

**Université Djilali Bounâama, Khemis Miliana**

**Faculté des sciences et de la technologie**

**3<sup>ème</sup> Année Licence Génie Civil**

**COURS N°01:**

**CAPACITE PORTANTE DES**

**FONDATIONS SUPERFICIELLES**

**Préparé par :**

**S. HADJ SADOK (M.A.A)**

**Chargé du module : Fondations et ouvrages géotechniques**

# **SOMMAIRE**

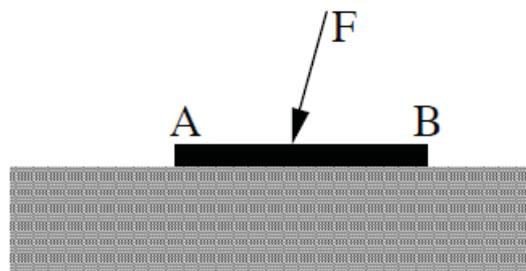
- I. DEFINITION DE LA FONDATION**
- II. GEOMETRIE D'UNE FONDATION ET DEFINITIONS**
- III. NOTION DE LA ZONE D'INFLUENCE**
- IV. DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES**
- V. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE**
  - V.1. FACTEUR DE SÉCURITÉ***
  - V.2. DETERMINATION DE LA CONTRAINTE ULTIME A PARTIR DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES***
  - V.3. DETERMINATION DE LA CONTRAINTE ULTIME A PARTIR DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES***
  - V.4. DETERMINATION DE LA CONTRAINTE ULTIME (DE RUPTURE) A PARTIR DES ESSAIS PENETROMETRIQUE***
- VI. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE MOBILISATION DU SOL :**
- VII. TASSEMENTS - GENERALITES**
  - VII.1. DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX DE LABORATOIRE POUR L'ETUDE DES TASSEMENTS : PRINCIPES***
  - VII.2. EVALUATION DES TASSEMENTS A PARTIR DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES :***
  - VII.3. CALCUL DU TASSEMENT EN UTILISANT LES RESULTATS DE L'ESSAI OEDOMETRIQUE :***

## **I. DEFINITION DE LA FONDATION:**

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

Si les efforts sont reportés à la surface du sol les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes.

Pour pouvoir servir de support de fondation, le terrain doit présenter une "capacité portante suffisante", c'est-à-dire supporter la charge qui lui est transmise. Sans atteindre un état dit limite



## **II. GEOMETRIE D'UNE FONDATION ET DEFINITIONS :**

Une fondation est l'élément de construction qui transmet la charge de l'ouvrage au terrain de fondation. Les éléments géométriques qui la définissent sont :

- $B$ , la largeur de la fondation ;
- $L$ , la longueur ;
- $D$ , l'encastrement qui est la profondeur de la base de la fondation. On utilise souvent un encastrement équivalent  $D_e$  qui tient compte des propriétés mécaniques relatives des sols traversés par la fondation. Nous préciserons ce terme, plus loin, dans les calculs.



- Entre ces deux zones, les zones CBD et AFC sont intermédiaires, les lignes de glissement issues de B (respectivement A) sont des droites (concourantes en B ou A) et la deuxième famille de lignes de glissement sont des spirales logarithmiques ; l'angle entre les deux familles étant

toujours constant et égal à :  $\frac{\pi}{2} + \varphi$  ;

- Le sol n'est en rupture qu'au-dessus de la ligne GFCDE ;
- La valeur maximale pouvant être atteinte par p, celle provoquant la rupture du sol est :

$$p = q \cdot N_q(\varphi) \text{ avec } N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

**Important : Deux mécanismes sont à analyser pour le calcul de la fondation superficielle :**

- 1. La capacité portante de la fondation, c'est à dire vérifier que les terrains (et éventuellement le matériau de fondation) peuvent effectivement supporter la charge transmise ;**
- 2. Le tassement sous les charges de fonctionnements.**

#### **IV. DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES**

La surface de la semelle doit être suffisante pour répartir sur le sol, les charges apportées par les porteurs verticaux.

Répartir une force sur une surface, c'est exercer une pression :

$$\text{pression [Pa]} = \frac{\text{Force [N]}}{\text{Surface [m}^2\text{]}}$$

La capacité portante du sol doit être supérieure à la pression exercée par les fondations.

La surface S d'une semelle s'exprime :

$$S \text{ [mm}^2\text{]} \geq \frac{\text{Nu en [N]}}{q \text{ en [MPa]}}$$

Nu représente l'effort ultime apporter par l'ouvrage,  
q représente la contrainte (capacité portante) du sol.

