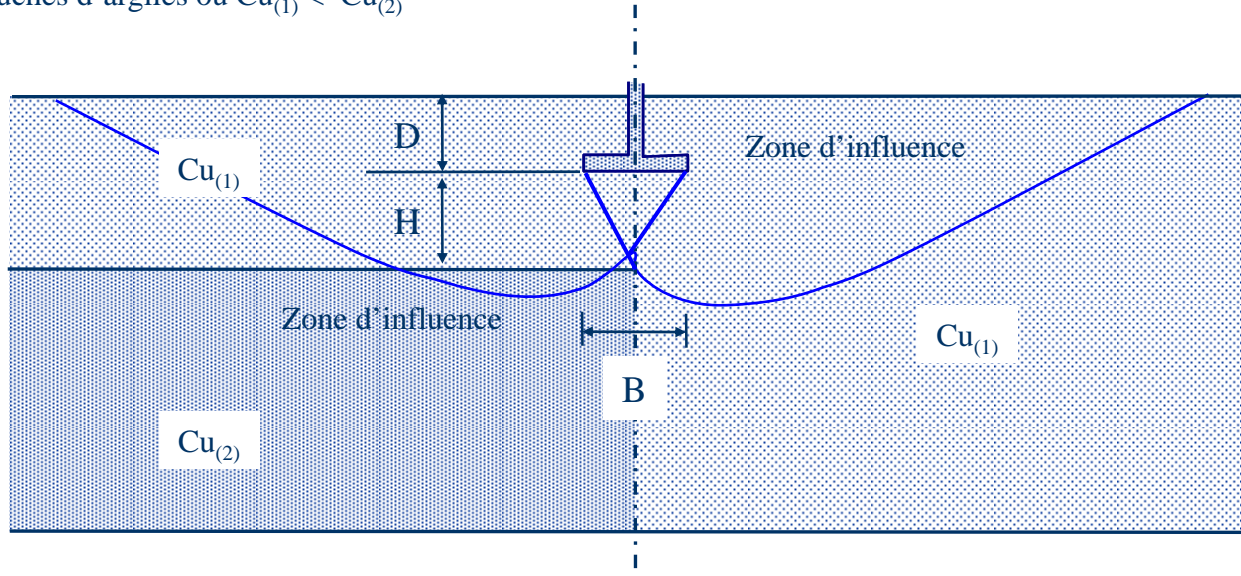
rupture de la couche supérieure

N.B. Cette relation n'est pas parfaitement conforme au MCIF; Elle peut toutefois être utilisée puisque ce dernier ne propose aucune relation

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – SYSTÈME DE COUCHES

2) Cas de deux couches d'argiles où $Cu_{(1)} < Cu_{(2)}$



Meyerhof (1974) ainsi que Meyerhof et Hanna (1978) proposent la relation suivante :

$$q_{ult} = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{H}{H_f} \right)^2 \geq q_t$$

Avec : En générale $H_f \cong B$; Si l'argile en dessous est très raide $H_f \cong 2B$;
($1 - H/H_f$) > 0

Si $H > H_f \rightarrow H > B$ ou $2B \rightarrow q_{ult} = q_t$

Si $H = 0 \rightarrow q_{ult} = q_b$

$$q_t = 5,14 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) Cu_{(1)} + \sigma_0 \quad \text{et} \quad q_b = 5,14 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) Cu_{(2)} + \sigma_0$$

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – SYSTÈME DE COUCHES

Exemple No4 :

Une fondation de 1,5m x 1m est située à une profondeur de 1 m dans une couche d'argile raide de 2 m d'épaisseur ($Cu_1 = 120$ kPa, $\gamma_1 = 16,8$ kN/m³). En profondeur on a noté la présence d'une couche épaisse d'argile moyenne ($Cu_2 = 48$ kPa, $\gamma_2 = 16,2$ kN/m³). Évaluer la charge admissible à la rupture dans ce dépôt. Considérer ensuite le cas inverse. Noter que la nappe d'eau est à 2 m de profondeur

Cas de deux couches d'argiles où $Cu_{(1)} > Cu_{(2)}$

$$q_{ult} = 5,14 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) Cu_{(2)} + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2C_a H}{B}\right) + \sigma_0 \leq 5,14 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) Cu_{(1)} + \sigma_0$$

Selon le graphique de la page 2 – $Cu_2 / Cu_1 = 48/120 = 0,4$

$$\rightarrow C_a = 0,9 \cdot 120 = 108 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} = 5,14 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1/1,5)) \cdot 48 + (1 + 1/1,5) \cdot (2 \cdot 108 \cdot 1/1) + (1 \cdot 16,8) = 656,4 \text{ kPa}$$

Il faut vérifier que cette valeur est inférieure à $5,14 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) Cu_{(1)} + \sigma_0$

$$= 5,14 \cdot (1 + 0,2 \cdot 1/1,5) \cdot 120 + 16,8 \cdot 1 = 715,8 \text{ (ok)}.$$

Donc $q_{ult} = 656,4$ et $q_{adm} = q_{ult} / 3 = 656,4 / 3 = 218,8$ kPa

$$Q_{adm} = 1 \cdot 1,5 \cdot 218,8 = 328,2 \text{ kN}$$

Cas de deux couches d'argiles où $Cu_{(1)} < Cu_{(2)}$

$$q_{ult} = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{H}{H_f}\right)^2 \geq q_t$$

$$q_t = 5,14 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) Cu_{(1)} + \sigma_0$$

$$q_t = 5,14 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1/1,5)) \cdot 48 + 16,2 \cdot 1 = 295,8 \text{ kPa}$$

$$q_b = 5,14 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) Cu_{(2)} + \sigma_0$$

$$q_b = 5,14 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1/1,5)) \cdot 120 + 16,2 \cdot 1 = 715,2 \text{ kPa}$$

Argile raide – on adopte $\rightarrow H_f = 1,5B = 1,5$

$$q_{ult} = 295,8 + (715,2 - 295,8) \cdot (1 - 1/1,5)^2 = 342,4 \text{ kPa}$$

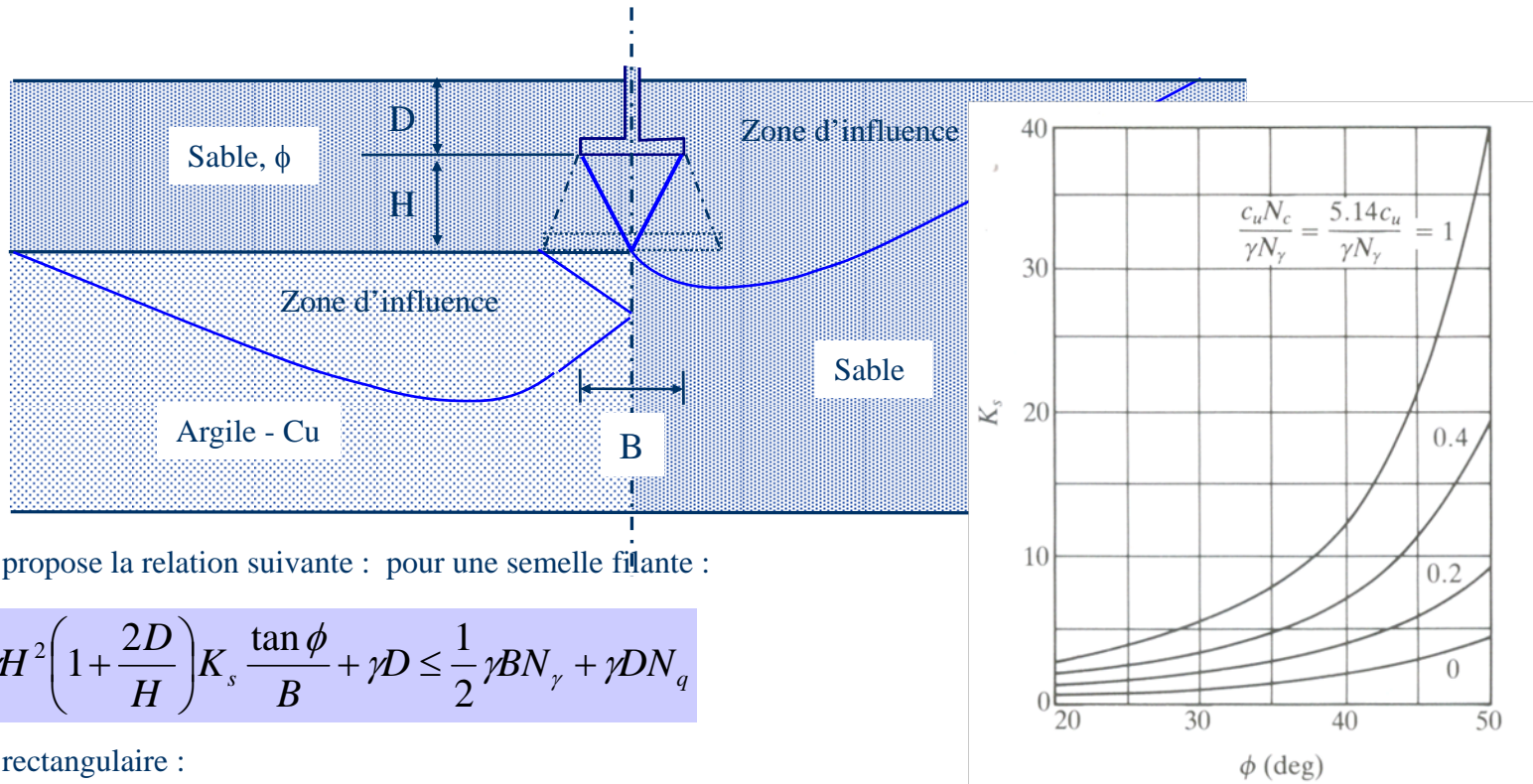
$$q_{adm} = q_{ult} / 3 = 342,4 / 3 = 114,1 \text{ kPa}$$

$$Q_{adm} = 1 \cdot 1,5 \cdot 114,1 = 171,2 \text{ kN}$$

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – SYSTÈME DE COUCHES

3) Cas d'une couche d'argile en profondeur



Meyerhof (1974) propose la relation suivante : pour une semelle filante :

$$q_{ult} = C_u N_c + \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D \leq \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

pour une semelle rectangulaire :

$$q_{ult} = \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) C_u N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D \leq \frac{1}{2} \left(1 - 0,4 \frac{B}{L}\right) \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

$N_c = 5,14$ et K_s est déterminé à partir de la figure présentée ici.

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – SYSTÈME DE COUCHES

Exemple No5 :

Une fondation de 0,9m x 1,35 m est située à une profondeur de 0,9 m dans une couche de sable dense de 2,1 m d'épaisseur ($\phi = 40^\circ$, $\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$). En profondeur on a noté la présence d'une couche épaisse d'argile molle ($Cu_2 = 20 \text{ kPa}$, $\gamma_2 = 16 \text{ kN/m}^3$). Évaluer la charge admissible à la rupture dans ce dépôt. Considérer une nappe d'eau à 4 m de profondeur.

$CuN_c / \gamma N_\gamma = 20 * 5,14 / (19,5 * 80) = 0,066$. → selon l'abaque de la page précédente : $K_s = 2,5$.

$$q_{ult} = \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) CuN_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) K_s \frac{\tan \phi}{B} + \gamma D \leq \frac{1}{2} \left(1 - 0,4 \frac{B}{L}\right) \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

$$q_{ult} = (1 + 0,2 * (0,9/1,35)) * 20 * 5,14 + (1 + 0,9/1,35) * 19,5 * (1,2)^2 (1 + 2 * 0,9/1,2) * 2,5 * \tan 40 / 0,9 + 19,5 * 0,9 = 406,7 \text{ kPa}$$

$$< ? q_u (\text{max}) = 0,5 * (1 - 0,4 * (0,9/1,35)) * 19,5 * 0,9 * 80 + 19,5 * 0,9 * 64 = 1638 \text{ kPa. (ok)}$$

$$q_{ult} = 406,7 \text{ kPa}$$

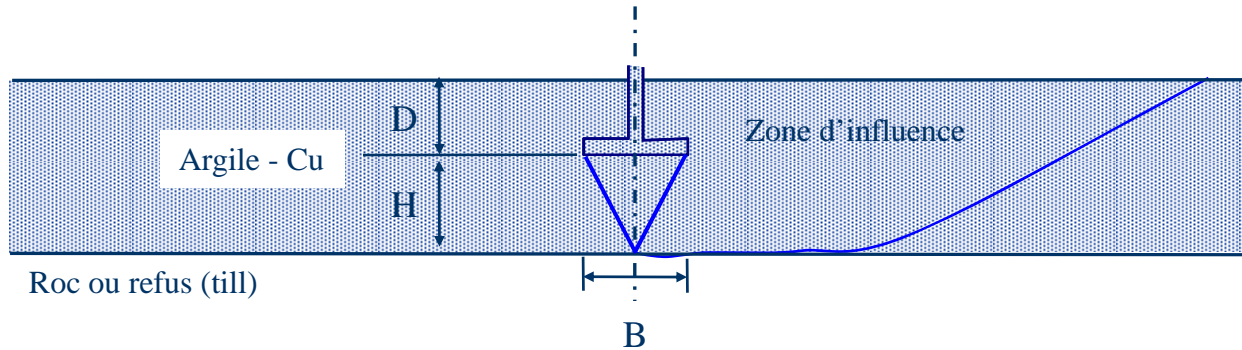
$$q_{adm} = 406,7 / 3 = 135,6 \text{ kPa}$$

$$Q_{adm} = 0,9 * 1,35 * 135,6 = 164,7 \text{ kN.}$$

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – SYSTÈME DE COUCHES

4) Cas d'une couche d'argile et d'un substratum rigide en profondeur

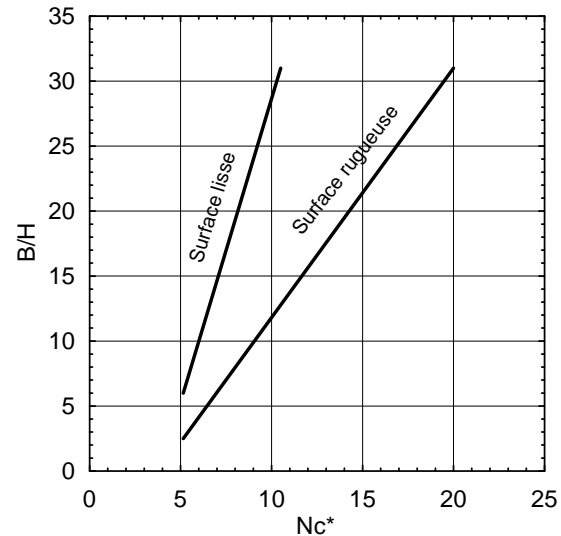


La présence du roc à une faible profondeur peut amener une certaine augmentation de la charge à la rupture.

Dans le cas d'une fondation ancrée dans une couche d'argile d'épaisseur H , limitée par rapport à la largeur B de la semelle, la charge de rupture se déduit de:

$$q_{ult} = N_c^* \mu \cdot Cu \cdot \left(1 + 0,2 \frac{D}{B}\right) \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) + \sigma_0$$

N_c^* dépend du rapport B/H et du contact lisse ou rugueux. La valeur de N_c^* peut être déterminée à partir du graphique montré ici pour des rapports de $B/H > 2,5$ pour une surface rugueuse et de 6 pour une surface lisse. .

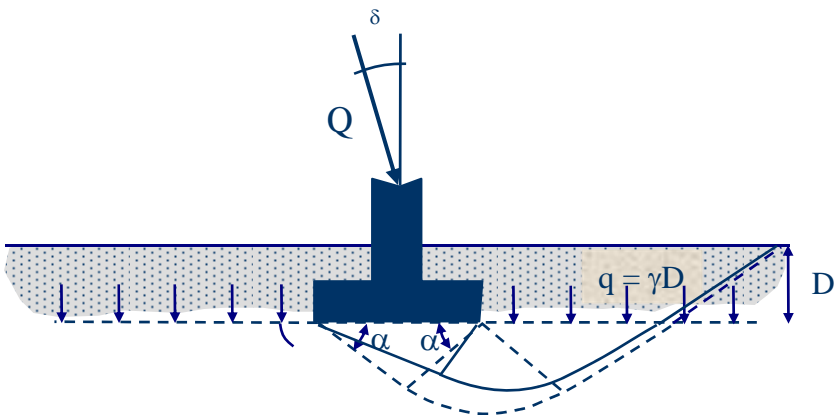
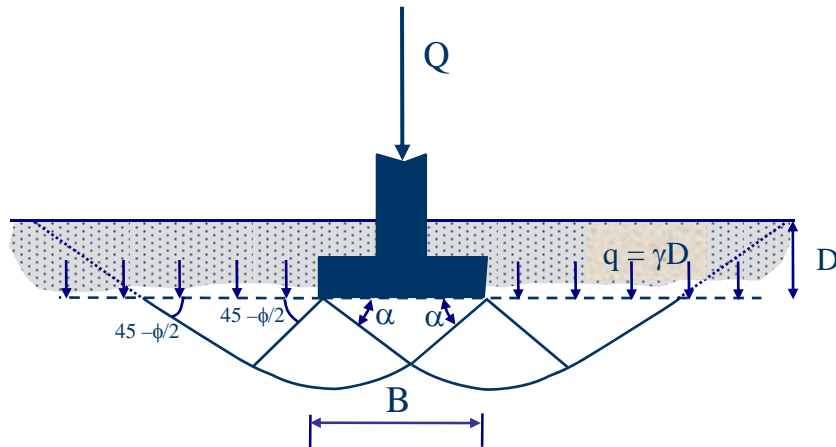


FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – CHARGE INCLINÉE

Une charge inclinée a pour effets :

- a) Modification de la zone d'influence → diminution de la capacité portante.
- b) Danger de glissement de la fondation



Il faut vérifier la stabilité contre le glissement
(F.S = 1,5) :

$$F.S = \frac{c.B + Q_v \tan \phi}{Q_h}$$

c : cohésion
 Q_v : composante verticale
 Q_h : composante horizontale

Il faut vérifier la capacité portante en incorporant des facteurs de correction : i_c , i_q et i_γ

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

Granulaire

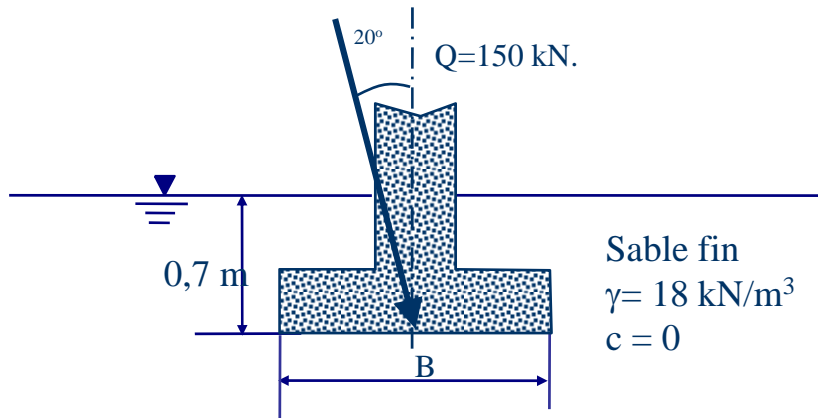
$$q_{ult} = cNc.Sc.i_c + \gamma D Nq.Sq.i_q + \frac{\gamma B}{2} N\gamma.S\gamma.i_\gamma$$

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

CHARGE INCLINÉE - APPLICATION

Exemple No6

Pour les conditions montrées à la figure suivante, déterminer la largeur B d'une fondation carrée pour un facteur de sécurité de 3.



Profondeur (m)	N	Profondeur (m)	σ'_0	N_{corr}
1,5	3	1,5	12	5
3,0	6	3,0	24	9
4,5	9	4,5	36	12
6	10	6	48	12
7,5	10	7,5	60	12
9	8	9	72	11

$$N_{\text{moy}} = 8$$

$$N_{\text{moy-corr}} = 10$$

Réponse :

Pour $N = 8$ et $N_{\text{corr}} = 10$; $\phi = 30^\circ$

$$a) \quad q_{\text{ult}} = cN_c \cdot Sc \cdot ic + \gamma DN_q \cdot Sq \cdot iq + \gamma BN_\gamma S_\gamma \cdot i_\gamma / 2$$

$$N_c = 30; N_\gamma = 15; N_q = 18$$

$$Sc = 1,2; S_\gamma = 0,6; Sq = 1,2$$

$$ic = 0,605; i_\gamma = 0,11; iq = 0,605$$

$$q_{\text{ult}} = 0 \cdot 30 \cdot 1,2 \cdot 0,605 + (18 - 10) \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1,2 \cdot 0,605$$

$$+ (18 - 10) \cdot B \cdot 15 \cdot 0,6 \cdot 0,11 / 2$$

$$q_{\text{ult}} = 73,2 + 3,96B$$

$$Q = B \cdot q_{\text{adm}} = 150 \text{ kN/m lin.}$$

$$q_{\text{adm}} = Q/B = 150 / B^2$$

$$F.S = q_{\text{ult}} / q_{\text{adm}}$$

$$q_{\text{ult}} = 3 \cdot q_{\text{adm}} = 450 / B^2$$

$$73,2 + 3,96B = 450 / B^2$$

$$73,2B^3 + 3,96B^2 - 450 = 0$$

$$\text{par essai et erreur } B = 1,815 \text{ m}$$

$$\text{Zone d'influence : } (0,7 + 3) = 3,7 \text{ m}$$

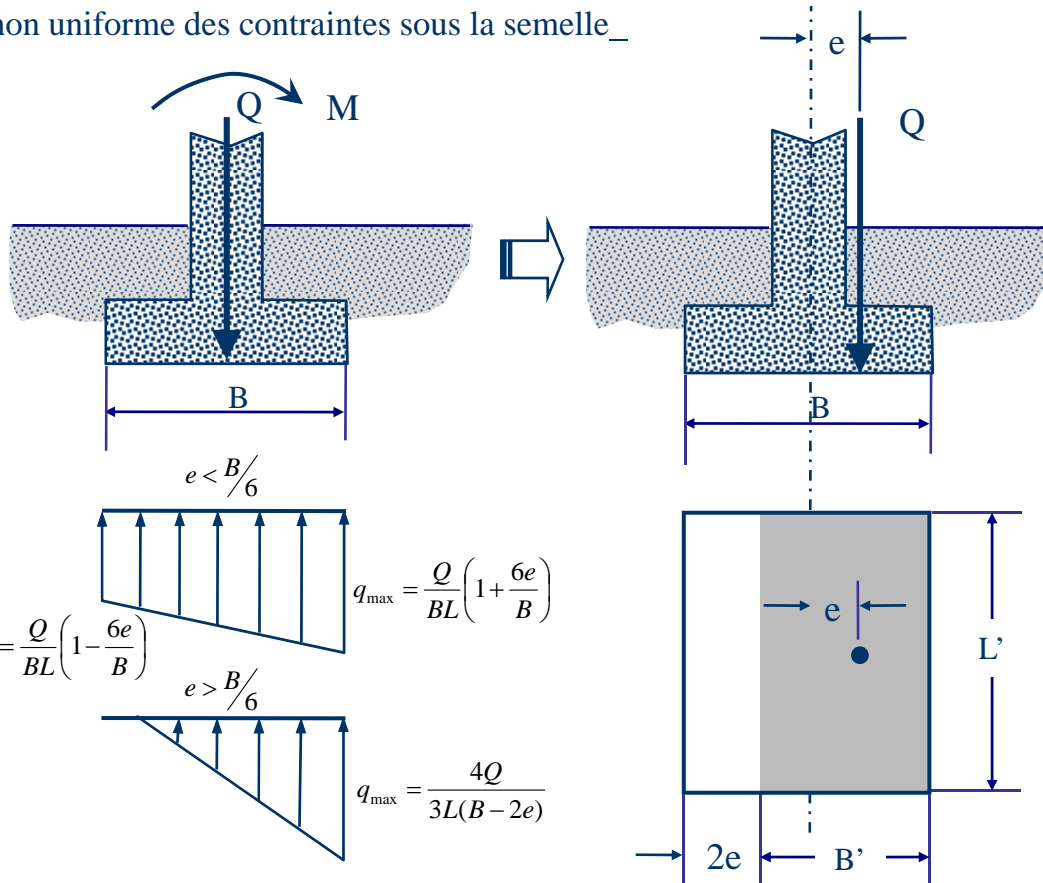
$$N_{\text{corr}} = 8,7 \text{ (pour 4,5) ok.}$$

b) il faut aussi vérifier le glissement = 1,58 (ok)

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – EXCENTRICITÉ

Une charge excentrique produit une distribution non uniforme des contraintes sous la semelle_



$$e = \frac{M}{Q}$$

$$B' = B - 2e \quad \text{ou} \quad L' = L - 2e$$

Granulaire

$$q_{ult} = cNc.Sc + \gamma DNq.Sq + \frac{\gamma B'}{2} N\gamma.S\gamma$$

Cohésif

$$q_{ult} = 5\mu.Cu \left(1 + 0,2 \frac{D}{B'}\right) \left(1 + 0,2 \frac{B'}{L'}\right) + \sigma_0$$

$$Q_{ult} = q_{ult} B' L'$$

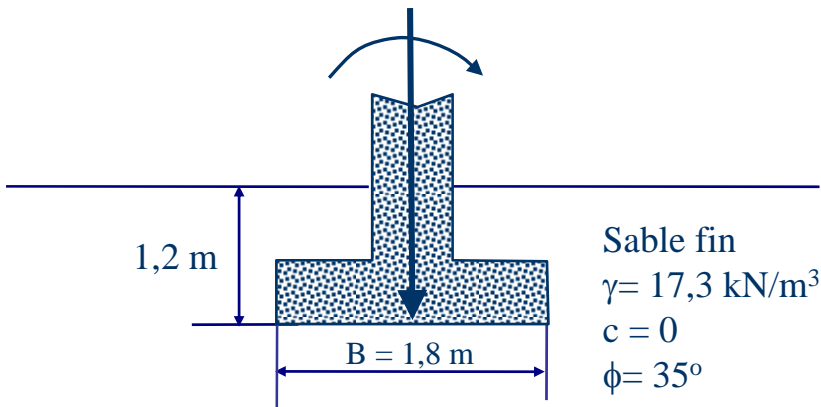
IL faut vérifier le soulèvement CNB

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

EXCENTRICITÉ - APPLICATION

Exemple No7

Une semelle filante est montrée à la figure suivante. Si l'excentricité de la charge est de 0,15 m, déterminer la charge ultime par unité de longueur de la fondation Q_{ult}



Réponse :

$$e = 0,15 \text{ m}; \quad B' = B - 2e = 1,8 - 2 \cdot 0,15 = 1,5 \text{ m}$$

$$a) \quad q_{ult} = cN_c \cdot S_c + \gamma D N_q \cdot S_q + \gamma B' N_\gamma S_\gamma / 2$$

$$\phi = 35^\circ \quad \text{---} \quad N_c = 46; \quad N_\gamma = 34; \quad N_q = 33$$

$$S_c = 1,0; \quad S_\gamma = 1,0; \quad S_q = 1,0$$

$$q_{ult} = 0 \cdot 46 \cdot 1,0 + 17,3 \cdot 1,2 \cdot 33 \cdot 1,0 + (17,3) \cdot 1,5 \cdot 34 \cdot 1,0 / 2$$

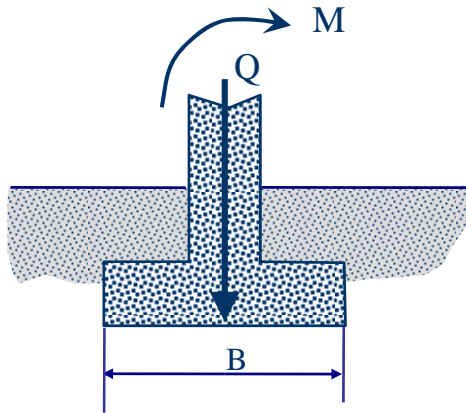
$$q_{ult} = 1126 \text{ kPa}$$

$$Q = 1 \cdot B' \cdot q_{ult}$$

$$Q_{ult} = 1 \cdot 1,5 \cdot 1126 = 1689 \text{ kN/m.lin}$$

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – EXCENTRICITÉ DOUBLE



$$e_L = \frac{M_x}{Q}$$

$$e_B = \frac{M_y}{Q}$$

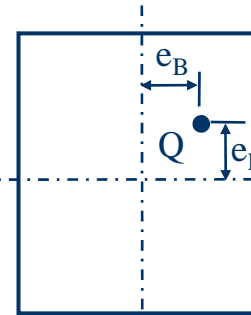
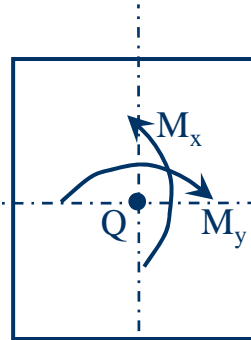
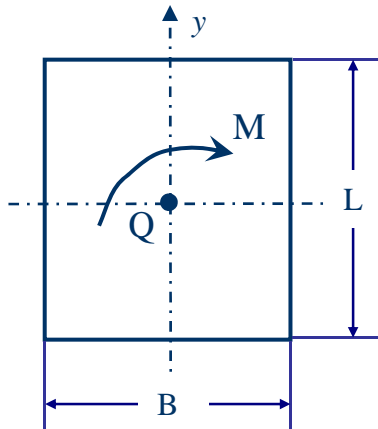
$$B' = B - 2e \quad \text{et} \quad L' = L - 2e??$$

Granulaire

$$q_{ult} = cNc.Sc + \gamma DNq.Sq + \frac{\gamma B'}{2} N\gamma.S\gamma$$

Cohésif

$$q_{ult} = 5\mu.Cu.\left(1 + 0,2 \frac{D}{B'}\right)\left(1 + 0,2 \frac{B'}{L'}\right) + \sigma_0$$

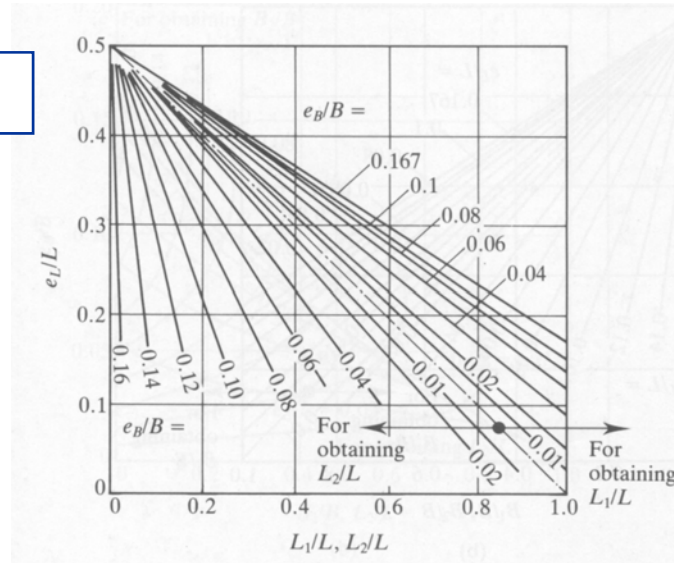
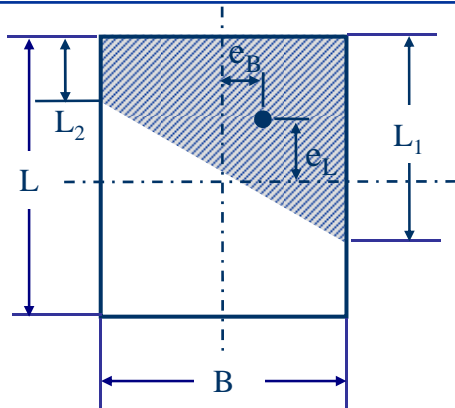


$$Q_{ult} = q_{ult} A' = q_{ult} B' L'$$

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – EXCENTRICITÉ DOUBLE

cas I $e_L/L < 0,5$ et $0 < e_B/B < 1/6$



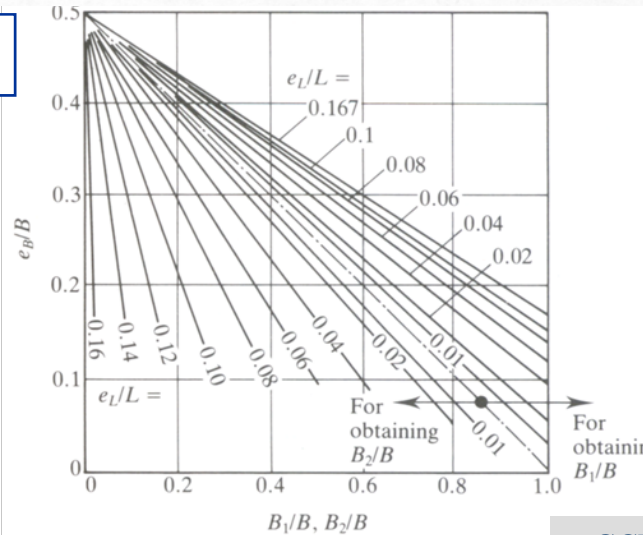
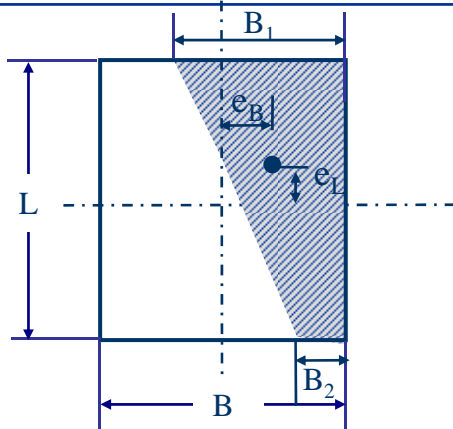
D'après Hightner et Anders (1985)

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B$$

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ ou } L_2 (\text{Le plus grand})}$$

$L' = L_1$ ou L_2
le plus grand des deux

cas II $e_L/L < 1/6$ et $0 < e_B/B < 0,5$



$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L$$

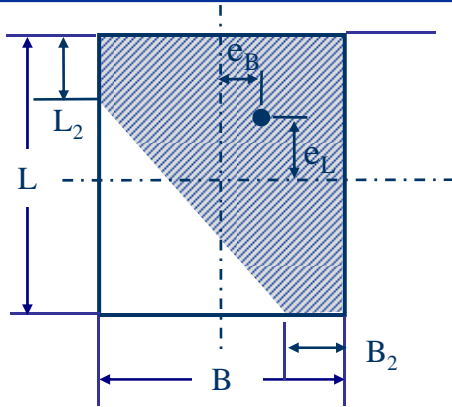
$$B' = \frac{A'}{L}$$

$L' = L$

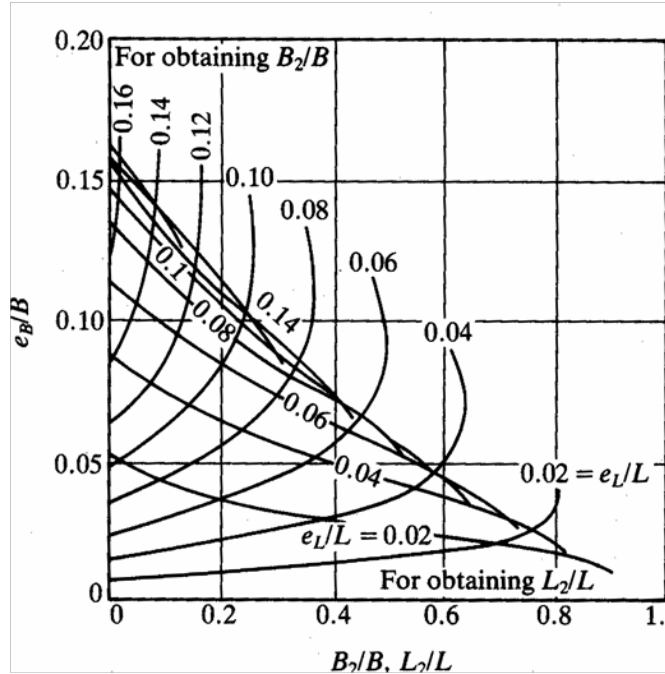
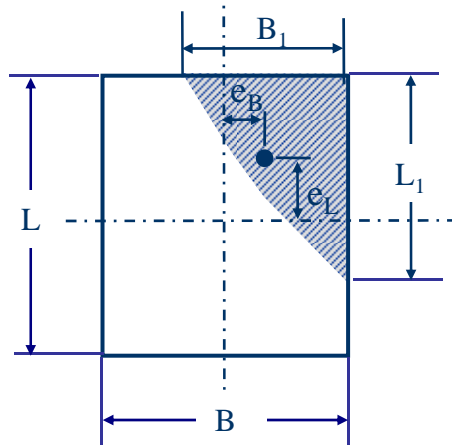
FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – EXCENTRICITÉ DOUBLE

cas III $e_L/L < 1/6$ et $e_B/B < 1/6$



cas III $e_L/L \geq 1/6$ et $e_B/B \geq 1/6$



D'après Hightet et Anders (1985)

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2} (B + B_2) (L - L_2)$$

$$B' = \frac{A'}{L}$$

$$L' = L$$

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1$$

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) \quad L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right)$$

L' est la valeur la plus grande entre B_1 et L_1

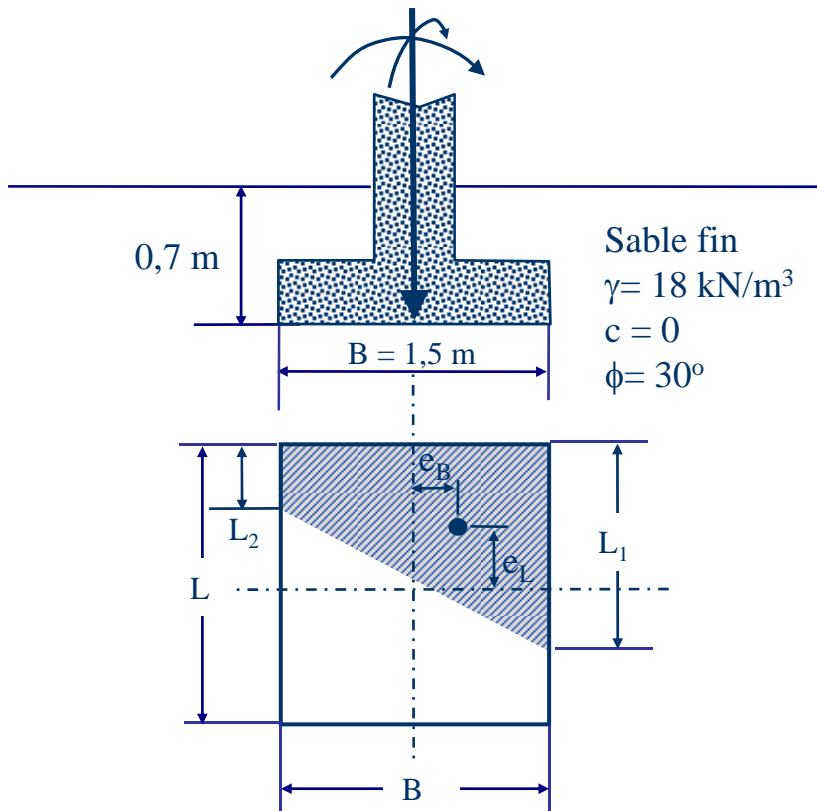
$$B' = \frac{A'}{L}$$

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

EXCENTRICITÉ APPLICATION

Exemple No8

Déterminer la charge ultime Q_{ult} pour la fondation carrée montrée à la figure suivante pour :
 $e_L = 0,3$ m et $e_B = 0,15$ m



Réponse :

Il faut d'abord déterminer B' et L' pour
 $e_L = 0,3$ et $e_B = 0,15$ ($e_L/L = 0,2 > 1/6 < 0,5$ et
 $e_B/B = 0,1 < 1/6$ - Donc cas I.

Abaques : $L_1/L = 0,85$; $L_1 = 1,5 * 0,85 = 1,275$ m
 $L_2/L = 0,21$; $L_2 = 0,21 * 1,5 = 0,315$ m
 $A' = 0,5(L_1 + L_2)B$
 $= 0,5 * (1,275 + 0,315) * 1,5 = 1,193$ m²
 $B' = A'/L_1 = 1,193 / 1,275 = 0,936$ m
 $L' = 1,275$ m

$$q_{ult} = cN_c \cdot Sc + \gamma DN_q \cdot Sq + \gamma BN_\gamma S_\gamma / 2$$

$$\phi = 30^\circ \quad \text{---} \quad N_c = 30; N_\gamma = 15; N_q = 18$$

$$Sc = Sq = 1 + B'/L' (N_q/N_c)$$

$$= 1 + 0,936 / 1,275 * (18/30) = 1,44 > 1,2$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4B'/L' = 0,706$$

$$q_{ult} = 0 * 30 * 1,2 + (18) * 0,7 * 18 * 1,2$$

$$+ (18) * 0,936 * 15 * 0,706 / 2 = 361,4$$
 kPa

$$Q_{ult} = A' q_{ult} = 1,193 * 361,4 = 431$$
 kN

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

TASSEMENT

Le tassement d'une structure est le résultat de la déformation du sol de fondation. On peut distinguer les phénomènes suivants :

- Déformations élastiques (rapide);
- Changement de volume conduisant à la diminution de la teneur en eau (consolidation);
 - Dans les sols granulaires, la consolidation est rapide et ne peut généralement être distinguée du tassement élastique.
 - Dans les sols à grains fin (cohérent), le temps de consolidation peut être considérable.
- Mouvement de cisaillement généralisé;
- Autres facteurs, comme l'effondrement du sol ou un affaissement minier.

FONDATEIONS SUPERFICIELLES

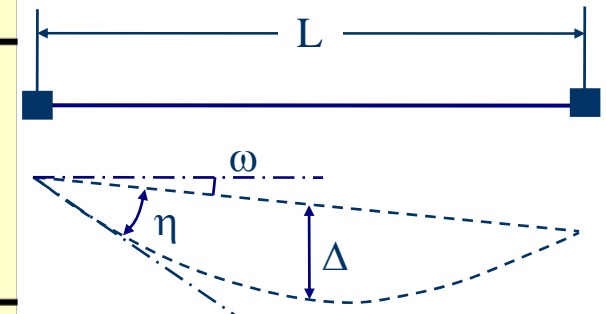
TASSEMENT - CRITÈRES

Le tassement maximum qu'on peut accepter pour un bâtiment est en règle générale de **25 mm**

Avec ce tassement de 25 mm, on estime que le tassement différentiel entre deux semelles ne dépassera pas 20 mm

Cependant, les exigences peuvent varier en fonction du type de structure (MCIF – tableaux 12.3 et 12.4)

MATERIAUX	FLECHE MAXIMALE ENTRE SUPPORTS (L est la portée) Δ
Maçonnerie, verre et autres matériaux fragiles	L/360
Revêtement métallique ou autre finis non fragiles	L/240
Charpentes d'acier ou de béton	L/150 – L/180
Charpentes en bois	L/100
Cloisons d'acier ou de béton	Selon les projets
STRUCTURE	PENTE MAXIMALE POUR UNE STRUCTURE CONTINUE (ω)
Murs de brique continus et élevés	0,0050 – 0,0010
Logements en brique	0,0030
Revêtement en brique entre colonnes	0,0010
Charpente d'immeuble en béton armé	0,00250 – 0,0040
Mur rideau en béton armé	0,0030
Charpente d'acier continue	0,0020
Charpente d'acier simplement supportée	0,0050



Δ : flèche

ω : Pente

η : rotation ou distorsion

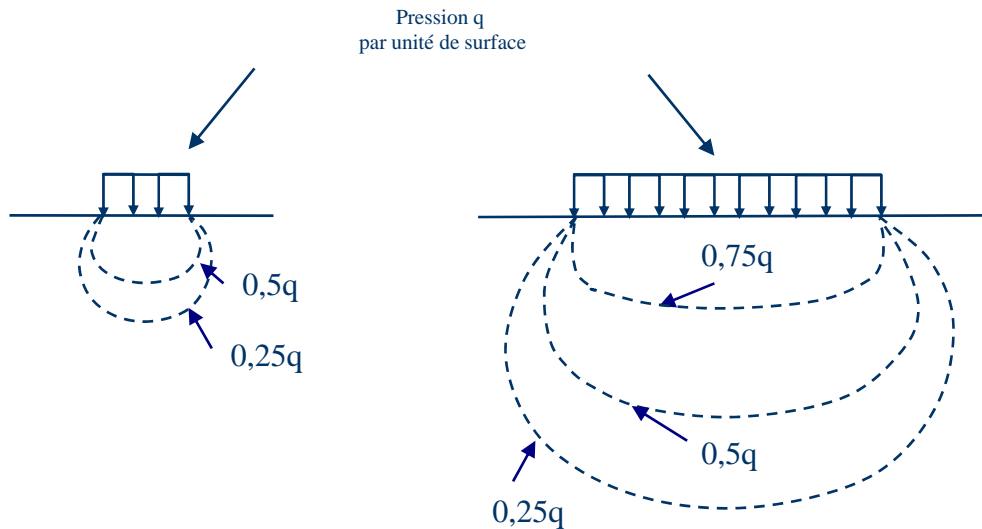
FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

CALCUL DU TASSEMENT

Les facteurs qui contrôlent le tassement dans les sols granulaires sont (pour un même niveau de contrainte) :

Dimension de la semelle

Compacité du sol



Plus la semelle est large plus le tassement est grand (pour même niveau de chargement).

Le tassement dans les sols granulaires est dû à la diminution des vides entre les grains. Plus le sol est compact (dense) avant l'application de la charge moins il y'aura du tassement.

On utilise généralement N pour déterminer la compacité du sol.

FONDITIONS SUPERFICIELLES

TASSEMENT – ESSAI IN-SITU

Pour déterminer le tassement d'une semelle on peut avoir recours à des essais sur le terrain. On réfère généralement à l'essai de plaque (ASTM, 1997, essai D-1194-72)

MCIF –

L'essai est recommandé pour les sols grossiers.
On calcule le tassement de la fondation à l'aide de la relation suggérée par Terzaghi et Peck (1967)

$$S_F = S_p \left(\frac{2}{1 + \frac{B_p}{B_F}} \right)^2 \quad \text{ou} \quad q_F = q_p \left(\frac{1 + \frac{B_p}{B_F}}{2} \right)^2$$

ASTM (1997) –

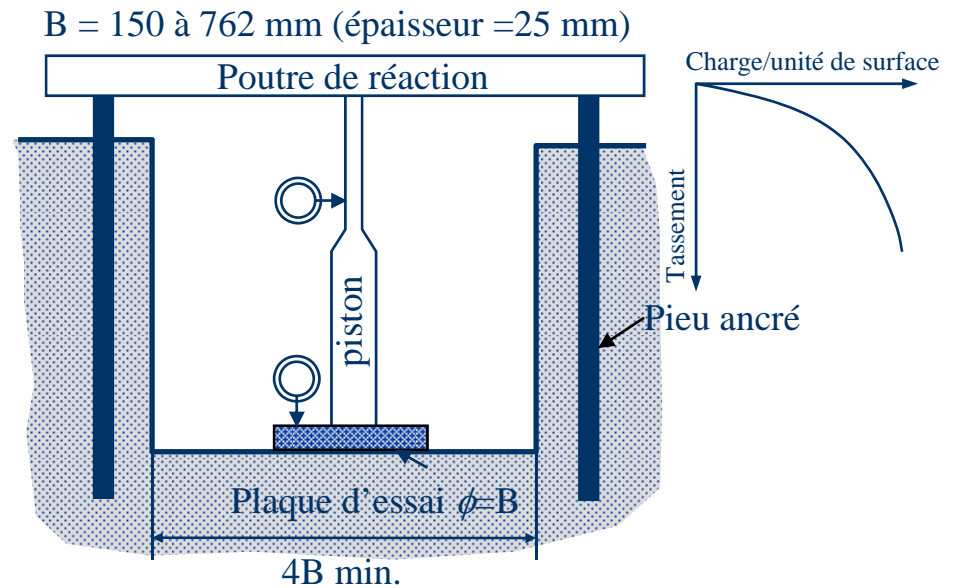
L'essai peut être effectué pour tous les sols.
On calcule le tassement de la fondation à l'aide des relations :

granulaire

$$S_F = S_p \left(\frac{B_F}{B_p} \right)^2 \left(\frac{3,28B_p + 1}{3,28B_F + 1} \right)^2$$

Cohérent

$$S_F = S_p \left(\frac{B_F}{B_p} \right)$$



S_F : tassement de la fondation de largeur B_F
 S_p : tassement de la plaque

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

ESSAI IN-SITU - APPLICATION

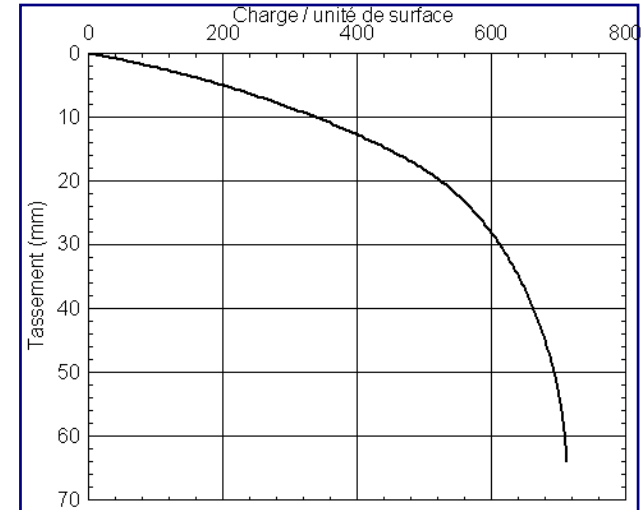
Exemple No 9

Les résultats d'un essai de plaque (de 0,305x0,305 de dimension) sur un dépôt de sable sont montrés à la figure suivante :
Déterminer les dimensions d'une semelle carrée qui doit supporter une charge de 2500 kN avec un tassement maximum de 25 mm.

Réponse :

On procède par essai et erreur.

Q_0 (kN)	Largeur supposée B_F (m)	$q_0=Q/B_F^2$ (kN/m ²)	S_p (mm)	S_F (mm)
2500	4	156,25	4,0	13,8
2500	3	277,8	8	26,36
2500	3,2	244,1	6,8	22,6
2500	3,1	260,1	7,2	23,9



Semelle de 3,1m x 3,1 m

FONDITIONS SUPERFICIELLES

TASSEMENT - SPT

Trois méthodes sont proposées pour déterminer la capacité admissible (q_{adm}) pour un tassement de 25 mm.