Nature du sol	q - Capacité portante du sol [MPa]
Argile, limons	0,15 à 0,30
Alluvions anciennes, sables, graviers	0,60 à 0,90
Craie	0,90 à 1,00
Calcaire grossier, roches	1,80 à 4,5

## **V. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE :**

Si on applique une charge  $Q$  croissante à une fondation, au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire (les déplacements verticaux croissent proportionnellement à la charge appliquée). A partir d'une certaine charge  $Q_{adm}$ , les déplacements ne sont plus proportionnels à la charge.

Enfin, pour une charge  $Q_{ult}$ , les déplacements deviennent incontrôlables, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure. Cette charge est la charge limite ou ultime.

### **Important :**

**[Q] est la charge appliquée sur la fondation en KN**

**[q]: capacité portante de la fondation en KN/m<sup>2</sup>**

**C.-à-d.:**

$$q = Q/S \quad \text{Avec} \quad S = B \times L$$

**La détermination de la capacité portante d'une fondation se fait à partir des essais in-situ, ou à partir des caractéristiques mécaniques de cisaillement (c,φ).**

### **V.1. 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.

### **Important :**

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

## **V.2. DETERMINATION DE LA CONTRAINTE ULTIME A PARTIR DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES :**

Dans le cas d'une semelle filante (longueur infinie), la contrainte (effective ou totale suivant le raisonnement choisi) ultime ( $q_{ult}$ ) est déterminée classiquement par la relation générale :

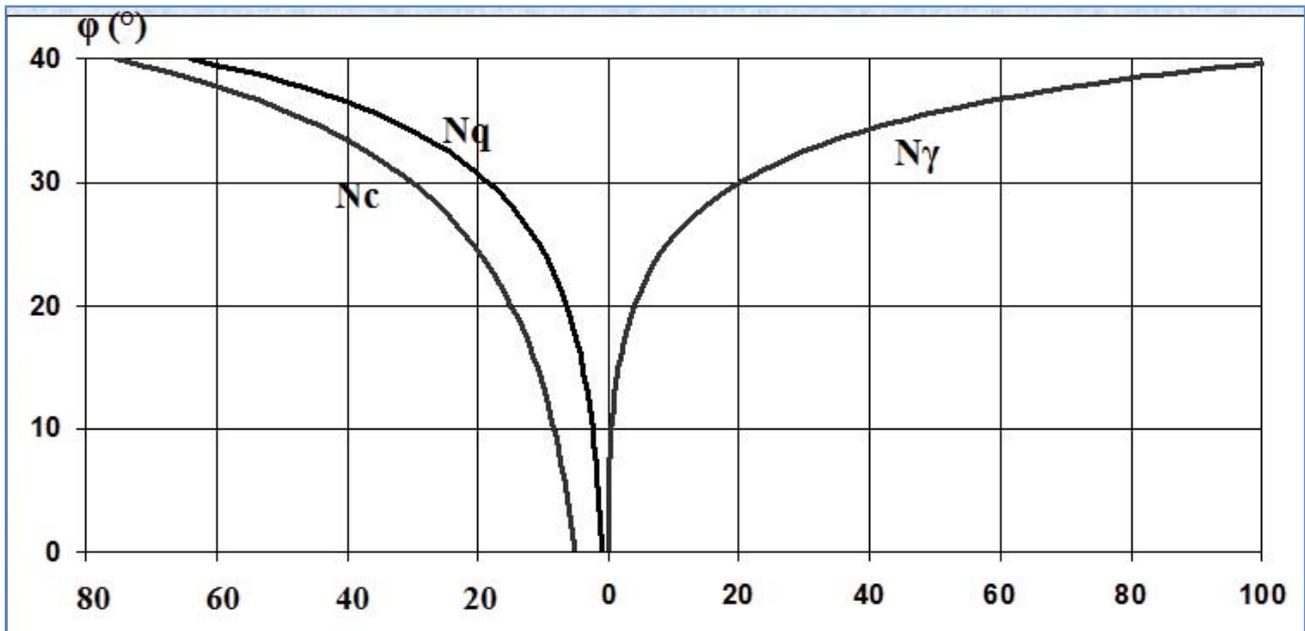
$$q_u = \gamma \cdot D \cdot N_q(\varphi) + c \cdot N_c + \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

**La charge limite se décompose en 3 termes :**

- $\gamma \cdot D \cdot N_q(\varphi)$  : Terme de profondeur
- $c \cdot N_c$  : Terme de cohésion
- $\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$  : Terme de surface (terme de surcharge)

$N_q, N_c, N_\gamma$  : sont les facteurs de portance ; ils sont fonction de l'angle de frottement  $\phi$ .