Terzaghi et Peck (1948) :

$$q_{adm} = 36(N - 3) \frac{(B + 0,305)^2}{2B} F_d$$

- q_{adm} : Pression admissible (kPa)
 B : Largeur de la semelle (m)
 N : Valeur de l'essai SPT (corrigée);
 F_d : Facteur forme = $1 + D/B < 2$

Meyerhof (1956) :

$$q_{adm} = 12NK_d \quad \text{si } B < 1,2m$$

$$q_{adm} = 8NK_d \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 \quad \text{si } B > 1,2m$$

- q_{adm} : Pression admissible (kPa)
 B : largeur de la semelle (m)
 N : Valeur de l'essai SPT (non corrigée);
 K_d : Facteur profondeur

$$K_d = 1 + \frac{D}{3B} \quad \text{si } D < B$$

$$K_d = 1,3 \quad \text{si } D > B$$

Peck, Hansen et Thotburn (1974) : Figure 10.1 du MCIF (voir page 7)– N corrigé

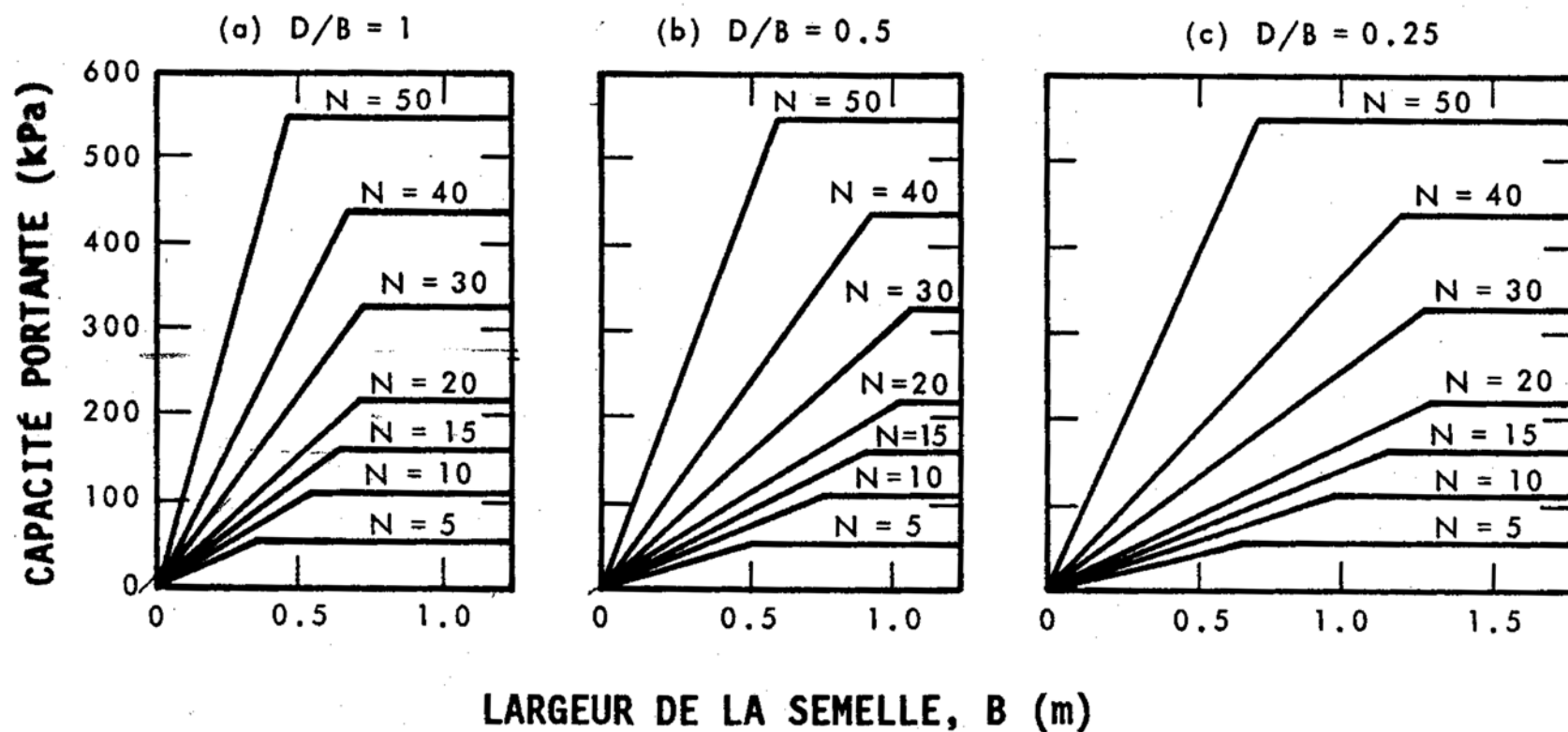
N doit être la moyenne entre 0 et 2B à 3B sous la semelle

Si nappe d'eau $q_{adm} = q_{adm}(\text{sans eau})/2$

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

TASSEMENT - SPT

D/B = RAPPORT PROFONDEUR / LARGEUR

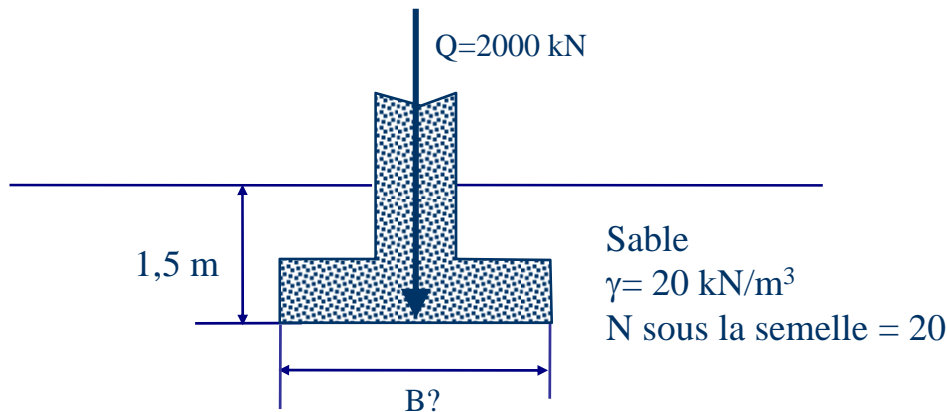


FONDACTIONS SUPERFICIELLES

TASSEMENT (SPT) -Application

Exemple No 10

Compte tenu des conditions du sol et de chargement présentées à la figure ci-dessous, trouver la largeur de la semelle carrée qui procurera un tassement de 25 mm (utiliser Meyerhof (1956) et Peck et al. (1974))



Réponse :

Selon Meyerhof (1956):

On suppose que $D < B$ et que $B > 1,2 \text{ m}$

$$K_d = 1 + 1,5/3B = (1 + 0,5/B)$$

$$q_{adm} = 8 * 20 * (1 + 0,5/B) * ((B + 0,3)/B)^2$$

$$Q_{adm} = q_{adm} * B^2$$

$$160 * (B + 0,5) * (B + 0,3)^2 = 2000B$$

$$B^3 + 1,1B^2 - 12,5B + 0,045 = 0$$

Par essai et erreur

$B = 3,05 \text{ m}$ (pour un tassement de 25 mm)

$D < B$ (ok) $B > 1,2 \text{ m}$ (ok)

Selon Peck et al. (1974) :

Essai et erreur

Considérons $B = 2$

$$\sigma' \text{ à } (2,5)B/2 + D \text{ est de } 20 * (1,5 + 2,5) = 80 \text{ kPa}$$

$$N_{corr} = 1,06 * 20 = 21$$

Selon abaques $D/B = 0,75 \rightarrow q_{adm} = 220 \text{ kPa}$

$$q_{adm} = Q/B^2; B^2 = 2000/220$$

$B = 3 \text{ m}$

FONDATEMENTS SUPERFICILLES

TASSEMENT – ARGILES

Le tassement d'une semelle peut être calculé en divisant le massif de sol en couches : pour chaque couche, on calcule les valeurs des contraintes, initiale et finale, à mi-hauteur. On détermine ensuite le tassement de chaque couche. Le tassement total est la somme des tassements pour l'ensemble des couches :

$$(\sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_p)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{1}{1+e_0} \cdot C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

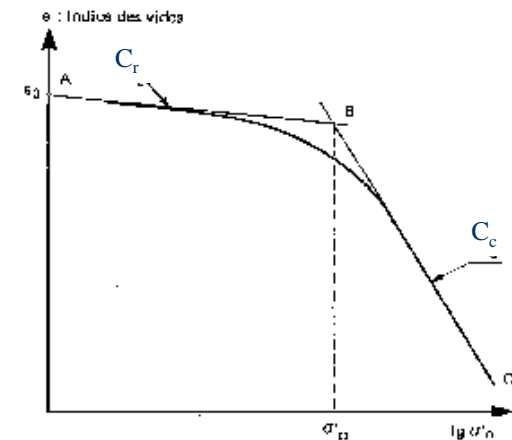
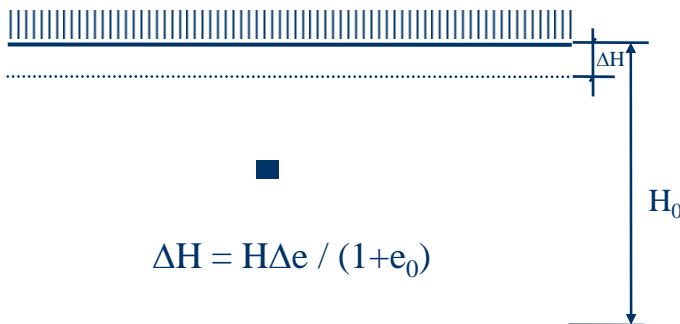
$$(\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_p)$$

$$\text{ou} \quad = \frac{1}{1+e_0} \cdot \left\{ C_r \cdot \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}\right) + C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right) \right\}$$

Selon que la contrainte effective finale ($\sigma'_0 + \Delta\sigma'$) est respectivement inférieure ou supérieure à σ'_p

$$(\sigma'_0 + \Delta\sigma' = \sigma'_p)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_p + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right)$$

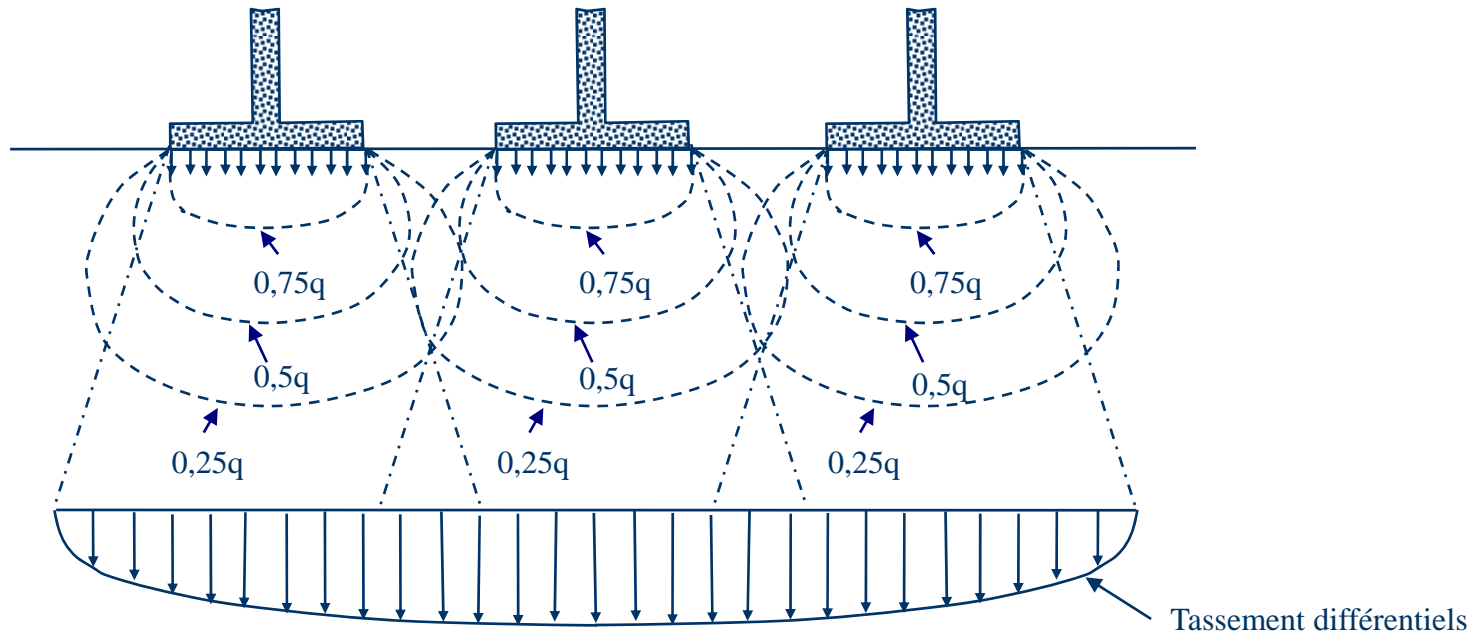


Courbe oedométrique. Détermination des indices de gonflement C_r et de compression C_c , et de la pression de préconsolidation σ'_p .

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

TASSEMENT – SUPERPOSITION DES CONTRAINTES

Lorsqu'on a un ensemble de fondations rapprochées, une attention particulière doit être apportée à la superposition des contraintes qui peut produire des tassements différentiels importants.



Ce problème peut être plus critique dans les dépôts d'argile épais.

FONDITIONS SUPERFICIELLES

CHOIX DU TYPE DE SEMELLE

Le choix du type ou du système de semelles dépend de :

- Type de structure (nature des charges);
- Conditions du terrain (géométrie, espace disponible, facilité de construire).

On choisit le type de semelle ou le système de semelle de façon à obtenir, dans la mesure du possible, une répartition uniforme des charges appliquées. Une bonne répartition des charges assure un bon fonctionnement de l'ensemble fondation-structure et minimise les tassements différentiels.

Lorsqu'on a une répartition non uniforme des charges, il faut construire un système de façon à y remédier.

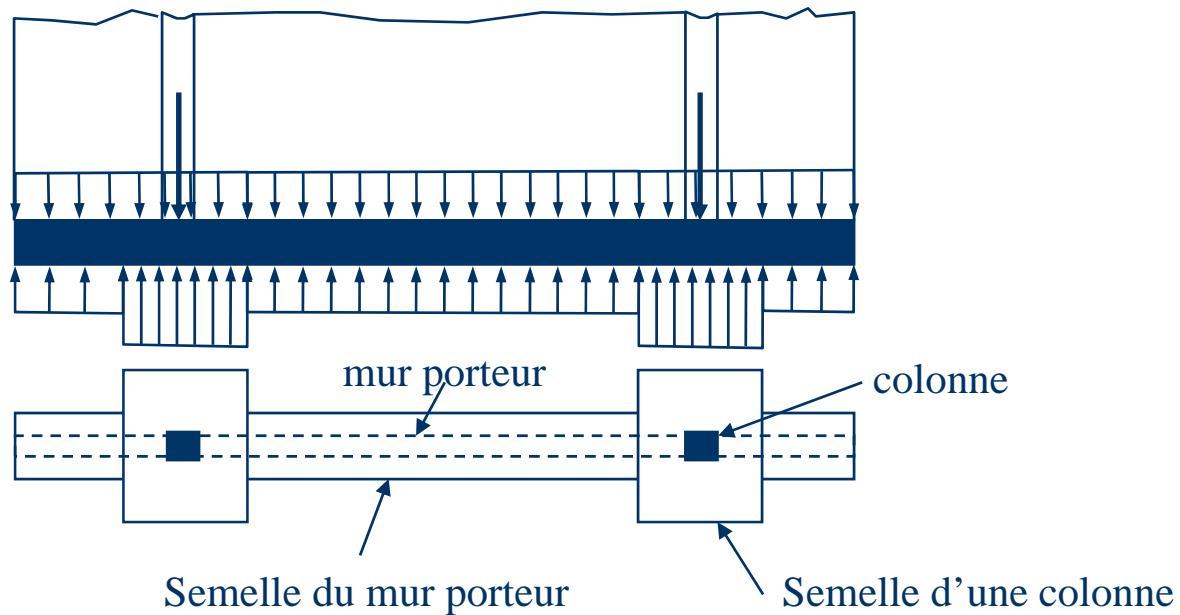
Dépendamment de la situation où on se trouve, on peut avoir les possibilités suivantes :

- ✓ Semelle simple (filante, rectangulaire, carrée, circulaire)
- ✓ Combinées rectangulaire
- ✓ Combinées trapézoïdal
- ✓ En porte-à-faux

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

SEMELLE SIMPLE

Lorsque les colonnes sont monolithiques (similaires) avec un mur porteur (cas des murs extérieurs), le dimensionnement des semelles des colonnes et du mur se fait séparément.

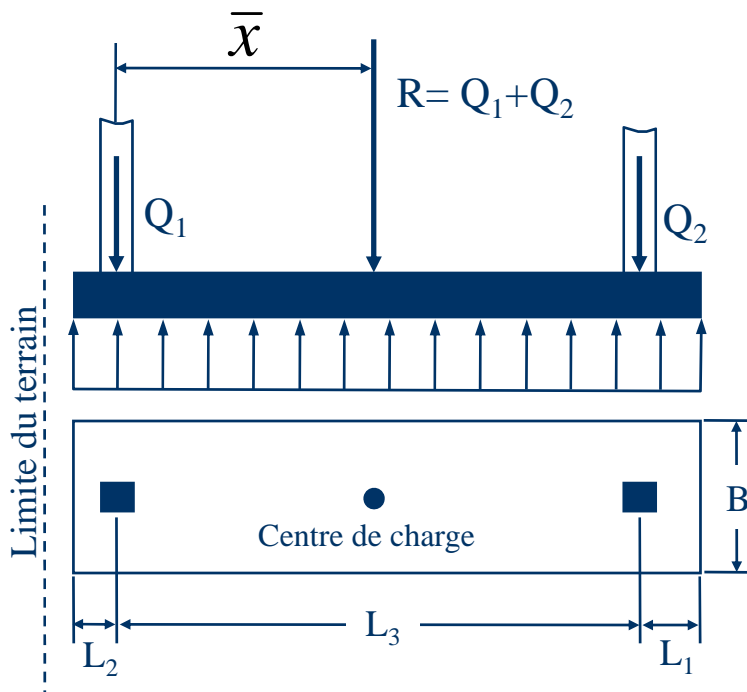


FONDACTIONS SUPERFICIELLES

SEMELLES COMBINÉES - RECTANGULAIRE

On utilise parfois une seule semelle pour reprendre les charges de deux colonnes. Ceci peut être le cas lorsque deux colonnes sont très rapprochées ou lorsqu'une colonne est située près de la limite du terrain.

$$Q_2 \geq Q_1$$



Procédure :

- Trouver le point d'application de la résultante (R)

$$\bar{x} = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2}$$

- La résultante des forces (R) doit passer par le centre de la fondation :

$$L = 2(L_2 + \bar{x})$$

- Déterminer la longueur L_1 :

$$L_1 = L_2 + 2\bar{x} - L_3$$

- Faire la conception de la fondation avec B et L

$$q_{app} = \frac{Q_1 + Q_2}{L.B} = \frac{q_{ult}}{F.S} \quad \text{ou} \quad = q_{adm}$$

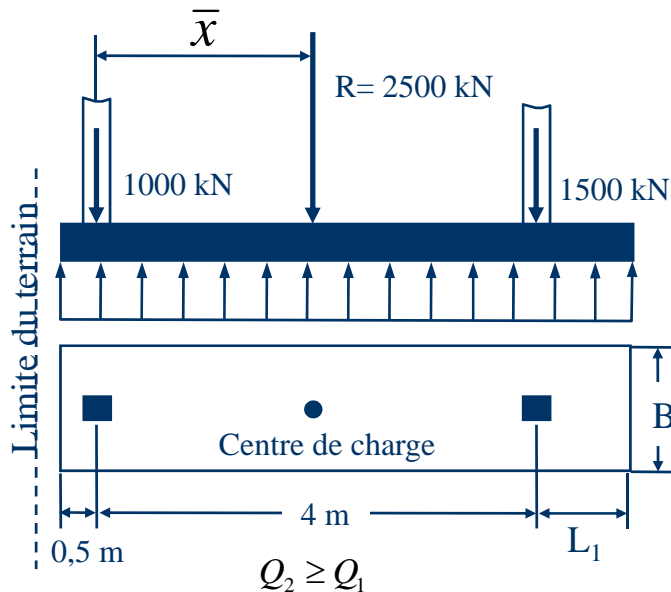
FONDACTIONS SUPERFICIELLES

SEMELLES COMBINÉES - APPLICATION

Exemple No 11

Une colonne transmettant une charge de 1000 kN est située près de la limite de propriété tel qu'illustré sur le schéma ci-dessous. Cette charge est reprise par une semelle qui supporte également une charge de 1500 kN localisée à une distance de 4 m de la charge de 1000 kN. La semelle se trouve à une profondeur de 2 m et le poids volumique est de 20 kN/m³. Une valeur de $N = 23$ a été retenue pour le sol de fondation. Il n'y a pas de nappe d'eau.

Dimensionner cette semelle en fonction des tassements admissibles en évitant l'excentricité. Vérifier la sécurité vis-à-vis la rupture pour $\phi = 35^\circ$



Réponse

- Trouver le point d'application de la résultante (R)

$$\bar{x} = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} = \frac{1500 \cdot 4}{1500 + 1000} = 2,4 \text{ m}$$

- La résultante des forces (R) doit passer par le centre de la fondation :

$$L = 2(L_2 + \bar{x}) = 2(0,5 + 2,4) = 5,8 \text{ m}$$

- Déterminer la longueur L_1 :

$$L_1 = L_2 + 2\bar{x} - L_3 = 0,5 + 2 \cdot 2,4 - 4 = 1,3 \text{ m}$$

- Faire la conception de la fondation avec B et L

$$q_{app} = \frac{Q_1 + Q_2}{L \cdot B} = \frac{2500}{5,8 B} = \frac{431}{B} = q_{adm}$$

- Selon les abaques de Peck pour $N = 23$; $L = 5,8$ m et $D/B = 1$

$$q_{adm} = 260 \text{ kPa} = q_{app} = \frac{431}{B} \quad \text{donc} \quad B = 1,66 \text{ m}$$

- Calcul de q_{ult} ($\phi = 35^\circ$)

$$N_c = 46; N_\gamma = 34; N_q = 33$$

$$S_c = S_q = 1 + 1,66 \cdot 33 / (46 \cdot 5,8) = 1,2$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot 1,66 / 5,8 = 0,89$$

$$q_{ult} = c N_c \cdot S_c \cdot i_c + \gamma D N_q \cdot S_q \cdot i_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma$$

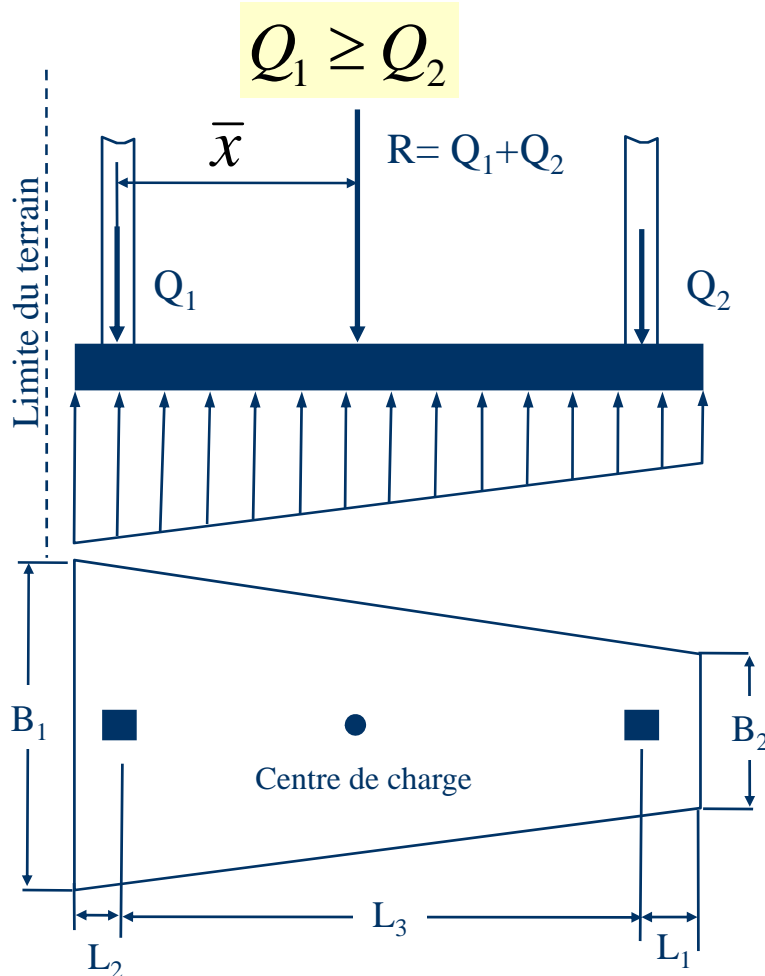
$$q_{ult} = 0 \cdot 46 \cdot 1,2 \cdot 1 + 20 \cdot 33 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 1 + 20 \cdot 1,66 \cdot 34 \cdot 0,89 \cdot 1/2 = 2086 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = q_{ult} / 3 = 695 > q_{app} = 260 \text{ kPa} \quad (\text{ok})$$

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

SEMELLES COMBINÉES - TRAPÉZOÏDALE

Lorsqu'une colonne est située près de la limite du terrain, on peut aussi avoir recours à une semelle trapézoïdale si la force extérieure (proche de la limite du terrain) est supérieure à la force intérieure.



Procédure :

- Trouver le point d'application de la résultante (R)
- La résultante des forces (R) doit passer par le centre de gravité de la fondation :
- Faire la conception de la fondation avec $A = (B_1 + B_2)L/2$.

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{adm} \text{ ou } \frac{q_{ult}}{F.S}}$$

- Trouver ensuite B_1 et B_2

$$B_2 = \frac{2A}{L} \left(\frac{3\bar{x} + 3L_2}{L} - 1 \right) \quad \text{et} \quad B_1 = \frac{2A}{L} - B_2$$

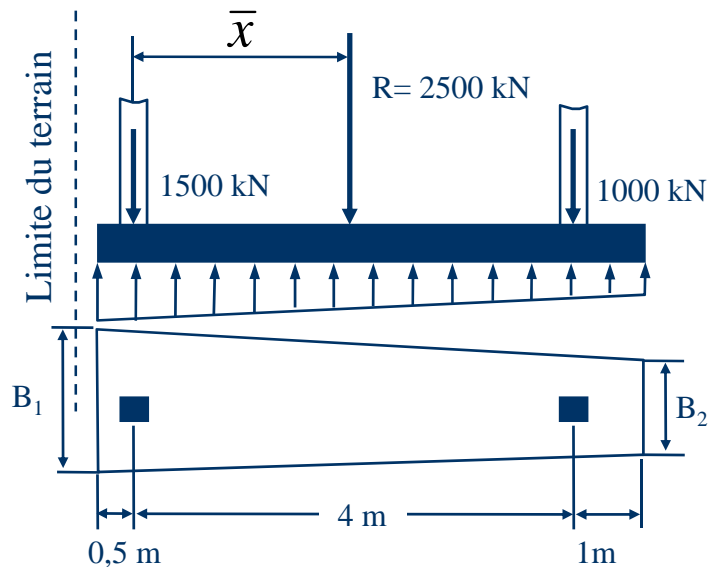
FONDACTIONS SUPERFICIELLES

SEMELLES COMBINÉES - APPLICATION

Exemple No 12

Une colonne transmettant une charge de 1000 kN est située près de la limite de propriété tel qu'illustré sur le schéma ci-dessous. Cette charge est reprise par une semelle qui supporte également une charge de 1500 kN localisée à une distance de 4 m de la charge de 1000 kN. La semelle se trouve à une profondeur de 2 m et le poids volumique est de 20 kN/m³. Une valeur de $N = 23$ a été retenue pour le sol de fondation. La nappe d'eau est en surface.

Dimensionner cette semelle en fonction des tassements admissibles en évitant l'excentricité. Vérifier la sécurité vis-à-vis la rupture pour $\phi = 30^\circ$.



Réponse

- Trouver le point d'application de la résultante (R)

$$\bar{x} = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} = \frac{1000 \cdot 4}{1500 + 1000} = 1,6m$$

- La résultante des forces (R) doit passer par le centre de la fondation :
- Déterminer la surface de la semelle A :

$$q_{app} = \frac{Q_1 + Q_2}{A} = \frac{2500}{A} = q_{adm} / 2$$

- Selon les abaques de Peck pour $N = 23$; $L = 5,5$ m et $D/B = 1$

$$q_{adm} = 260 / 2 = 130 \text{ kPa} = q_{app} = \frac{2500}{A} \quad \text{donc} \quad A = 19,23 \text{ m}^2$$

$$B_2 = \frac{2 \cdot 19,23}{5,5} \left(\frac{3 \cdot 1,6 + 3 \cdot 0,5}{5,5} - 1 \right) = 1,02 \text{ m} \quad \text{et} \quad B_1 = \frac{2 \cdot 19,23}{5,5} - 1,02 = 5,97 \text{ m}$$

- Calcul de q_{ult} ($\phi = 30^\circ$) - $B' = A/L = 19,23/5,5 = 3,5$ m

$$N_c = 30; N_\gamma = 15; N_q = 18$$

$$S_c = S_q = 1 + 3,5 \cdot 18 / (30 \cdot 5,5) = 1,38 > 1,2$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \cdot 3,5 / 5,5 = 0,74$$

$$q_{ult} = c N_c \cdot S_c \cdot i_c + \gamma D N_q \cdot S_q \cdot i_q + \frac{\gamma B'}{2} N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma$$

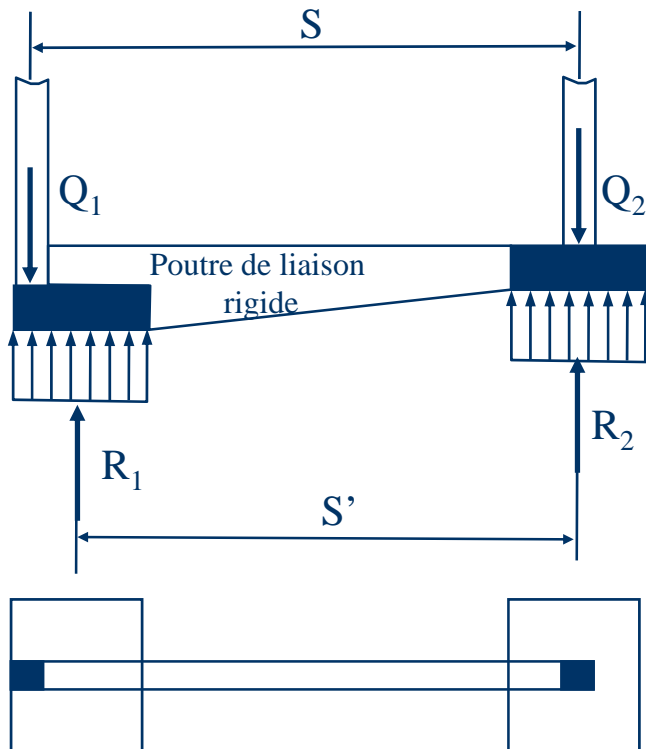
$$q_{ult} = 0 \cdot 30 \cdot 1,2 \cdot 1 + 10 \cdot 18 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 1 + 10 \cdot 3,5 \cdot 15 \cdot 0,74 \cdot 1/2 = 626,2 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = q_{ult} / 3 = 208,75 > q_{app} = 130 \text{ kPa} \quad (\text{ok})$$

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

SEMELLES EN PORTE-À-FAUX

Dans le cas de deux semelles en porte-à-faux, la distribution uniforme des pressions sous les semelles peut être assurée par une poutre de liaison. La poutre ne doit pas être appuyée sur le sol et elle doit être très rigide.



Procédure :

- Trouver les réactions R_1 et R_2

$$\sum M_{p2} = Q_1 S - R_1 S' \quad \text{donc} \quad R_1 = \frac{Q_1 S}{S'}$$

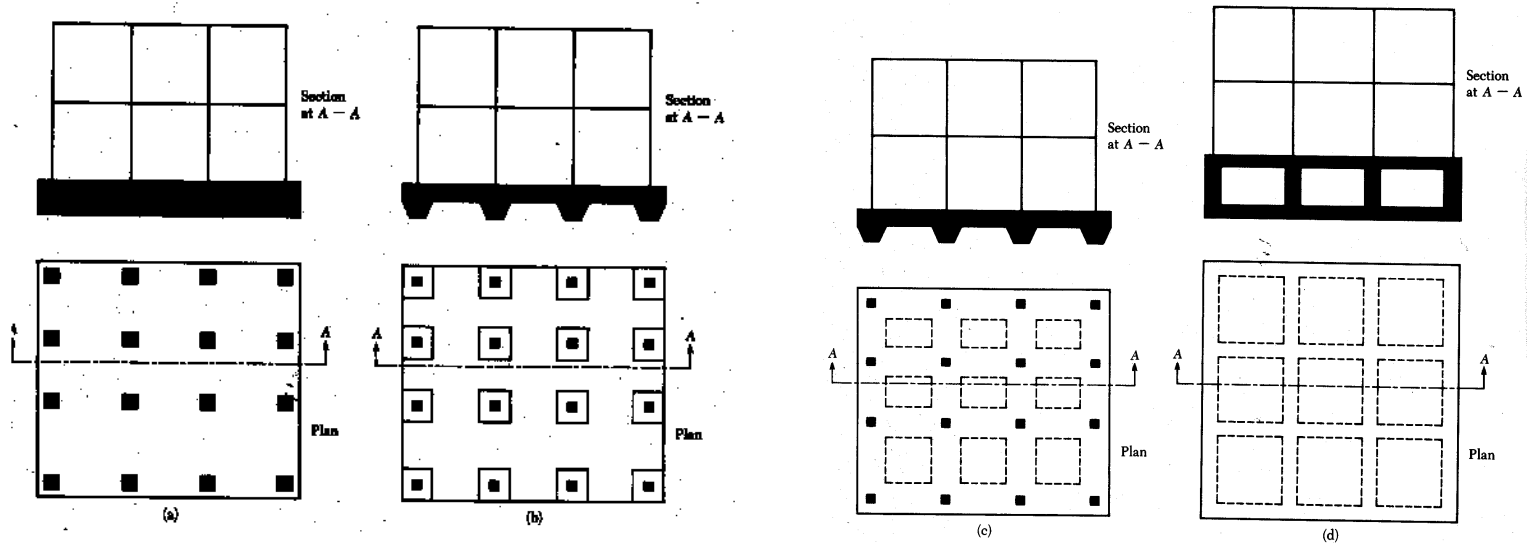
$$R_2 = Q_1 + Q_2 - R_1$$

- On dimensionne ensuite chaque semelle pour la force correspondante

$$q_{app} = \frac{R_1 \text{ ou } R_2}{L.(B_1 \text{ ou } B_2)} = \frac{q_{ult}}{F.S} \quad \text{ou} \quad = q_{adm}$$

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

GROUPE DE SEMELLES



- Systeme de dalle uniforme
- Systeme de dalle avec des semelles carrées
- Systeme de poutres et dalle
- Systeme de dalle avec base

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CAPACITÉ PORTANTE – FONDATION SUR ROC

Le roc est habituellement un excellent matériau de fondation. Cependant, il faut souligner les dangers inhérents à un mauvais état du roc lors de la conception d'un projet : le chargement excessif d'une fondation dans un tel cas peut conduire à un tassement important ou à une rupture soudaine (MCIF).

Il est nécessaire d'apporter le même soin pour une fondation au roc que pour une fondation reposant sur un sol.

TABLEAU 9.1 (MCIF) Méthodes applicables lors de l'évaluation de la capacité portante admissible du roc

MÉTHODE BASÉ SUR	QUALITÉ DE LA MASSE ROCHEUSE
Description de la roche (voir tableau 8.1 pour un estimé préliminaire)	Roche saine et roche fracturée avec des discontinuités espacées ou très espacées
Résistance mesurée sur échantillon	Masse rocheuse à discontinuités fermés moyennement espacées à très espacées
Pressiomètre	Roche de résistance faible à très faible : masse rocheuse avec discontinuités rapprochées ou serrées
Approche de type ``mécanique des sols``	Roche de résistance très faible masse rocheuse avec discontinuités très serrées

Valeurs estimées de la capacité portante admissible

ROC		
TYPE ET ÉTAT DU ROC OU DU SOL	RÉSISTANCE DU ROC	CAPACITÉ PORTANTE ADMISSIBLE ESTIMÉE (kPA)
Roche ignée ou métamorphique massive (granite, diorite, basalte, gneiss) saine (Note 2)	Élevée à très élevée	10 000
Roche métamorphique foliée (schiste, ardoise) saine (Notes 1 et 2)	Moyenne à élevée	3 000
Roche sédimentaire (schiste cimenté, grès, grès fin, calcaire sans cavité, conglomérat très cimenté) saine (Notes 1 et 2)	Moyenne à élevée	1 000 - 4 000
Schiste de compactage et autres roches argileuses saines (Notes 2 et 4)	Faible à moyenne	500
Roches fissurées de toutes sortes, avec espacement des discontinuités supérieur à 0.3 m, sauf roches argileuses (schiste)		1 000
Calcaire, grès, schiste à litage mince		(Note 3)
Roches fortement fissurées ou altérées		(Note 3)
REMARQUE: Ces valeurs sont basées sur l'hypothèse que les charges de fondation sont appliquées au niveau de la roche non altérée		

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

FONDATION SUR ROC

Pour avoir une bonne évaluation de la capacité portante d'un massif rocheux, les reconnaissances géotechniques doivent être concentrées sur les aspects suivants :

- La reconnaissance et le relevé de toutes les discontinuités dans la masse rocheuse sous la fondation, y compris la détermination de l'ouverture des fissures.
- L'évaluation des propriétés mécaniques de ces discontinuités, de résistance de frottement, compressibilité et résistance du matériaux de remplissage.
- L'évaluation de la résistance en compression de la roche elle-même.

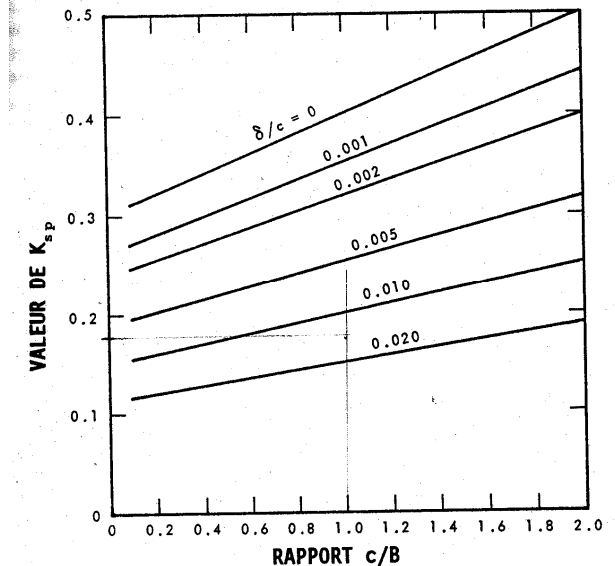
Pour une roche dite saine (espacement des ouvertures > 300 mm), la capacité portante admissible peut être estimée à l'aide de la relation suivante :

$$q_{adm} = K_{sp} \cdot q_{u-éch}$$

q_{adm} : Capacité portante admissible

$q_{u-éch}$: Résistance moyenne en compression simple des échantillons de roche (ASTM D-2938)

K_{sp} : Coefficient empirique qui comprend un facteur de sécurité de 3 et reste compris entre 0,1 et 0,4



$$K_{sp} = \frac{3 + c / B}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{\delta}{c}}}$$

c : espacement des discontinuités

δ : ouverture des discontinuités

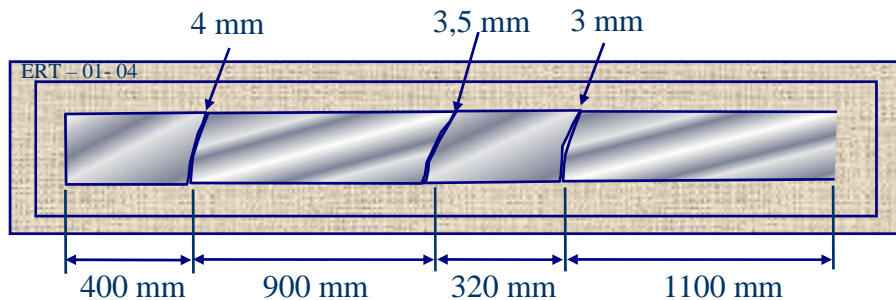
B : largeur de la semelle

FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

APPLICATION – FONDATION SUR ROC

Exemple No 13

Un échantillon de roc est montré à la figure ci-dessous. En utilisant les informations données sur cette figure, déterminer la capacité admissible pour une semelle carrée de 2m x 2m. La résistance en compression effectuée sur un échantillon de roc et de 5 MPa.



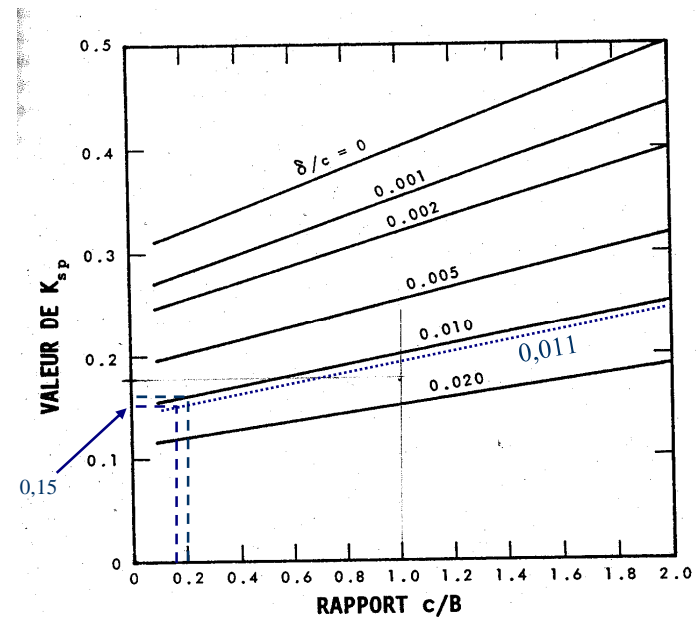
Réponse

$$c_1/B = 0,4/2 = 0,2; \quad \delta_1/c_1 = 4/400 = 0,01$$

$$c_2/B = 0,9/2 = 0,45; \quad \delta_2/c_2 = 4/900 = 0,0044$$

$$c_3/B = 320/2 = 0,16; \quad \delta_3/c_3 = 3,5/320 = 0,11$$

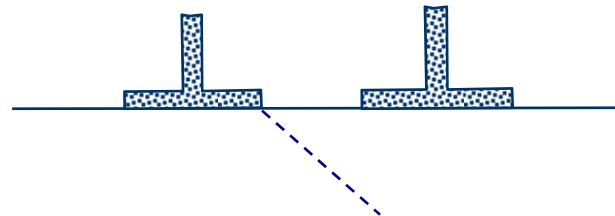
$$q_{adm} = K_{sp} \cdot q_{u-éch} = 0,15 \cdot 5 \cdot 10^3 = 750 \text{ kPa}$$



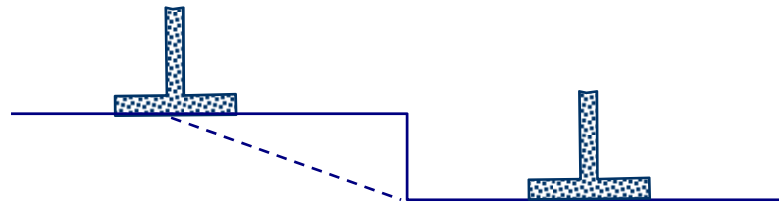
FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

PRÉCAUTIONS À PRENDRE

- Lorsqu'on est à proximité d'un bâtiment voisin, il faut vérifier que les fondations de ce bâtiment ne soient pas affectées par les distributions de contraintes provenant des nouvelles semelles.



- Les excavations réalisées pour la construction des semelles peuvent également être une source de désordre pour les semelles voisines. On peut être amené à étançonner l'excavation lorsque le fond de celle-ci se situe à un niveau inférieur à celui des fondations existantes.

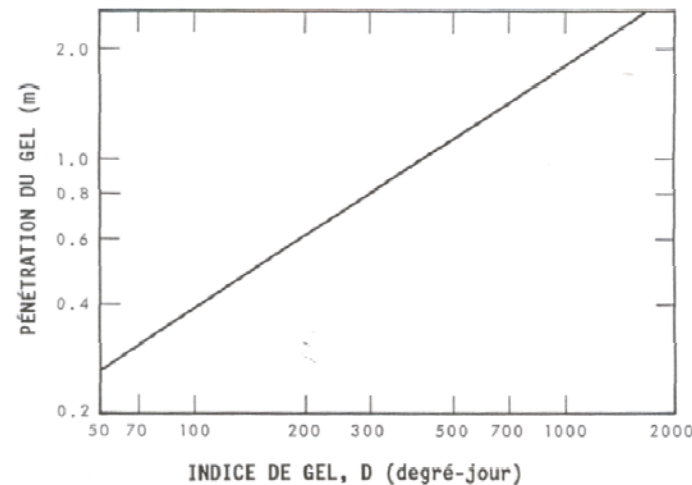


- L'excavation doit être remblayée avant la mise en charge si l'on compte sur le terme surcharge.
- Pour les excavations non étançonnées, il faut considérer la stabilité de ses pentes. Dans un sol granulaire des pentes de 1V:2H sont habituellement suffisantes. L'utilisation de pentes plus abruptes devrait être étudiée mais ne devrait jamais dépasser les normes.

FONDACTIONS SUPERFICIELLES

PRÉCAUTIONS À PRENDRE

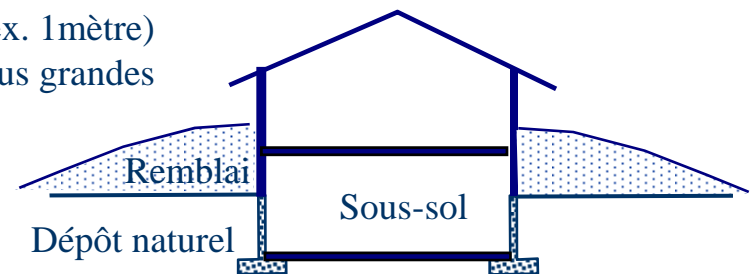
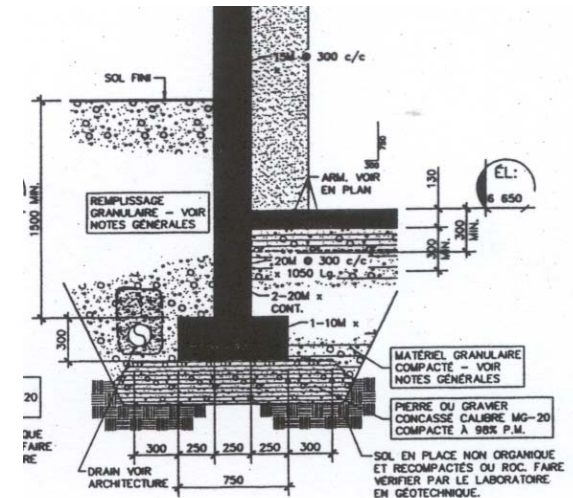
- Si le fond de l'excavation se situe sous le niveau d'eau, il faudra prévoir un système de pompage. Dans un matériau comme le silt, des instabilités du fond sont à craindre et l'assèchement peut exiger que l'on fasse appel à des équipements élaborés et coûteux (pointes drainantes et pompage par succion).
- Pour tous les matériaux, il faut faire attention pour éviter de remanier le matériau du fond de l'excavation. s'il y a remaniement avec le matériau granulaire, il faudra le re-compacter. Dans l'argile, il faudra l'enlever et le remplacer par un matériau granulaire. Pour prévenir le remaniement dans l'argile, on utilise des godets sans dents. (aspect très important et nécessite une inspection avant bétonnage).
- La protection contre le gel devrait être d'au moins 1,5 m. Il faut donc assurer une épaisseur d'au moins 1,5 m au-dessus du niveau inférieur des semelles. Certains hivers et lorsqu'il n'y a pas de couvert de neige, la profondeur de gel peut atteindre 2 m. Les pertes de chaleur dans un sous-sol chauffée vont atténuer la profondeur de gel. Un isolant posé horizontalement dans le sol et près de la surface et des murs extérieurs va aussi diminuer la profondeur de pénétration. Pour une protection totale, il vaut mieux planifier une protection de 2 m de pénétration du gel.



FONDACTIONS SUPERFICIELLES

PRÉCAUTIONS À PRENDRE

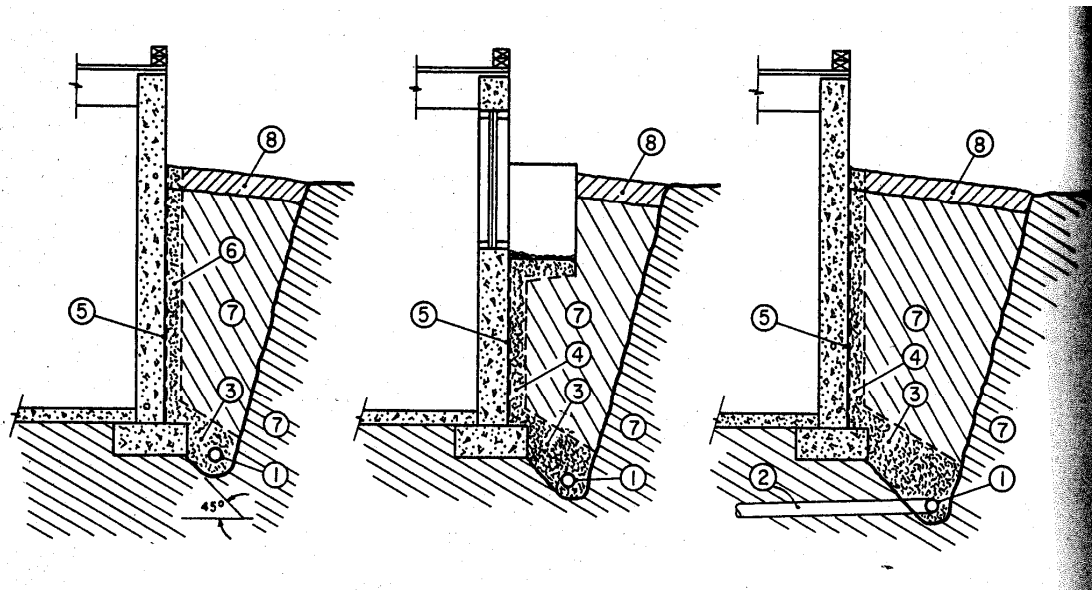
- Lorsque des travaux sont exécutés durant l'hiver, il faut s'assurer en tout temps que le gel ne pénètre pas sous le niveau des fondations. Il faut se méfier en particulier des fondations dont le remblayage n'a pas été complété avant l'hiver. Dans ce cas, il faut prévoir une isolation (paille).
- Il est d'usage de construire une assise de 150 mm d'épaisseur avec un matériau granulaire (0-20 mm) pour les semelles. Ce matériau doit être compacté. Dans la construction résidentielle, on néglige souvent cette pratique dans les matériaux meubles. On devrait quand même construire un tel coussin sur l'argile.
- Pour les fondations sur des dépôts argileux, la mise en place d'un remblai pour rehausser le terrain naturel va créer une augmentation des contraintes sous les semelles et il pourra en résulter des tassements de consolidation. C'est une source fréquente de désordre parce que la plupart des gens ne sont pas conscients de cette problématique. Le moindre remblai (ex. 1mètre) peut générer des augmentations de contraintes sous les semelles plus grandes que celles induites par le poids du bâtiment.
- Il se peut que la construction de fondation produise l'abaissement de la nappe d'eau dans le sol (drainage). Dans un dépôt argileux, l'abaissement d'une nappe d'eau pourrait avoir un effet néfaste car, comme dans le cas précédent, elle va produire une augmentation des contraintes effectives dans le sol et cela peut en résulter des tassements de consolidation.



FONDACTIONS SUPERFICIELLES

PRÉCAUTIONS À PRENDRE - DRAINAGE

Comme la plupart des bâtiments ont des sous-sol, il est nécessaire d'organiser un drainage autour des fondations pour maintenir le niveau de l'eau sous la dalle intérieure. Ceci est réalisé à l'aide d'un drain perforé qui sera relié à l'égout pluvial de la municipalité. Ce drain perforé devrait être enrobé d'un matériau granulaire perméable (classe A). Le remblayage avec un matériau granulaire ne devrait pas être réalisé jusqu'à la surface. Près de la surface, on devrait plutôt utiliser un matériau plus imperméable pour éviter que les eaux de ruissellement pénètrent dans le sol vers le drain. L'objectif du drain n'est pas de capter les eaux de ruissellement mais de rabattre la nappe d'eau. Il est aussi important d'effectuer le terrassement autour du bâtiment avec une pente positive qui éloigne les eaux de ruissellement du bâtiment.



FONDACTIONS SUPERFICIELLES

CRITÈRES DE DRAINAGE

Afin d'assurer un bon drainage autour de la fondation, certains critères doivent être respectés. Ces critères permettent d'éviter l'érosion du sol (critère filtrant) et d'assurer un bon drainage (critère drainant).

- ❖ Critère filtrant :
 - ✓ Pour les sols à protéger ayant une granulométrie uniforme :

$$D_{60(\text{sol})} / D_{10(\text{sol})} \leq 4, \text{ il est désirable que :}$$

$$D_{15(\text{filtre})} \leq 5 \text{ à } 6 D_{85(\text{sol})}$$
 - ✓ Pour les sols à protéger ayant une granulométrie étalée :

$$D_{60(\text{sol})} / D_{10(\text{sol})} > 4, \text{ il est désirable que :}$$

$$D_{15(\text{filtre})} < 40. D_{15(\text{sol})}$$

- ❖ Critère de perméabilité ou drainant :

$$5. D_{15(\text{sol})} \leq D_{15(\text{filtre})} \leq 40. D_{15(\text{sol})}$$

Dans le cas des sols fins, il peut être nécessaire de faire des zones de transitions. Les mêmes règles (drainant et filtrant) s'appliquent entre une zone et une autre.

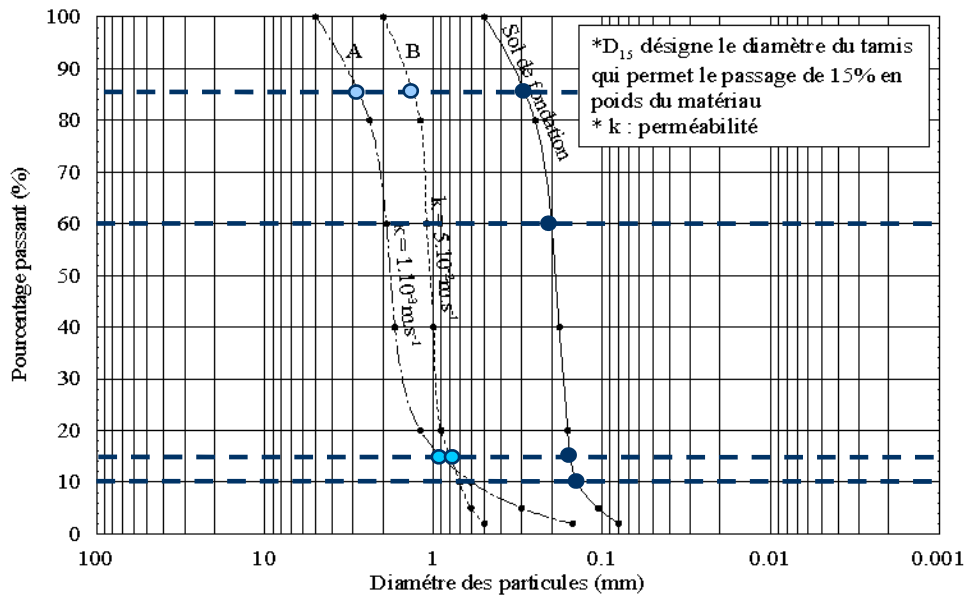
FONDATEMENTS SUPERFICIELLES

CRITÈRES DE DRAINAGE

Exemple No 14

Vous devez choisir entre deux matériaux (A et B) pour la réalisation des drains d'une fondation sur un sol granulaire dont la granulométrie est montrée à la figure 4. Les courbes granulométriques du sol de fondation ainsi que celles des matériaux des drains dont vous disposez sont présentées à la figure 4. En utilisant les règles recommandées par le MCIF :

Déterminer lequel des matériaux A ou B vous devriez utiliser sachant que le coefficient de perméabilité k du sol A est de $1.10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$ et celui du sol B est de $5.10^{-2} \text{ m.s}^{-1}$. Justifier votre choix.



Réponse :

$$D_{10(\text{sol})} = 0,15 \text{ mm}; D_{60(\text{sol})} = 0,2 \text{ mm};$$

$$Cu = D_{60}/D_{10} = 0,2/0,15 = 1,33 < 4 \rightarrow \text{sol uniforme}$$

Critère filtrant :

$$D_{85(\text{sol})} = 0,3 \text{ mm}; D_{15(\text{filtre A})} = 0,9 \text{ mm}$$

$$5. D_{85(\text{sol})} = 1,5 \text{ mm} > D_{15(\text{filtre A})} = 0,9 \text{ mm (ok)}$$

$$D_{85(\text{sol})} = 0,3 \text{ mm}; D_{15(\text{filtre B})} = 0,8 \text{ mm}$$

$$5. D_{85(\text{sol})} = 1,5 \text{ mm} > D_{15(\text{filtre B})} = 0,8 \text{ mm (ok)}$$

Critère de perméabilité :

$$D_{15(\text{filtre A})} = 0,9 \text{ mm}$$

$$5. D_{15(\text{sol})} = 5,0,16 \text{ mm} = 0,8 \text{ mm} < D_{15(\text{filtre A})} \text{ (ok)}$$

$$40. D_{15(\text{sol})} = 40,0,16 \text{ mm} = 6,4 \text{ mm} > D_{15(\text{filtre A})} \text{ (ok)}$$

$$5. D_{15(\text{sol})} = 5,0,16 \text{ mm} = 0,8 \text{ mm} = D_{15(\text{filtre B})} \text{ (ok)}$$

$$40. D_{15(\text{sol})} = 40,0,16 \text{ mm} = 6,4 \text{ mm} > D_{15(\text{filtre B})} \text{ (ok)}$$

Les deux sols répondent aux critères filtrant et drainant.
On doit choisir celui qui a la perméabilité la plus élevée

CHAPITRE IV

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS ET PALPLACHES

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – AU REPOS

- Coefficient de pression au repos

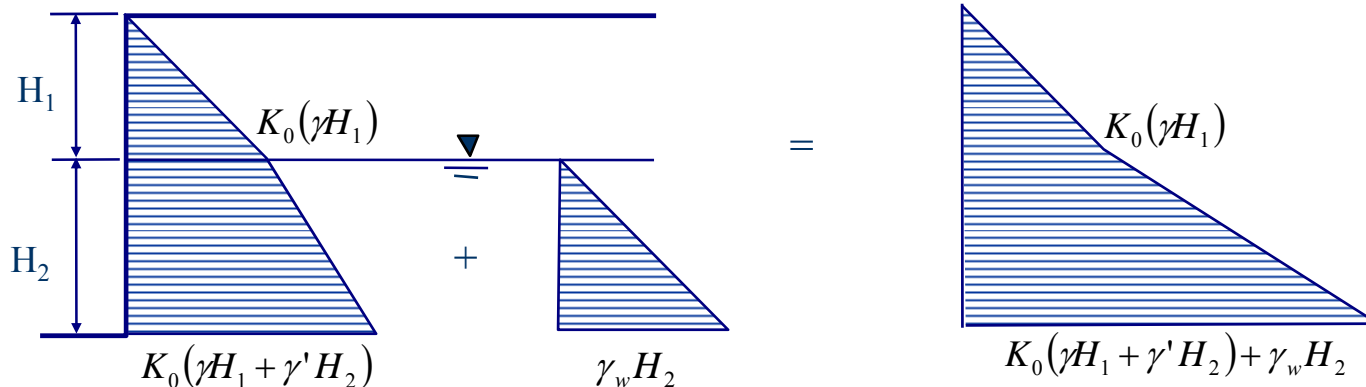
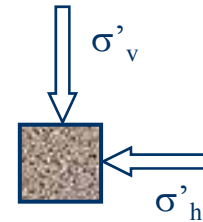
$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

- Pour les sols granulaires et les sols cohérents normalement consolidés, K_0 peut être déterminé à partir de ϕ

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

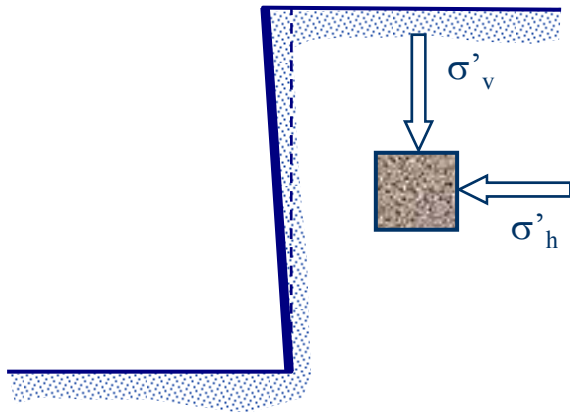
- Pour les sols cohérents sur-consolidés, K_0 peut être plus élevée (à long terme) :

$$K_0 = (1 - \sin \phi)OCR^{0.5}$$



PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

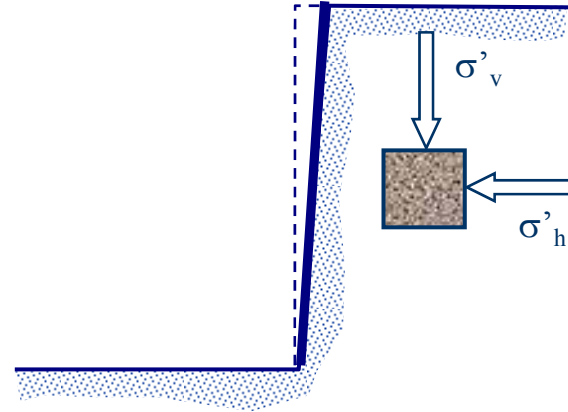
PRESSION DES TERRES – ACTIVE ET PASSIVE



Cas actif

Le sol exerce une pression sur le mur

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



Cas passif

Le mur exerce une pression sur le sol

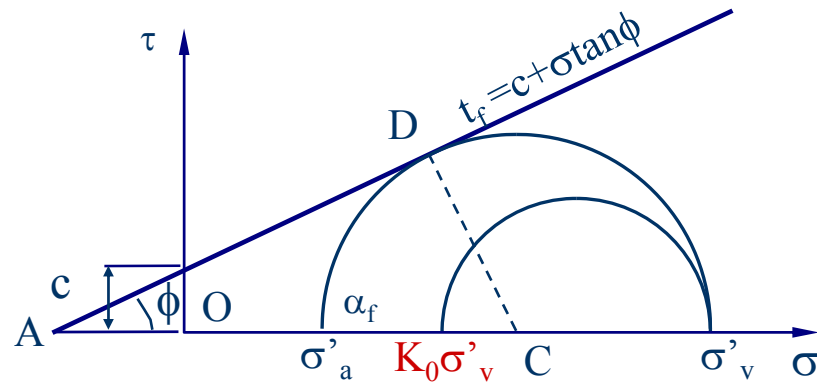
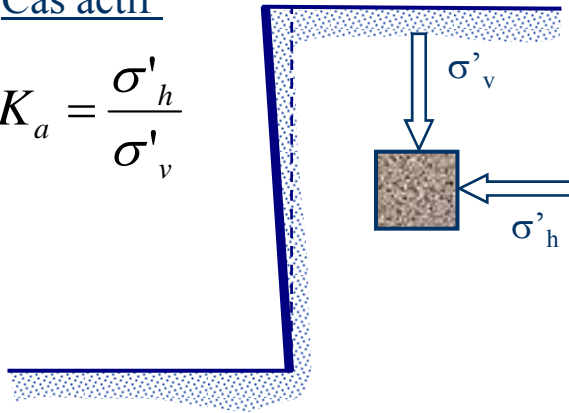
$$K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – ACTIVE ET PASSIVE

Cas actif

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



$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

$$CD = \frac{\sigma'_v - \sigma'_a}{2} \quad \text{et} \quad AO = c \cot \phi \quad \text{et} \quad OC = \frac{\sigma'_v + \sigma'_a}{2}$$

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma'_v - \sigma'_a}{2}}{c \cot \phi + \frac{\sigma'_v + \sigma'_a}{2}} \Rightarrow c \cos \phi + \frac{\sigma'_v + \sigma'_a}{2} \sin \phi = \frac{\sigma'_v - \sigma'_a}{2}$$

$$\Rightarrow \sigma'_a = \sigma'_0 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi}$$

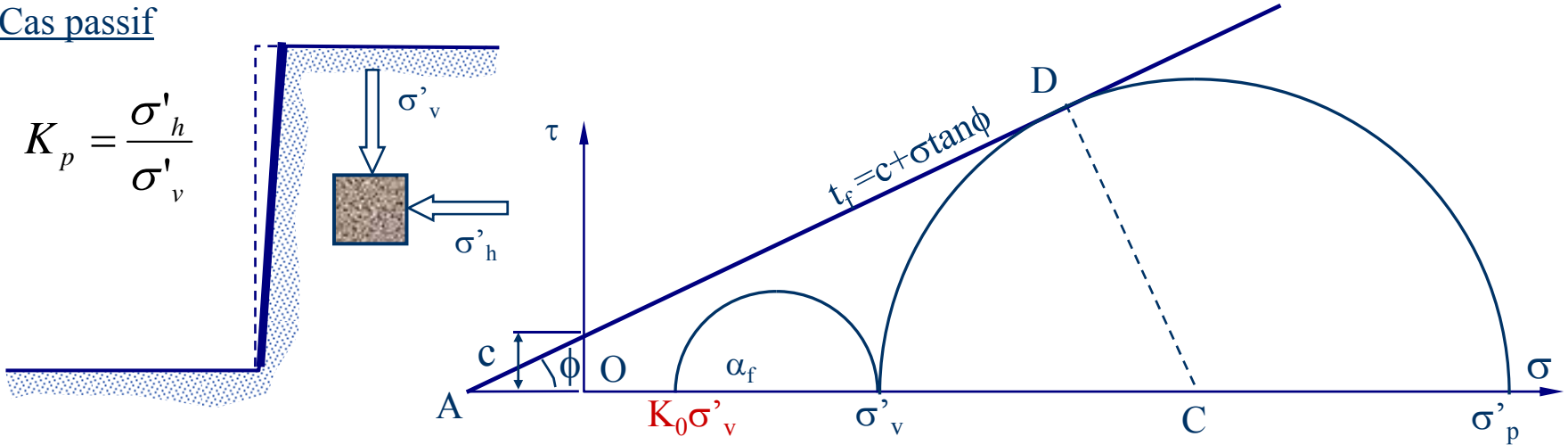
$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Pour $c \neq 0$ $\sigma'_a = \sigma'_0 K_a - 2c \sqrt{K_a}$ Pour $c = 0$ $\sigma'_a = \sigma'_0 K_a$

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – ACTIVE ET PASSIVE

Cas passif



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

$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

$$CD = \frac{\sigma'_p - \sigma'_v}{2} \quad \text{et} \quad AO = c \cot \phi \quad \text{et} \quad OC = \frac{\sigma'_v + \sigma'_p}{2}$$

$$\Rightarrow \sigma'_p = \sigma'_0 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma'_p - \sigma'_v}{2}}{c \cot \phi + \frac{\sigma'_v + \sigma'_p}{2}} \Rightarrow c \cos \phi + \frac{\sigma'_v + \sigma'_p}{2} \sin \phi = \frac{\sigma'_p - \sigma'_v}{2}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

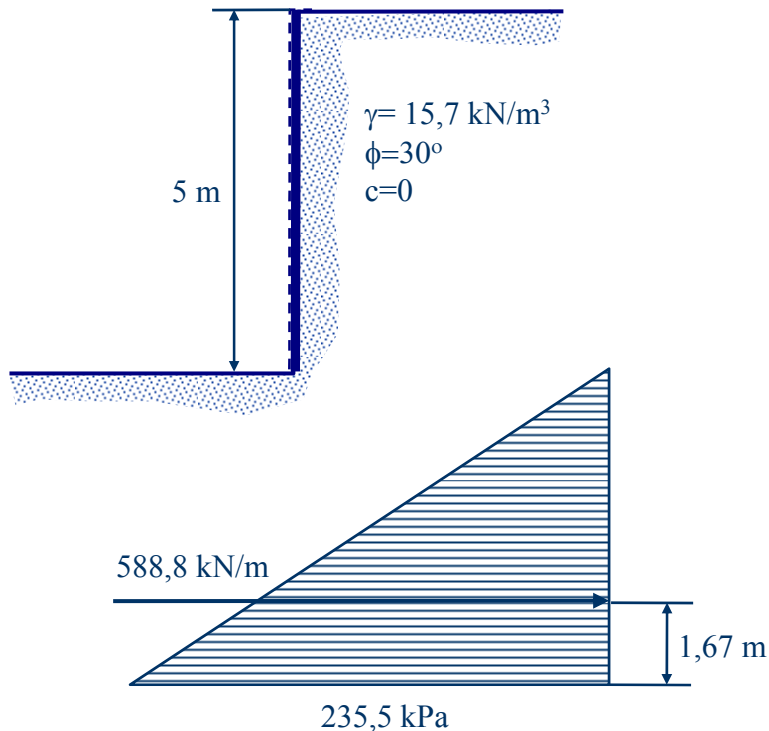
Pour $c \neq 0$ $\sigma'_p = \sigma'_0 K_p + 2c \sqrt{K_p}$ Pour $c = 0$ $\sigma'_p = \sigma'_0 K_p$

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – APPLICATION

Exemple No1

Déterminer pour le mur montré à la figure ci-dessous la pression active et passive ainsi que la position de la résultante des forces.



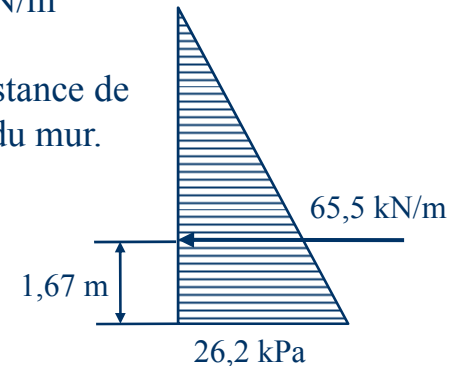
a) Cas actif ($c=0$)

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{0,5}{1,5} = \frac{1}{3}$$

À $z=0$, $\sigma'_a = 0$; à $z=5$, $\sigma'_a = 1/3 * 15,7 * 5 = 26,2 \text{ kPa}$

$$P_a = (5) * (26,2) / 2 = 65,5 \text{ kN/m}$$

La résultante agit à une distance de $(5)/(3)$ par rapport au bas du mur.



b) Cas passif ($c=0$)

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1,5}{0,5} = 3$$

À $z=0$, $\sigma'_p = 0$; à $z=5$, $\sigma'_p = 3 * 15,7 * 5 = 235,5 \text{ kPa}$

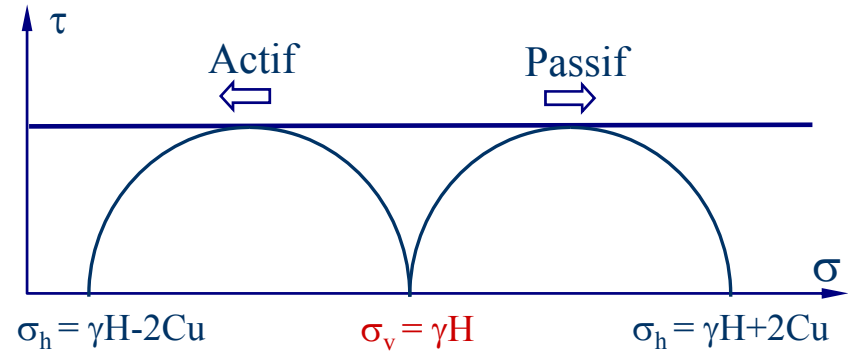
$$P_p = (5) * (235,5) / 2 = 588,8 \text{ kN/m}$$

La résultante agit à une distance de $(5)/(3)$ par rapport au bas du mur.

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

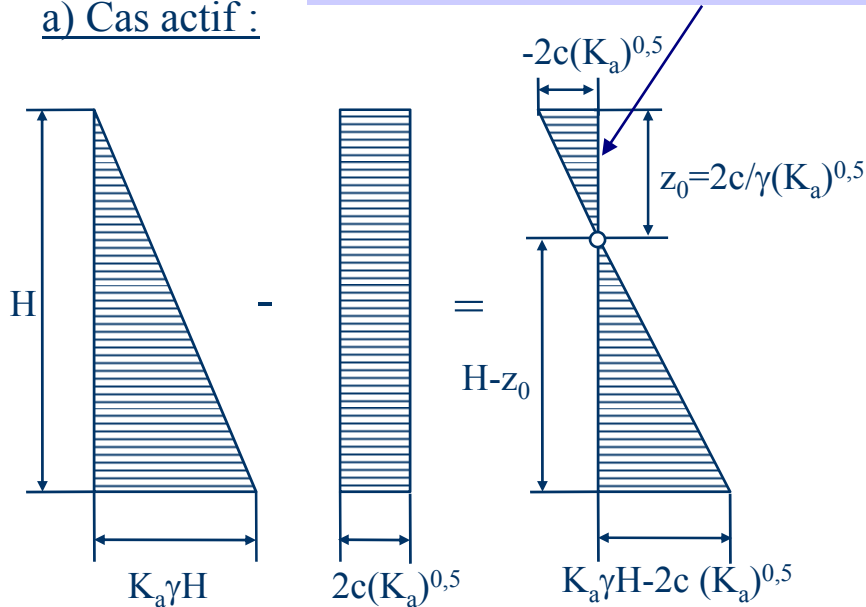
PRESSION DES TERRES – SOLS COHÉRENTS

- Dans le cas d'un soutènement permanent, il est recommandé de faire l'analyse avec ϕ' en négligeant la cohésion (c').
- Pour les ouvrages temporaires, on utilise plutôt le paramètre à court terme C_u (résistance non-drainée)

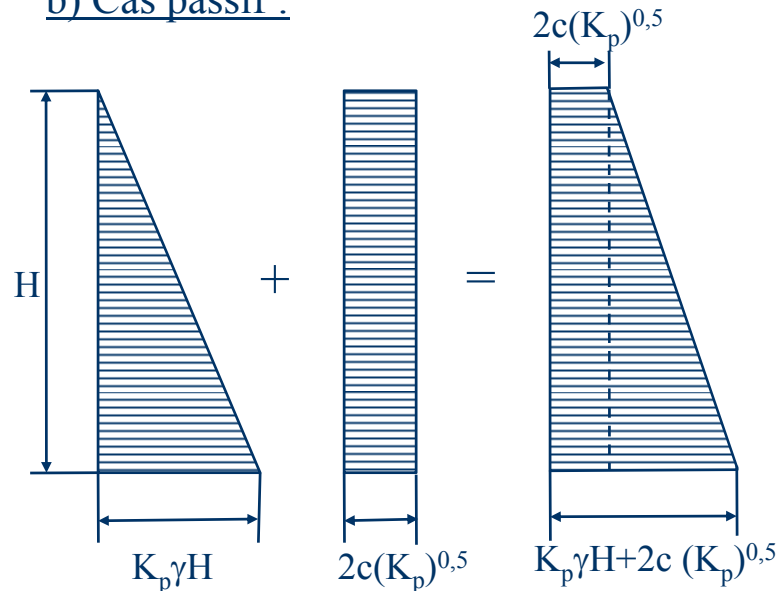


Zone de rupture en tension mur-sol

a) Cas actif :



b) Cas passif :



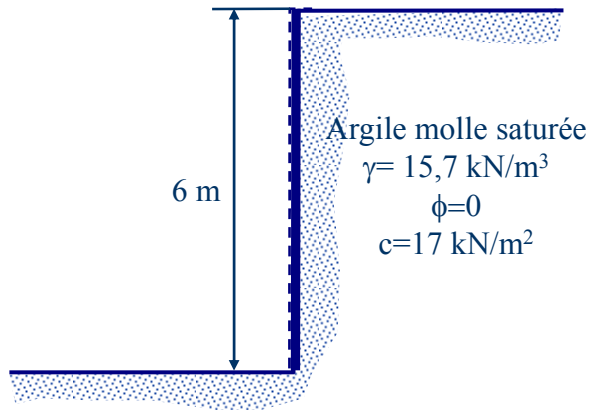
PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – APPLICATION

Exemple No2

Déterminer pour les conditions montrées à la figure ci-dessous :

- La profondeur maximum de la rupture en tension;
- P_a avant la rupture en tension;
- P_a après la rupture en tension.



- Pour $\phi = 0$, $K_a = \tan^2(45^\circ) = 1$ et $c = C_u$
à $z = 0$
 $\sigma_a = \gamma z - 2 C_u = -2 C_u = -34 \text{ kPa}$
à $z = 6 \text{ m}$
 $\sigma_a = \gamma z - 2 C_u = 15,7 * 6 - 2 * 17 = 60,2 \text{ kPa}$

La profondeur de la rupture en tension

$$z_0 = 2C_u / \gamma = 2 * 17 / 15,7 = 2,17 \text{ m}$$

- Avant la rupture en tension

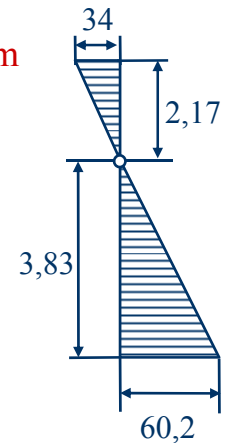
$$P_a = \frac{1}{2}(60,2 * 3,83) - \frac{1}{2}(34 * 2,17)$$

$$= 78,6 \text{ kN/m}$$

- Après la rupture en tension

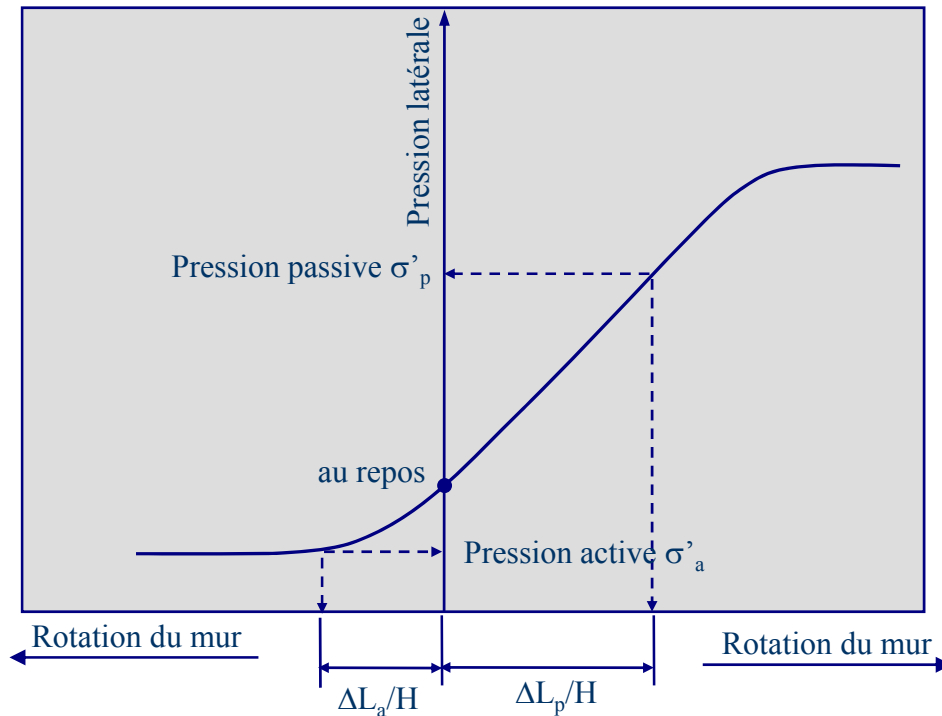
$$P_a = \frac{1}{2}(60,2 * 3,83) - \frac{1}{2}(0 * 2,17)$$

$$= 115,3 \text{ kN/m}$$



PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

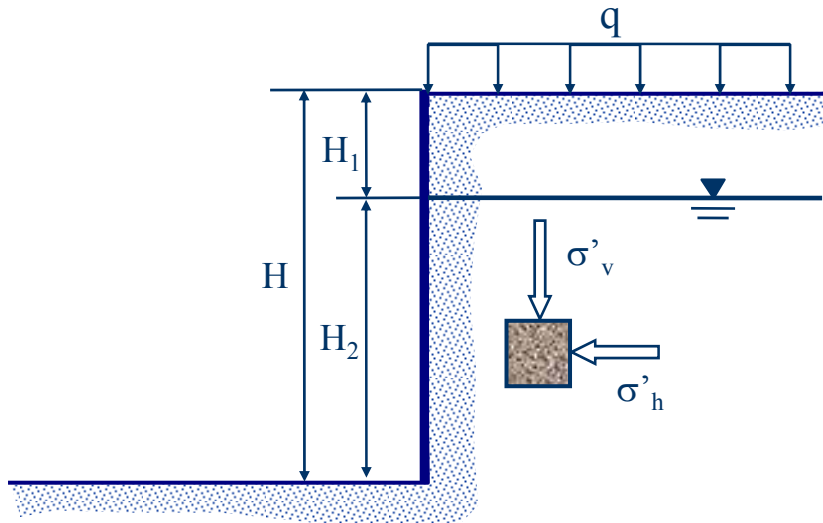
PRESSION DES TERRES – ACTIVE ET PASSIVE



granulaire	cohérent
3-14	1-2
0,4-0,6	0,5-3
0,2-0,5	0-1

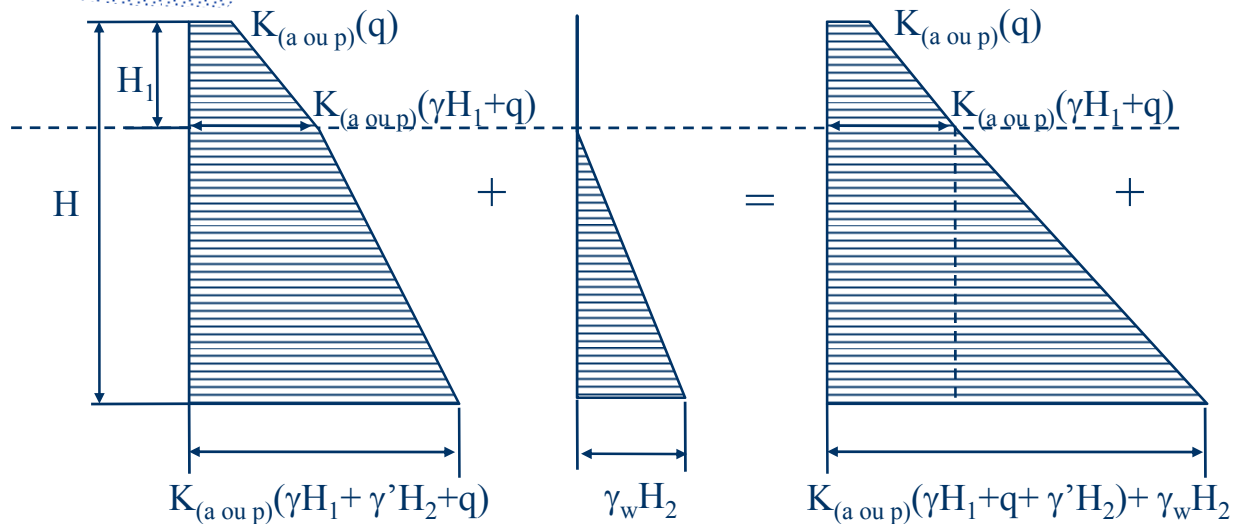
PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – SURCHARGE



Cas actif $K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$

Cas passif $K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$



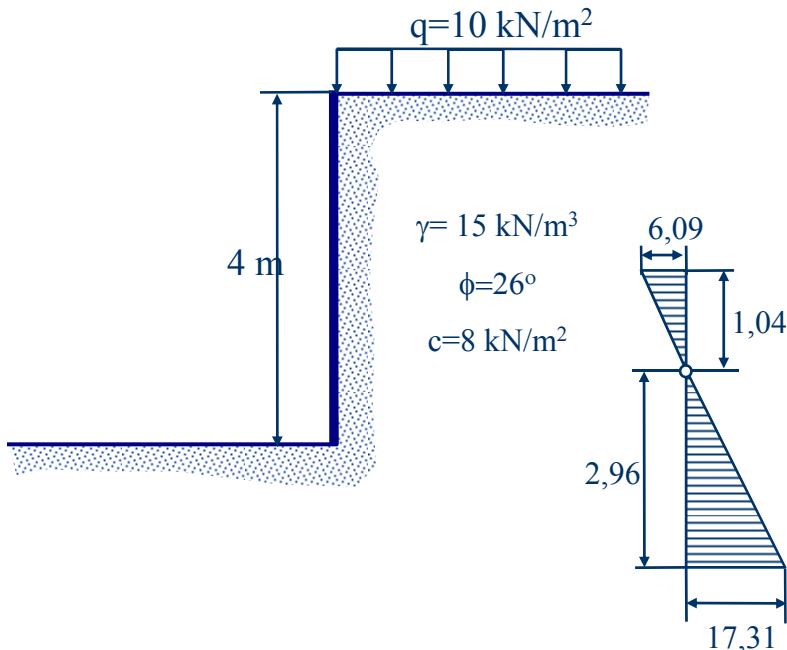
PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – APPLICATION

Exemple No3

Déterminer pour les conditions montrées à la figure ci-dessous :

- La force de pression active, P_a après la rupture en tension;
- Déterminer la force de pression passive P_p .



$$\text{a) Pour } \phi = 26^\circ, K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2(32^\circ) = 0,39$$

$$\sigma'_a = \sigma_a = K_a \sigma'_0 - 2c(K_a)^{0,5}$$

$$\text{à } z = 0$$

$$\sigma'_a = 0,39 \cdot (10) - 2 \cdot 8 \cdot (0,39)^{0,5} = -6,09 \text{ kPa}$$

$$\text{à } z = 4 \text{ m}$$

$$\sigma_a = 0,39 \cdot (10 + 4 \cdot 15) - 2 \cdot 8 \cdot (0,39)^{0,5} = 17,31 \text{ kPa}$$

La profondeur de la rupture en tension

$$6,09/z_0 = 17,31/(4-z_0) \rightarrow z_0 = 1,04 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{1}{2}(17,31 \cdot 2,96) = 25,62 \text{ kN/m}$$

$$\text{b) Pour } \phi = 26^\circ, K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2(58^\circ) = 2,56$$

$$\text{à } z = 0$$

$$\sigma'_p = 2,56 \cdot (10) + 2 \cdot 8 \cdot (2,56)^{0,5} = 51,2 \text{ kPa}$$

$$\text{à } z = 4 \text{ m}$$

$$\sigma_p = 2,56 \cdot (10 + 4 \cdot 15) + 2 \cdot 8 \cdot (2,56)^{0,5} = 204,8 \text{ kPa}$$

$$P_p = (51,2 \cdot 4) + \frac{1}{2}(204,8 - 51,2) \cdot 4 = 512 \text{ kN/m}$$

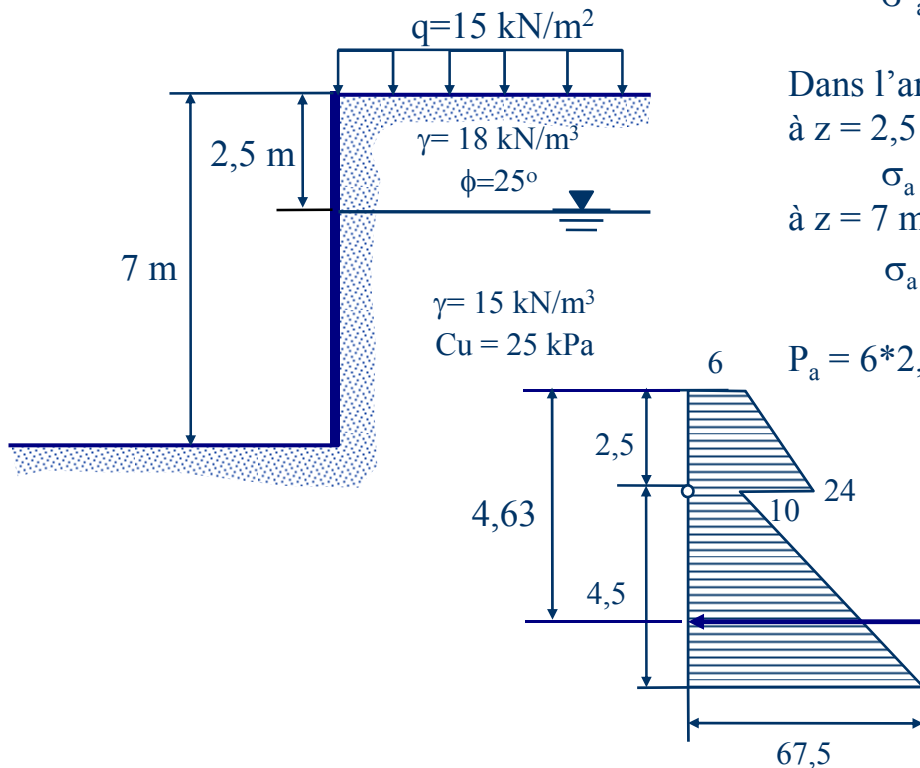
PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – APPLICATION

Exemple No4

Déterminer pour les conditions montrées à la figure ci-dessous :

- La force de pression active, P_a après la rupture en tension;
- Déterminer la position de la force P_a .



a) Pour $\phi = 25^\circ$, $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2[32,5^\circ] = 0,4$

$$\sigma'_a = \sigma_a = K_a \sigma'_0 - 2c(K_a)^{0,5}$$

à $z = 0$

$$\sigma'_a = 0,4*(15) - 2*0*(0,4)^{0,5} = 6 \text{ kPa}$$

à $z = 2,5 \text{ m}$

$$\sigma'_a = 0,4*(15+2,5*18) - 2*0*(0,4)^{0,5} = 24 \text{ kPa}$$

Dans l'argile : $\phi = 0$; $c = C_u \rightarrow K_a = 1$

à $z = 2,5 \text{ m}$

$$\sigma_a = \sigma_{z=2,5} - 2C_u = 15+2,5*18 - 2*25 = 10 \text{ kPa}$$

à $z = 7 \text{ m}$

$$\sigma_a = \sigma_{z=7} - 2C_u = 15+2,5*18 + 15*4,5 - 2*25 = 67,5 \text{ kPa}$$

$$P_a = 6*2,5 + (24-6)*2,5/2 + 10*4,5 + (67,5-10)*4,5/2 = 211,88 \text{ kN/m}$$

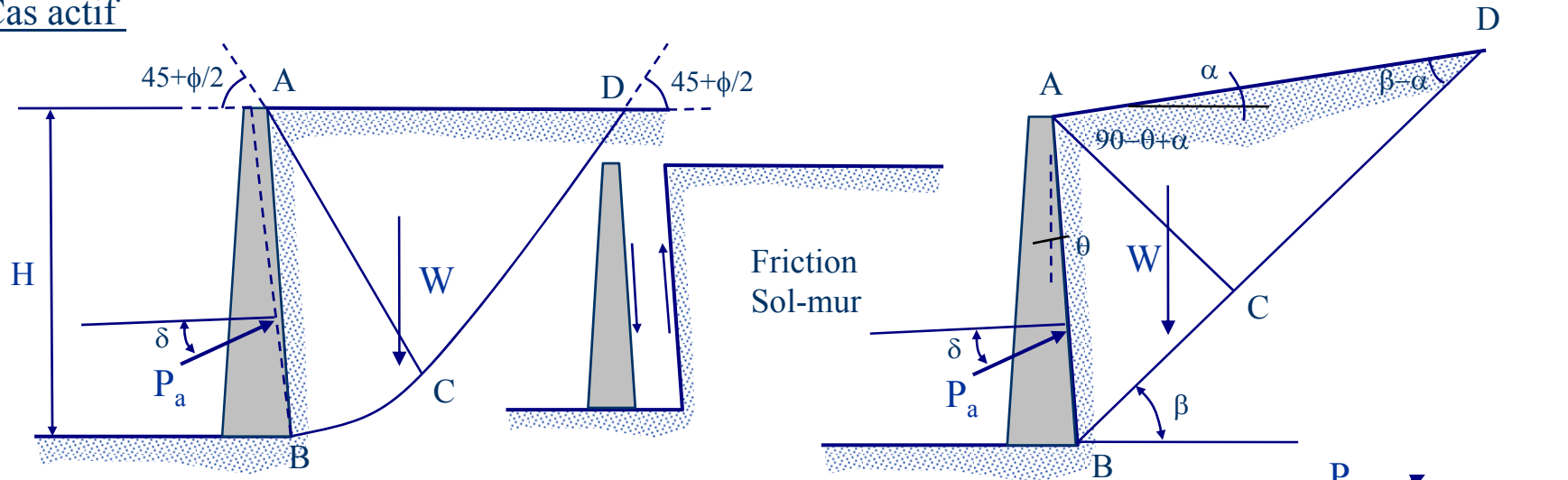
$$z = \frac{(2,5*6*1,25 + (24-6)*2,5*2,5/2*2/3 + 10*4,5*(2,5+2,25) + (67,5-10)*4,5*(4,5*2/3+2,5)/2)}{211,88}$$

$$z = 4,63 \text{ (par rapport à la surface du sol)}$$

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – FRICTION SOL-MUR

Cas actif



Le principe de l'analyse consiste à chercher la valeur de β qui permet d'avoir P_a maximum

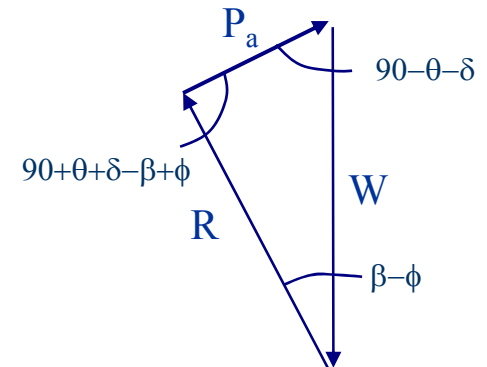
$$\frac{P_a}{\sin(\beta - \phi)} = \frac{W}{\sin(90 + \theta - \beta + \phi + \delta)} \Rightarrow P_a = \frac{W \sin(\beta - \phi)}{\sin(90 + \theta - \beta + \phi + \delta)}$$

En substituant W dans P_a

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{W \cos(\theta - \beta) \cos(\theta - \alpha) \sin(\beta - \phi)}{\cos^2 \theta \cdot \sin(\beta - \alpha) \sin(90 + \theta + \delta - \beta + \phi)} \right]$$

$\delta P_a / \delta \rho = 0 \dots \Rightarrow P_a \text{ max}$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \right]$$



PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – THÉORIE DE COULOMB

- Généralement l'effet de la friction sur le mur est faible dans le cas actif et il est habituellement négligé ($\delta = 0$);
- Les valeurs de K_a à utiliser sont données dans le tableau en annexe. L'angle de friction sol-mur est pris égal à 0;
- Dans le cas passif, l'effet de la friction sur le mur est important mais il faut qu'il y ait déplacement du mur pour que la friction soit mobilisée;
- Les valeurs de K_p à utiliser sont données pour différentes valeurs de friction sol-mur dans le deuxième tableau en annexe.
- Lorsqu'il est applicable, l'angle de friction sol-mur pourrait être :
 - Mur en acier : $\delta = \phi/3$;
 - Mur en béton : $\delta = 2\phi/3$;
 - On peut aussi utiliser les valeurs typiques du tableau en annexe.

Valeurs de K_a pour $\delta=0$
– Théorie de Coulomb

α (Deg)	ϕ (Deg)	θ (Deg)					
		0	5	10	15	20	25
0	28	0,361	0,396	0,434	0,477	0,526	0,581
	29	0,347	0,382	0,420	0,463	0,512	0,567
	30	0,333	0,368	0,407	0,449	0,498	0,554
	31	0,320	0,355	0,393	0,436	0,485	0,540
	32	0,307	0,342	0,380	0,423	0,471	0,527
	33	0,295	0,330	0,368	0,410	0,459	0,514
	34	0,283	0,317	0,355	0,398	0,446	0,501
	35	0,271	0,306	0,343	0,386	0,434	0,489
	36	0,260	0,294	0,332	0,374	0,421	0,476
	37	0,249	0,283	0,320	0,362	0,410	0,464
	38	0,238	0,272	0,309	0,351	0,398	0,452
	39	0,228	0,261	0,298	0,340	0,386	0,441
	40	0,217	0,251	0,287	0,329	0,375	0,429
41	0,208	0,241	0,277	0,318	0,364	0,418	
42	0,198	0,231	0,267	0,307	0,353	0,407	
5	28	0,382	0,420	0,462	0,509	0,562	0,625
	29	0,366	0,404	0,446	0,493	0,547	0,609
	30	0,352	0,389	0,431	0,478	0,532	0,594
	31	0,337	0,375	0,417	0,464	0,517	0,579
	32	0,323	0,361	0,403	0,449	0,502	0,564
	33	0,310	0,347	0,389	0,435	0,488	0,550
	34	0,297	0,334	0,375	0,422	0,474	0,536
	35	0,284	0,321	0,362	0,408	0,461	0,522
	36	0,272	0,309	0,350	0,395	0,447	0,508
	37	0,260	0,297	0,337	0,383	0,434	0,495
	38	0,249	0,285	0,325	0,370	0,422	0,481
	39	0,238	0,273	0,313	0,358	0,409	0,469
	40	0,227	0,262	0,302	0,346	0,397	0,456
41	0,216	0,252	0,291	0,335	0,385	0,444	
42	0,206	0,241	0,280	0,323	0,373	0,431	
10	28	0,407	0,449	0,495	0,547	0,606	0,677
	29	0,390	0,431	0,477	0,529	0,589	0,659
	30	0,374	0,415	0,461	0,512	0,572	0,641
	31	0,358	0,399	0,444	0,496	0,555	0,624
	32	0,343	0,383	0,429	0,480	0,539	0,607
	33	0,328	0,368	0,413	0,464	0,523	0,591
	34	0,314	0,354	0,399	0,449	0,507	0,575
	35	0,300	0,340	0,384	0,434	0,492	0,559
	36	0,286	0,326	0,370	0,420	0,477	0,544
	37	0,274	0,313	0,357	0,406	0,463	0,529
	38	0,261	0,300	0,343	0,392	0,449	0,514
	39	0,249	0,288	0,331	0,379	0,435	0,500
	40	0,238	0,276	0,318	0,366	0,421	0,486
41	0,227	0,264	0,306	0,353	0,408	0,472	
42	0,216	0,253	0,294	0,341	0,395	0,459	

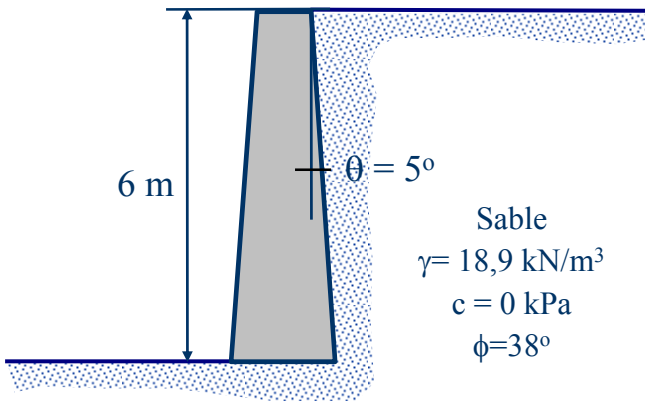
PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRESSION DES TERRES – THÉORIE DE COULOMB

Exemple No5

Déterminer pour les conditions montrées à la figure ci-dessous la force de pression passive P_p :

- a) $\delta=0^\circ$;
- b) $\delta=10^\circ$;
- c) $\delta=20^\circ$.