$\phi$ (°)	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0	0.00	1.00	5.14
5	0.10	1.57	6.49
10	0.52	2.47	8.34
15	1.58	3.94	10.98
20	3.93	6.40	14.83
25	9.01	10.66	20.72
30	20.09	18.40	30.14
35	45.23	33.30	46.12
40	106.05	64.20	75.31
45	267.75	134.87	133.87



## **Important : \* CAS PARTICULIERS** **(Corrections)**

### **a. Charge centrée inclinée :**

Si  $\delta$  est l'obliquité (inclinaison) la capacité portante sera calculée en utilisant les relations suivantes pour les coefficients  $i_\gamma$ ,  $i_c$  et  $i_q$  :

$$q_u = s_q i_q \gamma \cdot D \cdot N_q(\varphi) + s_c i_c c \cdot N_c + s_\gamma i_\gamma \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

**Avec :**

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'}\right)^2$$

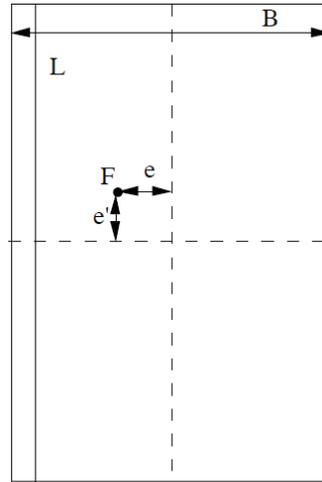
$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

**Ces coefficients ont été établis par Meyerof**

### **b. Charge excentrée:**

Dans le cas d'une charge d'excentrement  $e$  parallèle à  $B$ , on remplace la largeur  $B$  par une valeur réduite  $B'$ :  **$B' = B - 2e$**

Dans le cas d'une charge d'excentrement  $e'$  parallèle à  $L$ , on remplace la largeur  $L$  par une valeur réduite  $L'$ :  **$L' = L - 2e'$**



Charge excentrée (vue en plan)

**c. Forme de la fondation superficielle :**

L'influence de la forme de la fondation peut être prise en compte par l'introduction des coefficients multiplicateurs  $S_q$ ,  $S_c$ ,  $S_\gamma$ .

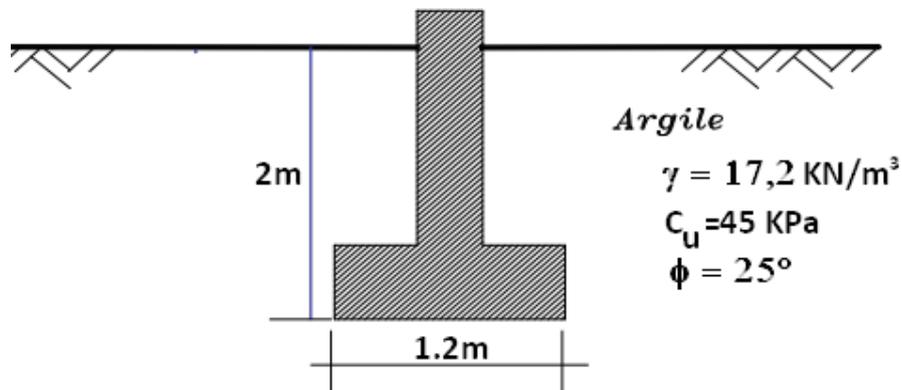
Facteurs de forme		
Forme de la semelle	$S_c, S_q$	$S_\gamma$
Filante	1,0	1,0
Rectangulaire	$1+(B/L)(Nq/Nc)$ ( $<1,2$ )	$1-(0,4B/L)$
Circulaire ou carrée	1,2	0,6

$$q_{ult} = cNc.S_c + \gamma DNq.S_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma.S_\gamma$$

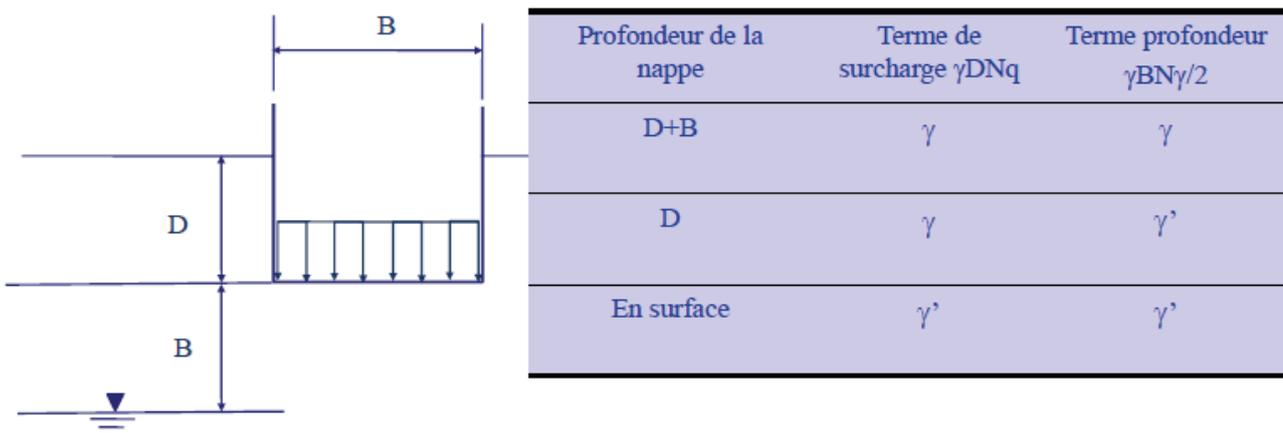
### EXERCICE D'APPLICATION N°01 :