$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \left[1 - \frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\alpha - \theta)} \right]^2} \right]$$

a) $\delta = 0$; $\theta = 5^\circ$; $\phi = 38^\circ$; $\alpha = 0$, $K_p = 3,7$

$$P_p = \frac{1}{2} 18,9 \cdot 6^2 \left[\frac{\cos^2(38+5)}{\cos^2 5 \cdot \cos(0-5) \left[1 - \frac{\sin(38-0) \sin(38+0)}{\cos(0-5) \cos(0-5)} \right]^2} \right] = 1261,4 \text{ kN/m}$$

b) $\delta = -10$; $\theta = 5^\circ$; $\phi = 38^\circ$; $\alpha = 0$ ($K_p = 5,79$)

$$P_p = \frac{1}{2} 18,9 \cdot 6^2 \left[\frac{\cos^2(38+5)}{\cos^2 5 \cdot \cos(-10-5) \left[1 - \frac{\sin(38+10) \sin(38+0)}{\cos(-10-5) \cos(0-5)} \right]^2} \right] = 1969,5 \text{ kN/m}$$

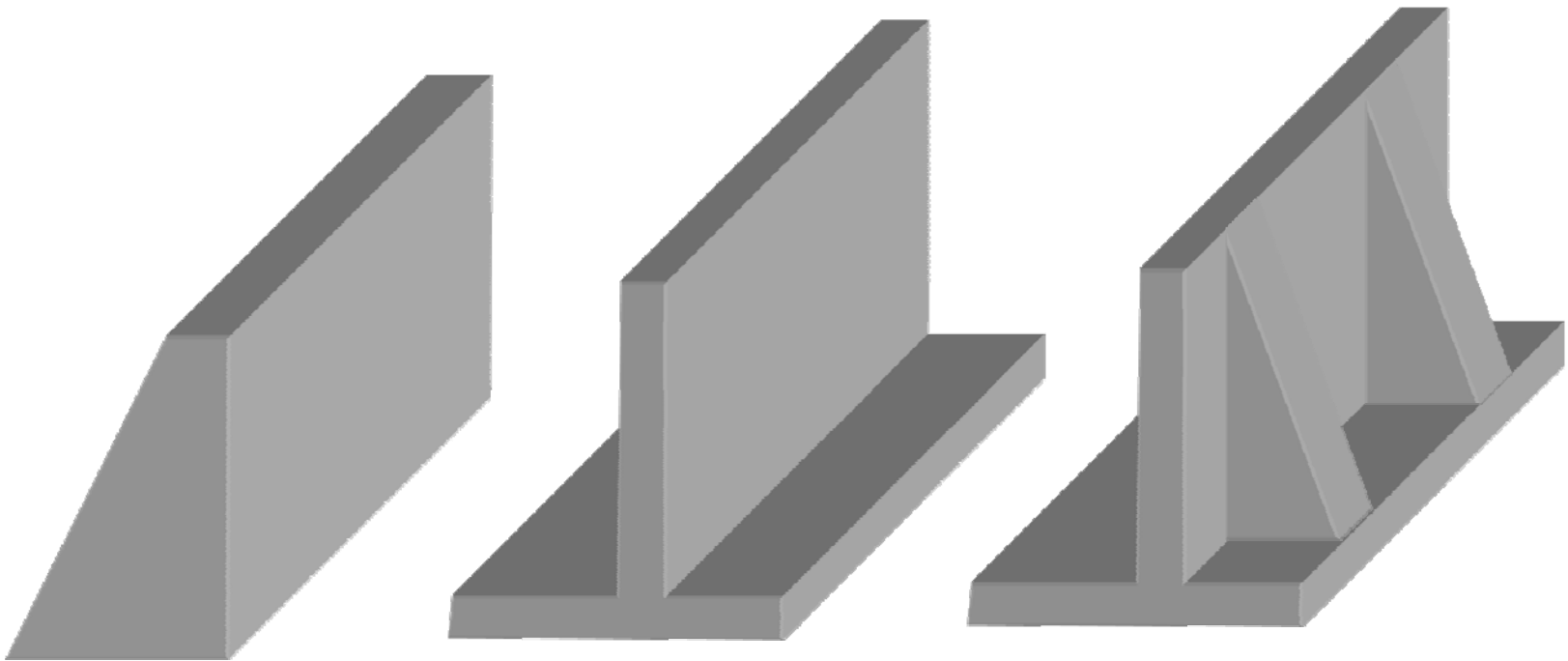
c) $\delta = -20$; $\theta = 5^\circ$; $\phi = 38^\circ$; $\alpha = 0$ ($K_p = 10,36$)

$$P_p = \frac{1}{2} 18,9 \cdot 6^2 \left[\frac{\cos^2(38+5)}{\cos^2 5 \cdot \cos(-20-5) \left[1 - \frac{\sin(38+20) \sin(38+0)}{\cos(-20-5) \cos(0-5)} \right]^2} \right] = 3525,6 \text{ kN/m}$$

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT

Il existe plusieurs types de murs de soutènement :



a) Les murs poids ou gravité

b) Les murs en porte-à-faux

c) Les murs à contre fort

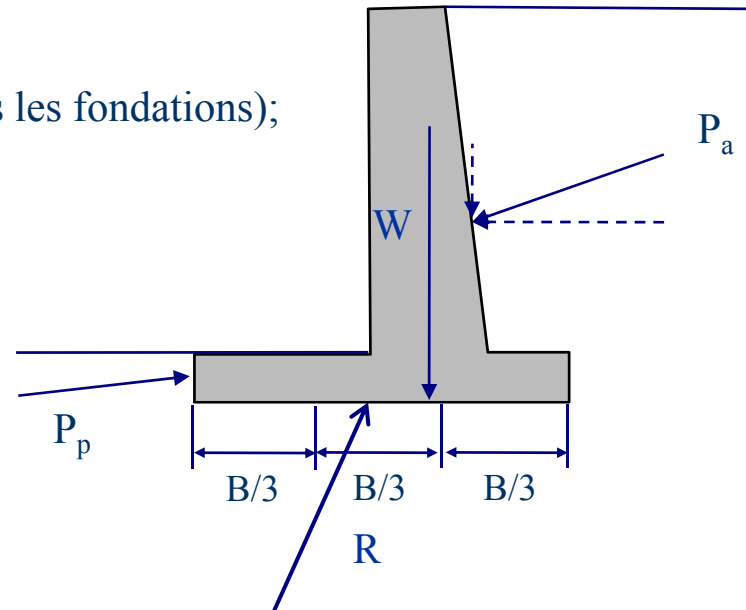
d) Les murs en terre armée; terre voile, gabions, renforcés avec géosynthétiques, etc.

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT

Dans l'évaluation de la stabilité d'un mur de soutènement, il faut analyser :

- ✓ La stabilité contre le glissement horizontal;
- ✓ La stabilité contre le renversement;
- ✓ La capacité portante à la rupture (comme dans les fondations);
- ✓ Le tassement;
- ✓ La stabilité de l'ensemble.



Glissement :

$$F.S = \frac{c.B + F_v \tan \delta}{F_h} \geq 1,5$$

Renversement :

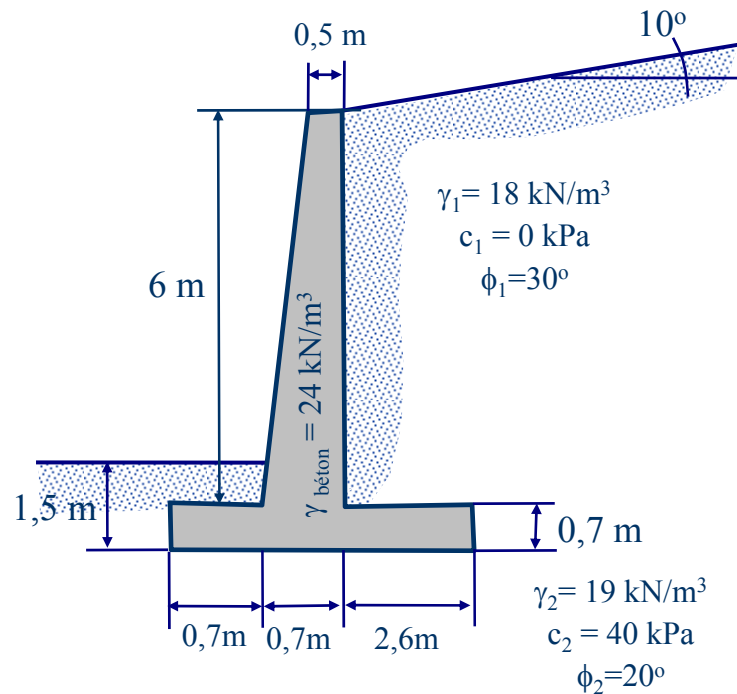
$$F.S = \frac{\sum \text{Moments stabilisants}}{\sum \text{Moments renversants}} \geq 1,5$$

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT

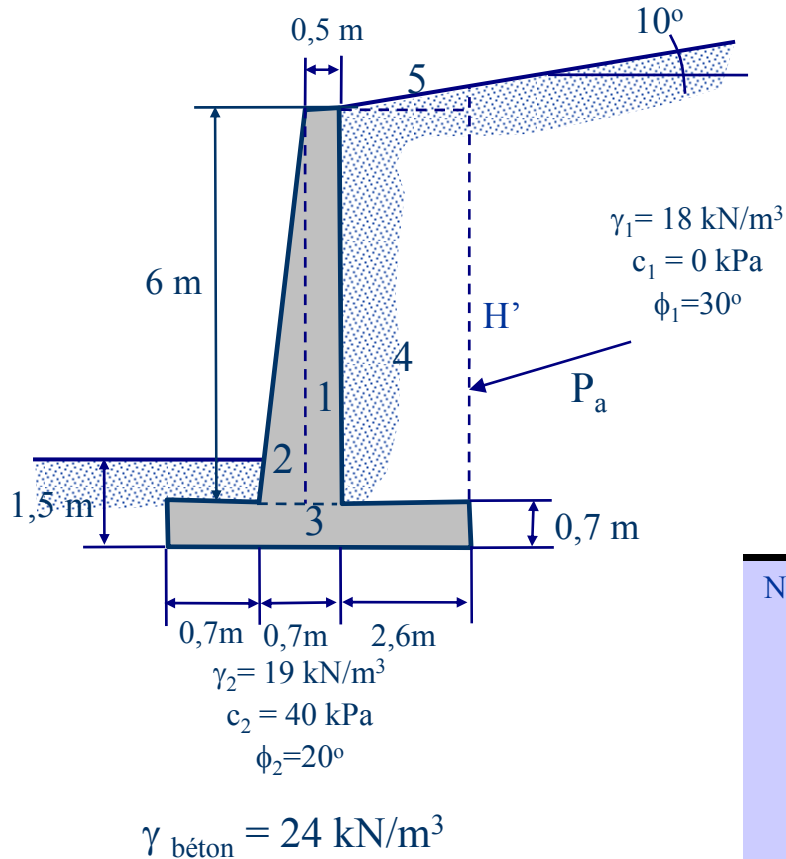
Exemple No6

La section d'un mur de soutènement en porte-à-faux est montrée à la figure ci-dessous. Déterminer les facteurs de sécurité contre le renversement et le glissement.



PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT



Il faut d'abord déterminer H'
 $H' = 0,7 + 6 + 2,6 * \tan(10^\circ) = 7,158 \text{ m}$

On calcule ensuite les forces en jeu :
 Force de pression active : $P_a = 1/2 \gamma_1 H'^2 K_a$

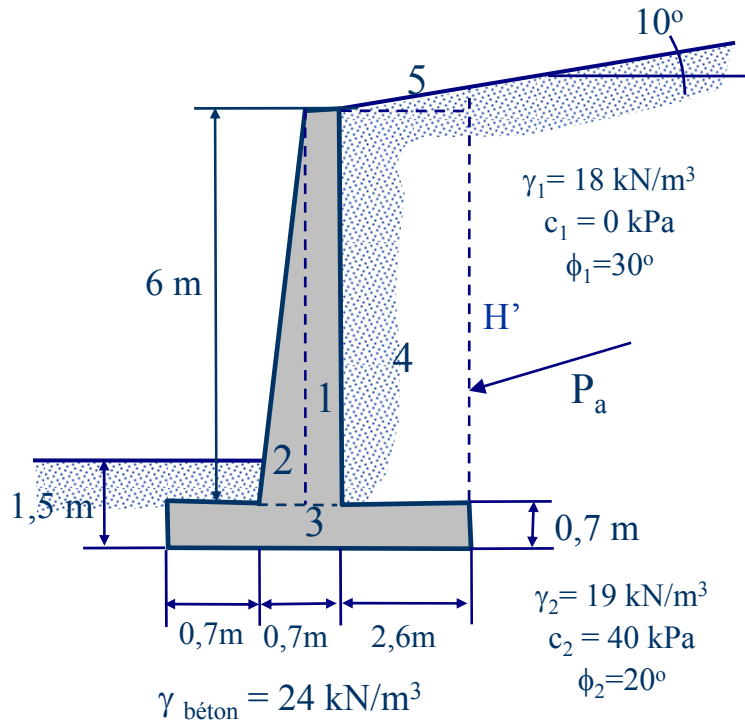
Pour : $\phi_1 = 30^\circ$ et $\alpha = 10^\circ$; $K_a = 0,374$ (tableau 1 annexe)
 $P_a = 0,374 * 18 * (7,158)^2 / 2 = 172,5 \text{ kN/m}$
 $P_{ah} = P_a \cos \alpha = 172,5 * \cos(10^\circ) = 169,9 \text{ kN/m}$
 $P_{av} = P_a \sin \alpha = 172,5 * \sin(10^\circ) = 30 \text{ kN/m}$

Le tableau suivant résume les forces stabilisantes :

No de section	surface	Poids /m.l.	Bras de lev.	Moment
1	$6 \times 0,5 = 3$	72	1,15	82,8
2	$0,2 * 6 / 2 = 0,6$	14,4	0,833	12
3	$4 * 0,7 = 2,8$	67,2	2	134,4
4	$6 * 2,6 = 15,6$	280,8	2,7	758,2
5	$2,6 * 0,46 / 2 = 0,6$	10,8	3,13	33,8
		$P_{av} = 30$	4	120
Total		475		1141

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT



Le moment renversant peut être déterminé :
 $M_r = P_{ah} * H' / 3 = 169,9 * 7,158 / 3 = 405 \text{ kN.m}$

F.S (renversement) = $1141 / 405 = 2,81$ (ok)

b) F.S contre le glissement :

$$F.S = \frac{c_2 \cdot B + \sum F_v \tan \delta_2 + P_p}{P_{ah}}$$

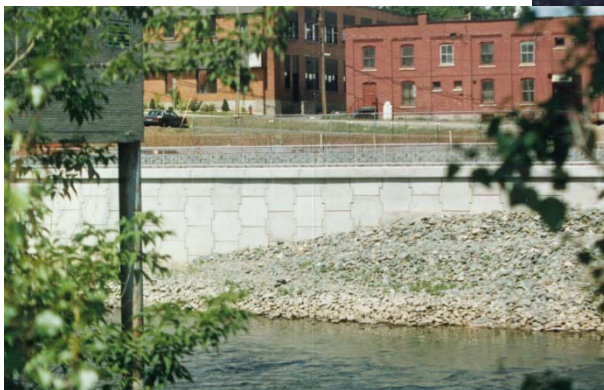
Nous allons considérer $\delta = 2\phi/3$; donc $\delta_2 = 13,33$

Il faut d'abord déterminer $P_p = 1/2 K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 (K_p)^{0,5} D$
 Pour $\phi_2 = 20^\circ$; $\alpha = 0$; $K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 10) = 2,04$
 $P_p = 2,04 * 19 * (1,5)^2 / 2 + 2 * 40 * (2,04)^{0,5} * 1,5 = 215 \text{ kN/m}$

$$F.S = \frac{40 * 4 + 475 \tan 13,333 + 215}{169,9} = 2,86 > 2 \quad \text{ok}$$

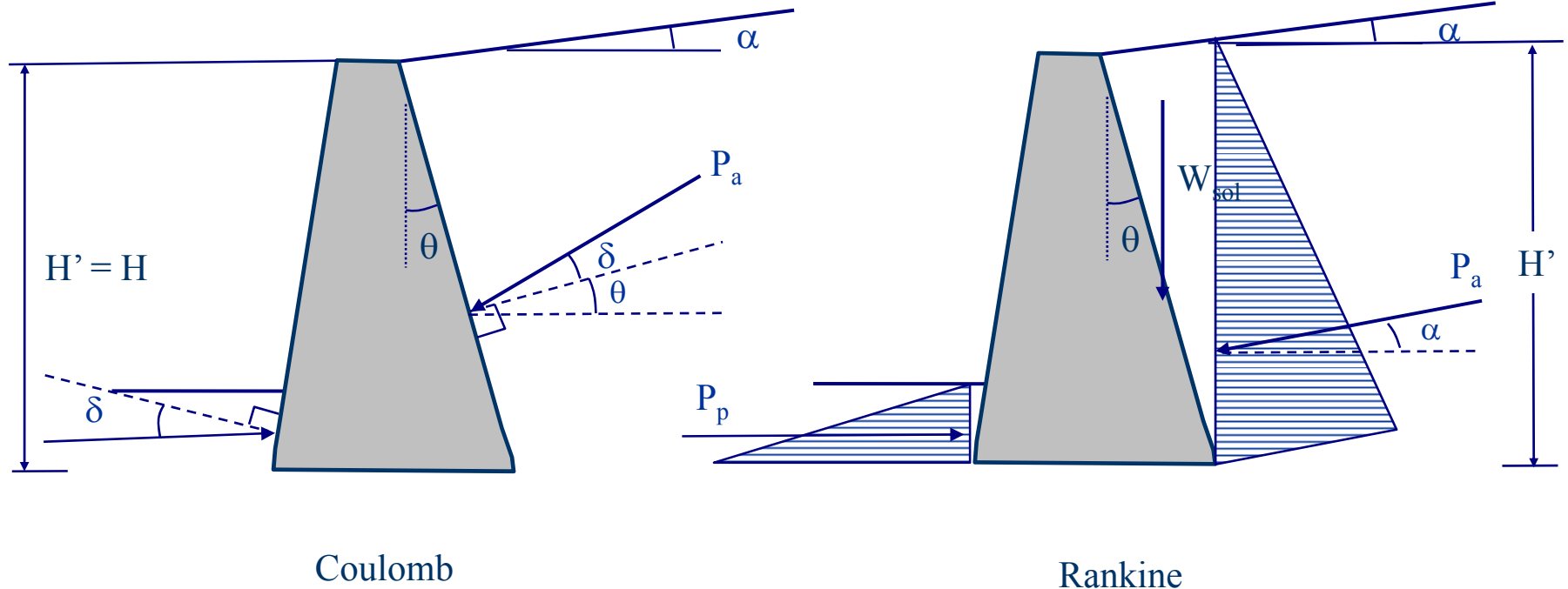
$$F.S = \frac{40 * 4 + 475 \tan 13,333}{169,9} = 1,6 > 1,5 \quad \text{ok}$$

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS



PRESSIION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT

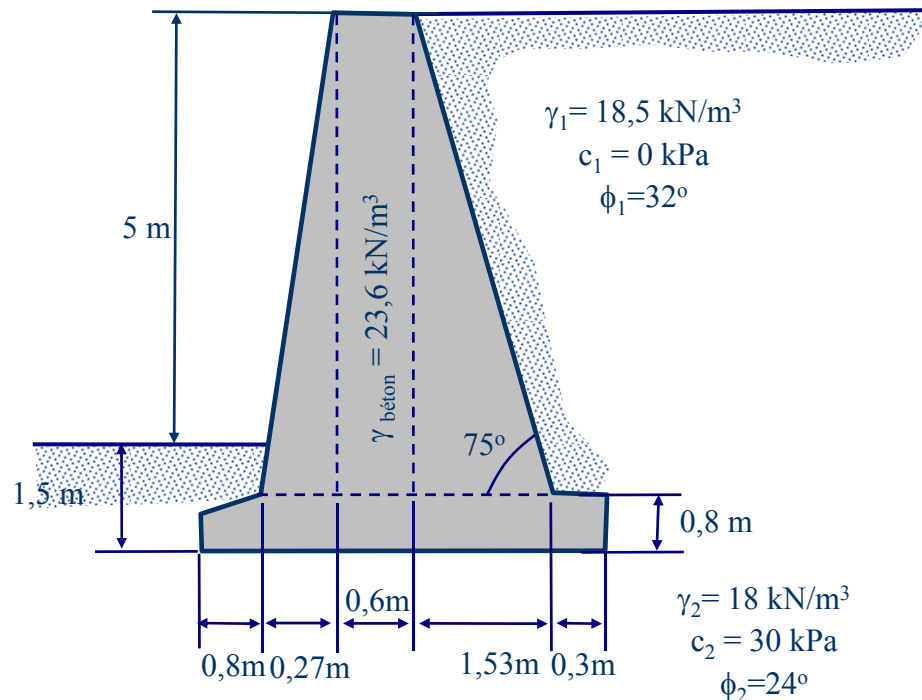


PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT

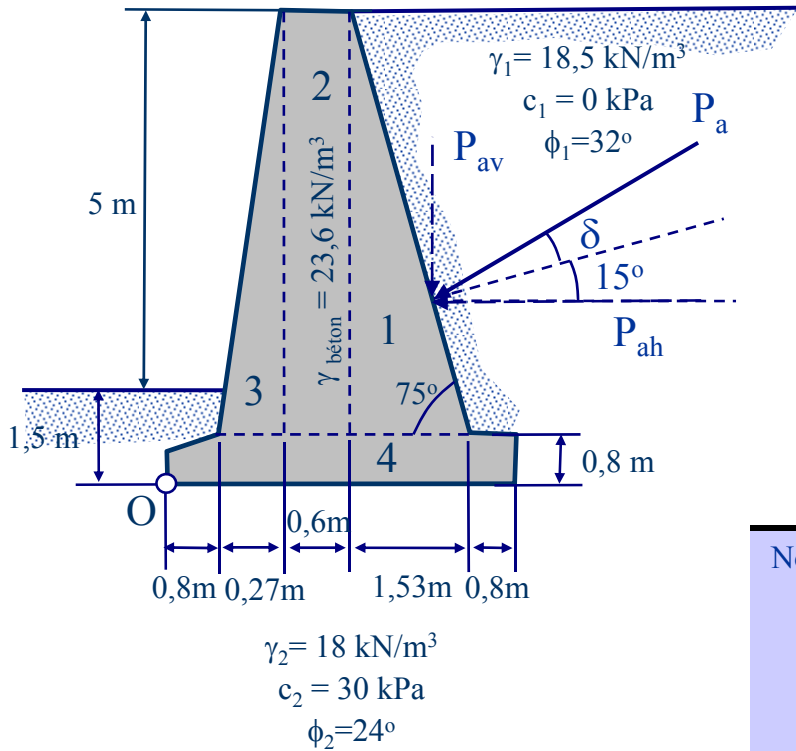
Exemple No 7

La section d'un mur de soutènement poids est montrée à la figure ci-dessous. En utilisant $\delta = 2/3\phi_1$ et la théorie de Coulomb : Déterminer les facteurs de sécurité contre le renversement, le glissement et la rupture.



PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT



Il faut d'abord déterminer H'
 $H' = 5,0 + 1,5 = 6,5 \text{ m}$

Force de pression active selon Coulomb : $P_a = 1/2 \gamma_1 H'^2 K_a$

Pour : $\phi_1 = 32^\circ$; $\alpha = 0^\circ$; $\theta = 15^\circ$ et $\delta = 2/3 \phi_1$
 $K_a = 0,4023$ (tableau en annexe)

$P_a = 0,4023 * 18,5 * (6,5)^2 / 2 = 157,22 \text{ kN/m}$

$P_{ah} = P_a \cos(\theta + \delta) = 157,22 * \cos(15^\circ + 2 * 32^\circ / 3) = 126,65 \text{ kN/m}$

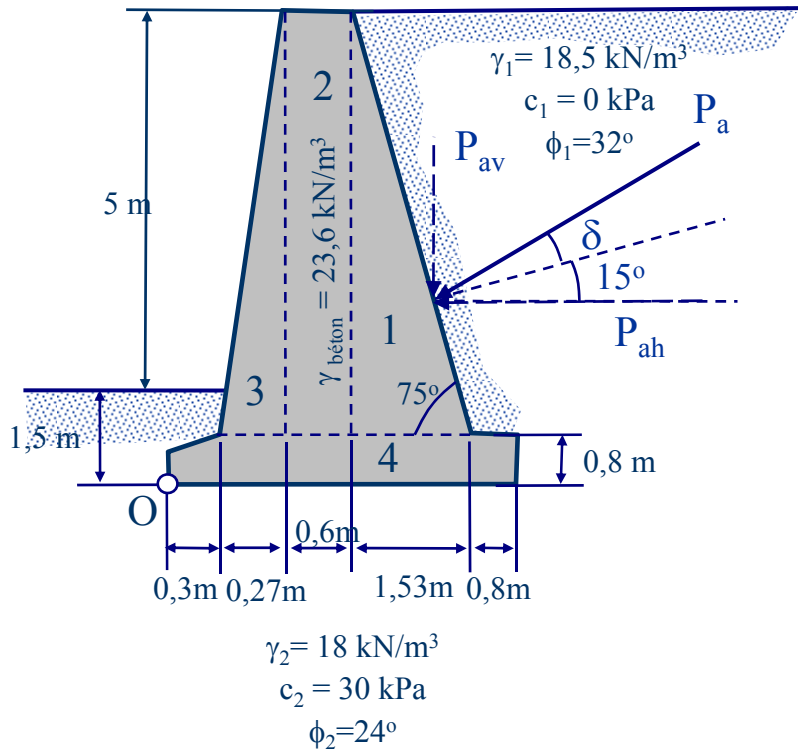
$P_{av} = P_a \sin(\theta + \delta) = 157,22 * \sin(15^\circ + 2 * 32^\circ / 3) = 93,14 \text{ kN/m}$

Le tableau suivant résume les forces stabilisantes :

No de section	Surface	Poids /m.l.	Bras de lev.	Moment
1	$5,7 \times 1,53 / 2 = 4,36$	102,9	2,18	224,3
2	$0,6 \times 5,7 = 3,42$	80,7	1,37	110,6
3	$0,27 \times 5,7 / 2 = 0,77$	18,2	0,98	17,8
4	$3,5 \times 0,8 = 2,8$	66,1	1,75	115,7
		$P_{av} = 93,14$	2,83	263,6
Total		361		732

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT



Le moment renversant peut être déterminé :

$$M_r = P_{ah} \cdot H' / 3 = 126,65 \cdot 2,167 = 274,5 \text{ kN.m}$$

$$F.S. (\text{renversement}) = 732 / 274,5 = 2,665 \text{ (ok)}$$

b) F.S contre le glissement :

$$F.S = \frac{c_2 \cdot B + \sum F_v \tan \delta_2 + P_p}{P_{ah}}$$

Nous allons considérer $\delta = 2\phi_2/3$; donc $\delta_2 = 16$

Il faut d'abord déterminer $P_p = 1/2 K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 (K_p)^{0,5} D$

Pour $\phi_2 = 24^\circ$; $\alpha = 0$; $K_{p(\text{formule})} = \tan^2(45 + \phi_2/2) = \tan^2(45 + 12) = 2,37$

Pour $\delta = 16^\circ$, $\alpha = 0$ et $\phi = 24^\circ$; $K_{p(\text{coulomb})} = 3,3$

$$P_p = 3,3 \cdot 18 \cdot (1,5)^2 / 2 + 2 \cdot 30 \cdot (3,3)^{0,5} \cdot 1,5 = 230 \text{ kN/m}$$

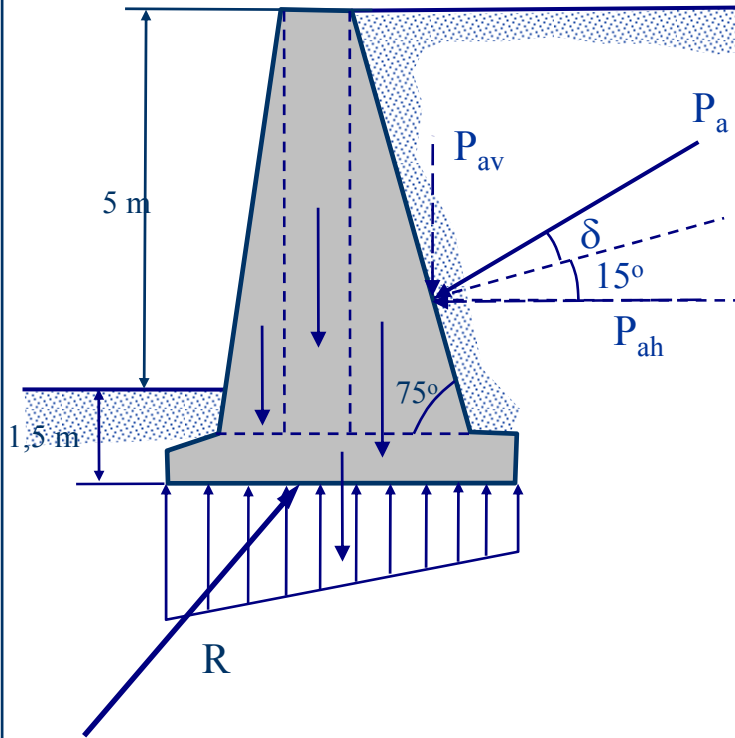
$$F.S = \frac{30 \cdot 3,5 + (361 - 230 \sin(16^\circ)) \tan 16 + 230 \cos(16^\circ)}{126,7} = 3,24 > 2 \quad \text{ok}$$

$$F.S = \frac{30 \cdot 3,5 + 361 \tan 16}{126,7} = 1,65 > 1,5 \quad \text{ok}$$

PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT

Pour calculer la capacité portante à la rupture il faut déterminer d'abord la position de la résultante des forces appliquées :



$$\sum M = \left(\frac{B}{2} - e\right) \sum F_v \Rightarrow e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M}{\sum F_v} = \frac{3,5}{2} - \frac{732 - 274,5}{361} = 0,482$$

Donc les contraintes maximale et minimale sont :

$$q = \frac{\sum F_v}{A} \pm \frac{Mc}{I} = \frac{\sum F_v}{(1)B} \pm \frac{e(\sum F_v) \frac{B}{2}}{(1)B^3/12} = \frac{\sum F_v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\min} = 17,9 \text{ kPa et } q_{\max} = 188,4 \text{ kPa; } q_{\text{moy}} = (q_{\min} + q_{\max})/2 = 103,15 \text{ kPa.}$$

$$q_{\text{moy}} = R_v/B = 361/3,5 = 103,15 \text{ kPa.}$$

$$\text{Calcul de } q_{\text{ult}} : \phi_2 = 24^\circ \rightarrow N_\gamma = 6; N_c = 19,5 \text{ et } N_q = 10$$

$$\text{Inclinaison de la charge : } \delta = \tan^{-1} (126,7/361) = 19,3^\circ$$

$$i_c = i_q = (1 - \delta/90)^2 = (1 - 19,3/90)^2 = 0,617; i_\gamma = (1 - \delta/\phi_2)^2 = (1 - 19,3/24)^2 = 0,04$$

$$q_{\text{ult}} = cN_cS_c i_c + \gamma D N_q S_q i_q + \gamma B' N_\gamma S_\gamma i_\gamma / 2$$

$$= 30 * 19,5 * 1 * 0,617 + 18 * 1,5 * 10 * 1 * 0,617$$

$$+ 18 * (3,5 - 2 * 0,482) * 6 * 0,04 / 2$$

$$= 533 \text{ kPa}$$

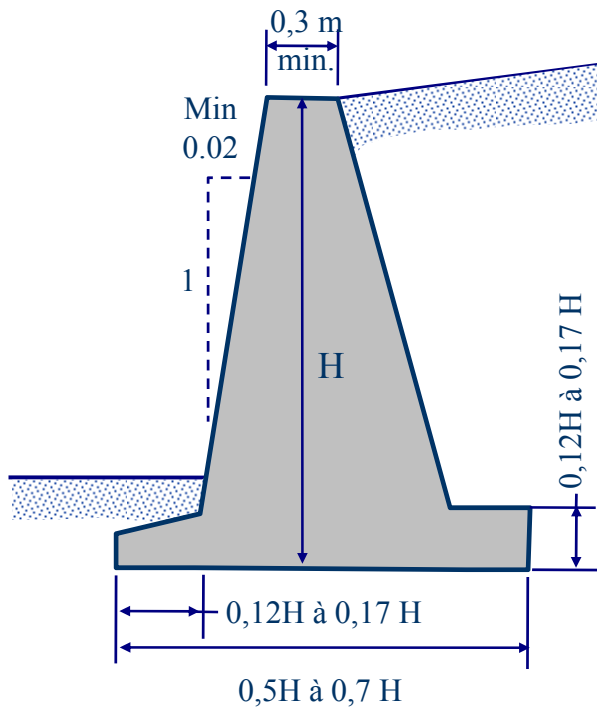
$$\text{F.S.} = q_{\text{ult}} / q_{\text{app}}; q_{\text{app}} = R/B' = (361^2 + 126,7^2)^{0,5} / (3,5 - 2 * 0,482) = 150,86 \text{ kPa}$$

$$= 533 / 150,86 = 3,5 > 3 \text{ (ok)}$$

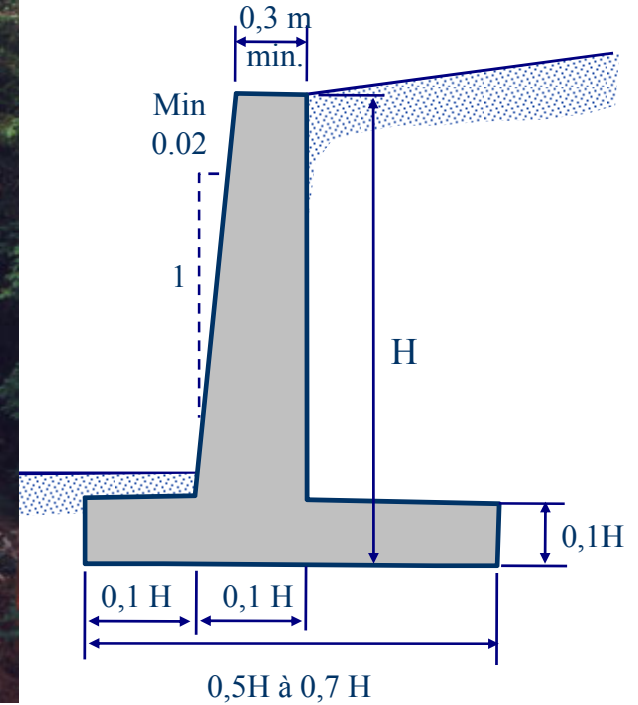
$$\text{F.S.} = q_{\text{ult}} / q_{\max} = 533 / 188,4 = 2,8 < 3$$

PRESSIION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

CONCEPTION DES MURS DE SOUTÈNEMENT



Mur poids ou gravité



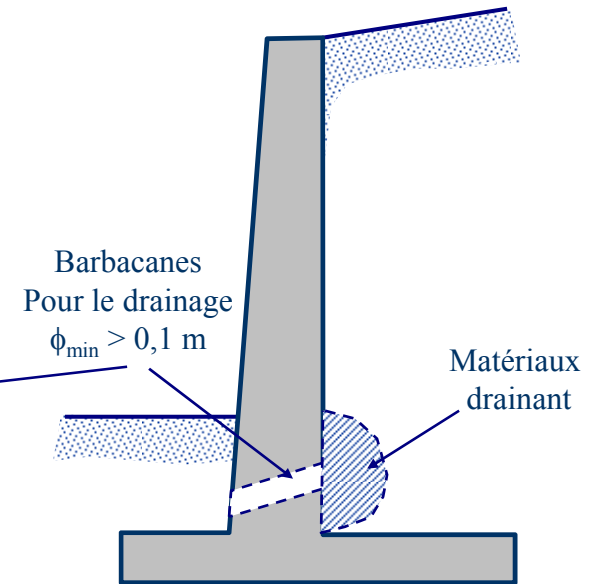
Mur en porte-à-faux

PRESSIION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRÉCAUTIONS – DRAINAGE et GEL

- Il est important qu'il n'y ait pas d'accumulation d'eau à l'arrière d'un mur de soutènement. Il faut donc aménager des drains le long du mur et à la base de celui-ci pour permettre l'évacuation de l'eau.

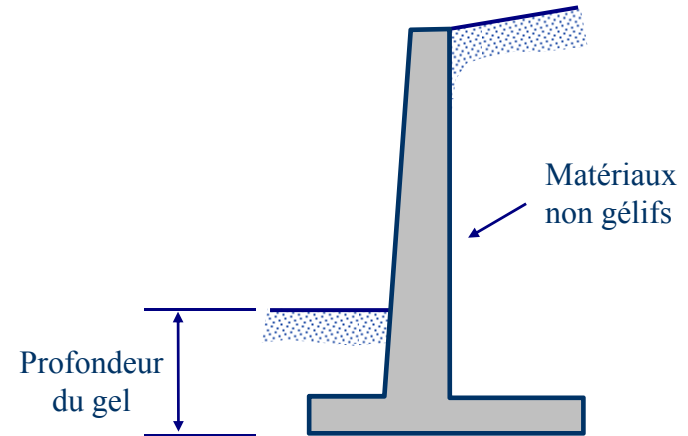
Les remblais constitués par des sables et graviers silteux et argileux (SC, SM, GC et GM) ou des silts et silts argileux (CL, MH, ML et OL) devraient être couverts d'une couche de sol imperméable en surface.



PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRÉCAUTIONS – DRAINAGE et GEL

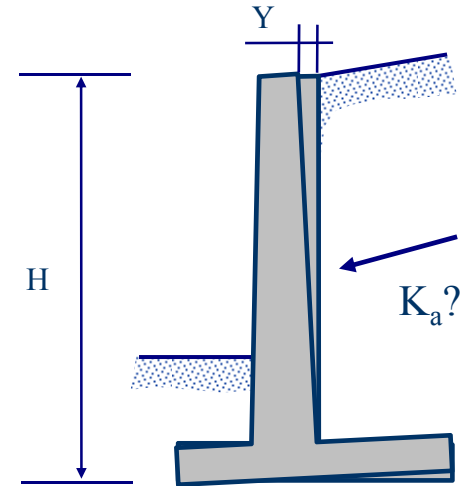
- Si on est en présence de matériaux gélifs, il faut les tenir loin du mur afin que le gonflement dû au gel ne puisse pas induire des pressions supplémentaires. De plus, la base doit être placée à 1 m au moins sous la surface du sol devant le mur, et en dessous de la zone affectée par le gel, par les changements des volumes saisonniers ou par les risques d'affouillement. Il ne faut pas tenir compte de la résistance passive dans la zone du gel.
- Selon le système de classification unifié des sols, les sols classifiés GW, GP, SW et SP constituent d'excellents matériaux de remblai et on peut considérer les pressions théoriques comme valables pour les calculs.
- Les sols portant les symboles SC, SM, GC et GM constituent des matériaux de remblai convenables s'ils sont maintenus secs. Ils sont sensibles à l'action du gel s'ils sont humides. S'ils sont bien drainés, on peut considérer les pressions théoriques comme valables pour les calculs.
- Les sols dont les symboles sont CL, MH, ML et OL sont souvent très susceptibles au gel. Par conséquent, on ne peut utiliser les valeurs de poussée pour les calculs, même pour les murs qui peuvent se déplacer, car il en résulterait probablement un mouvement du mur excessif et continue. Il faut utiliser un coefficient de poussée de 1.



PRESSION DES TERRES MURS DE SOUTÈNEMENTS

PRÉCAUTIONS - COMPACTAGE

- Dans le cas des remblais pulvérulents, la réduction des pressions aux valeurs de la poussée se produira pour une rotation du mur, Y/H , de seulement quelques dixièmes de un pourcent. Dans le cas des remblais cohérents, les mouvements nécessaires pour produire les valeurs de poussée peuvent être plus importants.
- Lorsqu'un mur rigide ne peut pas se déplacer, les pressions latérales dépendent en grande partie des procédés de compactage. En effet, le compactage du remblai à l'intérieur d'un prisme confiné derrière le mur tend à accroître les pressions horizontales (poussée).



Sols pulvérulents :

- ✓ Le compactage d'un sol pulvérulent derrière un mur rigide ne pouvant pas se déplacer peut engendrer, selon le degré de compactage, des pressions horizontales du double ou plus de la valeur de pression des terres au repos (K_0 varie entre 0,4 et 0,8).
- ✓ Pour un compactage faible à moyen derrière un mur rigide non encastré, le calcul peut se faire en se basant sur les valeurs de poussée (K_a).

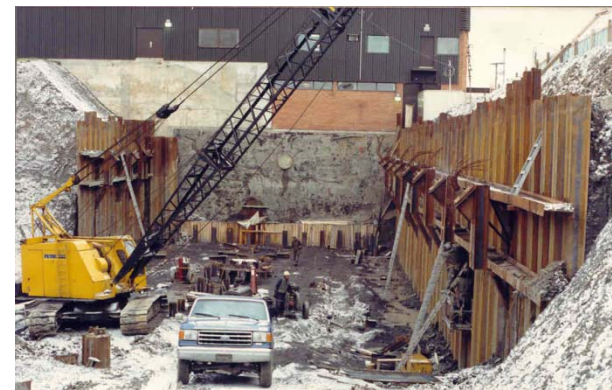
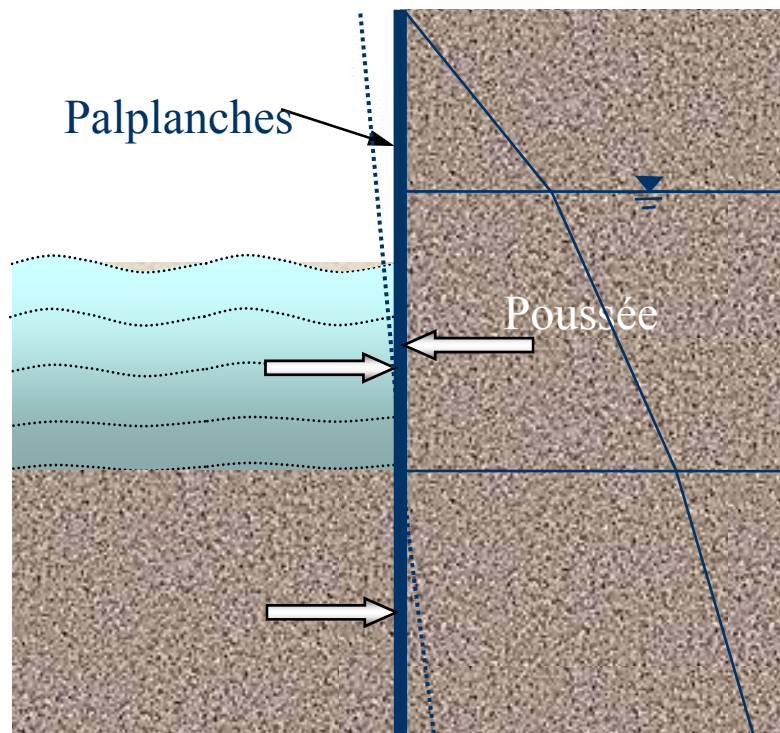
Sols cohérents

- ✓ Les pressions résiduelles peuvent varier beaucoup. Lorsque le degré de compactage est faible à moyen, on peut supposer que les pressions correspondent aux pressions des terres au repos. Lorsque le degré de compactage est plus élevé (95% du proctor standard), le mur devrait être conçu pour des pressions au repos s'il est capable de se déplacer (mur). Sinon, le coefficient de poussée doit être évalué et il est de 1 ou plus.

PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

INTRODUCTION

- ✓ Les murs de palplanches peuvent être temporaire ou permanent.
- ✓ Ils sont utilisés principalement pour :
 - L'étançonnement des excavations;
 - La construction des quais;
 - La construction des batardeaux



PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

INTRODUCTION

- ✓ Les murs de palplanches les plus utilisés sont en acier. Il existe aussi des palplanches en béton et en bois. Au Québec, on utilise une combinaison acier-bois (paroi berlinoise); Des pieux en H qui retiennent des pièces en bois.
- ✓ Les palplanches sont foncées par battage ou par vibration.



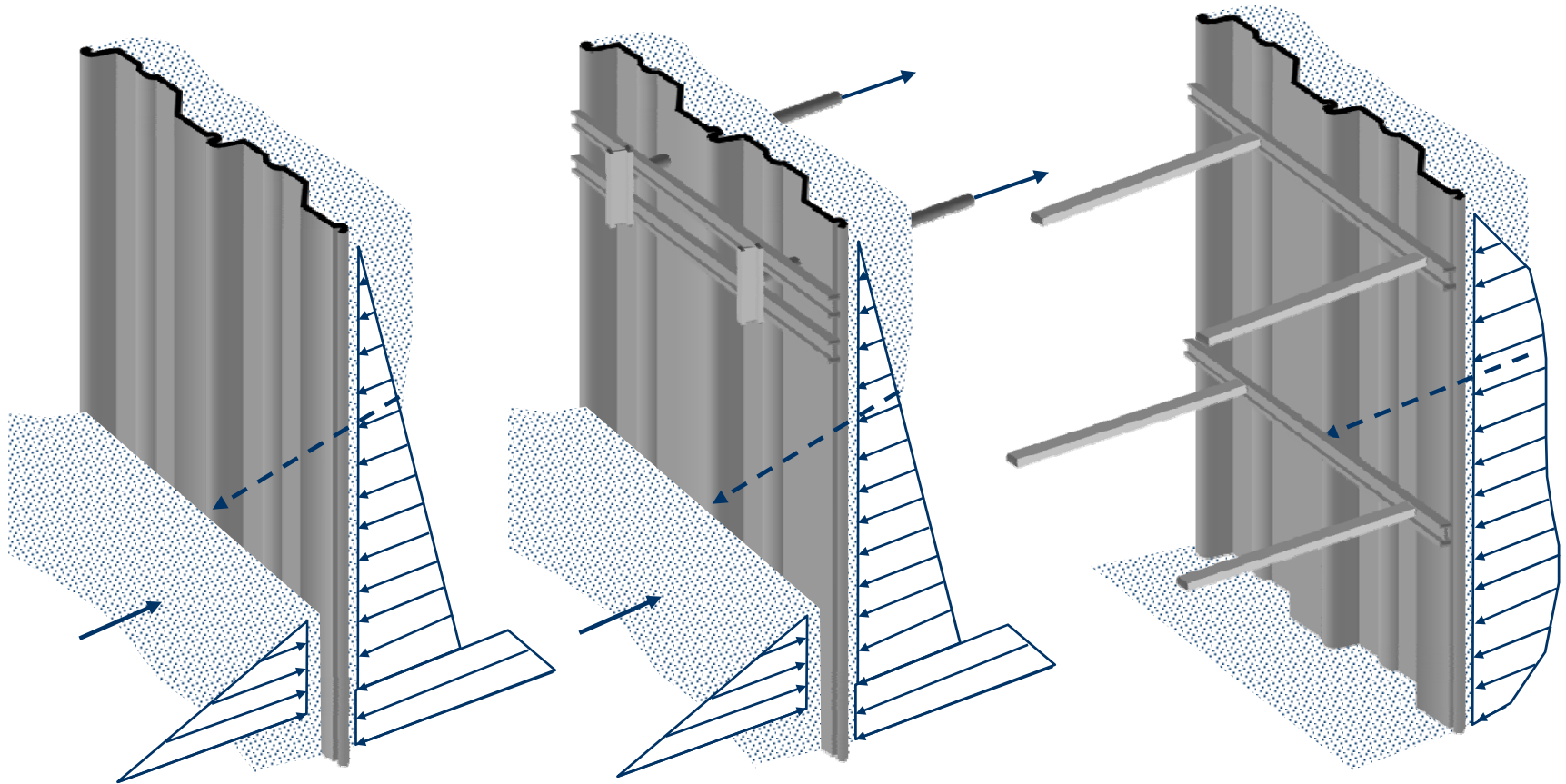
PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

SYSTÈMES DE PALPLANCHES

✓ En porte-à-faux ou cantilever

✓ Murs ancrés avec tirant (s)

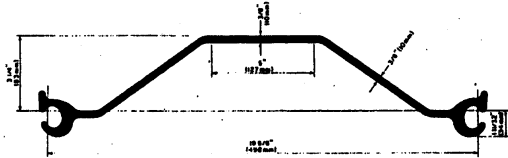
✓ Murs étayés



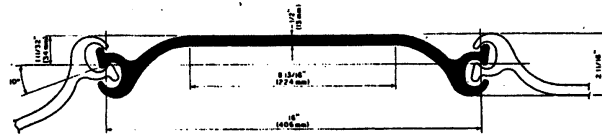
PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

SECTIONS DE PALPLANCHES

Type : PMA



Type : PSA



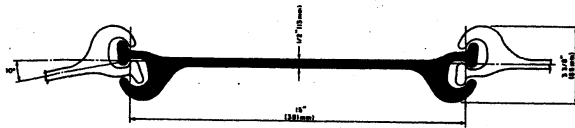
Acier :

A328 : $F_y = 265 \text{ MPa}$

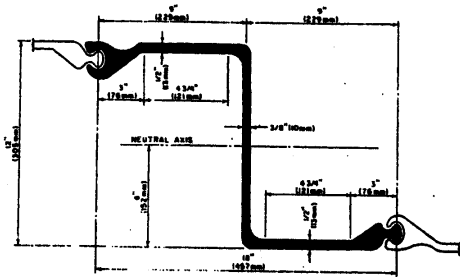
A572 : $F_y = 345 \text{ MPa}$

A690 : $F_y = 345 \text{ MPa}$

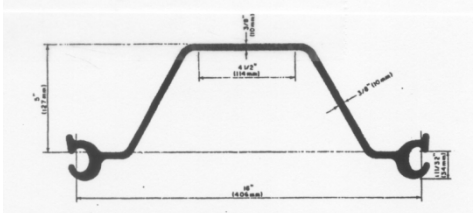
Type : PS ou PSX



Type : PZ



Type : PDA



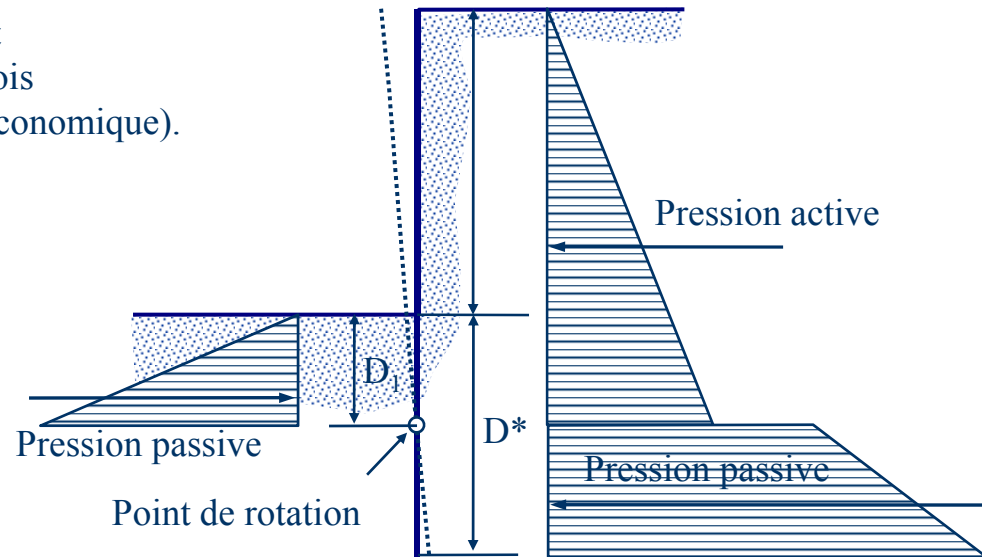
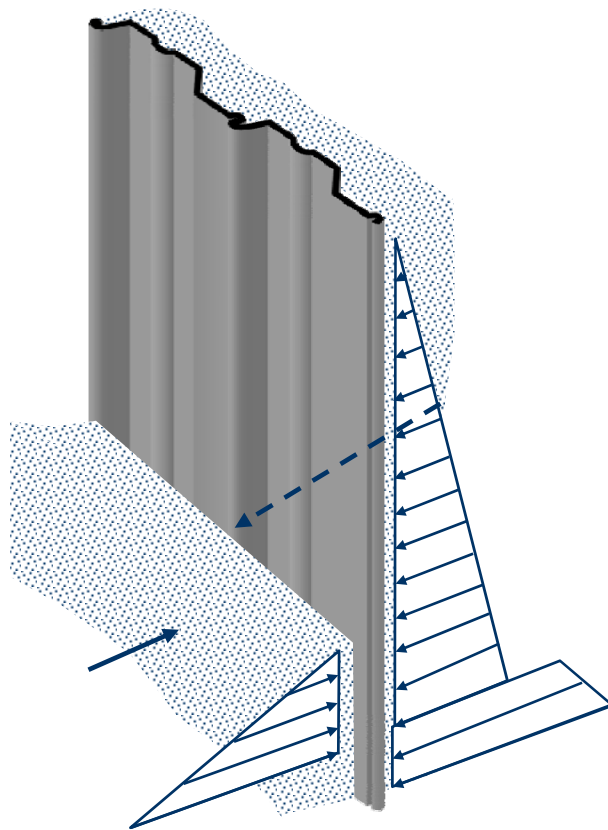
Section No	Aire $\text{mm}^2 \cdot 10^3$	Largeur mm	Masse Kg/m^2	Module de section / m lar. $\text{mm}^3 \cdot 10^3$	Moment d'inertie / m lar. $\text{mm}^4 \cdot 10^6$
PZ-38	10,8	457	186	2520	383
PZ-32	10,6	533	156	2060	302
PZ-27	7,7	457	132	1620	252
PDA-27	6,8	406	132	575	54
PMA-22	6,8	498	107	290	18,6
PSA-28	7,1	406	137	134	6,2
PSA-23	5,8	406	112	129	5,7
PSX-32	8,4	419	156	129	3,67
PS-28	6,6	381	137	102	3,83
PS-32	7,6	381	156	102	3,93

PRESSIION DES TERRES

MURS DE PALPLANCHES

MURS EN PORTE-À-FAUX - PRESSIIONS

Les murs en porte-à-faux ou cantilever sont généralement utilisés pour soutenir des parois d'excavation de hauteur inférieure à 5 m (économique).



D^* = Longueur de fiche

Lorsqu'il y a cohésion $c \neq 0$

- À court terme (C_u) : $\sigma_a \geq 0,25 \sigma_z$
- À long terme (c', ϕ') : $\sigma_a = 0$ (+ pression due à l'eau)

PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

MURS EN PORTE-À-FAUX - CONCEPTION

- 1 – Déterminer D_1 en supposant que la résultante de la contre butée en dessous de O agit au point O. De ce fait :

$$M_o = 0$$

Ceci nous permet d'exprimer D_1 en fonction des autres paramètres (connus).

Le calcul se fait avec $K_p' = K_p/1,5$

- 2 - On calcule la longueur de la fiche

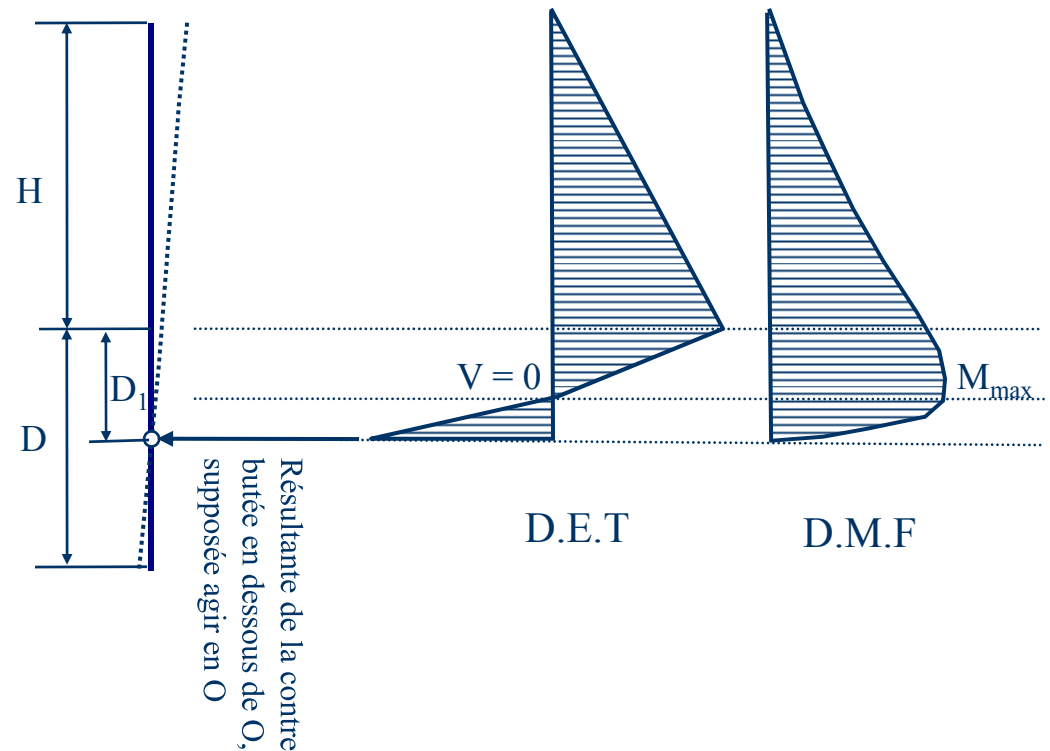
$$D = 1,2 D_1$$

- 3 - On trouve le moment maximum pour choisir la section de palplanche.

Le moment maximum se trouve au point où l'effort tranchant est nul ($V=0$). Le module de section

$$S = M_{\max} / 0,67f_y$$

Les propriétés des palplanches de USS sont données au tableau de la page 4.



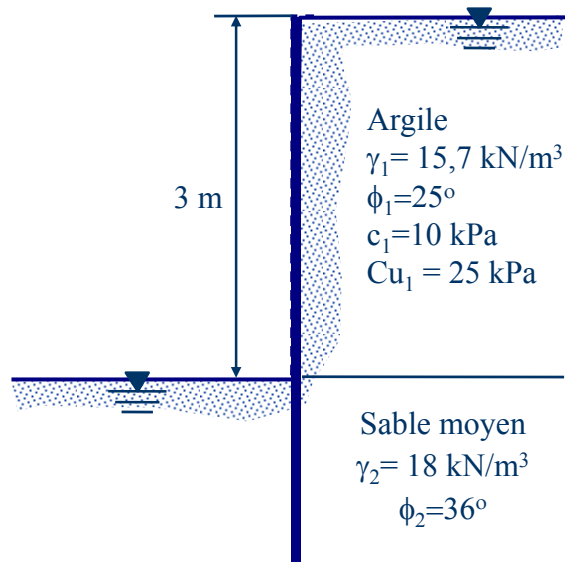
PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

MURS EN PORTE-À-FAUX - APPLICATION

Exemple No8

Une palplanche sera encastrée au pied dans un dépôt constitué des deux couches (voir figure). Déterminer la longueur de fiche requise et la section de la palplanche. Effectuez les calculs ($\delta = 0$) :

- a) À long terme;
b) À court terme (devoir No 5);



- a) À long terme :

$$K_{a1} = \tan^2(45^\circ - \phi_1/2) = \tan^2(45^\circ - 12,5^\circ) = 0,406$$

$$K_{a2} = \tan^2(45^\circ - \phi_2/2) = \tan^2(45^\circ - 18^\circ) = 0,26$$

$$K_{p2} = \tan^2(45^\circ + \phi_2/2) = \tan^2(45^\circ + 18^\circ) = 3,85$$

$$K'_p = K_{p2}/1,5 = 3,85/1,5 = 2,57$$

Il faut d'abord trouver D (longueur de fiche) :

Actif dans l'argile $\rightarrow \sigma'_a = K_{a1}\sigma'_0 - 2c_1(K_{a1})^{0,5}$

À $z=0$ (actif) $\sigma'_a = 0 - 2*10*(0,406)^{0,5} = -12,74 \text{ kPa} < 0$

À $z=3$ (actif) $\sigma'_a = 0,406*3*(15,7-10) - 2*10*(0,406)^{0,5}$
 $= -5,79 \text{ kPa} < 0$

Dans le cas drainé (à long terme), il faut utiliser uniquement la pression due à l'eau (à $z=0$; $\sigma_{tot} = 0$; à $z=3$; $\sigma_{tot} = 30 \text{ kPa}$)

Actif dans le sable $\rightarrow \sigma'_a = K_{a2}\sigma'_0$

À $z=3$ (actif) $\sigma'_a = 3*(15,7-10)*0,26 = 4,45 \text{ kPa}$

À $z=3+D_1$ (actif) $\sigma'_a = 4,45 + D_1*(18-10)*0,26 = 4,45 + 2,08D_1$

Il faut ajouter la pression due à l'eau :

À $z=3$; $\sigma_{tot} = 34,45 \text{ kPa}$ et à $z=3+D_1$; $\sigma_{tot} = 34,45 + 12,08D_1$

Passif dans le sable $\rightarrow \sigma'_p = K'_p\sigma'_0$

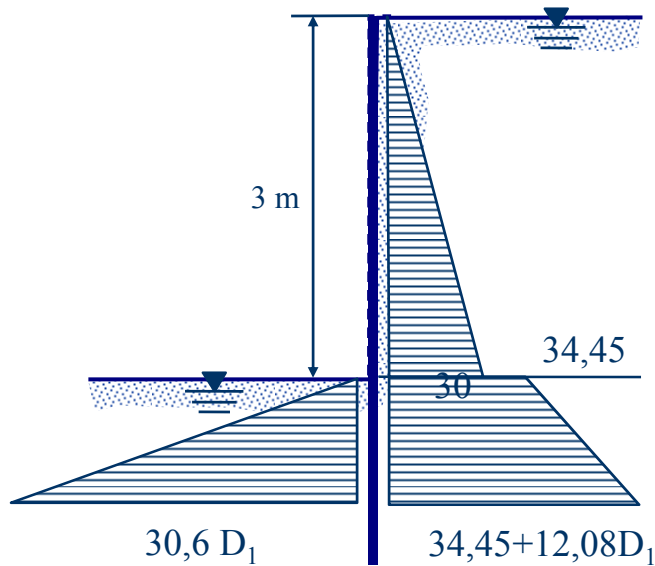
À $z=D_1$; $\sigma'_p = K'_p\sigma'_0 = 2,57*(18-10)*D_1 = 20,6 D_1$

Il faut ensuite ajouter la pression due à l'eau;

À $z=D_1$; $\sigma_{tot} = 20,6D_1 + 10*D_1 = 30,6 D_1$

PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

MURS EN PORTE-À-FAUX - APPLICATION



$$M_0 = (30 \cdot 3/2) \cdot (3/3 + D_1) + 34,45 \cdot D_1 \cdot D_1/2 + (12,08 D_1) \cdot (D_1/2) \cdot (D_1/3) - 30,6 D_1 \cdot (D_1/2) \cdot (D_1/3) = 0$$

$$M_0 = 45 + 45(D_1) + 17,225(D_1)^2 - 3,0866(D_1)^3$$

Avec essai et erreur $D_1 = 7,7$ m

$$\text{Donc } D = 1,2 \cdot D_1 = 1,2 \cdot 7,7 = 9,25 \text{ m}$$

b) Il faut ensuite déterminer la position où $V = 0$

$$\text{Somme Force} / (D') = 30 \cdot 3/2 + 34,45 \cdot D' + 12,08 \cdot D' \cdot D'/2 - 30,6 \cdot D' \cdot D'/2 = 0$$

$$\rightarrow -9,26 D'^2 + 34,45 D' + 45 = 0$$

$$D' = (34,45 \pm 53,42) / (18,52)$$

$$D' = 4,74 \text{ m}$$

Pour $D' = 4,74$ – M est au maximum

$$M_{z=4,74} = (30 \cdot 3/2) \cdot (3/3 + D') + 34,45 \cdot D' \cdot D'/2 + (12,08 D') \cdot (D'/2) \cdot (D'/3) - 30,6 D' \cdot (D'/2) \cdot (D'/3) = 316,6 \text{ kN.m}$$

$$S = M / 0,67 f_y \quad (f_y = 265 \text{ MPa} - \text{acier A328})$$

$$S = 316,6 \cdot 10^3 / 0,67 \cdot 265 \cdot (10^6) = 0,001783 \text{ m}^3 = 1783,16 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

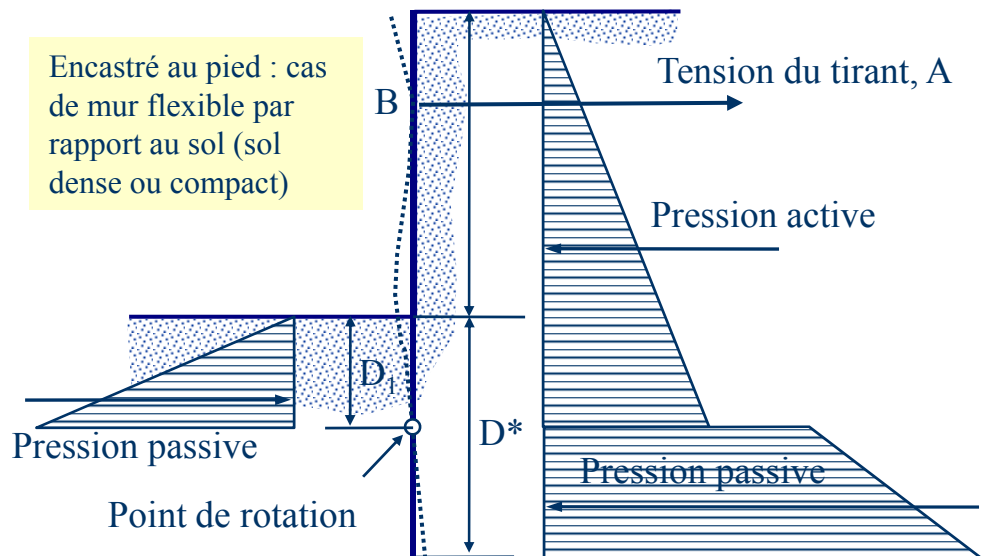
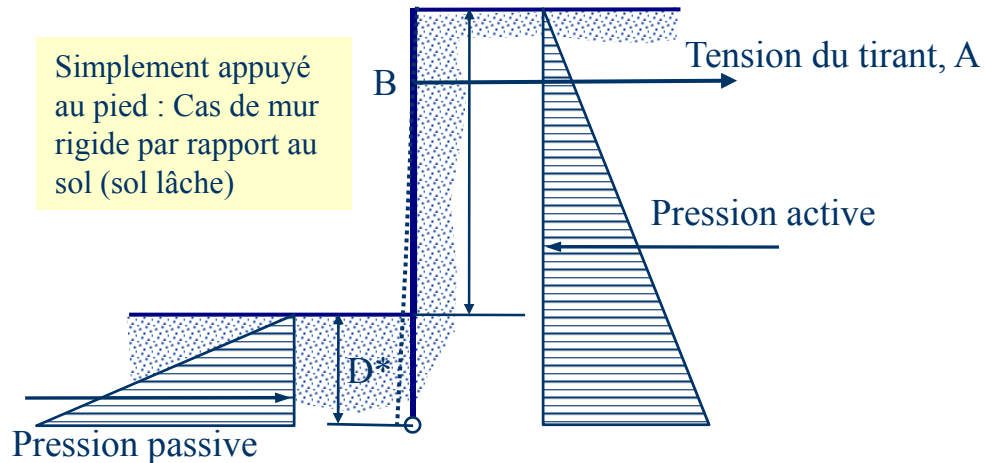
Il faut donc une section No PZ – 32

PRESSION DES TERRES

MURS DE PALPLANCHES

MURS AVEC TIRANT - PRESSIONS

Les murs avec tirant sont généralement utilisés lorsqu'il n'est pas possible d'utiliser des murs en porte-à-faux; Généralement pour soutenir des parois d'excavation de hauteur importante > 5 m (coûteux).



$D^* =$ Longueur de fiche

PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

MUR AVEC TIRANT SIMPLEMENT APPUYÉ- CONCEPTION

- 1 – Il faut déterminer D et A (tension dans le tirant) en appliquant les équations d'équilibre :

$$\sum F_H = 0 \quad \text{et} \quad M_B = 0$$

Ceci nous permet d'avoir un système de deux équations à deux inconnus A et D :

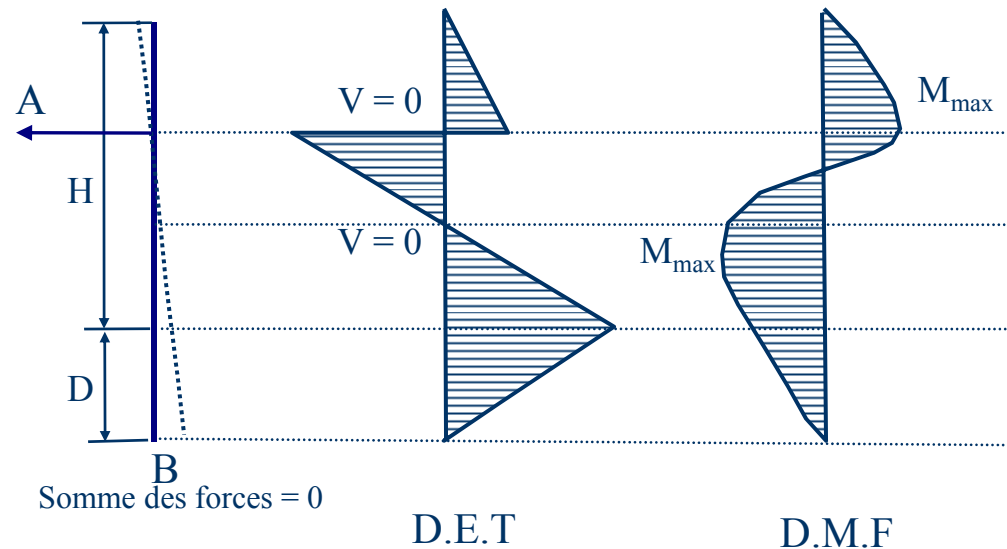
Le calcul se fait avec $K_p' = K_p/1,5$

- 2 - On trouve le moment maximum pour choisir la section de palplanche.

Il y a deux endroits où l'effort tranchant = 0.
Il faut choisir celui qui donne le moment le plus élevé. Le module de section est ensuite déterminé :

$$S = M_{\max} / 0,67f_y$$

Les propriétés des palplanches de USS sont données au tableau à la fin du chapitre 5 des notes de cours.



PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

MUR AVEC TIRANT ENCASTRÉ - CONCEPTION

- 1 – On effectue le calcul de M_{\max} en supposant une palplanche simplement appuyée au pied.

$$S_{\max} = \frac{M_{\max}}{0,67 F_y}$$

s'il y a un effet d'encastrement; S nécessaire sera plus petit que S_{\max} .

- 2 - On choisit plusieurs sections de modules $S \leq S_{\max}$
 3 - On calcule les ratios $S/S_{\max} = M_{\text{adm}} / M_{\text{max}}$
 4 - On calcule les Log des coefficients de flexibilité des palplanches choisies.

$$\text{Log}(\rho) = -5,96 + 4\text{Log}(H) - \text{Log}(EI)$$

H : hauteur totale de la palplanche (m);

I : moment d'inertie de la palplanche (m⁴);

E : Module d'élasticité de l'acier (MPa).

- 5 - On reporte ces points ($M_{\text{adm}}/M_{\text{max}}$; $\text{Log}(\rho)$) sur l'abaque de Rowe.

Si le point se situe à droite et au-dessus de la courbe de référence ==> la section est plus forte que nécessaire.

Si le point se situe en dessous de la courbe de référence ==> la section est trop faible.

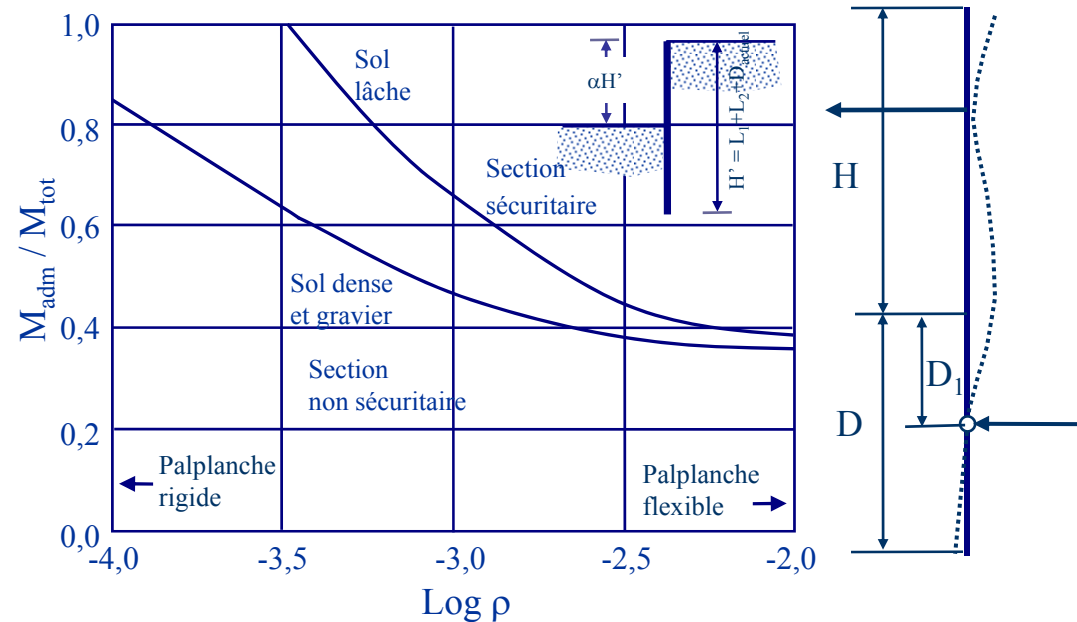


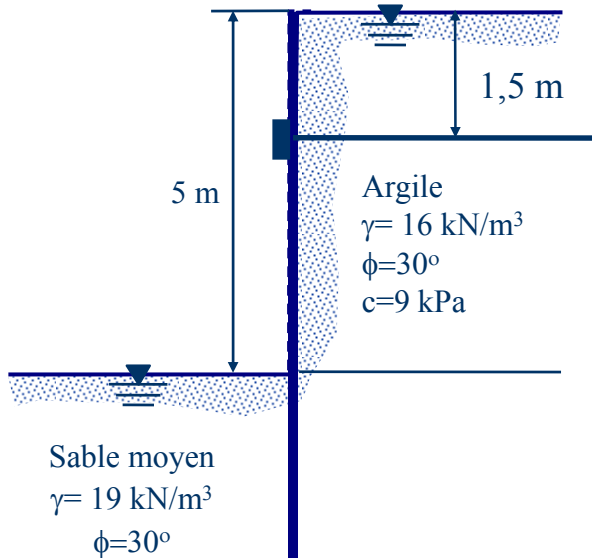
Diagramme de $\text{log} \rho$ vs $M_{\text{adm}}/M_{\text{max}}$ pour des palplanches enfoncées dans des sols granulaires d'après (Rowe, 1952).

PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

MURS AVEC TIRANT - APPLICATION

Exemple No9

Déterminer la longueur de fiche, la tension dans le tirant d'ancrage et la section de palplanche à utiliser pour la construction du mur de palplanche illustré à la figure si dessous. Considérer le cas d'un appui simple au pied. Effectuer les calculs pour le cas à long terme ($\delta=0$):



a) À long terme :

$$K_{a1} = \tan^2(45^\circ - \phi_1/2) = \tan^2(45^\circ - 15^\circ) = 0,333$$

$$K_{a2} = \tan^2(45^\circ - \phi_2/2) = \tan^2(45^\circ - 15^\circ) = 0,333$$

$$K_{p2} = \tan^2(45^\circ + \phi_2/2) = \tan^2(45^\circ + 15^\circ) = 3,0$$

$$K'_p = K_{p2}/1,5 = 3,0/1,5 = 2$$

Actif dans l'argile $\rightarrow \sigma'_a = K_{a1}\sigma'_0 - 2c_1(K_{a1})^{0,5}$

$$\text{À } z=0 \text{ (actif)} \quad \sigma'_a = 0 - 2 \cdot 9 \cdot (0,333)^{0,5} = -10,39 \text{ kPa} < 0$$

$$\text{À } z=5 \text{ (actif)} \quad \sigma'_a = 0,333 \cdot 5 \cdot (16-10) - 2 \cdot 9 \cdot (0,333)^{0,5} \\ = -0,39 \text{ kPa} < 0$$

Dans le cas drainé (à long terme), il faut utiliser uniquement la pression due à l'eau (à $z=0$; $\sigma_{\text{tot}} = 0$; à $z=5$; $\sigma_{\text{tot}} = 50 \text{ kPa}$)

Actif dans le sable $\rightarrow \sigma'_a = K_{a2}\sigma'_0$

$$\text{À } z=5 \text{ (actif)} \quad \sigma'_a = 5 \cdot (16-10) \cdot 0,333 = 10 \text{ kPa}$$

$$\text{À } z=5+D \text{ (actif)} \quad \sigma'_a = 10 + D \cdot (19-10) \cdot 0,333 = 10 + 3D$$

Il faut ajouter la pression due à l'eau :

$$\text{À } z=5; \sigma_{\text{tot}} = 60 \text{ kPa} \text{ et à } z=5+D; \sigma_{\text{tot}} = 60 + 13D$$

Passif dans le sable $\rightarrow \sigma'_p = K'_p\sigma'_0$

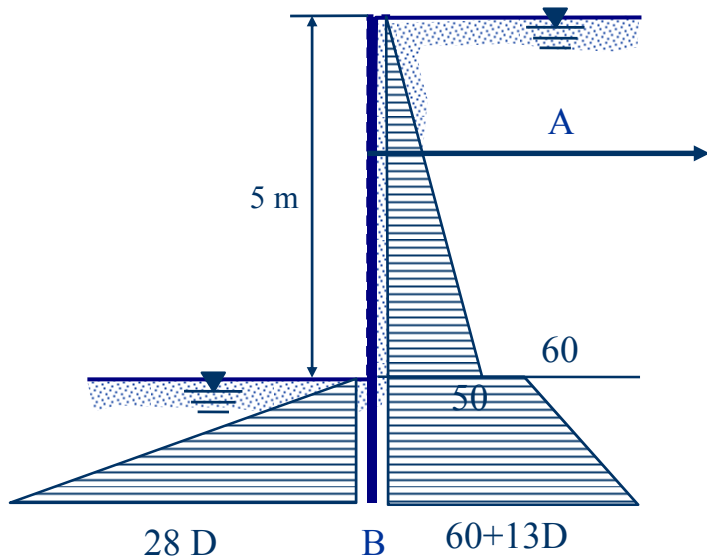
$$\text{À } z=D; \sigma'_p = K'_p\sigma'_0 = 2,0 \cdot (19-10) \cdot D = 18D$$

Il faut ensuite ajouter la pression due à l'eau;

$$\text{À } z=D; \sigma_{\text{tot}} = 18D + 10 \cdot D = 28D$$

PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

MURS AVEC TIRANT - APPLICATION



$$M_B = 50 \cdot (5/2) \cdot (5 \cdot 1/3 + D) + 60 \cdot D \cdot (D/2) - (28 + 13)D \cdot (D/2) \cdot (1/3D) - A(5 - 1,5 + D)$$

$$M_B = 208,33 + 125D + 30D^2 - 2,5(D)^3 - 3,5A - AD \quad (1)$$

Équilibre des forces horizontales :

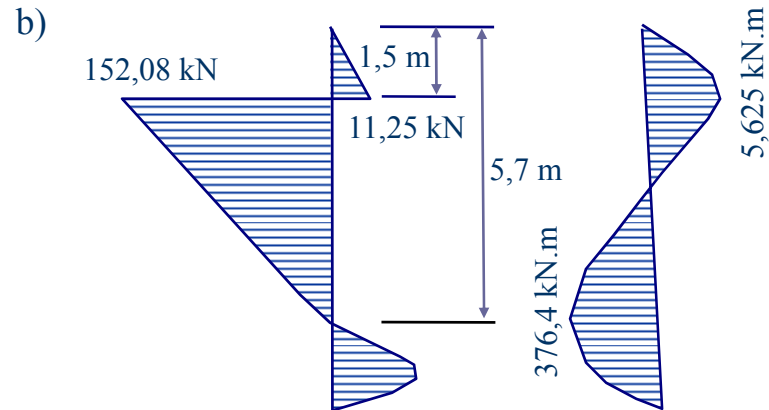
$$A = 50 \cdot 5/2 + 60 \cdot D + 13 \cdot D \cdot D/2 - 28 \cdot D \cdot D/2$$

$$A = 125 + 60 \cdot D - 7,5D^2 \quad (2)$$

$$(1 \text{ dans } 2) \quad 208,33 + 125D + 30D^2 - 2,5D^3 - 3,5 \cdot (125 + 60D - 7,5D^2) - D \cdot (125 + 60D - 7,5D^2) = 0$$

$$-229,17 - 210D - 3,75D^2 + 5D^3 = 0$$

Par essai et erreur $D = 7,3 \text{ m}$ et $A = 163,325 \text{ kN}$



$$S = M / 0,67f_y \quad (f_y = 265 \text{ MPa} - \text{acier A328})$$

$$S = 376,4 \cdot 10^3 / 0,67 \cdot 265 \cdot (10^6)$$

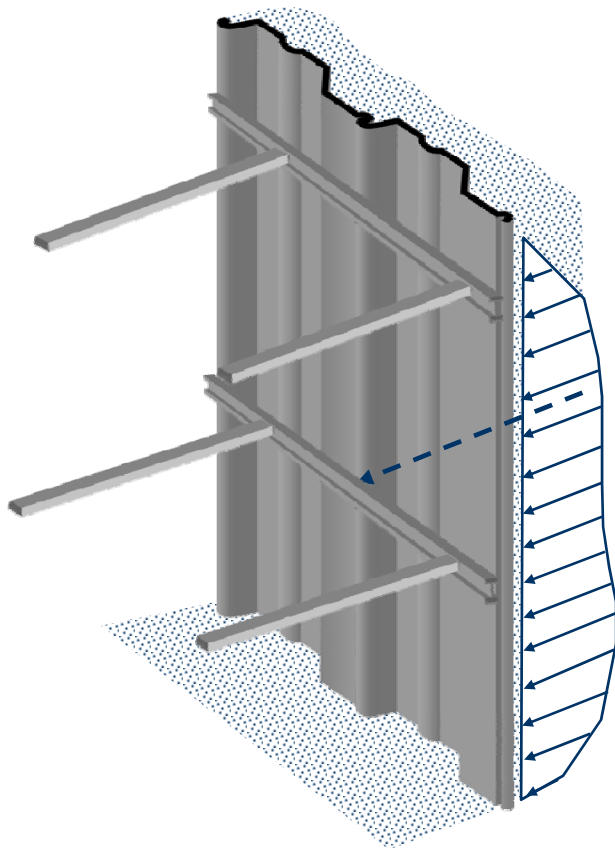
$$= 0,0021198 \text{ m}^3 = 2119,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Il faut donc une section No PZ – 38.

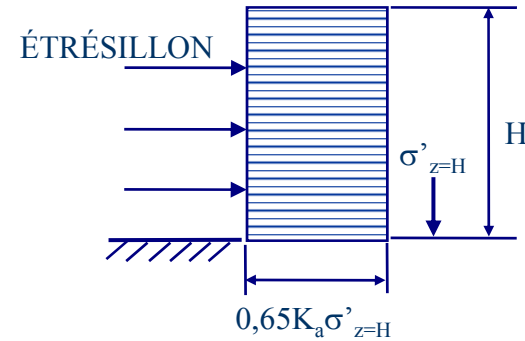
PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

MURS ÉTAYÉS - PRESSIONS

On ne peut pas prévoir adéquatement la distribution des contraintes sur les murs des fouilles étayés à partir de notions théoriques. Les mesures in-situ ont permis d'établir les distributions possibles pour différentes situations :

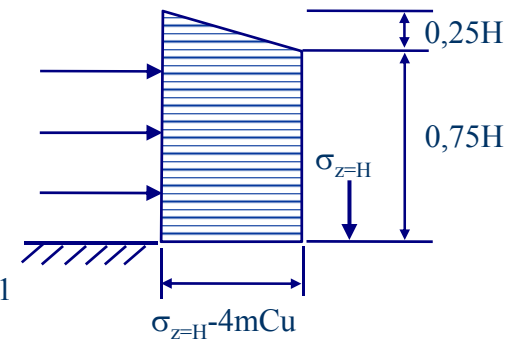


a) Sable

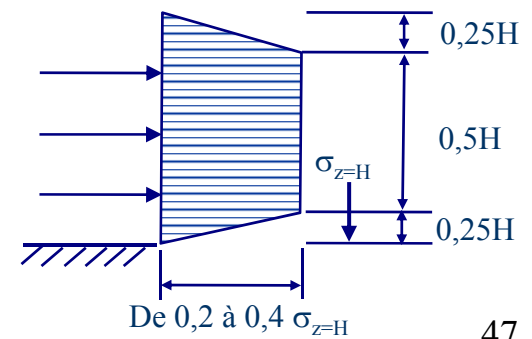


b) Argile saturée
molle à ferme

Pour $\gamma H / C_u > 4$
 $m = 0,4$ s'il existe
une couche profonde
d'argile molle sous
la fouille. Si non $m = 1$



b) Argile raide
fissurée



PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

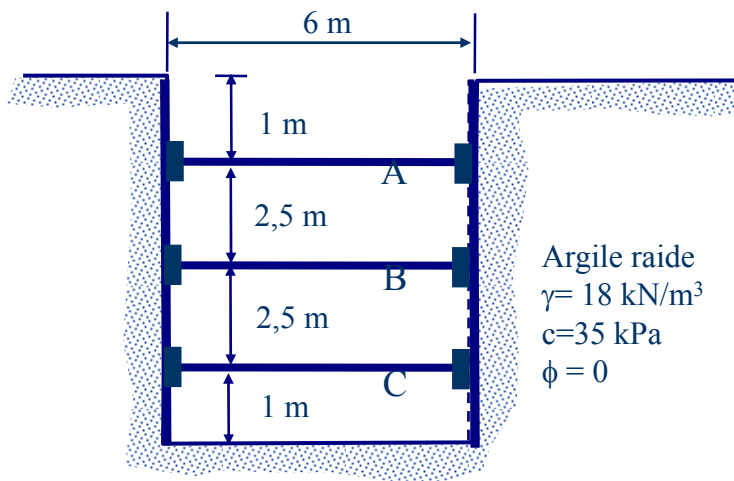
MURS ÉTAYÉS - APPLICATION

Exemple No10

Pour les conditions montrées à la figure ci-dessous déterminer :

- a) L'enveloppe des pressions appliquées,
- b) Les forces appliquées aux niveaux A, B et C,
- c) La section de palplanche requise.

Les étrépillons sont placés à 3m centre en centre

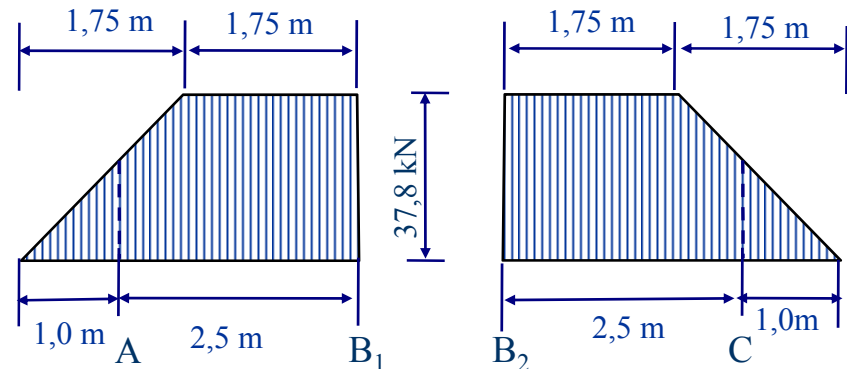


a) Calcul en contrainte totale :

À $z = 7 \text{ m}$; $\sigma = 18 \cdot 7 = 126 \text{ kPa}$

$\sigma_a = 0,2 \text{ à } 0,4 \sigma$; nous allons prendre $\sigma_a = 0,3 \sigma$

$\sigma_a = 0,3 \cdot 126 = 37,8 \text{ kN}$



b) Pour déterminer les forces agissant sur les éléments A, B et C :

$M_{B1} = 0$ donc

$$A \cdot 2,5 - (37,8 \cdot 1,75/2) \cdot (1,75 + 1,75/3) - 1,75 \cdot 37,8 \cdot 1,75/2$$

$$A = 54,02 \text{ kN}$$

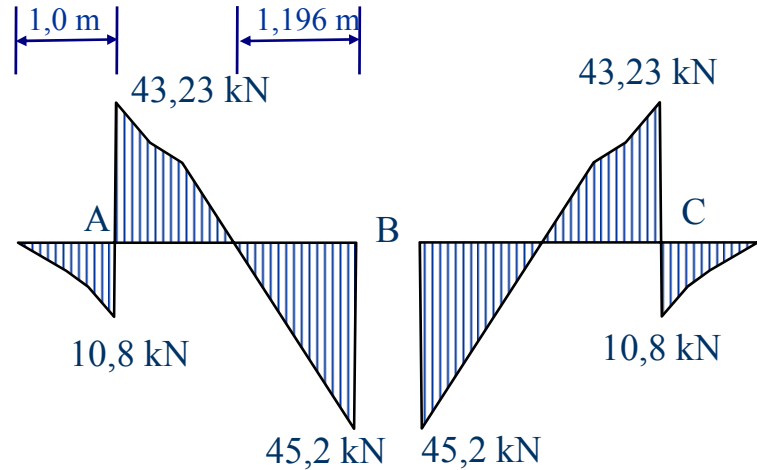
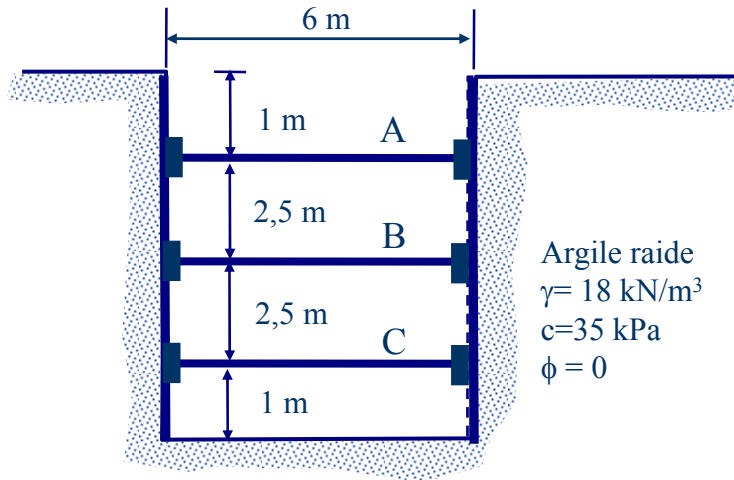
Somme des forces = 0

$$A + B_1 - 1,75 \cdot 37,8 + 37,8 \cdot 1,75/2$$

$$B_1 = 45.2 \text{ kN}$$

PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

MURS ÉTAYÉS - APPLICATION



Par symétrie $B_2 = B_1 = 45,2 \text{ kN}$
 Et $C = A = 54,02 \text{ kN}$

$F_A = F_C = 3 * 54,02 = 162 \text{ kN}$
 $F_B = (B_1 + B_2) * 3 = 271,2 \text{ kN}$

Pour déterminer le moment maximum, il faut déterminer l'endroit où $V = 0$.

La figure suivante montre le diagramme des efforts tranchants.

$$M_A = (1/2) * (1) * (37,8 * 1/1,75) * (1/3) = 3,6 \text{ kN.m/m.lin}$$

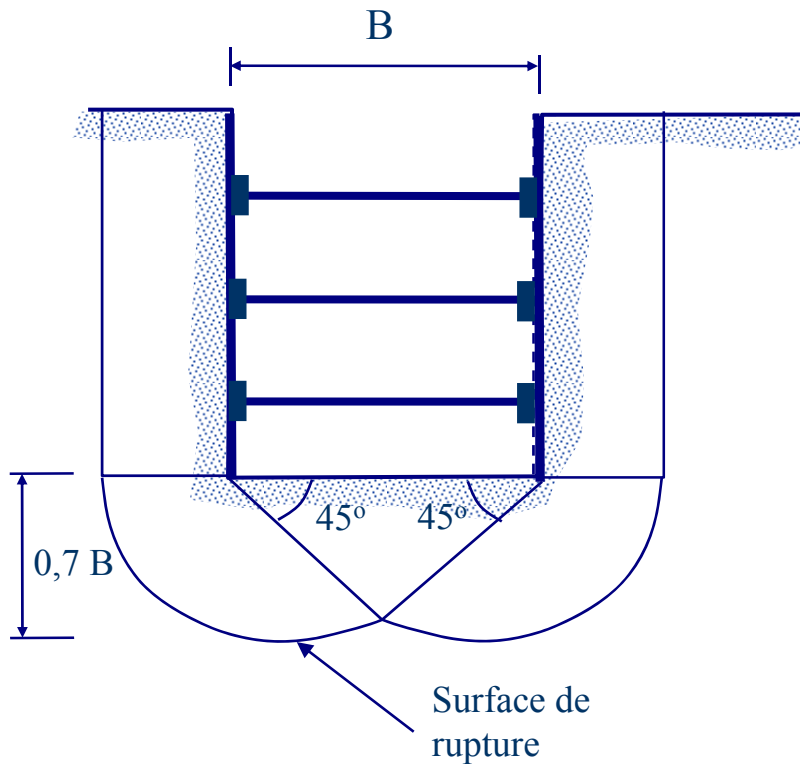
$$M_E = 45,2 * 1,196 - 37,8 * 1,196 * 1,196 / 2 = 27,03 \text{ kN.m/m.lin}$$

$$S = M_{\max} / (0,67 * f_y) = 27,03 * 10^3 / (0,67 * 265 * 10^6) \\ = 0,0001522 \text{ m}^3 = 152,2 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Section PMA - 22

PRESSION DES TERRES MURS DE PALPLANCHES

MURS ÉTAYÉS – INSTABILITÉ DE LA BASE



Les fouilles profondes dans des argiles molles à fermes sont sujettes à des ruptures par soulèvement de la base qui sont dues à des contraintes de cisaillement excessives.

Le calcul du coefficient de sécurité vis-à-vis le soulèvement de la base, F_{sb} , s'exprime comme suit :

$$F_{sb} = \frac{N_b \cdot C_u}{\sigma_{z=H}}$$

C_u : résistance au cisaillement non drainé sous le niveau de la base.

$\sigma_{z=h}$: Pression totale des terres sous-jacentes au niveau de la base.

N_b : Coefficient de stabilité dépendant de la géométrie de la fouille (voir abaque à la figure 28.14 MCIF).

PRESSION DES TERRES PALPLANCHES

PRÉCAUTIONS – PRÉSENCE D'ÉDIFICES

- Lorsqu'il y a proximité d'ouvrages existants, le déplacement de l'ouvrage de soutènement doit être limité ou empêché. Selon les conditions, les valeurs de K à prendre en compte dans les calculs peuvent varier comme suit :

- Poussée :

1) $K = (K_a + K_0)/2$



$H/2 < L < H$

2) $K = K_0$



$L < H/2$

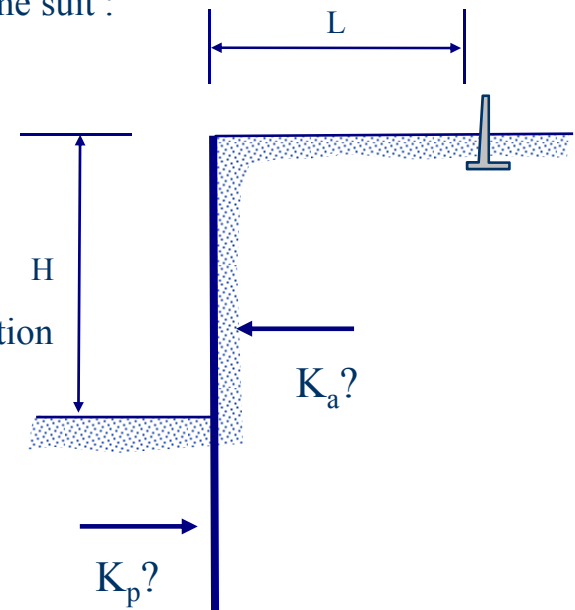
3) $K = K_a$



Si la profondeur des fondations
avoisinentes $>$ la hauteur de l'excavation

- Butée

$K = K_p$



PRESSION DES TERRES PALPLANCHES

PRÉCAUTIONS

- Dans la conception des palplanches et des murs de soutènements, on doit tenir compte de l'effet des charges dues à la circulation des véhicules, des équipements de construction, des structures avoisinantes qui ne sont pas reprises en sous-œuvre et de toute autre charge qui devra être supportée par les murs de la fouille ou de l'excavation au cours de la période de construction.
- Dans les sols pulvérulents, l'instabilité de la base se manifeste par la formation de renards ou par soulèvement et elle est reliée à l'écoulement des eaux souterraines. Le contrôle des eaux souterraines peut se faire par drainage. Il peut également se faire en soutenant la paroi de la fouille par un rideau de palplanches dont la fiche est suffisante pour former un rideau parafouille. On peut aussi combiner les deux méthodes.

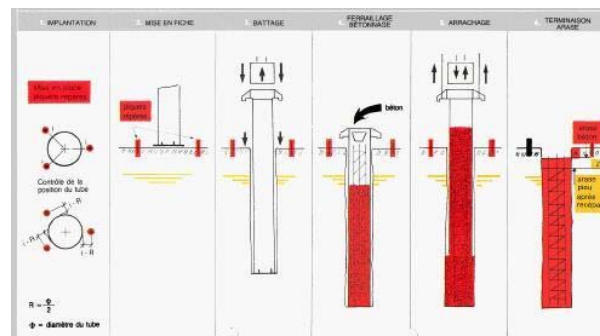
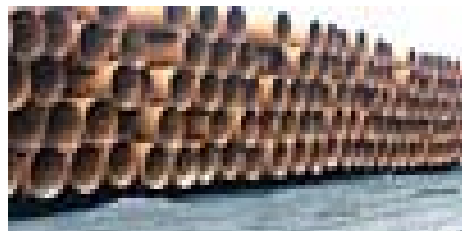
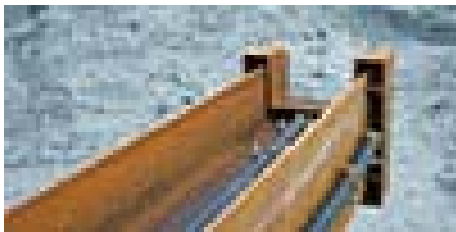
CHAPITRE V

FONDACTIONS PROFONDES

FONDATIONS PROFONDES

INTRODUCTION - GÉNÉRALITÉ

- Un pieu est un élément structural mince et profilé mis en place par fonçage ou battage et utilisé pour transmettre des charges en profondeur lorsque l'utilisation de fondations superficielles n'est pas économique ou impossible. Couramment les éléments utilisés peuvent varier d'un diamètre de 300 mm à 900 mm.
- Il existe aussi ce qu'on appelle les caissons forés ou pieux forés qui sont des éléments structuraux mis en place par forage. Le diamètre d'un caisson foré peut varier de 300 mm à 3500 mm.
- Il existe aussi des caissons qui sont des structures de béton armé et enfoncées dans le sol par creusage à l'intérieur de la structure.



FONDATEMENTS PROFONDES

INTRODUCTION - MATÉRIAUX

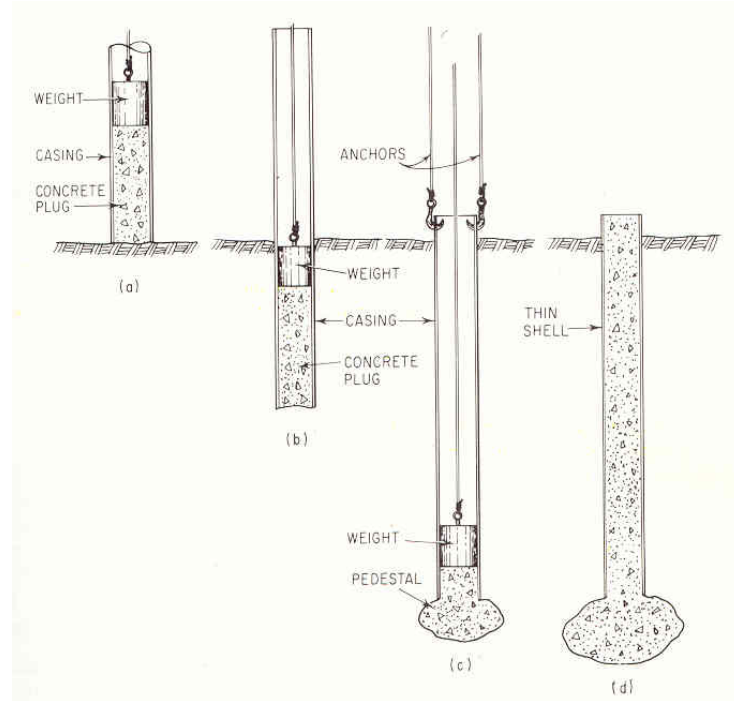
- Bois. Les pieux de bois sont passablement utilisés au Québec et dans les pays Nordiques. L'expérience acquise par le MTQ est toutefois très bonne. On utilise les conifères traités dont la section est variable. Ils sont utilisés même comme pieux flottants dans l'argile.
- Acier. Ce sont surtout des profilés en H ou encore des sections évidées (carrées ou circulaires). Ils sont foncés par battage ou par vibration.
- Béton. Il existe des pieux en béton qui peuvent être enfoncés par battage (exemple : pieux Hercules). Ces pieux sont préfabriqués par sections de différentes longueurs et ils sont vissés les uns aux autres. Les pieux en béton sont le plus souvent coulés sur place avec un béton conventionnel. Les pieux à base élargie sont confectionnés avec un béton sec battu à l'aide d'un marteau.
- Composite. Ce sont habituellement des tubes en acier remplis de béton. Il existe plusieurs variantes.



Les pieux de fondation pour
chauffer les bâtiments

FONDACTIONS PROFONDES

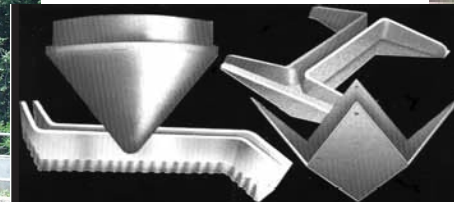
INTRODUCTION - MATÉRIAUX



FONDACTIONS PROFONDES

INTRODUCTION – MISE EN PLACE

- Les marteaux utilisés peuvent être à chute libre, vapeur ou diesel.
- Les vibrateurs sont identiques à ceux utilisés pour les palplanches (utilisés dans les sols lâches)
- Dans le cas des pieux coulés sur place, il y a pré-forage et maintien des parois à l'aide d'un tube ou de la bentonite.



FONDACTIONS PROFONDES

INTRODUCTION – MISE EN PLACE

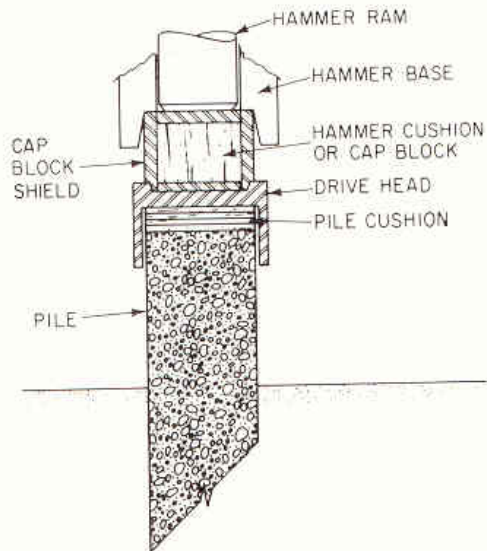


Fig. 7-25. Accessories for a pile hammer.

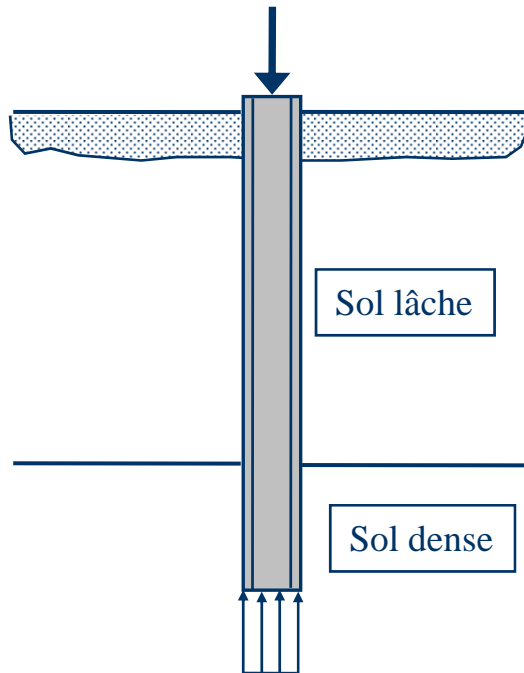


FONDATEMENTS PROFONDES

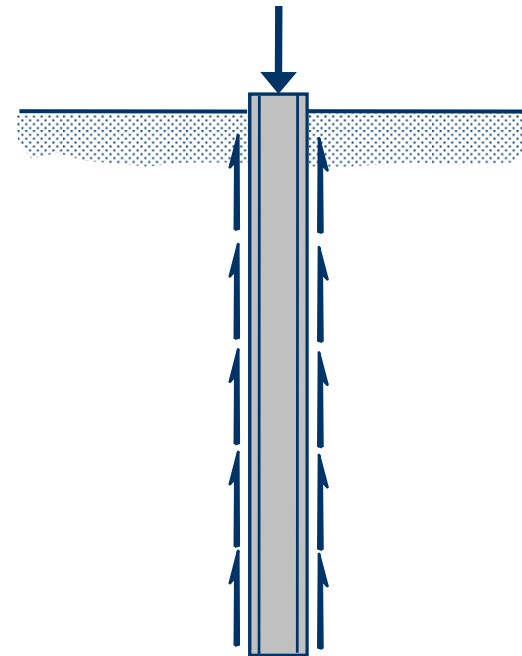
TRANFERT DES CHARGES

- Le forage des pieux par battage densifie les sols granulaires à l'état lâche. Ainsi la capacité d'un pieu battu est plus grande que celle d'un pieu foré.
- Dans les argiles, le fonçage d'un pieu remanie celle-ci. Après le fonçage, il y a une perte de résistance mais avec le temps l'argile au contact du pieu se reconsolide (quelques semaines).

La charge transmise au pieu peu être reprise par friction le long du fût du pieu et/ou en pointe à la base.



Si une grande partie de la charge est reprise en point « pieu en pointe ».

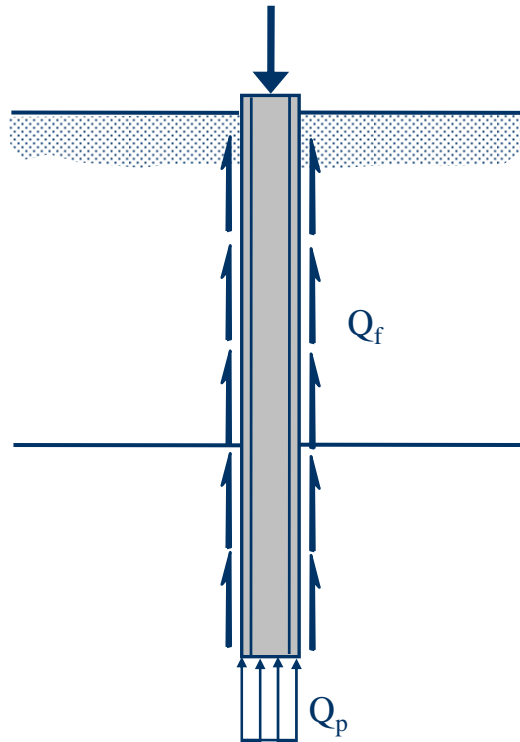


Si une grande partie de la charge est reprise en friction « pieu à friction ». Si la charge est reprise uniquement par friction, on parle d'un « pieu flottant ».

FONDATIONS PROFONDES

CAPACITÉ D'UN PIEU

- ✓ Un pieu qui traverse une couche à l'état lâche pour s'appuyer sur un sol dense ou sur le roc est susceptible de travailler davantage en pointe.
- ✓ Un pieu qui est flottant dans un granulaire ou dans l'argile devrait travailler davantage en friction. Il reste que dans tous les cas les deux modes de reprise interagissent en même temps.



$$Q_{ult} = Q_p + Q_f$$

Q_p est la résistance mobilisée en pointe
 Q_f est la résistance mobilisée par friction
 Q_{ult} est la résistance ultime du pieu

Une des plus grandes difficultés liées à l'utilisation des pieux est que l'on ne connaît pas la longueur exacte de pieu requise avant de commencer.

FONDATEMENTS PROFONDES

CAPACITÉ D'UN PIEU – SOLS GRANULAIRES

Théoriquement, il est possible d'évaluer la capacité en pointe d'un pieu à l'aide de l'expression classique la capacité portante :

$$Q_p = cN_c + \gamma DN_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

Théoriquement, il est possible d'évaluer la capacité en friction à partir de la contrainte effective et la friction entre le sol et le pieu :

$$Q_f = 2\pi RLf_L \quad f_L = K\sigma'_0 \tan \delta$$

Capacité en pointe : Meyerhof (1976) a proposé une relation pour évaluer la capacité en pointe d'un pieu basée sur les valeurs de N

$$Q_p (kN) = mNA_p$$

- m est un coefficient empirique égal à 400 pour les pieux battus et 120 pour les pieux forés
- N est la valeur de N à la base du pieu
- A_p est la section du pieu à sa base (m^2)

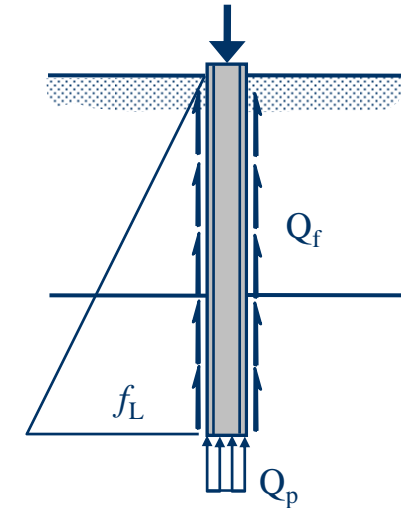
Capacité en friction : Meyerhof (1976) a proposé une relation pour évaluer la capacité en friction basée sur les valeurs de N

$$Q_f (kN) = n\bar{N}DA_s$$

- n est un coefficient empirique égale à 2 pour les pieux battus et à 1 pour les pieux forés
- N est une valeur moyenne le long du pieu
- A_s surface extérieure du pieu par mètre de longueur ($m^2/m.l.$)
- D profondeur du pieu dans le sol (m).

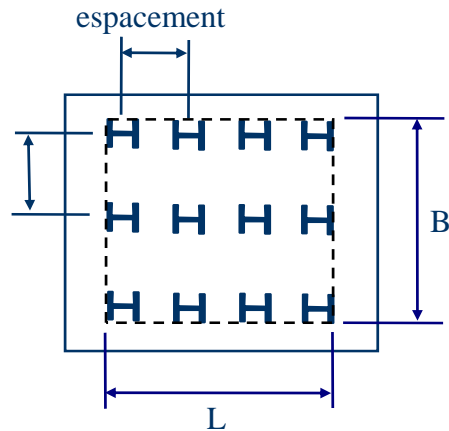
Un coefficient de sécurité de 4 doit être appliqué à la charge ultime $Q_{ult} = Q_p + Q_f$

$$Q_{adm} (kN) = \frac{Q_p + Q_f}{4} = \frac{nNA_t + n\bar{N}DA_s}{4}$$

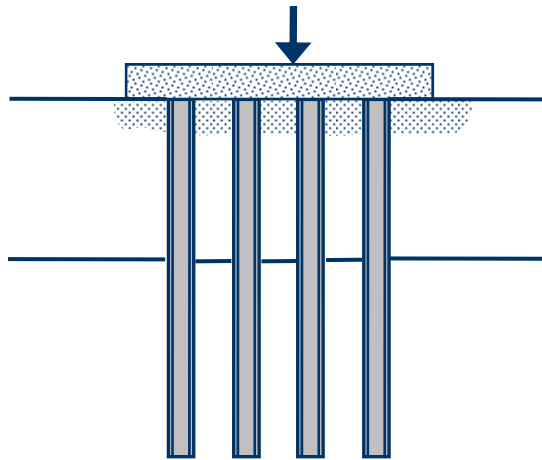


FONDACTIONS PROFONDES

GROUPE DE PIEUX – SOLS GRANULAIRES



- ✓ L'espacement centre en centre entre les pieux d'un groupe doit être de 2 à 3,5 fois le diamètre du pieu.
- ✓ Si l'espacement est supérieur à 7 fois le diamètre d'un pieu, on considère que chacun des pieux travaille isolément.



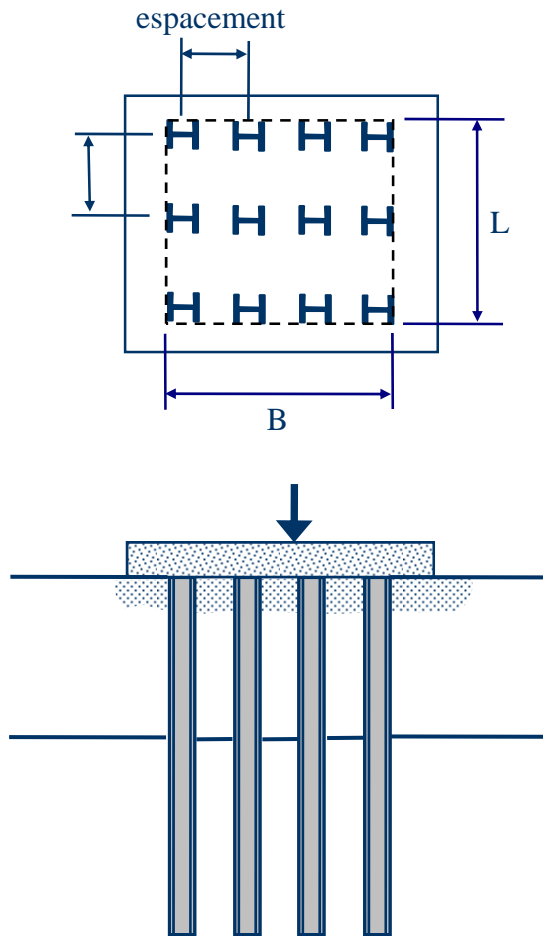
De façon sécuritaire on estime :

$$\diamond Q_{ult(\text{groupe})} = Q_{ult(1 \text{ pieu})} \times \text{nbre de pieux} \quad (\text{si pieux battus})$$

$$\diamond Q_{ult(\text{groupe})} = 0,66 \times Q_{ult(1 \text{ pieu})} \times \text{nbre de pieux} \quad (\text{si pieux forés})$$

FONDACTIONS PROFONDES

TASSEMENT DES PIEUX – SOLS GRANULAIRES



- ✓ Il n'y a pas d'approches théoriques valables pour estimer le tassement d'un pieu dans les sols granulaires. On utilise plutôt des méthodes empiriques. L'expérience a montré que le tassement d'un pieu dans les sols granulaires est fonction du rapport de la charge appliquée sur la charge ultime ainsi que du diamètre du pieu.

- ✓ Dans le cas des pieux à déplacement, on propose la méthode de Vesic (1970, 1977) qui est valable pour des conditions de chargement normales :
 $Q_{\text{transmis}} = Q_{\text{ult}} / 4$

$$S = \frac{D}{100} + \delta$$

S est le tassement de la tête en cm

D est le diamètre du pieu en cm

δ est la déformation élastique du pieu en cm = $100QL_p/AE$

Q est la charge appliquée en kN

A est la section du pieu en m²

L_p est la longueur du pieu en m

E est le module d'élasticité du matériau en kPa (béton : $5000(f_c \times 10^3)^{1/2}$; acier : 200×10^6 et Bois : 13×10^6)

- ✓ Pour le tassement d'un groupe de pieux, Vesic (1970) propose la relation suivante

$$S_{\text{groupe}} = S_{1\text{pieu}} \sqrt{B/b}$$

B est la largeur du groupe

b est le diamètre de 1 pieu

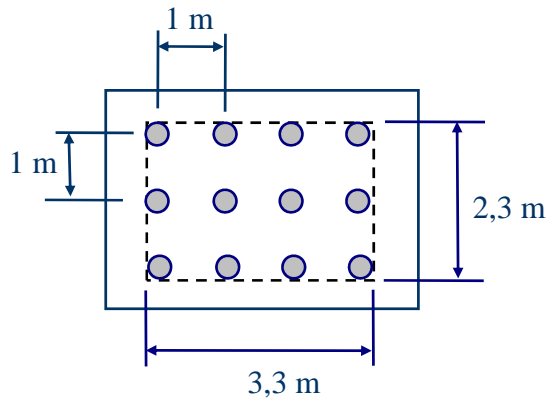
FONDATEMENTS PROFONDES

SOLS GRANULAIRES – APPLICATION

Exemple No1

Un pieu tubulaire fermé de 0,3 m de diamètre et de 10 mm d'épaisseur est enfoncé par battage dans un sable silteux jusqu'à une profondeur de 18 m. le poids volumique du sable est de $19,2 \text{ kN/m}^3$. Des essais de pénétration (SPT) ont fourni les valeurs suivantes de N (coups/0,3 m)

- Déterminer la capacité portante limite du pieu;
- Déterminer la capacité limite d'un groupe de 12 pieux disposés en trois rangées de quatre pieux à 1 m centre à centre dans les deux directions;
- Déterminer le tassement total possible du groupe de 12 pieux.



Résultats des essais SPT

Profondeur (m)	N
0	--
2	12
4	15
6	17
8	19
10	23
12	25
14	27
16	30
18	32
20	34
22	36
24	37

FONDATEMENTS PROFONDES

SOLS GRANULAIRES – APPLICATION

Réponse

a) Capacité portante d'un pieu

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f$$

$$Q_p \text{ (kN)} = mNA_p$$

En pointe, à 18 m de profondeur, $N = 32$ Pieu battu $\rightarrow m = 400$

$$A_p = \pi \cdot (0,3/2)^2 = 0,0707 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 400 \cdot 32 \cdot 0,0707 = 905 \text{ kN}$$

$$Q_f \text{ (kN)} = n\bar{N}DA_s$$

Pieu battu $\rightarrow n = 2$

$$N_{\text{moy}} = (12+15+17+19+23+25+27+30+32) / 9 = 22$$

$$A_s = 2\pi(0,3/2) \cdot 1 = 0,94 \text{ m}^2$$

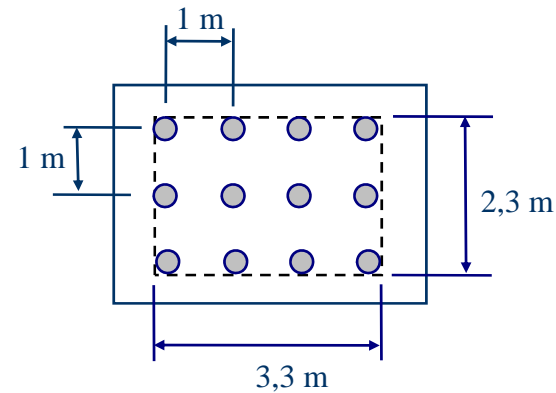
$$Q_f = 2 \cdot 22 \cdot 0,94 \cdot 18 = 744,5 \text{ kN}$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f = 905 + 744,5 = 1649,5 \text{ kN} \rightarrow$$

$$Q_{adm} = Q_{ult} / 4 = 412 \text{ kN}$$

b) Capacité portante du groupe :

$$\text{Espacement/diamètre} = 1/0,3 = 3,333 < 3,5$$



Il s'agit donc d'un groupe de pieux :

$$Q_{ult(\text{groupe})} = 12 \cdot Q_{ult(1 \text{ pieu})} = 12 \cdot 1649,5 = 19794 \text{ kN}$$

$$Q_{adm(\text{groupe})} = 4948,5 \text{ kN}$$

c) Tassement du groupe :

$$\begin{aligned} S_{1\text{pieu}} &= D/100 + 100Q_{adm}L_p/AE \\ &= 30/100 + 100 \cdot 412 \cdot 18 / ((0,0707 - \\ &\quad 0,061575) \cdot 200 \cdot 10^6) \\ &= 0,3 + 0,406 = 0,706 \text{ cm} = 7,06 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{groupe}} = S_{1\text{pieu}} \cdot (B/b)^{1/2}$$

$$B = 3 \text{ m} \quad S_{\text{groupe}} = 7,06 \cdot (2,3/0,3)^{1/2} = 19,55 \text{ mm}$$

FONDACTIONS PROFONDES

CAPACITÉ D'UN PIEU – SOLS COHÉRENTS

L'évaluation de la capacité des pieux dans les argiles raides est particulièrement difficile. Les essais de chargement sont fortement conseillés. L'enfoncement des pieux dans l'argile remanie le matériau au contact du pieu. Avec le temps, l'argile se reconsolide et redéveloppe de la résistance qui normalement inférieure à la résistance non drainée originale de l'argile. Le rapport entre l'adhésion et la résistance non drainée de l'argile sera plus élevée pour les argiles de faible résistance ainsi que sur les pieux de bois et de béton.

- Si $C_u < 100$ kPa → Le pieu travaille surtout en friction
 Si $C_u > 100$ kPa → Le pieu travaille à la fois en pointe et en friction

Capacité en pointe : La résistance en pointe peut être estimée à l'aide de la relation suivante :

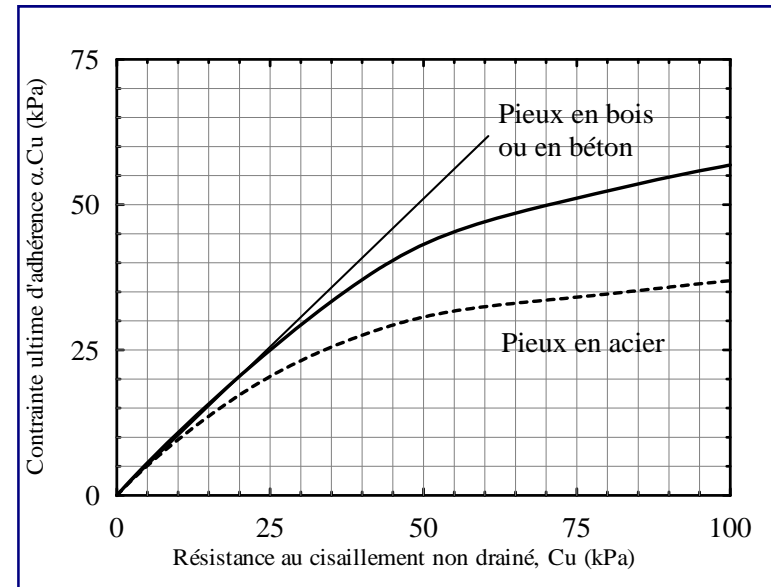
$$Q_p (kN) = N_c C_u A_p$$

- C_u est la résistance au cisaillement non drainé (kPa)
- A_p est la section du pieu à sa base, m^2
- N_c est une valeur empirique = (9 si $D < 0,5$ m; 7 si $0,5m < D < 1m$ et 6 si $D > 1$ m)

Capacité en friction : La résistance en friction peut être déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$Q_f (kN) = \alpha C_u A_s$$

- α est un facteur d'adhésion (voir figure)
- C_u est la résistance non-drainée (kPa)
- A_s surface extérieure du pieu en m^2

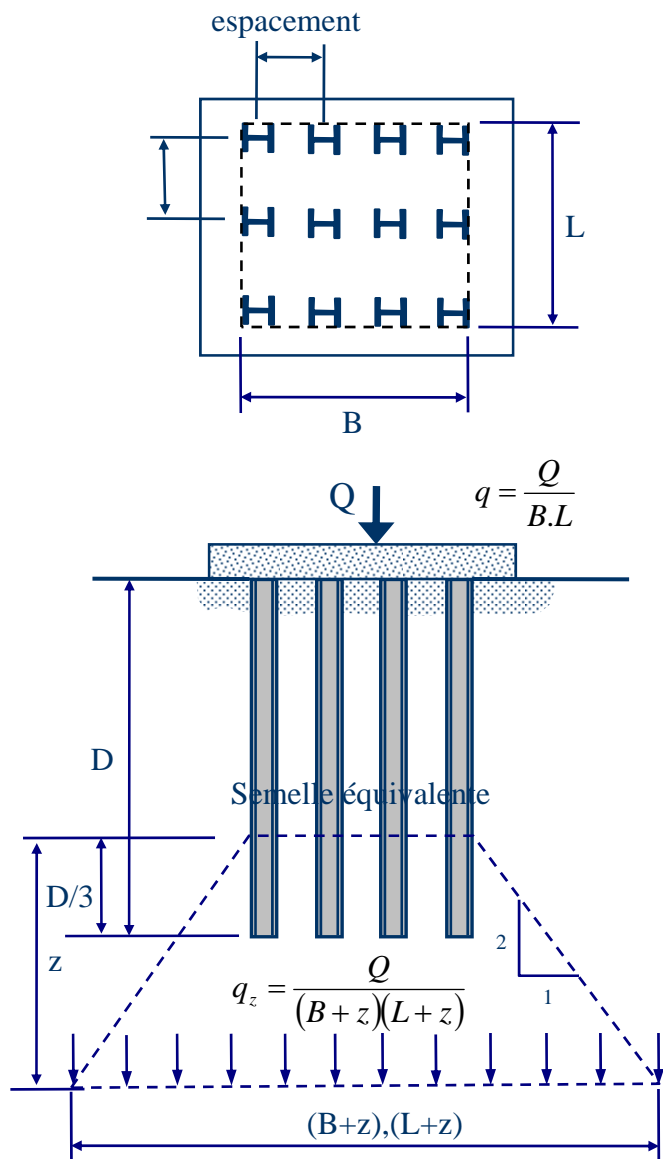


S'il n'y a pas d'essais de chargement de prévu, un facteur de sécurité de 3 est recommandé.

$$Q_{adm} (kN) = \frac{Q_p + Q_f}{3} = C_u \left(\frac{N_c A_p + \alpha A_s}{3} \right)$$

FONDATEMENTS PROFONDES

GROUPE DE PIEUX - SOLS COHÉRENTS



Capacité d'un groupe de pieux

Si $C_u < 100 \text{ kPa}$

$$Q_{\text{ult (groupe)}} < 70\% Q_{\text{ult (1 pieu)}} \times \text{nbre de pieux}$$

Si $C_u > 100 \text{ kPa} \rightarrow$ On néglige l'effet de groupe

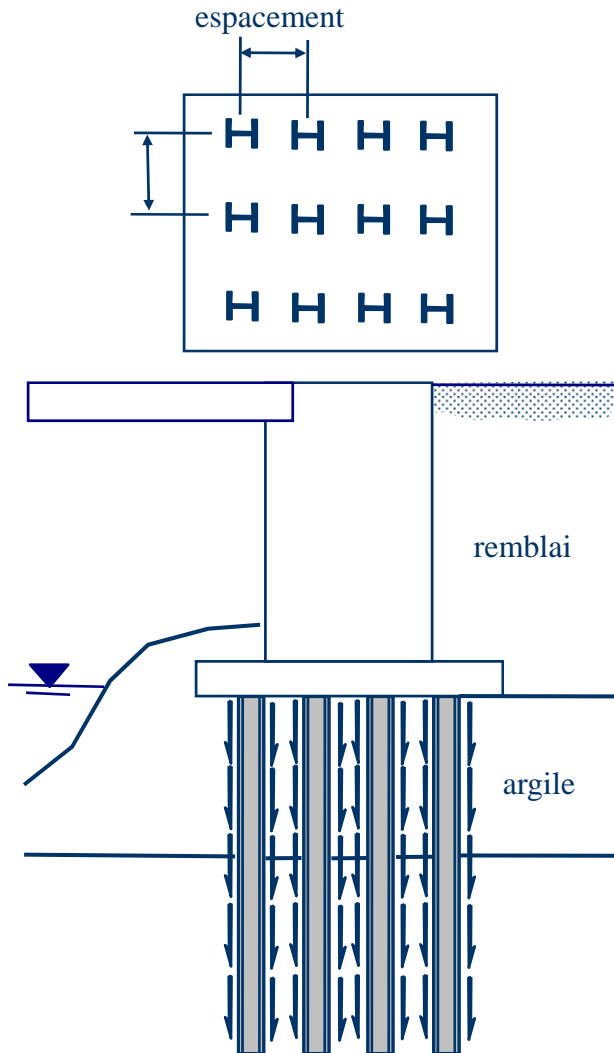
Tassement d'un groupe de pieux

On ne dispose pas de méthodes valables pour évaluer le tassement d'un pieu dans l'argile. Il est cependant très rare qu'un pieu soit utilisé isolément dans l'argile. L'essai de chargement ne permet pas d'estimer le tassement car c'est un essai à court terme.

Le tassement d'un groupe de pieux dans l'argile peut être estimé plus facilement en utilisant l'approche proposée par Terzaghi et Peck tirée de la figure 20.7 du MCIF. Cette méthode qui suggère de simplifier l'analyse en simulant une distribution sur semelle est sécuritaire mais aussi pénalisante.

FONDATEMENTS PROFONDES

TASSEMENT DES PIEUX – FRICTION NÉGATIVE



- ✓ Les conditions de chargement au voisinage des pieux peuvent créer une friction négative sur les pieux qui va réduire la capacité admissible à la tête des pieux.
- ✓ La friction négative totale qui peut être mobilisée le long du pieu peut être évaluée de la même façon que pour l'évaluation de la capacité du pieu en friction (Q_f):

$$Q_n (kN) = \alpha C_u A_s$$

- α est un facteur d'adhésion (voir figure)
 - C_u est la résistance non-drainée (kPa)
 - A_s surface extérieure du pieu en m^2
- ✓ Il est important de noter que la friction négative et la résistance en frottement positive du fût ne peuvent pas s'exercer simultanément sur une même longueur de pieu.

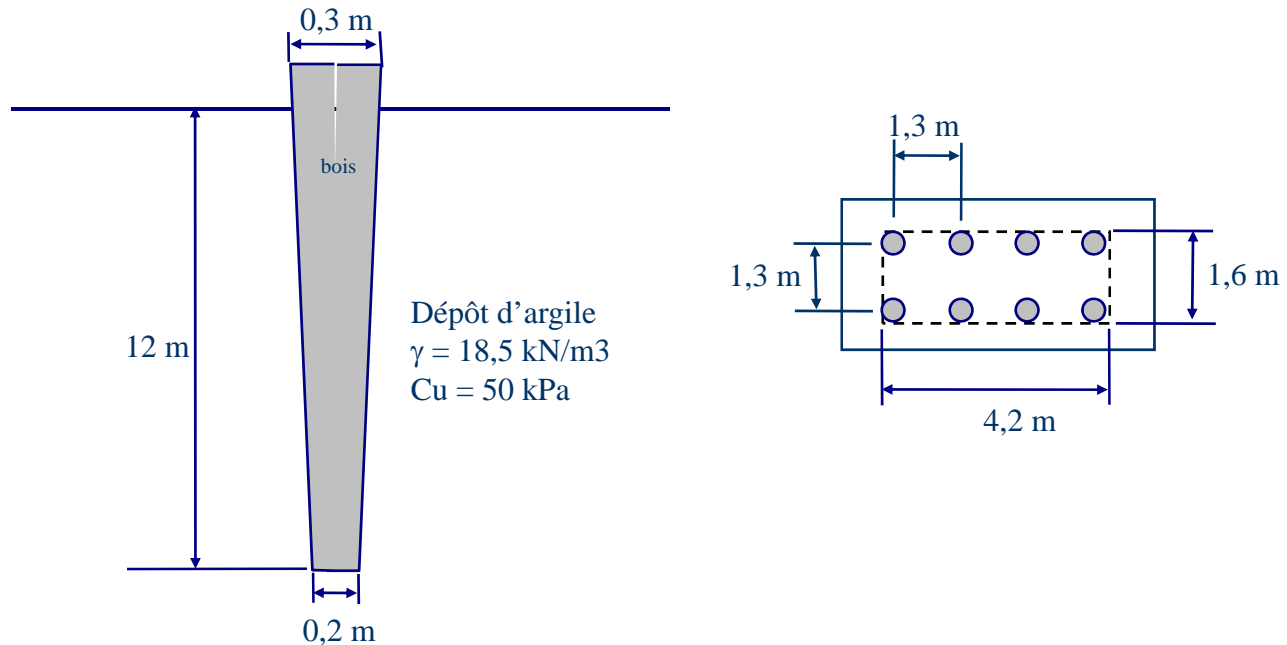
FONDATEMENTS PROFONDES

SOLS GRANULAIRES – APPLICATION

Exemple No2

Un pieu de bois, de 12 m de longueur (0,3 m de diamètre au gros haut et de 0,2 m de diamètre au sabot) est enfoncé dans un dépôt d'argile. Les propriétés du sol sont telles qu'illustrées dans la figure ci-dessous.

- a) Déterminer la capacité portante limite du pieu;
- b) Déterminer la capacité limite d'un groupe de 8 pieux disposés en deux rangées de quatre pieux à 1,3 m centre à centre dans les deux directions;



FONDATEMENTS PROFONDES

SOLS COHÉRENTS – APPLICATION

Réponse

a) Capacité portante d'un pieu

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f$$

$$Q_p \text{ (kN)} = N_c Cu A_p$$

En pointe, à 12 m, $D = 0,2 \text{ m} < 0,5 \rightarrow N_c = 9$

$Cu = 50 \text{ kPa}$

$$A_p = \pi * (0,2/2)^2 = 0,0314 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 9 * 50 * 0,0314 = 14,13 \text{ kN}$$

$$Q_f \text{ (kN)} = \alpha Cu A_s$$

D'après l'abaque pour $Cu = 50 \text{ kPa}$ et pour un pieu en bois $\rightarrow \alpha \cdot Cu = 44 \text{ kPa}$

$$A_s = 12 * 2\pi(0,3/2 + 0,2/2)/2 = 9,42 \text{ m}^2$$

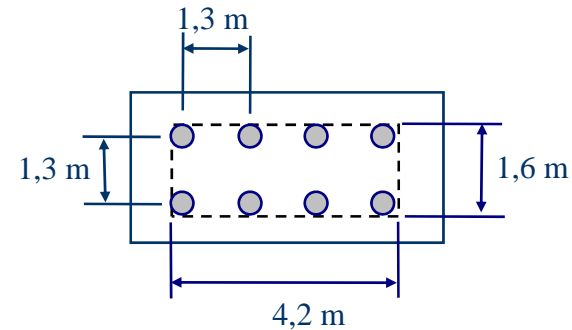
$$Q_f = 44 * 9,42 = 414,48 \text{ kN}$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f = 14,13 + 414,48 = 428,61 \text{ kN} \rightarrow$$

$$Q_{adm} = Q_{ult}/3 = 142,9 \text{ kN}$$

b) Capacité portante du groupe :

$Cu = 50 \text{ kPa} < 100 \text{ kPa} \rightarrow$ groupe de pieux



Il s'agit donc d'un groupe de 8 pieux :

$$Q_{ult(\text{groupe})} = 0,7 * 8 * Q_{ult(\text{1 pieu})} = 0,7 * 8 * 428,6 = 2400 \text{ kN}$$

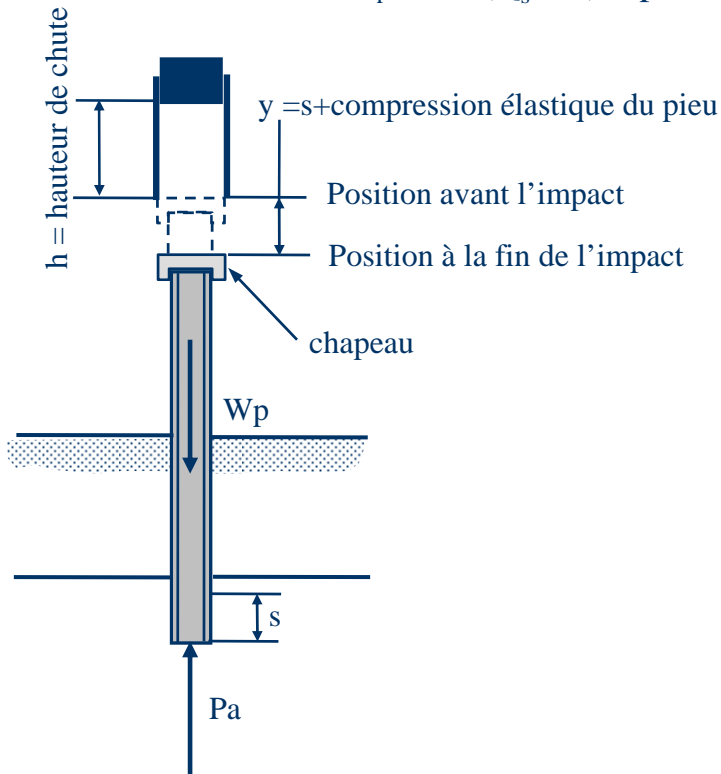
$$Q_{adm(\text{groupe})} = 800 \text{ kN}$$

FONDATEMENTS PROFONDES

FORMULES DE BATTAGE – APPROCHE DYNAMIQUE

Le principe de l'approche dynamique est basé sur le fait qu'il existe une relation entre la capacité portante du pieu et la résistance de celui-ci à la pénétration. Il existe plusieurs formules qui relient l'énergie de battage à la résistance du pieu. Le principe de ces formules est le suivant :

$$W_r \times h = (Q_s \times S) + \text{pertes}$$



Q_s est la résistance du sol qui s'oppose à l'enfoncement

S est l'enfoncement pour un coup

W_r est poids du marteau

h est la hauteur de chute

Pertes - sont les pertes d'énergie lors du battage

Formule ENR (Engineering News Record Formula)

Cette formule fut développée par Wellington en 1893

$$Q_{ult} = \frac{W_r h e_h}{s + c}$$

Facteur de sécurité de 6

c est égale à 25 mm pour un marteau à chute et 2,5 pour un marteau vapeur ou diesel

S est l'enfoncement pour un coup

W_r est poids du marteau

h est la hauteur de chute

e_h est l'efficacité du marteau (voir tableau en annexe).

FONDATEMENTS PROFONDES

FORMULES DE BATTAGE – APPROCHE DYNAMIQUE

Formule de Hiley Facteur de sécurité de 4

Cette formule permet de tenir compte d'un plus grand nombre de facteurs en faisant intervenir trois corrections :

- 1) e_h l'efficacité du marteau (voir tableau en annexe)
- 2) Pertes dans le pieu
 - a) compression élastique dans la tête de battage (C_1)
 - b) Compression élastique du pieu (C_2)
 - c) Compression élastique du sol (C_3)
- 3) Perte à l'impact = rebondissement du marteau. Cette perte dépend des masses en jeu et de l'élasticité des corps. Elle s'exprime par le coefficient de restitution(n)

$$Q_{ult} = \frac{W_r h e_h}{s + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \quad C_2 = \frac{Q_{ult} L}{AE}$$

Q_{ult} est la capacité ultime du pieu en kN

S est l'enfoncement pour un coup en mm

W_p Poids du pieu en kN

W_r est poids du marteau en kN

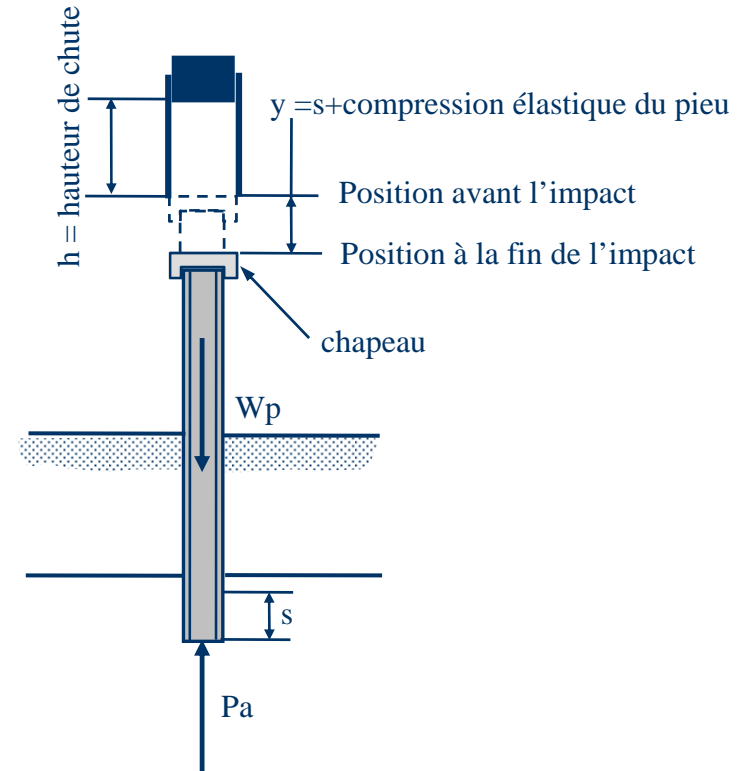
h est la hauteur de chute en mm

C_1 tableau 17.2 (en annexe)

n tableau 17.3 (en annexe)

$C_3 =$ nominale = 2,5 (sol dur (roc) = 0 et sol élastique = 5)

Si un marteau à vapeur ou diesel $W_r h$ est remplacé par l'énergie du marteau E_h



FONDATEMENTS PROFONDES

SOLS GRANULAIRES – APPLICATION

Exemple No3

Déterminer la capacité portante du pieu suivant, à l'aide de la formule de Hiley.

Caractéristiques du pieu : Longueur (D) = 16,75 m
 Section (A) = $1,1045 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$
 Module (E) = $199,81 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
 Refus (S) = $1,91 \times 10^{-2} \text{ m}$
 Masse (M) = 2234 kg

Caractéristiques du marteau : Énergie (MgH) = 48,8 kN.m
 Masse (M) = 6364 kg
 efficacité (e_h) = 0,78
 coefficient n = 0,5
 C2 = $4,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
 C3 = $2,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Réponse

$$C_2 = \frac{Q_{ult} L}{AE} = \frac{16,75}{1,1045 \cdot 10^{-2} \cdot 199,81 \cdot 10^6} = 75,9 \cdot 10^{-7} Q_{ult}$$

$$Q_{ult} = \frac{W_r h e_h}{s + \frac{1}{2}(C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$$

$$Q_{ult} = \frac{48,8 \cdot 0,78}{1,91 \cdot 10^{-2} + \frac{1}{2}(6,6 \cdot 10^{-3} + 75,9 \cdot 10^{-7} Q_{ult})} \cdot \frac{6364 + 0,5^2 \cdot 2234}{8598}$$

$$37,95 \cdot 10^{-5} Q_{ult}^2 + 2,24 Q_{ult} - 3064 = 0$$

$$Q_{ult} = \frac{-2,24 \pm \sqrt{5,0176 + 4,65}}{2 \cdot 37,95 \cdot 10^{-5}} = 1145 \text{ kN}$$

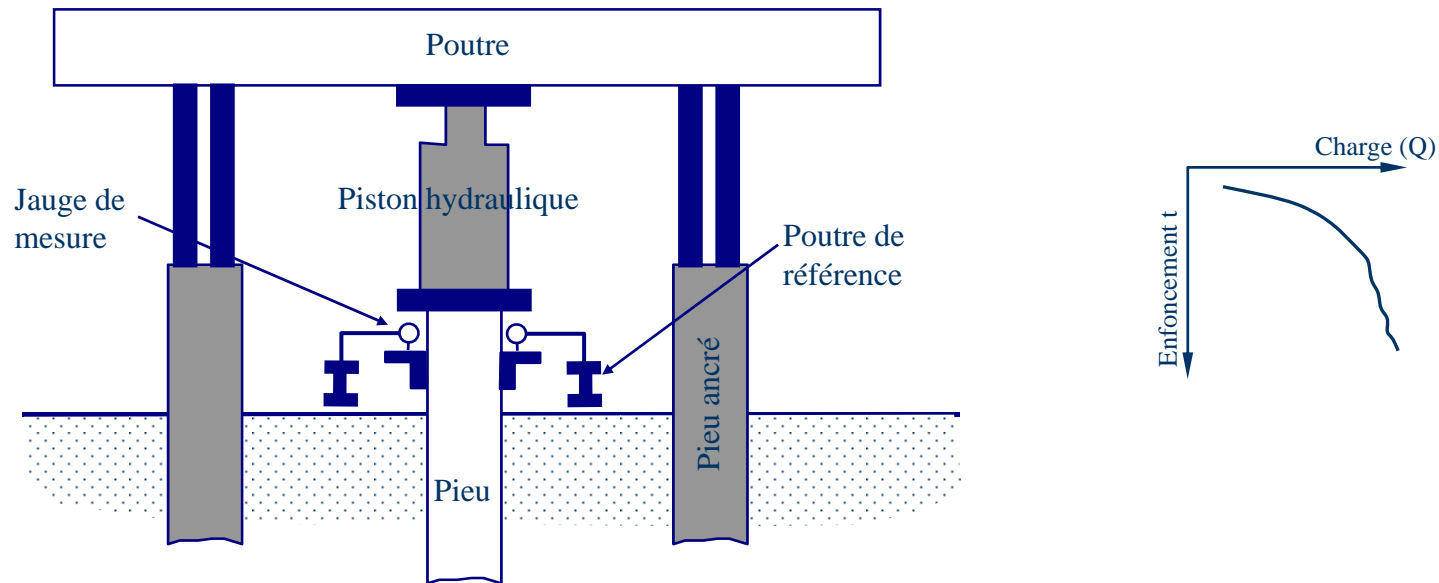
$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{4} = \frac{1145}{4} = 287 \text{ kN}$$

FONDACTIONS PROFONDES

ESSAIS DE CHARGEMENT

L'essai de chargement constitue la meilleure façon d'évaluer la capacité portante d'un pieu. Ces essais doivent être exécutés en suivant la norme ASTM D-1143.

L'essai consiste à charger le pieu par accroissement et à noter l'enfoncement après chaque accroissement. On obtient ainsi une courbe de la capacité en fonction de l'enfoncement.



L'enfoncement du pieu est mesuré à $\frac{1}{2}$, 1, 2, 4 minutes après l'application de la charge et ensuite à toutes les 4 minutes.

La charge est appliquée par étape à 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175 et 200% de la charge de travail. On peut ensuite continuer jusqu'à la rupture.

Si c'est pour une vérification au moment de la construction, on décharge et on mesure le rebondissement pendant 24 heures.

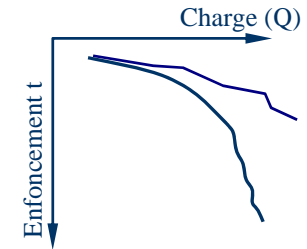
Lorsque la charge de 200 % est placée, il faut attendre, 24 heures.

FONDACTIONS PROFONDES

ESSAIS DE CHARGEMENT – CRITÈRE D'ÉVALUATION

Charge de rupture

Le meilleur critère pour déterminer la charge admissible est celui de la charge de rupture. La charge de rupture est toutefois difficile à déterminer dans certains cas.



Charge limite décalée

La méthode de la charge limite décalée (Davisson 1973) est très utilisée.

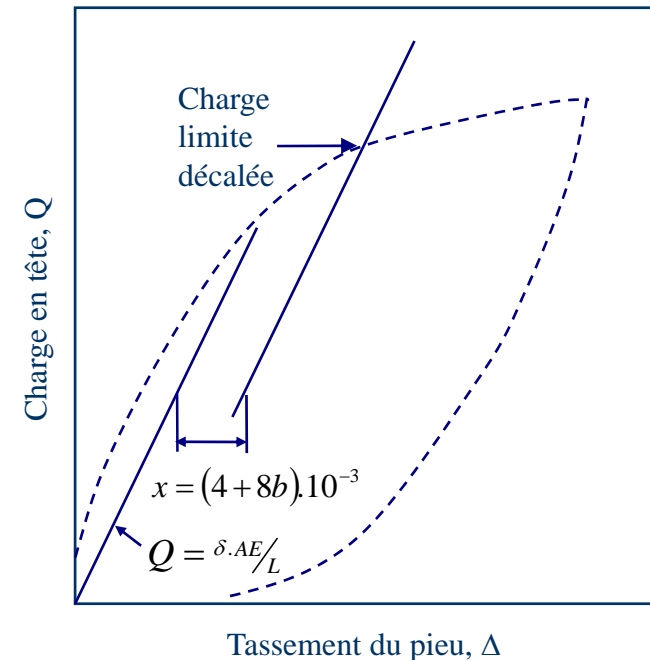
La charge limite décalée (Q_L) est la charge qui produit un tassement en tête égale à :

$$\Delta = \delta + (4 + 8b) \cdot 10^{-3}$$

b est le diamètre du pieu en mm

Δ est le tassement à la tête du pieu en mm

δ est le tassement dû à la déformation élastique du pieu = $QL/A.E$



CHAPITRE VI

STABILITÉ DES PENTES

STABILITÉ DES PENTES

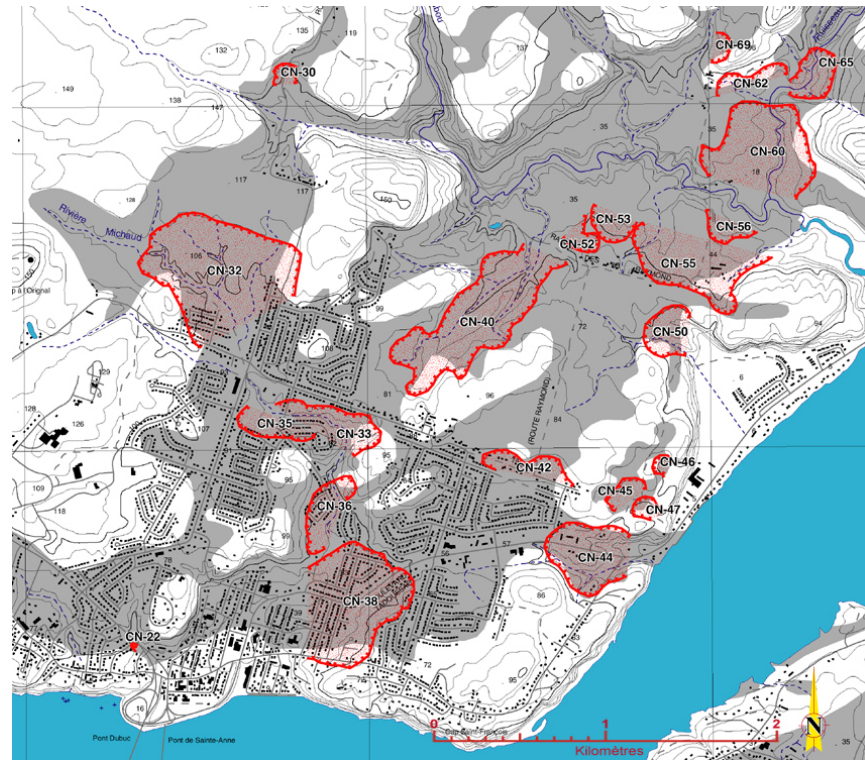
INTRODUCTION

Les problèmes de stabilité des pentes sont assez fréquents dans les sols.

- ✓ Pentes naturelles
- ✓ Remblais en général
- ✓ Digue et barrages
- ✓ Excavations, tranchées
- ✓ Murs de soutènements



Photographe: Claude G. Genest



Secteur de Chicoutimi Nord avec 22 anciens glissements de terrain

Glissement de terrain, St-Jean-des-Piles, Qc

STABILITÉ DES PENTES

INTRODUCTION



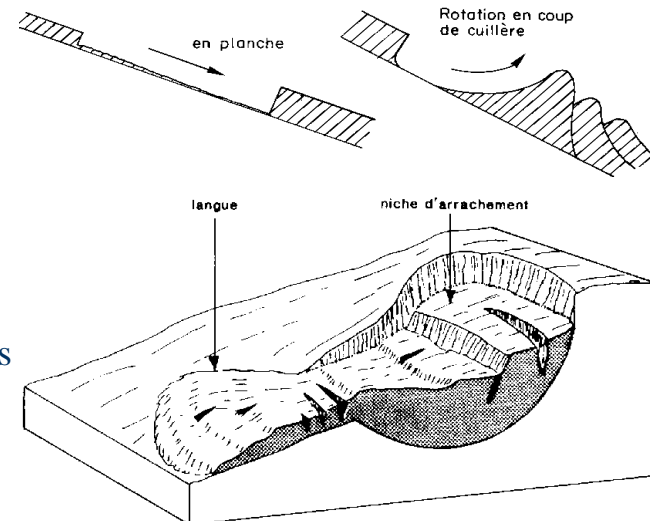
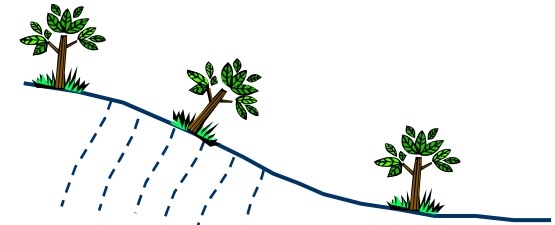
Figure 10.1 Photo aérienne du talus de Bulbul Drive (Afrique du Sud) avant et après rupture (Brink et al., 1999)

STABILITÉ DES PENTES

INTRODUCTION

Il existe plusieurs types d'instabilités et de rupture dans les pentes :

- **Mouvement de fluage** → Phénomène très lent qui peut être détecté par des arbres ou arbustes inclinés.
- **Érosion** → Très lent. Surtout superficielle. Pas de mouvement de masse
- **Mouvement par rotation** → Surtout dans les sols cohérents. La surface de rupture est circulaire (soulèvement de la base)
- **Mouvement par translation** → Il existe un plan préférentiel de glissement
- **Coulée d'argile** → Ce sont des glissements successifs très courants dans les argiles sensibles du Québec. L'argile coule et ne se stabilise pas



STABILITÉ DES PENTES

MÉTHODE D'ANALYSE – ÉLÉMENT DE SOL

RÉSISTANCE MOBILISÉE – RÉSISTANCE DISPONIBLE & FACTEUR DE SÉCURITÉ

RÉSISTANCE MOBILISÉE ($S = c_d + \sigma'_N \tan \phi_d$)

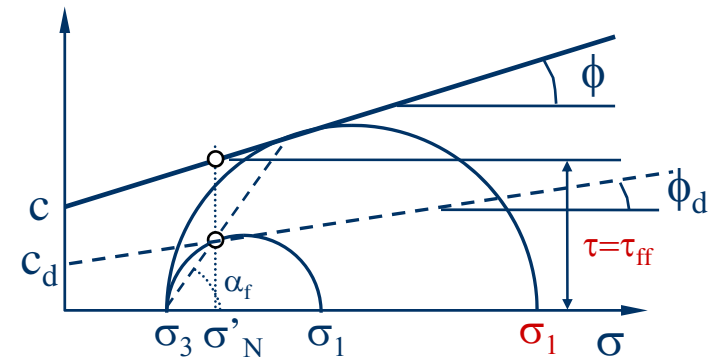
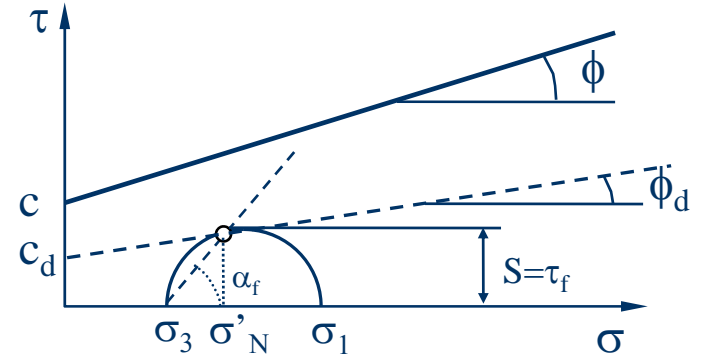
La résistance mobilisée est la contrainte de cisaillement qui prévaut à un angle $\alpha_f = 45^\circ + \phi_d/2$ pour un état de contrainte donnée (figure a). c_d et ϕ_d sont respectivement la cohésion et la friction effectives développées le long de la surface de rupture.

RÉSISTANCE DISPONIBLE ($\tau = c + \sigma'_N \tan \phi$)

La résistance disponible est la contrainte de cisaillement critique déterminée à partir du critère de rupture $\tau = c + \sigma'_N \tan \phi$ pour la contrainte normale σ'_N en question (figure b).

FACTEUR DE SÉCURITÉ

F.S = Résistance disponible (τ) / Résistance mobilisée (S)



STABILITÉ DES PENTES

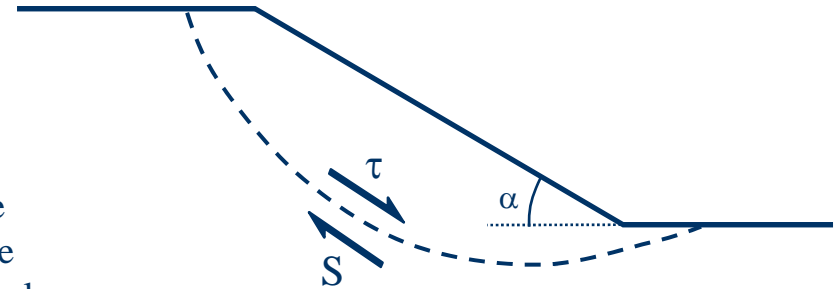
MÉTHODE D'ANALYSE – MASSE DE SOL

RÉSISTANCE MOBILISÉE

La résistance mobilisée : la contrainte de cisaillement totale ou moyenne (S) mobilisée par le poids de la pente.

RÉSISTANCE DISPONIBLE

La résistance disponible : la contrainte de cisaillement totale ou moyenne critique déterminée à partir du critère de rupture $\tau = c + \sigma'_N \tan \phi$. Correspond à la résistance que le sol peut développer.



FACTEUR DE SÉCURITÉ

$F.S = \text{Résistance disponible moyenne } (\tau) / \text{Résistance mobilisée moyenne } (S)$

$$= \frac{c + \sigma'_N \tan \phi}{c_d + \sigma'_N \tan \phi_d} \rightarrow F.S_c = c/c_d \text{ et } F.S_\phi = \tan \phi / \tan \phi_d$$



$$F.S = F.S_c = F.S_\phi$$

Lorsque le facteur de sécurité est égale à 1, la rupture de la pente est imminente. Généralement un facteur de sécurité supérieur à 1,2 ou 1,3 est acceptable pour la conception d'un talus.

STABILITÉ DES PENTES

PENTE DE LONGUEUR INFINIE

Sans nappe

$$\sigma' = \frac{\gamma L H \cos \beta}{\left(\frac{L}{\cos \beta}\right)} = \gamma H \cos^2 \beta \quad \text{et} \quad \tau = \frac{\gamma L H \sin \beta}{\left(\frac{L}{\cos \beta}\right)} = \gamma H \cos \beta \sin \beta$$

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d = c_d + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi_d$$

$$\gamma H \cos \beta \sin \beta = c_d + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi_d$$

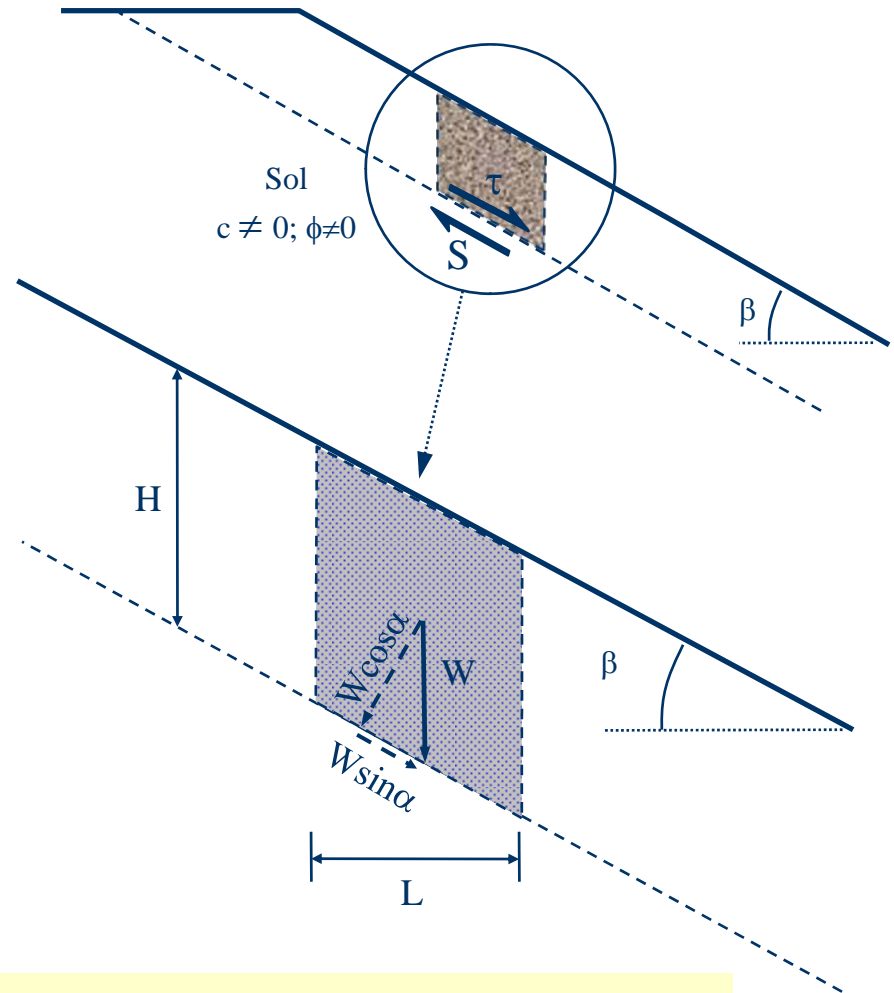
$$\frac{c_d}{\gamma H} = \cos \beta \sin \beta - \cos^2 \beta \tan \phi_d = \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi_d)$$

Le facteur de sécurité défini précédemment nous permet d'écrire

$$c_d = \frac{c}{F.S} \quad \text{et} \quad \tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{F.S} \quad \text{donc}$$

$$F.S = \frac{c}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

$$F.S = 1 \quad H_{cr} = \frac{c}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi)}$$



Lorsqu'il n'y a pas de cohésion $c = 0$, le facteur de sécurité devient indépendant de la hauteur du talus et égal à $\tan \phi / \tan \beta$. Ceci indique que dans les sols granulaires la pente est stable si $\beta < \phi$. L'angle ϕ est appelé Angle de repos.

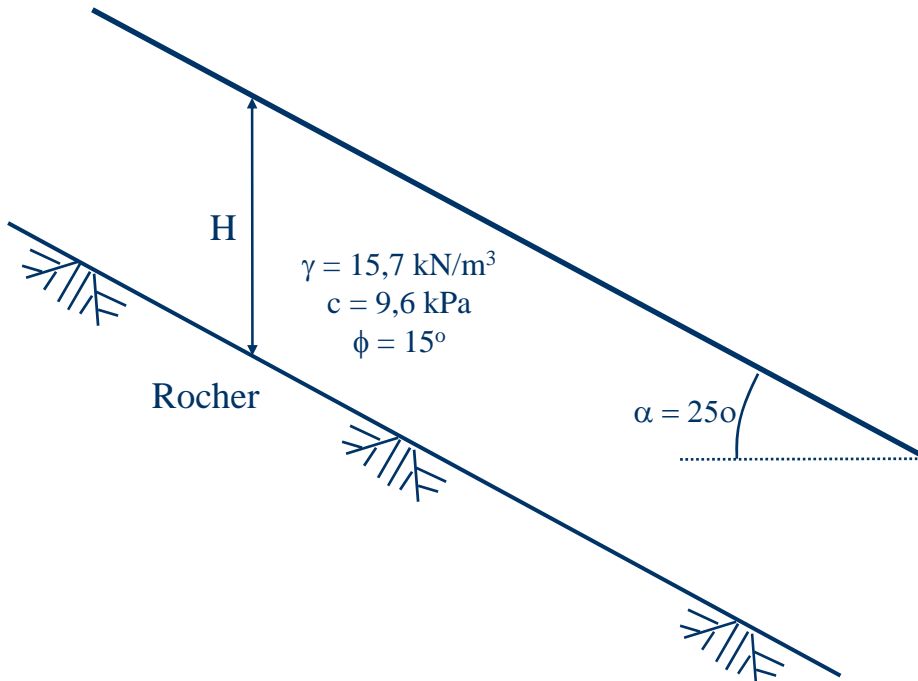
STABILITÉ DES PENTES

PENTE DE LONGUEUR INFINIE – APPLICATION

Exemple No1

En considérant la pente infinie montrée à la figure ci-dessous,

- Déterminer le facteur de sécurité contre le glissement le long de l'interface sol-roc pour une hauteur H de 2,5 m
- Quelle est la hauteur H qui permet d'avoir un facteur de sécurité de 2 contre la rupture le long de l'interface sol-roc.



Réponse

$$\text{a) } F.S = c/\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta + \tan \phi / \tan \beta$$

Pour $c = 9,6 \text{ kPa}$, $\gamma = 15,7 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 15^\circ$, $\beta = 25^\circ$
et $H = 2,5 \text{ m}$

$$F.S = 9,6 / (15,7 * 2,4 * \cos^2(25) * \tan(25) + \tan(15) / \tan(25))$$

$$F.S = 1,24$$

$$\text{b) } F.S = c/\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta + \tan \phi / \tan \beta = 2$$

Pour $c = 9,6 \text{ kPa}$, $\gamma = 15,7 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 15^\circ$, $\beta = 25^\circ$
et $H = 2,5 \text{ m}$

$$F.S = 2 \quad H = \frac{c}{\gamma \cos^2 \beta (F.S * \tan \beta - \tan \phi)}$$

$$H = 9,6 / (15,7 * \cos^2(25) * (2 * \tan(25) - \tan(15)))$$

$$H = 1,12 \text{ m}$$

STABILITÉ DES PENTES

PENTE DE LONGUEUR INFINIE - EAU

Avec nappe

$$\sigma = \frac{\gamma_{sat} LH \cos \beta}{\left(\frac{L}{\cos \beta}\right)} = \gamma_{sat} H \cos^2 \beta \quad \text{et} \quad \tau = \frac{\gamma_{sat} LH \sin \beta}{\left(\frac{L}{\cos \beta}\right)} = \gamma_{sat} H \cos \beta \sin \beta$$

$$\tau_d = c_d + \underbrace{(\sigma - u)}_{\sigma'} \tan \phi_d = c_d + (\gamma_{sat} H \cos^2 \beta - \gamma_w H \cos^2 \beta) \tan \phi_d$$

$$\gamma_{sat} H \cos \beta \sin \beta = c_d + \underbrace{(\gamma_{sat} - \gamma_w)}_{\gamma'} H \cos^2 \beta \tan \phi_d$$

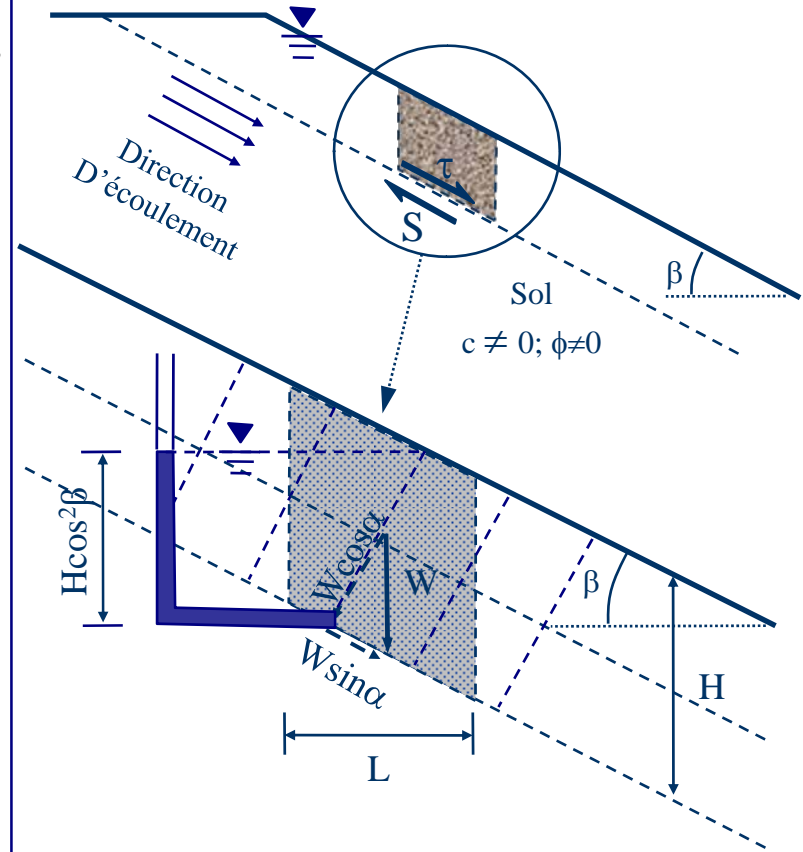
$$\frac{c_d}{\gamma_{sat} H} = \cos \beta \sin \beta - \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \cos^2 \beta \tan \phi_d = \cos^2 \beta \left(\tan \beta - \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \tan \phi_d \right)$$

Le facteur de sécurité défini précédemment nous permet d'écrire

$$c_d = \frac{c}{F.S} \quad \text{et} \quad \tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{F.S} \quad \text{donc}$$

$$F.S = \frac{c}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

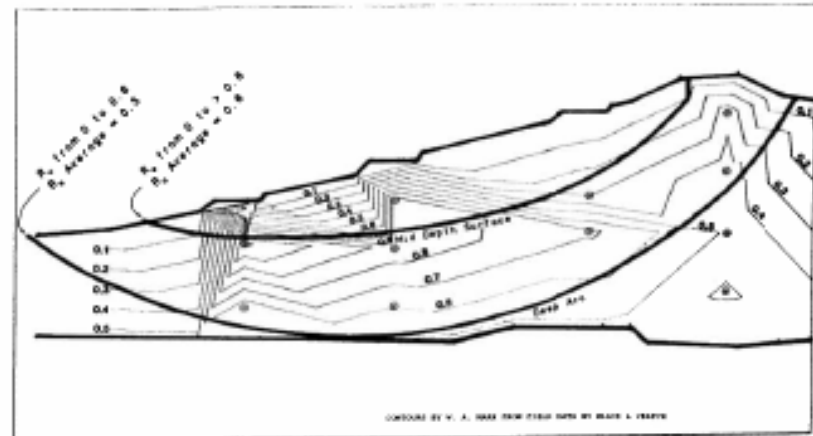
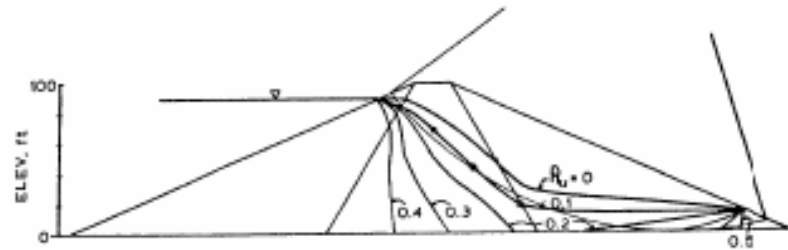
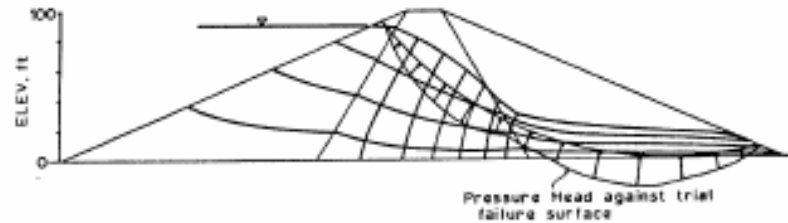
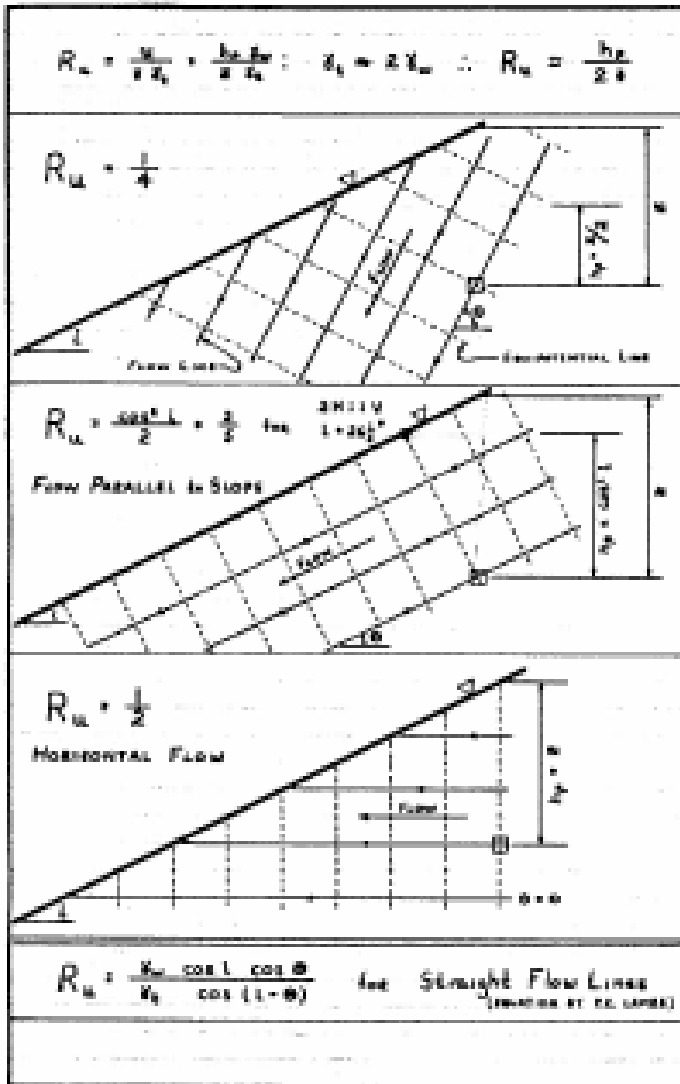
$$F.S = 1 \quad H_{cr} = c \frac{1}{\cos^2 \beta (\gamma_{sat} \tan \beta - \gamma' \tan \phi)}$$



Lorsqu'il n'y a pas de cohésion $c = 0$, le facteur de sécurité devient indépendant de la hauteur du talus et égal à $(\gamma' \tan \phi) / (\gamma_{sat} \tan \beta)$. Dans les sols granulaire la pente est moins stable en présence de l'eau.

STABILITÉ DES PENTES

EFFETS DE L'EAU



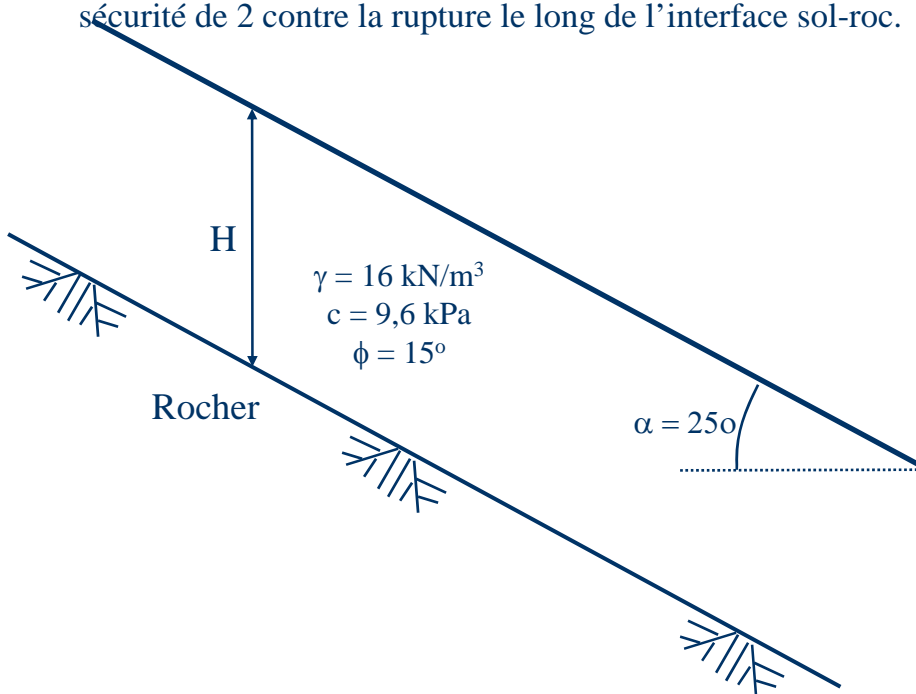
STABILITÉ DES PENTES

PENTE DE LONGUEUR INFINIE – APPLICATION

Exemple No2

En considérant la pente infinie montrée à la figure ci dessous et une nappe d'eau en surface

- Déterminer le facteur de sécurité contre le glissement le long de l'interface sol-roc pour une hauteur H de 2,5 m
- Quelle est la hauteur H qui permet d'avoir un facteur de sécurité de 2 contre la rupture le long de l'interface sol-roc.



Réponse

$$a) \quad F.S = c/\gamma_{\text{sat}} H \cos^2 \beta \tan \beta + \gamma' \tan \phi / \gamma_{\text{sat}} \tan \beta$$

Pour $c = 9,6 \text{ kPa}$, $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 15^\circ$, $\beta = 25^\circ$
et $H = 2,5 \text{ m}$

$$F.S = 9,6 / (16 * 2,4 * \cos^2(25) * \tan(25)) + (16 - 10) \tan(15) / (16) \tan(25)$$

$$F.S = 0,87$$

$$b) \quad F.S = c/\gamma_{\text{sat}} H \cos^2 \beta \tan \beta + \gamma' \tan \phi / \gamma_{\text{sat}} \tan \beta = 2$$

Pour $c = 9,6 \text{ kPa}$, $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 15^\circ$, $\beta = 25^\circ$
et $H = 2,5 \text{ m}$

$$F.S = 2 \quad H = c \frac{1}{\cos^2 \beta (F.S * \gamma_{\text{sat}} \tan \beta - \gamma' \tan \phi)}$$

$$H = 9,6 / (\cos^2(25) * (2 * 16 * \tan(25) - (16 - 10) * \tan(15)))$$

$$H = 0,88 \text{ m}$$

STABILITÉ DES PENTES

PENTE DE LONGUEUR FINIE

$$W = \frac{1}{2} H(\overline{BC})(1)(\gamma) = \frac{1}{2} H\gamma(H \cot \theta - H \cot \beta) = \frac{1}{2} H^2 \gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right]$$

$$N_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \cos \theta \quad \text{et} \quad T_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin \theta$$

$$\sigma' = \frac{N_a}{(AC)(1)} = \frac{N_a}{\left(\frac{H}{\sin \theta}\right)} = \frac{1}{2} H\gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \cos \theta \sin \theta$$

$$\tau = \frac{T_a}{(AC)(1)} = \frac{T_a}{\left(\frac{H}{\sin \theta}\right)} = \frac{1}{2} H\gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin^2 \theta$$

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d = c_d + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin \theta \cos \theta \tan \phi_d$$

$$\frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin^2 \theta = c_d + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin \theta \cos \theta \tan \phi_d \Rightarrow c_d = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)(\sin \theta - \cos \theta \tan \phi_d)}{\sin \beta} \right]$$

Cette expression est dérivée pour la surface de rupture AC. Pour déterminer le plan de rupture critique, on peut utiliser le principe du maxima et du minima (pour une valeur de ϕ_d donnée) pour déterminer l'angle θ où la cohésion la maximum est développée. Donc la première dérivée de c_d par rapport à θ est égale 0.

$$\frac{\partial c_d}{\partial \theta} = 0 \Rightarrow \frac{\partial}{\partial \theta} (\sin(\beta - \theta)(\sin \theta - \cos \theta \tan \phi_d))$$

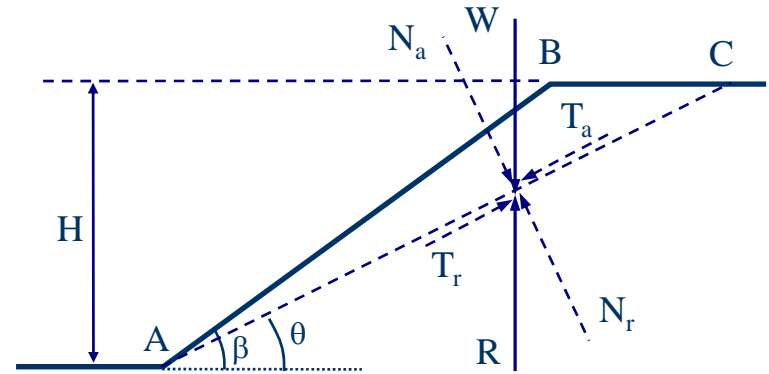
En résolvant cette équation on obtient :

$$\theta_{\text{critique}} = \frac{\beta + \phi_d}{2}$$

$$c_d = \frac{\gamma H}{4} \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi_d)}{\sin \beta \cos \phi_d} \right]$$

La hauteur maximum de la pente où l'équilibre est critique :

$$H_{\text{critique}} = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right]$$



Sol
 $c \neq 0; \phi \neq 0$
 $\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$

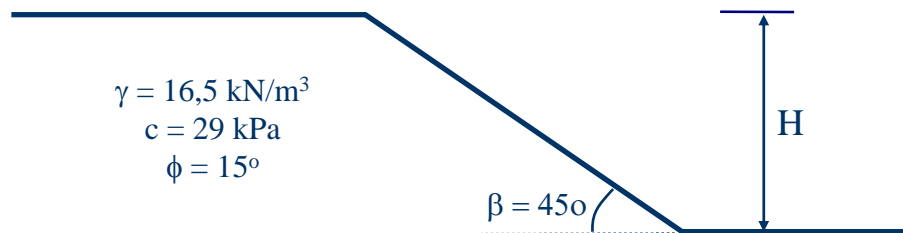
STABILITÉ DES PENTES

PENTE DE LONGUEUR FINIE – APPLICATION

Exemple No3

Une tranchée est réalisée dans un dépôt de sol dont les propriétés sont montrées à la figure ci-dessous :

- Déterminer le facteur de sécurité contre le glissement pour une hauteur de tranchée de 9 m de profondeur.
- Quelle est la hauteur H qui permet d'avoir un facteur de sécurité de 3 contre la rupture.



Réponse

$$a) \quad c_d = \frac{\gamma H}{4} \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi_d)}{\sin \beta \cos \phi_d} \right]$$

$$F.S = c/c_d = \tan \phi / \tan \phi_d$$

$$\frac{c}{F.S} = \frac{\gamma H}{4} \left[\frac{1 - \cos \left(\beta - \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F.S} \right) \right)}{\sin \beta \cos \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F.S} \right)} \right]$$

$$\frac{29}{F.S} = \frac{16,5 * 12}{4} \left[\frac{1 - \cos \left(45 - \tan^{-1} \left(\frac{\tan 15}{F.S} \right) \right)}{\sin 45 \cos \tan^{-1} \left(\frac{\tan 15}{F.S} \right)} \right]$$

Par essai et erreur $F.S = 2,49$

$$b) \quad F.S = 3 \text{ donc } c_d = c/3 = 29/3 = 9,67 \text{ kPa}$$

$$\text{et } \phi_d = \tan^{-1}(\tan 15^\circ / 3) = 5,1^\circ$$

En remplaçant c_d et ϕ_d dans l'équation :

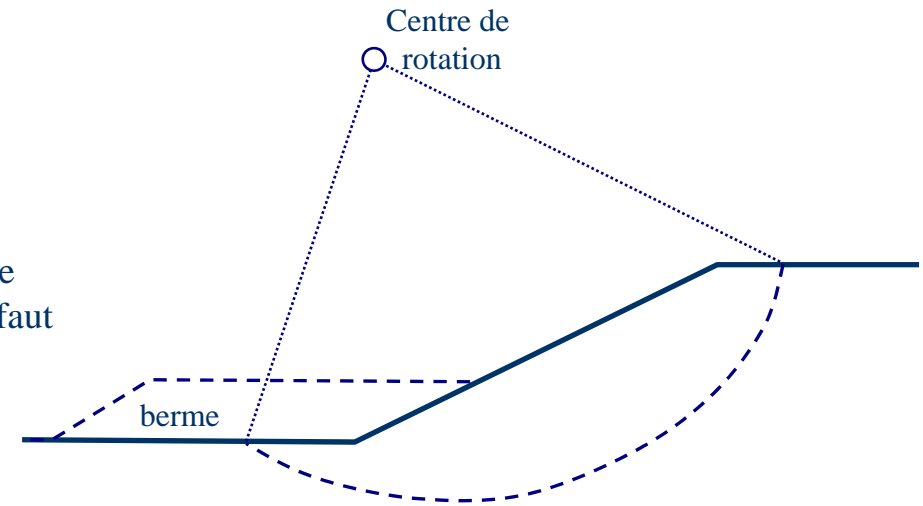
$$H = \frac{4c_d}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cos \phi_d}{1 - \cos(\beta - \phi_d)} \right] = \frac{4 * 9,67}{16,5} \left[\frac{\sin 45 \cdot \cos 5,1}{1 - \cos(45 - 5,1)} \right] = 7,1 \text{ m}$$

STABILITÉ DES PENTES

GLISSEMENT PAR ROTATION

Dans les sols cohérents, les ruptures se produisent habituellement en profondeur, soit par rotation (surtout) ou par translation.

Dans le cas d'un glissement par rotation, le plan de rupture se rapproche d'un cercle. Si on veut stabiliser ce talus, il faut ajouter un poids au pied de la pente (berme).



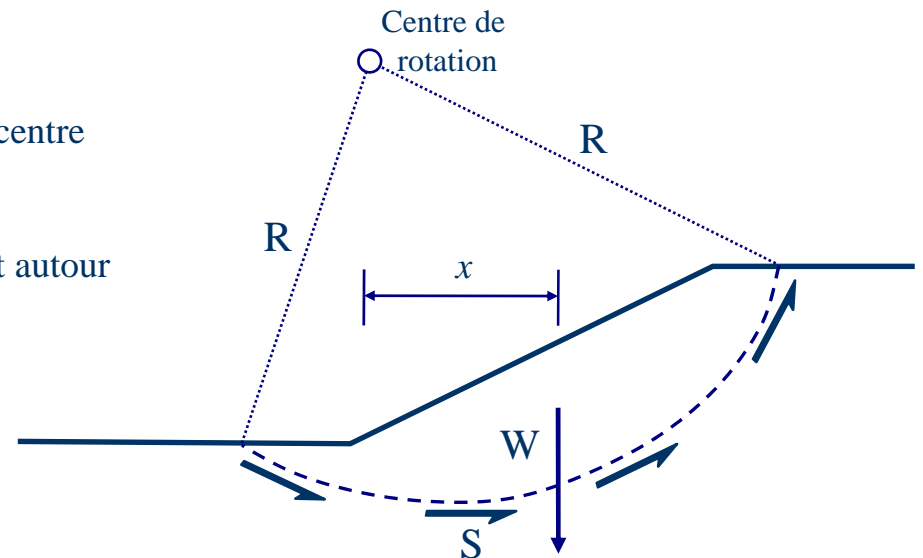
Le poids W va tendre à faire tourner la masse autour du centre de rotation O .

La résistance S va tendre à résister à ce mouvement.

Ce système de forces va produire un système de moment autour du point O :

$$F.S = \text{Moment résistant} / \text{Moment moteur} = S.L.R/W.x$$

L est la longueur de la surface de rupture

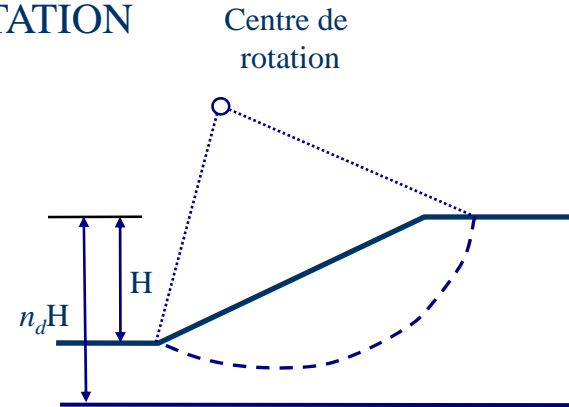


STABILITÉ DES PENTES

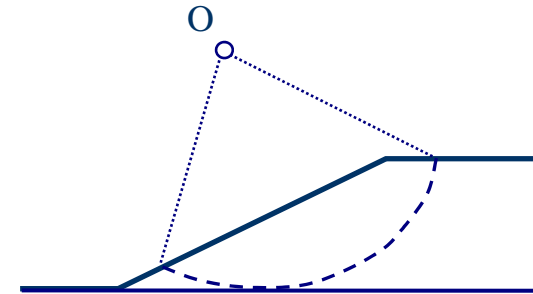
GLISSEMENT PAR ROTATION

Il existe trois types de surface de glissement :

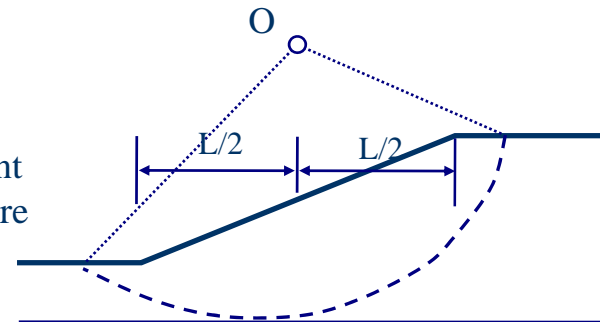
Cercle de pieds : La surface de glissement passe par le pieds.



Cercle de pente : La surface de glissement intercepte la pente au-dessus du pieds.



Cercle de mi-pente : Le centre du rayon de la surface de glissement se situe sur une ligne verticale qui est au centre de la pente.



STABILITÉ DES PENTES

GLISSEMENT PAR ROTATION

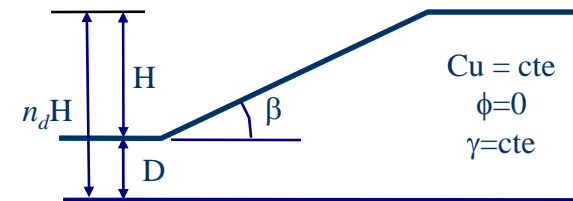
La réalisation des calculs avec la méthode des tranches est un exercice laborieux. Pour simplifier la tâche, plusieurs auteurs ont développé des abaques. On exposera d'abord l'approche de Janbu pour un cas simple :

- La surface de rupture est assumée être un cercle.
- Un paramètre appelé le nombre de stabilité N_s est introduit et il regroupe les facteurs affectant la stabilité des pentes :

$$N_s = \frac{\gamma H}{C_{requis}}$$

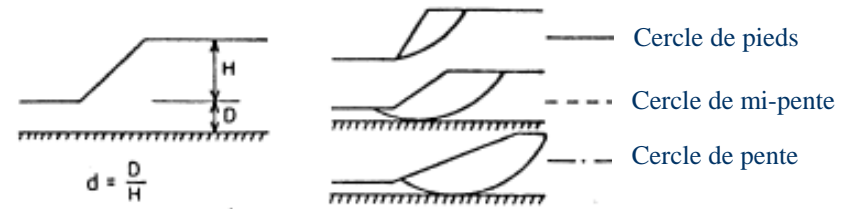
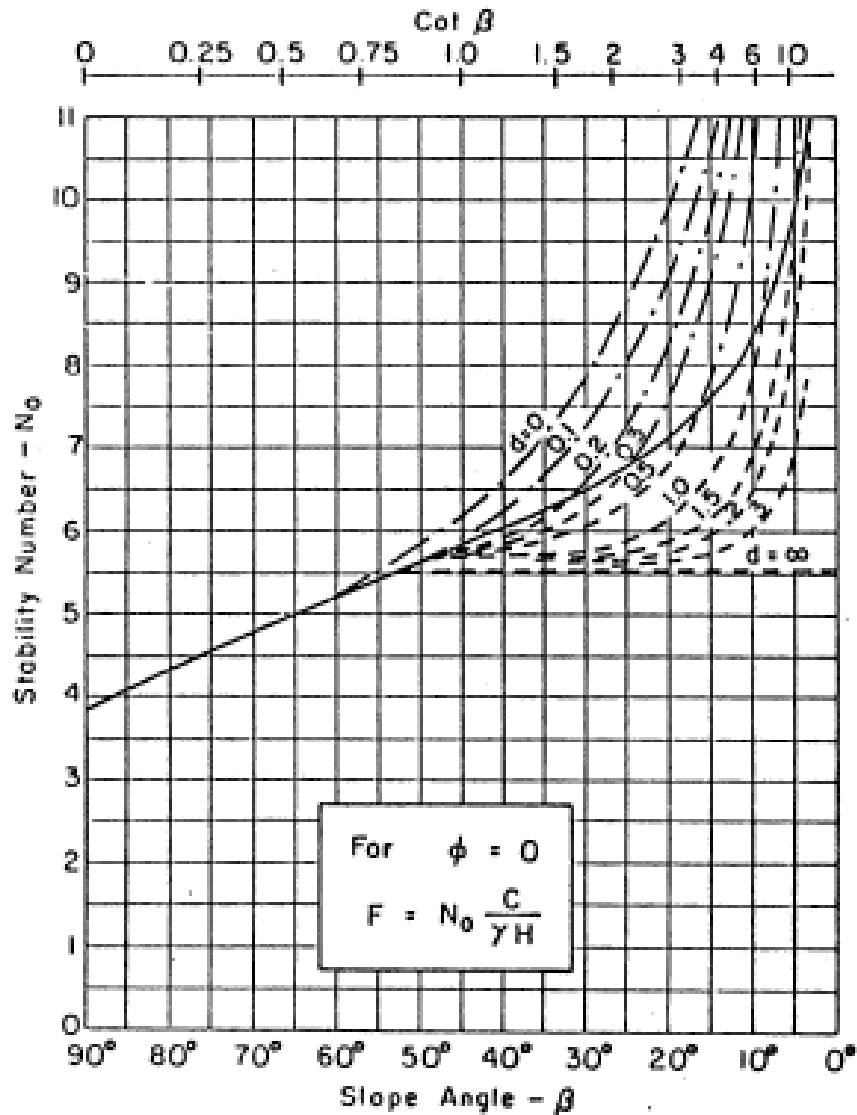
- Si la valeur de ϕ est zéro ou presque nulle, l'abaque de la page 13 (notes de cours) peut être utilisée. À partir de la valeur de β (abscisse) et de n_d on détermine la valeur de N_s .
- Lorsque $\beta > 53^\circ$, la surface de glissement est un cercle de pied.
- Lorsque $n_d > 4$, la surface de glissement est toujours un cercle de mi-pente.
- La valeur de N_s obtenue avec l'abaque correspond à un facteur de sécurité de 1. Si on désire déterminer le facteur de sécurité, on utilise la relation :

$$F.S = \frac{N_s c}{\gamma H}$$



STABILITÉ DES PENTES

ABAQUE DE JANBU

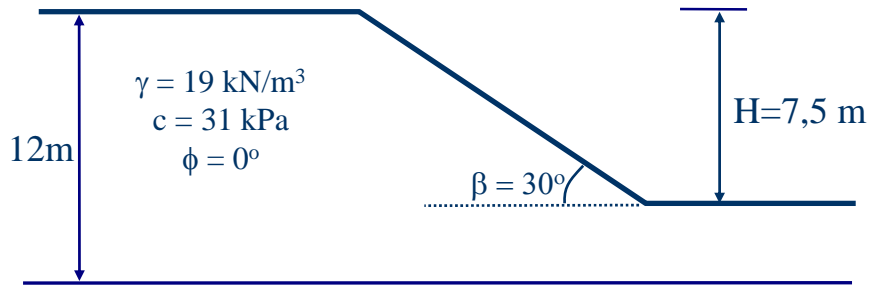


STABILITÉ DES PENTES

GLISSEMENT PAR ROTATION - APPLICATION

Exemple No4

Une excavation de 7,5 m de profondeur est envisagée dans un dépôt d'argile avec un angle de pente de 30° . Le roc se situe à une profondeur de 12 m. Le poids volumique du sol est 19 kN/m^3 et la résistance non drainée de l'argile (C_u) est de 31 kPa. Quel sera le facteur de sécurité de cette pente ?



Réponse

a) $n_d = 12 / 7,5 = 1,6$; pour $\beta = 30^\circ$

D'après l'abaque $N_s = 6$

$$F.S = \frac{N_s c}{\gamma H}$$

$$F.S = \frac{6.31}{19.7,5} = 1,3$$

b) Pour quelle hauteur de l'excavation (H) le facteur de sécurité est égale 2.

c) Déterminer le facteur de sécurité pour un angle de pente de 30° et de 55° . Indiquer dans chacun des cas le type de rupture.

STABILITÉ DES PENTES

MÉTHODE DES TRANCHES

Équilibre des forces → $N_r = W_n \cos \alpha_n$

La force de cisaillement résistant →

$$T_r = \tau_d \Delta L_n = \frac{\tau_f \Delta L_n}{F.S} = \frac{1}{F.S} (c + \sigma' \tan \phi) \Delta L_n$$

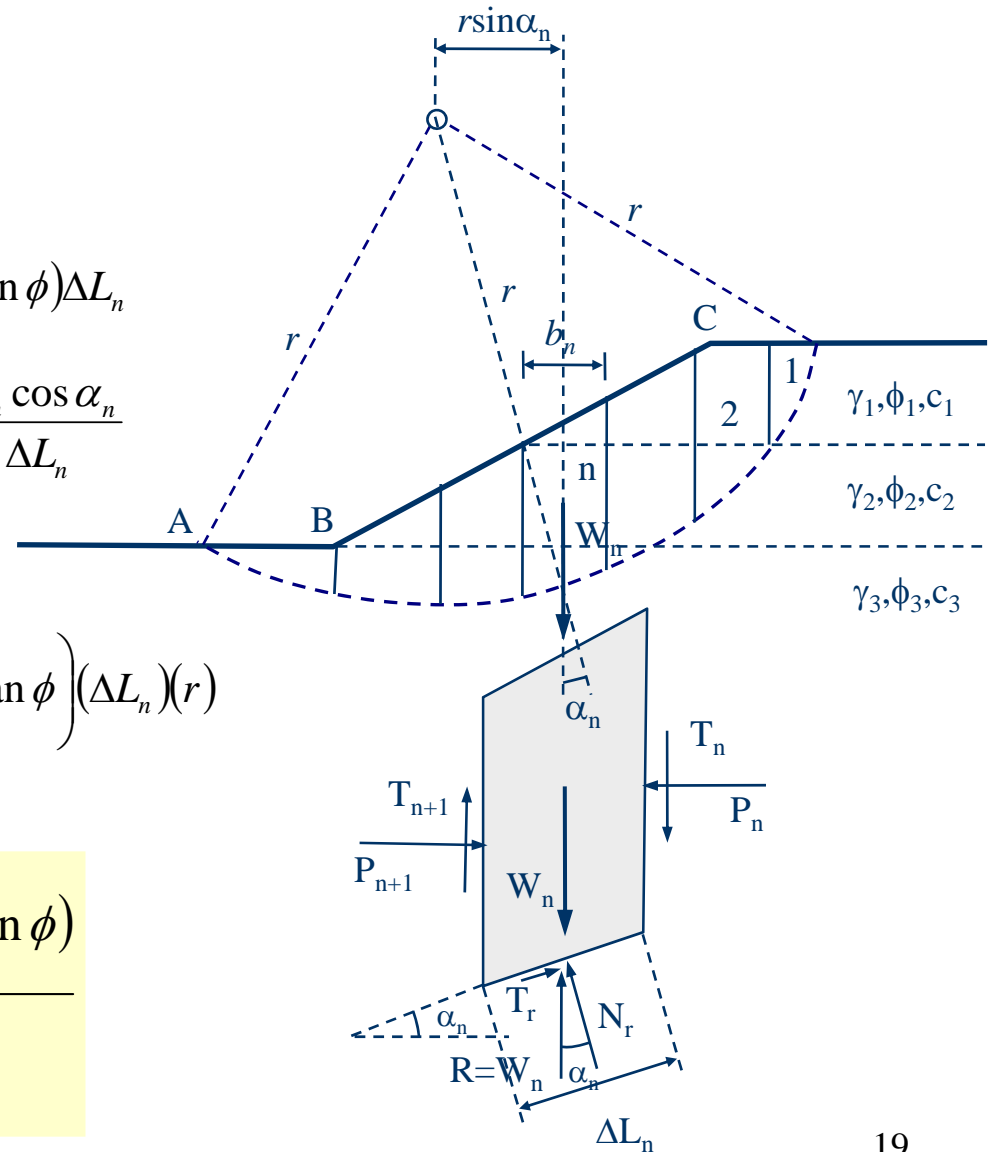
La contrainte effective normale, σ' → $\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n}$

La somme des moments autour de O →

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{F.S} \left(c + \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \tan \phi \right) (\Delta L_n) (r)$$



$$F.S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n}$$



STABILITÉ DES PENTES

MÉTHODE DES TRANCHES - BISHOP

La force de cisaillement résistant $\rightarrow T_r = \frac{1}{F.S} \left(c + \frac{N_r}{\Delta L_n} \tan \phi \right) \Delta L_n$ (1)

La force verticale totale, $W_n + \Delta T \rightarrow W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + T_r \sin \alpha_n$ (2)

(1) Dans (2) \rightarrow

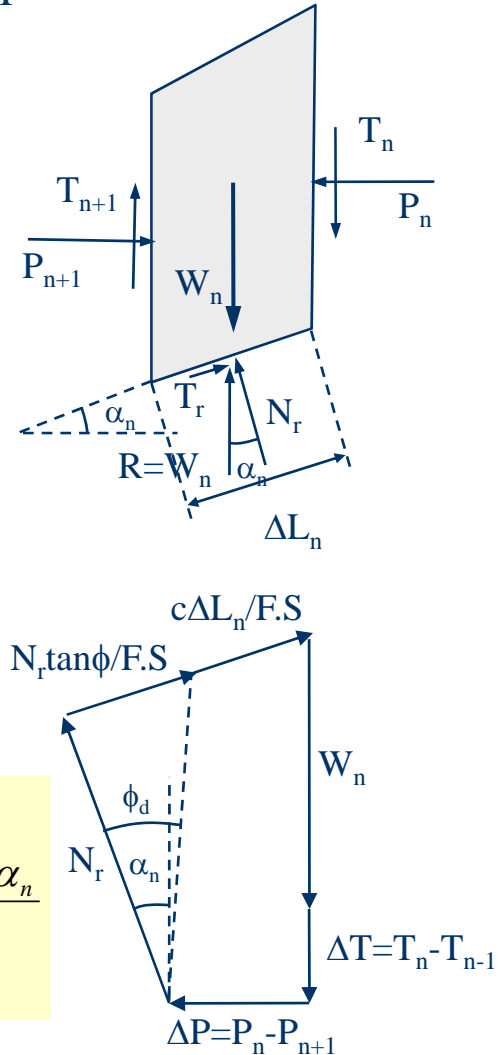
$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c \Delta L_n \sin \alpha_n}{F.S.}}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{F.S.}}$$

La somme des moments autour de O \rightarrow

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{F.S} \left(c + \frac{N_r}{\Delta L_n} \tan \phi \right) (\Delta L_n) (r)$$



$$F.S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c b_n + W_n \tan \phi + \Delta T \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad \text{avec} \quad m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{F.S.}$$



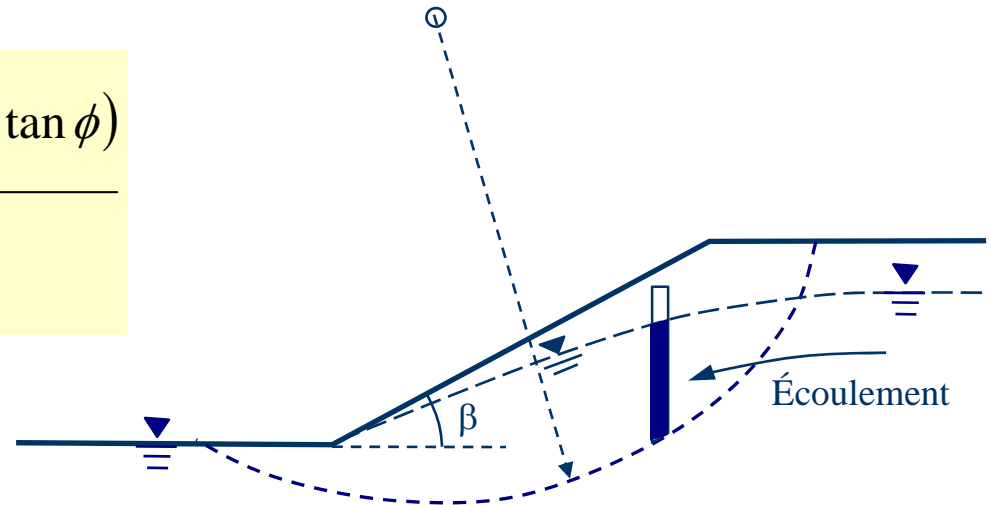
La valeur de F.S est obtenue par itération (essai et erreur). La méthode de Bishop est probablement la méthode la plus utilisée pour l'analyse de stabilité de pente.

STABILITÉ DES PENTES

MÉTHODE DES TRANCHES – PRESENCE DE L'EAU

Méthode des tranches (simple) →

$$F.S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c\Delta L_n + (W_n \cos \alpha_n - u_n \Delta L_n) \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n}$$



Méthode de Bishop →

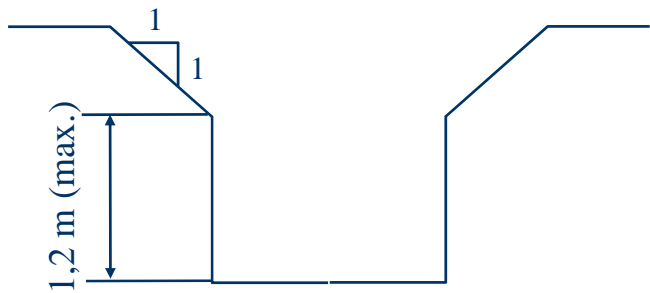
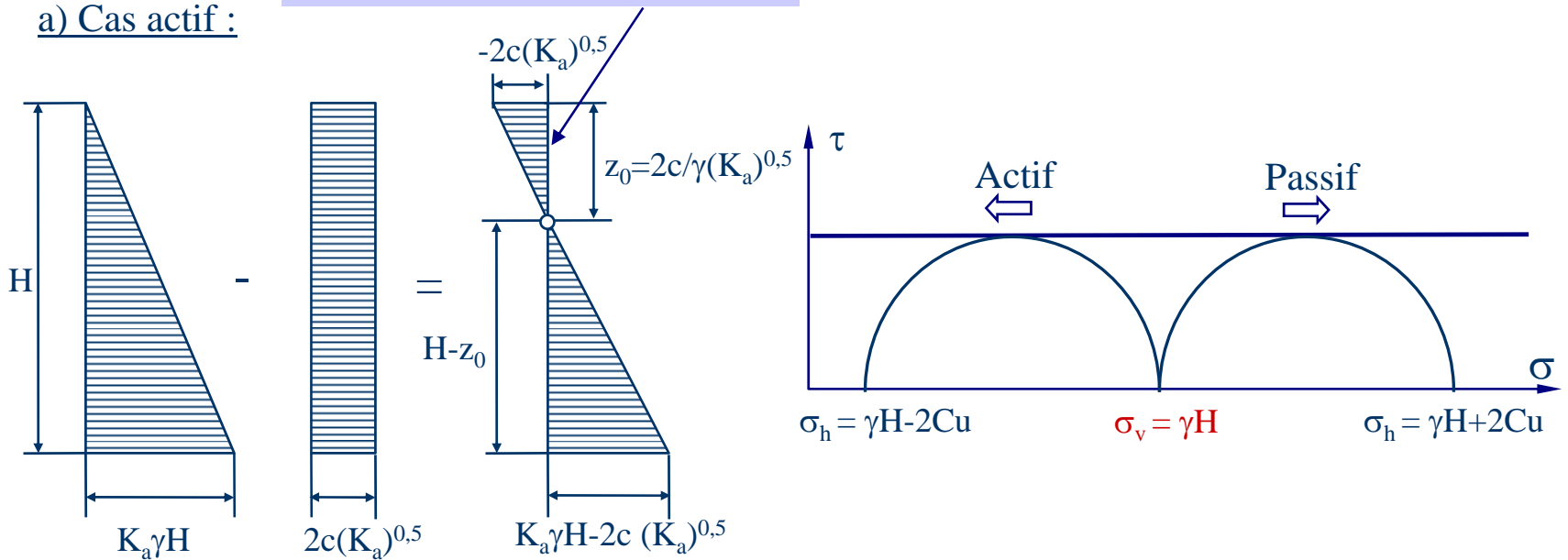
$$F.S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + (W_n + \Delta T - u_n b_n) \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad \text{avec} \quad m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \sin \alpha_n}{F.S.}$$

STABILITÉ DES PENTES

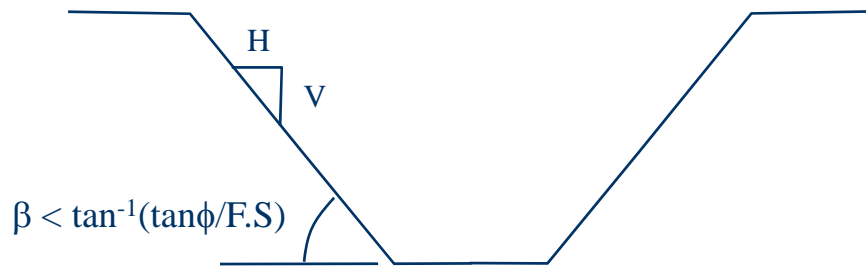
STABILITÉ DES EXCAVATIONS

Zone de rupture en tension mur-sol

a) Cas actif :



Excavation temporaire (Argile)



Excavation temporaire (granulaire, sans eau)

STABILITÉ DES PENTES

CAUSES D'INSTABILITÉ DES PENTES

➤ Causes qui augmentent la contrainte de cisaillement

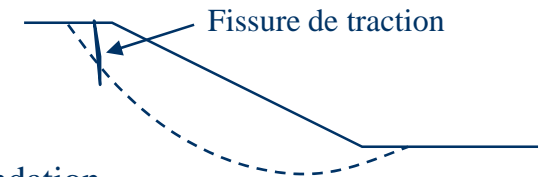
- Charge ajoutée au sommet;
- Matériel enlevé à la base;
- Abaissement du niveau d'eau à l'extérieur de la pente;
- Augmentation de la pression d'eau dans les fissures de traction.

➤ Causes qui diminuent la résistance au cisaillement

- Augmentation de la pression interstitielle sans augmentation de la charge totale;
- Changement de la résistance avec le temps (altération, lessivage).

➤ Méthodes pour augmenter la stabilité

- Diminuer la pression d'eau par drainage;
- Réduction de la pente β ;
- Ajouter un contre poids (berme);
- Augmenter la résistance au cisaillement → Consolidation de la fondation dans le cas des remblais construits sur un dépôt argileux.



Dans les analyses, on considère parfois la possibilité de fissure par traction (développée par fluage). Habituellement ce n'est pas tellement défavorable sauf si la fissure est remplie d'eau. La fissure ne doit pas être plus profonde que le pied de la pente.

STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE

www.geo-slope.com/downloads/2007.aspx

http://www.geo-slope.com/downloads/2007.aspx

Fichier Edition Affichage Favoris Outils ?

Google [C] Envoyer [Icons] Mes Favoris 23 bloquée(s) Orthographe Traduire

Download GeoStudio 2007 - GEO-SLOPE International...

GEO-SLOPE Home :: Contact Us :: My Cart :: Find »

GEO-SLOPE
INTERNATIONAL
[Login](#)

downloads

Home > Downloads > **GeoStudio 2007**

GeoStudio 2007 | [GeoStudio 2004](#) | [Seep3D](#) | [Legacy Versions](#) | [Betas](#) | [Resources](#)

Download GeoStudio 2007

↓ [GeoStudio 2007 v7.11](#) (70.1 MB)

Use this download for:

- evaluation
- updating older v7
- new installation (your license file will be delivered electronically after installation)

This download includes:

- all eight products:
 - [SLOPE/W](#)
 - [SEEP/W](#)
 - [SIGMA/W](#)
 - [QUAKE/W](#)
 - [TEMP/W](#)
 - [CTRAN/W](#)
 - [AIR/W](#)
 - [VADOSE/W](#)
- free [student](#) and [viewer](#) licenses

Documentation:

- [Release History](#)
- [New features in version 7.1](#)
- [New features in version 7.0](#)

GeoStudio Add-Ins

Add-Ins extend GeoStudio 2007 by adding new functions to all products and new constitutive models to SIGMA/W.

- ↓ [SEEP/W Add-Ins](#) (697 KB)
- ↓ [SIGMA/W Add-Ins](#) (700 KB)
- ↓ [AIR/W Add-Ins](#) (696 KB)

The Add-In Developer's Kit (SDK) includes instructions, templates and sample code to let you write your own Add-Ins.

↓ [Add-Ins SDK](#) (562 KB)

Resource CD

The Resource CD installs example files, pdfs and tutorial movies.

↓ [GeoStudio 2007 Resource CD](#) (515 MB)

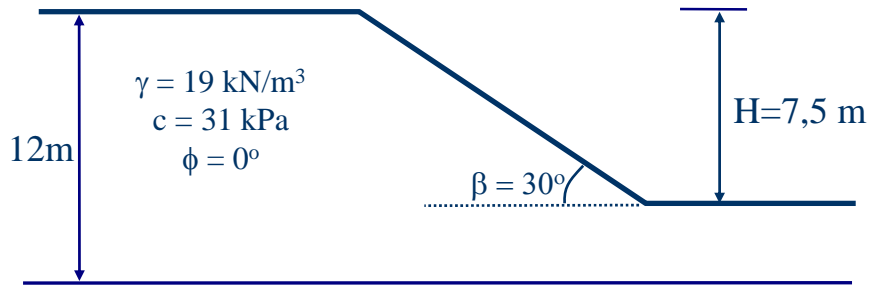
All the examples on the Resource CD are also individually available and [searchable online](#).

STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE

Exemple No5

Une excavation de 7,5 m de profondeur est envisagée dans un dépôt d'argile avec un angle de pente de 30° . Le roc se situe à une Profondeur de 12 m. Le poids volumique du sol est 19 kN/m^3 et La résistance non drainée de l'argile (C_u) est de 31 kPa. Quel sera Le facteur de sécurité de cette pente ?



Avec Geo-SLOPE F.S.=1,32

Réponse

a) $n_d = 12 / 7,5 = 1,6$; pour $\beta = 30^\circ$

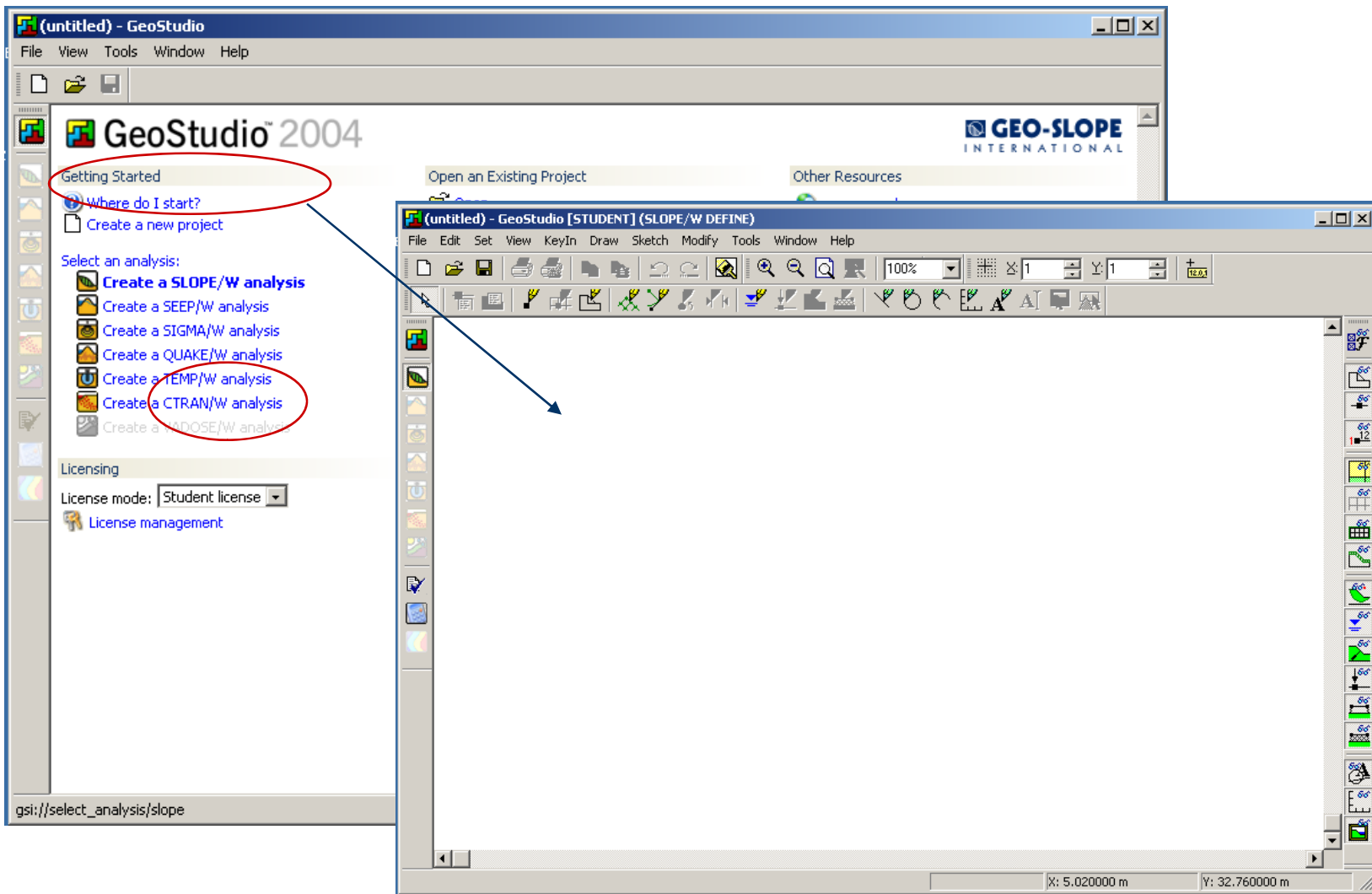
D'après l'abaque $N_s = 6$

$$F.S. = \frac{N_s c}{\gamma H}$$

$$F.S. = \frac{6.31}{19.7,5} = 1,3$$

STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE



STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE

exemple1* - GeoStudio [STUDENT] (SLOPE/W DEFINE)

File Edit Set View KeyIn Draw Sketch Modify Tools Window Help

Analysis Settings
Strength Functions
Probability Functions...
Material Properties...
Tension Crack Line...
Points...
Regions...
Slip Surface
Pore Water Pressure...
Pore Air Pressure...
Line Loads...
Reinforcement Loads...
Seismic Load...
Pressure Lines...

KeyIn Material Properties

Mat	Strength Model	Description	Color
1	Mohr-Coulomb	Argile1	[Yellow]
2	Bedrock (Impenetrable)	Bedrock	[Green]

1 | Mohr-Coulomb | Argile1

Basic Parameters
Unit Weight: 19 | Phi: 0
Cohesion: 31

Advanced Parameters
Unit Wt. above WT: 0 | Phi B: 0

Copy Insert Delete

KeyIn Material Properties

Mat	Strength Model	Description	Color
1	Mohr-Coulomb	Argile 1	[Yellow]
2	Bedrock (Impenetrable)	Bedrock	[Green]

2 | Bedrock (Impenetrable) | Bedrock | [Green] | Set...

- (None)
- Mohr-Coulomb
- Undrained (Phi=0)
- No strength (e.g. Water)
- Bedrock (Impenetrable)**
- Bilinear
- S=(depth)
- S=(datum)
- Anisotropic Strength
- Shear/Normal Fn.
- Anisotropic Fn.
- Combined, S=(depth)
- Combined, S=(datum)
- S=(overburden)

Copy Insert Delete OK Cancel

STABILITÉ DES PENTES

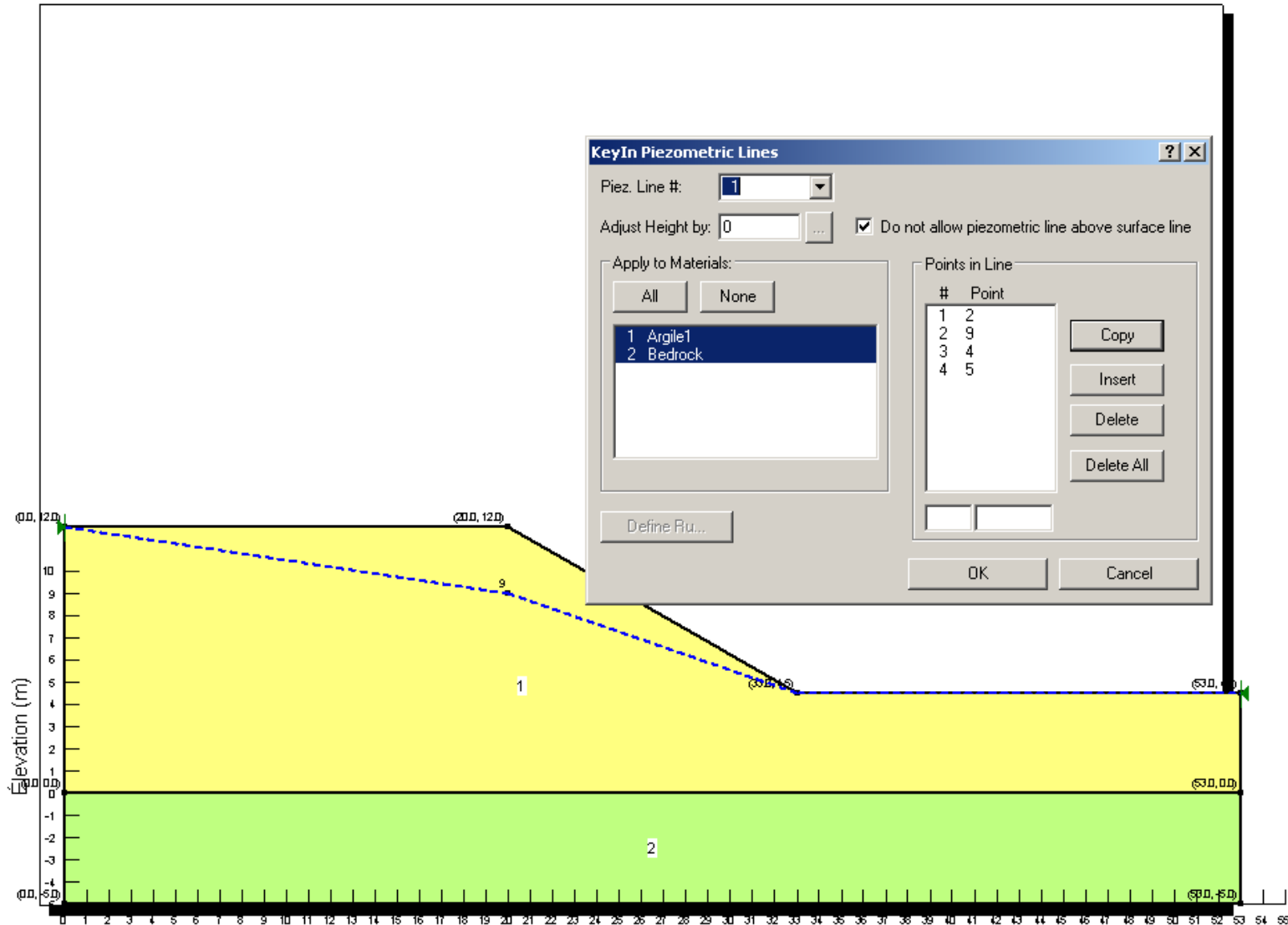
GEO-SLOPE

The screenshot displays the GEO-SLOPE software interface. A 'KeyIn Points' dialog box is open, showing a table of points. The main window shows a coordinate grid with several points plotted. The status bar at the bottom indicates the current coordinates: X: 16.142500 m and Y: 31.640000 m.

#	X-Coordinate	Y-Coordinate	Label
1	0.000000	0.000000	Point+Coord.
2	0.000000	12.000000	Point+Coord.
3	20.000000	12.000000	Point+Coord.
4	33.000000	4.500000	Point+Coord.
5	53.000000	4.500000	Point+Coord.
6	53.000000	0.000000	Point+Coord.

STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE



STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE

Analysis Settings [?] [X]

Project ID | Method | PWP | Slip Surface | FOS Distribution | Advanced

Direction of movement
 Left to right Right to left

Slip Surface Option
 Entry and Exit No. of critical slip surfaces to store:
 Grid and Radius
 Block Specified Optimize critical slip surface location
 Do not cross block slip surface lines
 Fully Specified
 Auto Locate

Tension Crack Option
 No tension crack Water in Tension Crack
 Tension crack angle: % Filled with water (0 to 1):
 Tension crack line Unit weight of water:
 Search for tension crack

OK Cancel

Analysis Settings [?] [X]

Project ID | Method | PWP | Slip Surface | FOS Distribution | Advanced

Limit Equilibrium
 Bishop, Ordinary, Janbu and:
 Morgenstern-Price Side Function:
 Spencer
 GLE Side Function:

 Corps of Engineers #1
 Corps of Engineers #2
 Lowe-Karafiath
 Janbu Generalized
 Sarma (Vertical Slice Only) Cohesion: Phi:
 only Bishop, Ordinary and Janbu

Finite Element
 Filename:
 SIGMA/W Static
 QUAKE/W Static
 QUAKE/W Dynamic

OK Cancel



STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE

exemple1* - GeoStudio [STUDENT] (SLOPE/W DEFINE)

File Edit Set View KeyIn Draw Sketch Modify Tools Window Help

55%

1 1 12.0,1

KeyIn Slip Surface Entry and Exit Range

Number of radius increments: 4

Entry Range (Left Side)

Type:	Left Point:	Right Point:
Range	X: 10.000000	X: 25.000000
	Y: 12.000000	Y: 9.115385

Number of increments over range: 4

Use Left (Active) Projection Angle:

Exit Range (Right Side)

Type:	Left Point:	Right Point:
Range	X: 30.000000	X: 45.000000
	Y: 6.230769	Y: 4.500000

Number of increments over range: 4

Use Right (Passive) Projection Angle:

Clear OK Cancel Apply

Elevation (m)

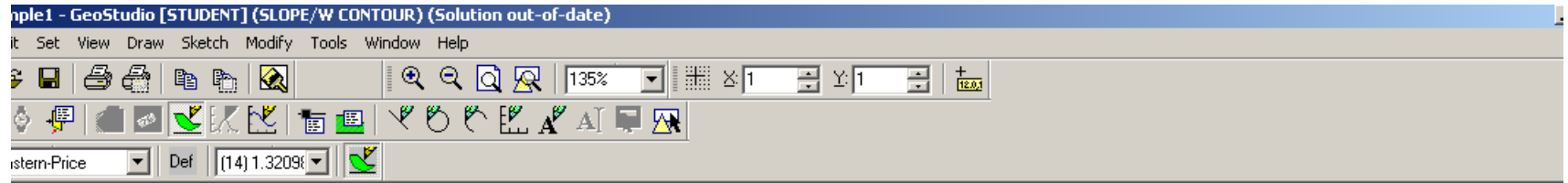
Distance (m)

For Help, press F1

X: 30.198258 m Y: 43.174545 m

STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE

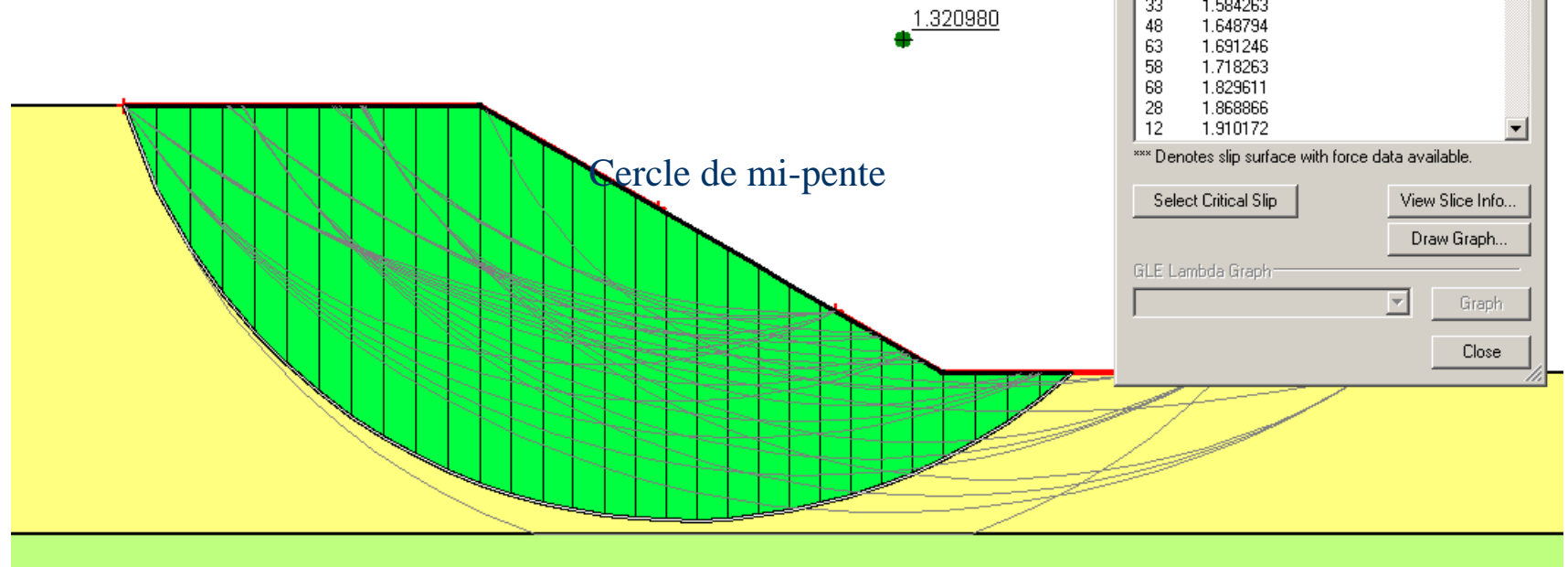


Slip Surfaces

Slip #	F of S	
14	1.320980	****
19	1.398478	
13	1.460896	
18	1.473824	
38	1.507470	
23	1.513775	
43	1.569531	
8	1.583470	
33	1.584263	
48	1.648794	
63	1.691246	
58	1.718263	
68	1.829611	
28	1.868866	
12	1.910172	

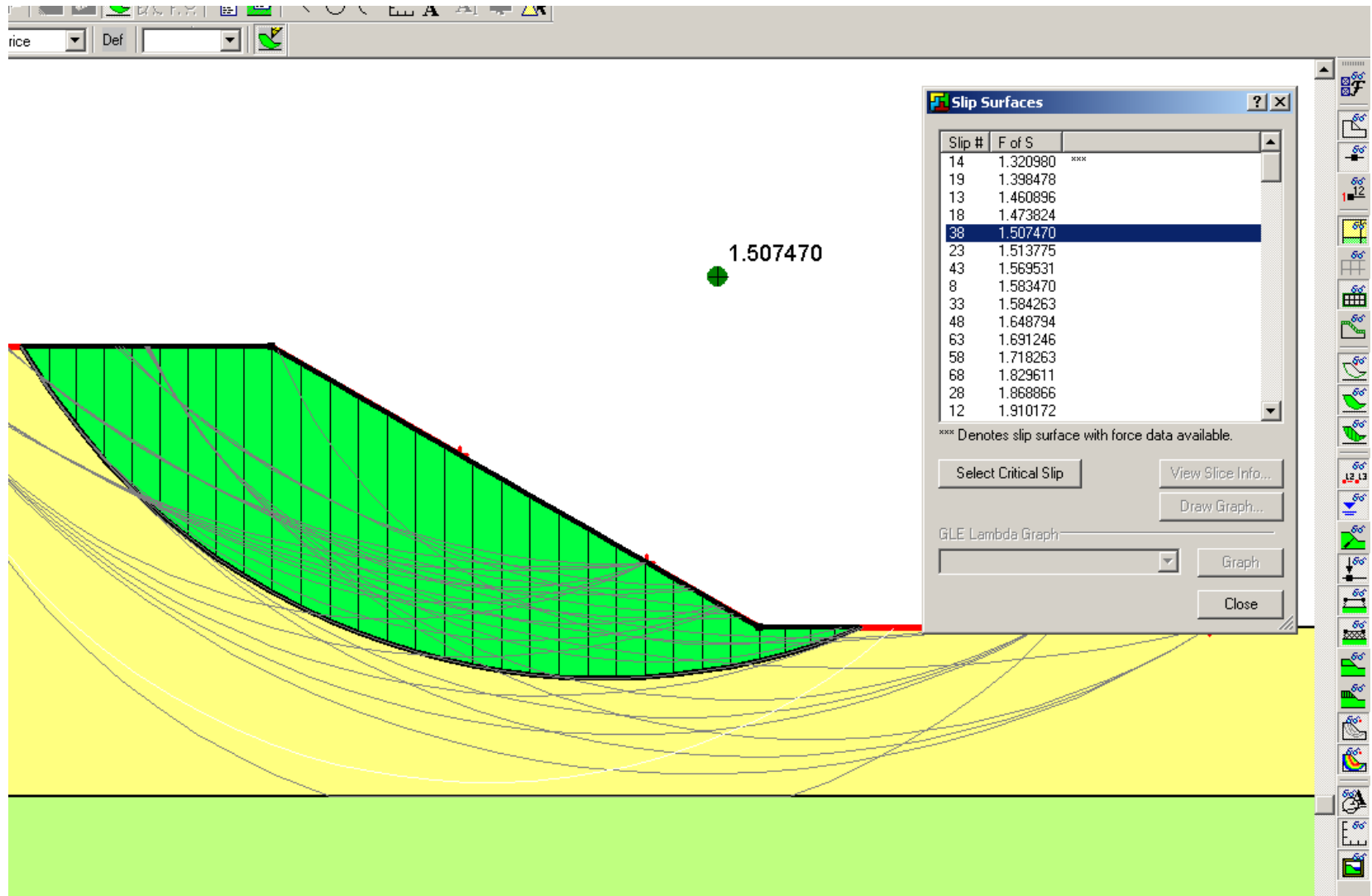
**** Denotes slip surface with force data available.

Select Critical Slip View Slice Info...
 Draw Graph...
 GLE Lambda Graph: [] Graph
 Close



STABILITÉ DES PENTES

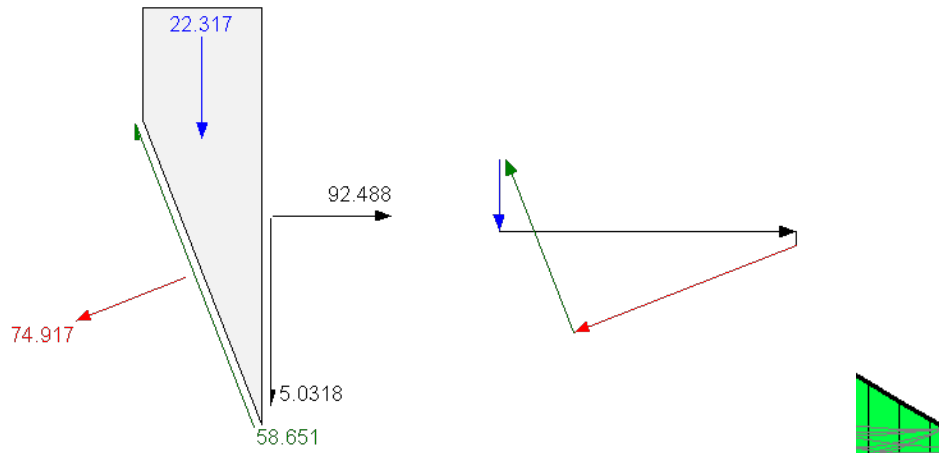
GEO-SLOPE



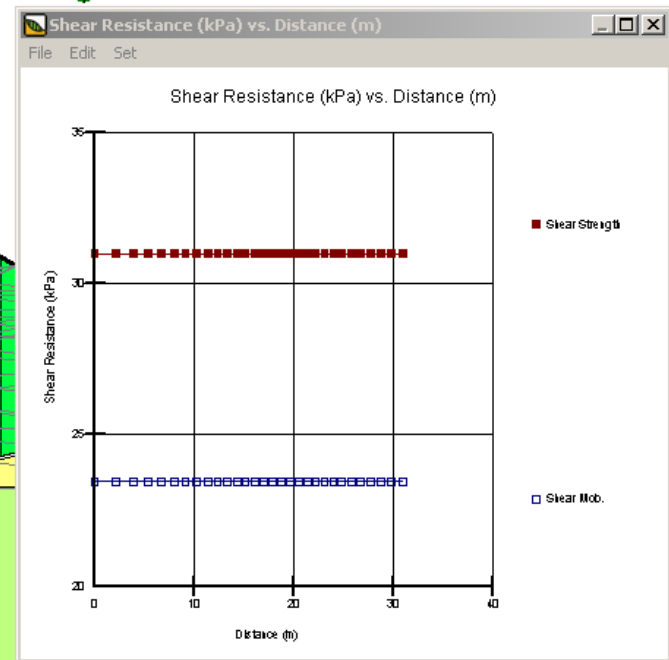
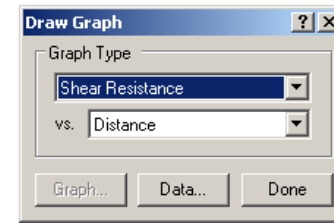
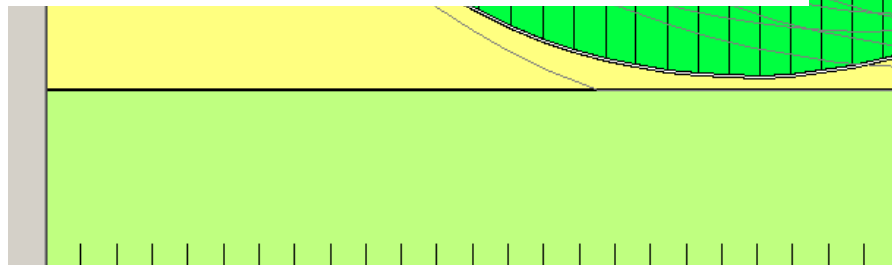
STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE

Slice 1 - Morgenstern-Price Method

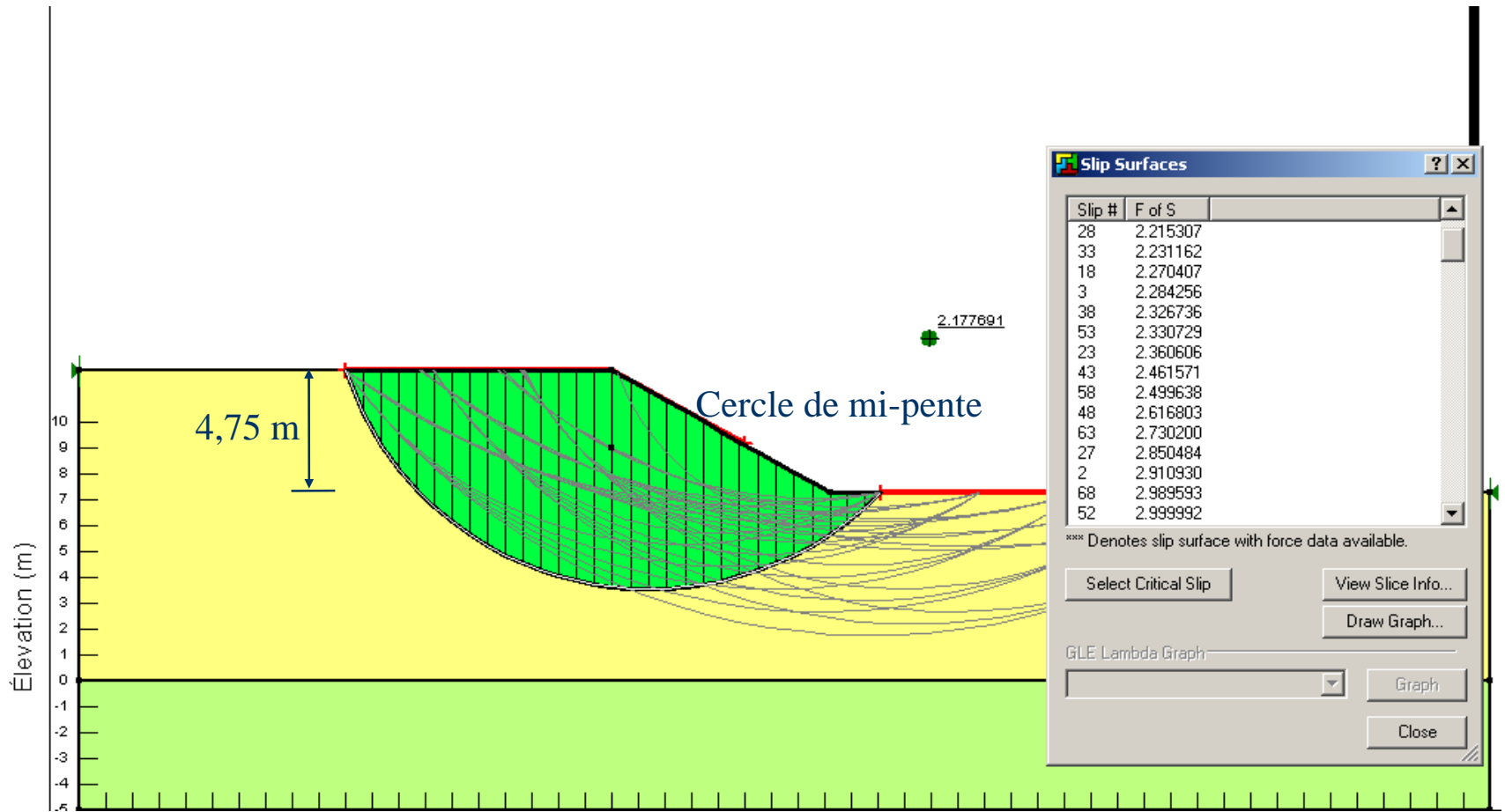


Type de résultat (forces dans la tranche No1)



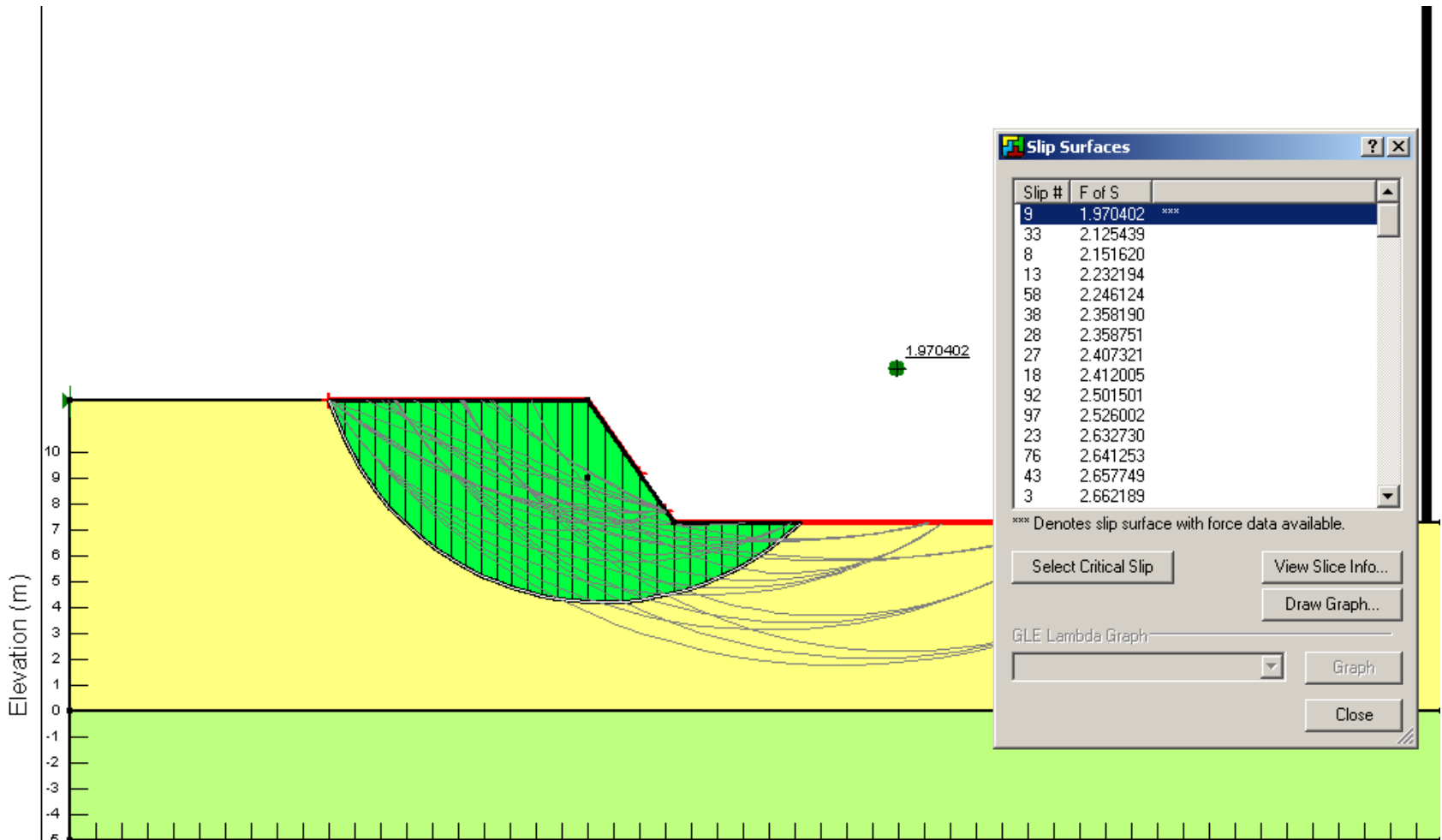
STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE



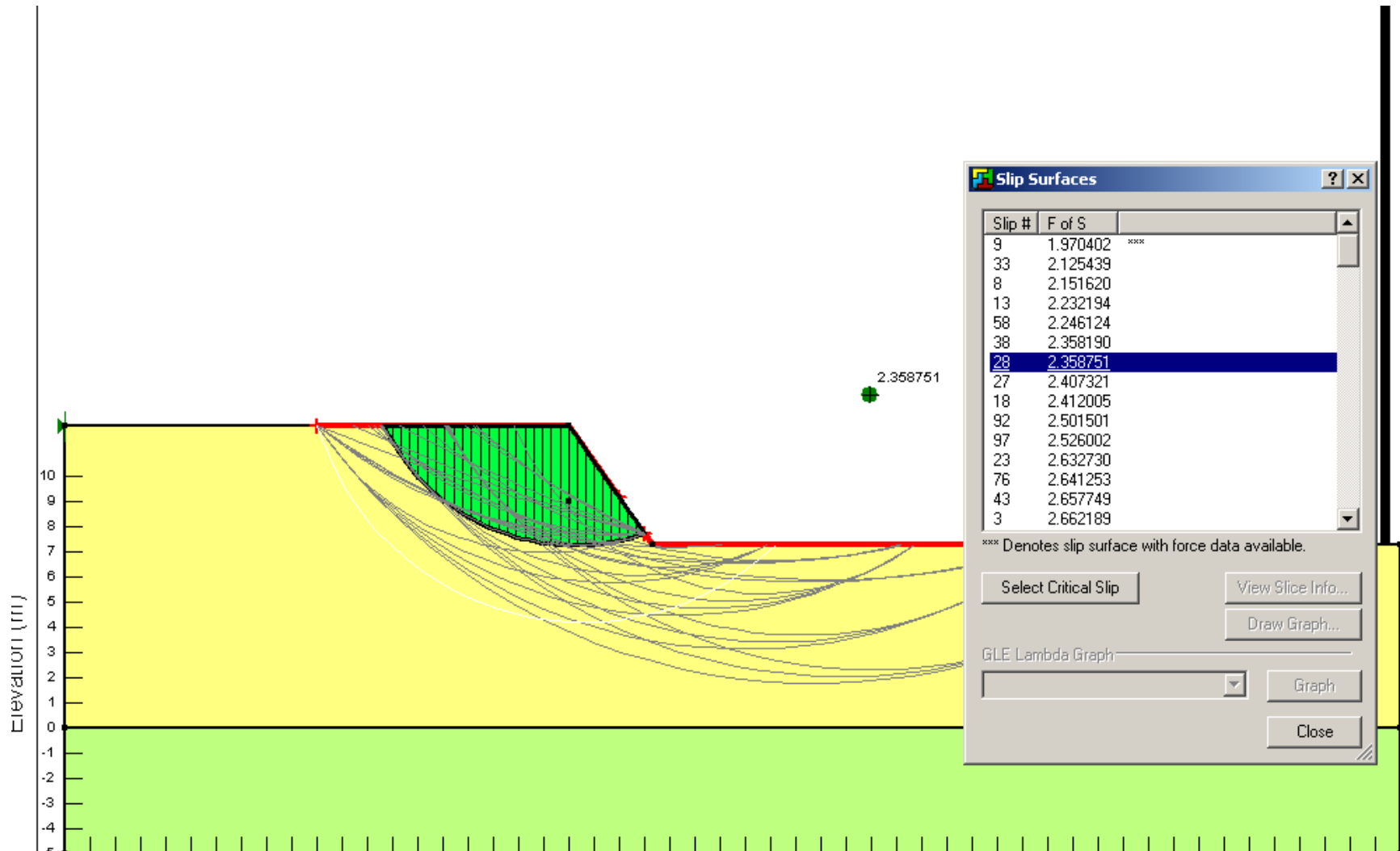
STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE



STABILITÉ DES PENTES

GEO-SLOPE



STABILITÉ DES PENTES

EXEMPLE AVEC GEO-SLOPE

Étudier à l'aide de Geo-Slope la stabilité de la pente montrée à la figure ci-dessous :

- À court terme ($\phi = 0$)
- À long terme (c' , ϕ')

Utiliser la méthode de Bishop ordinaire et Janbu seulement.