Une semelle filante de 1,2 m de largeur repose sur une argile saturée (sol monocouche).

Calculer la capacité portante admissible de l'argile à court et à long terme en utilisant un coefficient de sécurité égal à 3.

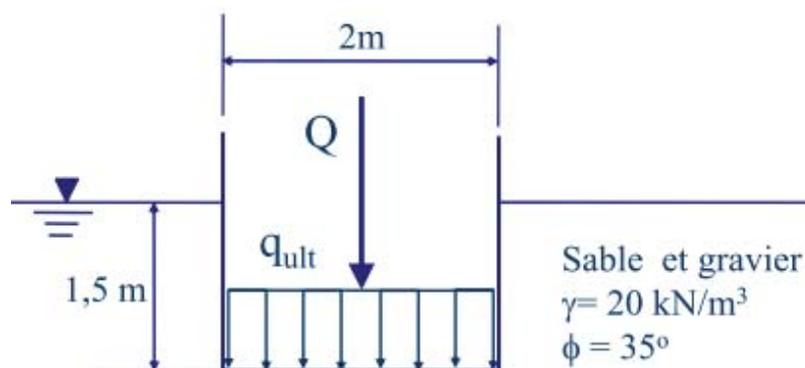


#### d. Présence d'une nappe sur une profondeur Z :



### EXERCICE D'APPLICATION N°02 :

- 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 :

$$q_{ult} = cN_c + \gamma DN_q + \gamma BN_\gamma / 2$$

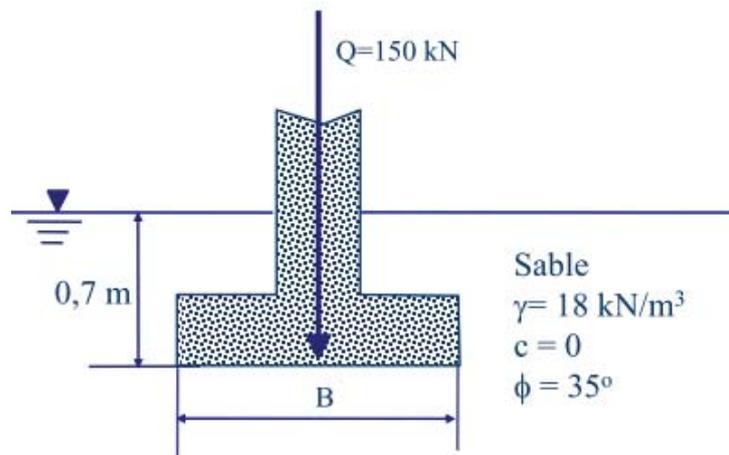
$\phi = 35^\circ$  ---  $N_c = 46$ ;  $N_\gamma = 34$ ;  $N_q = 33$

$$q_{ult} = 0 \cdot 46 + (20 - 10) \cdot 1,5 \cdot 33 + (20 - 10) \cdot 2 \cdot 34 / 2$$
$$= 835 \text{ kPa}$$
$$Q = B \cdot q_{ult}$$
$$= 835 \cdot 2$$
$$= 1670 \text{ kN/m lin}$$

$$q_{ult} = 0 \cdot 46 + (20) \cdot 1,5 \cdot 33 + (20) \cdot 2 \cdot 34 / 2$$
$$= 1670 \text{ kPa}$$
$$Q = B \cdot q_{ult}$$
$$= 1670 \cdot 2$$
$$= 3340 \text{ kN/m lin}$$

## EXERCICE D'APPLICATION N°03 :

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



## Réponse :

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

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

$$S_c = 1,2$$
;  $S_\gamma = 0,6$ ;  $S_q = 1,2$ 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
$$q_{ult} = 221,8 + 81,6B$$

$$q_{ult} = 3 \cdot q_{adm} = 450 / B^2$$
$$221,8 + 81,6B = 450 / B^2$$
$$81,6B^3 + 221,8B^2 - 450 = 0;$$

Par essai et erreur ( $B = 1,25 \rightarrow 55,9$ ;  $B = 1,2 \rightarrow 10,4$ ;  $B = 1,19 \text{ m}$ )

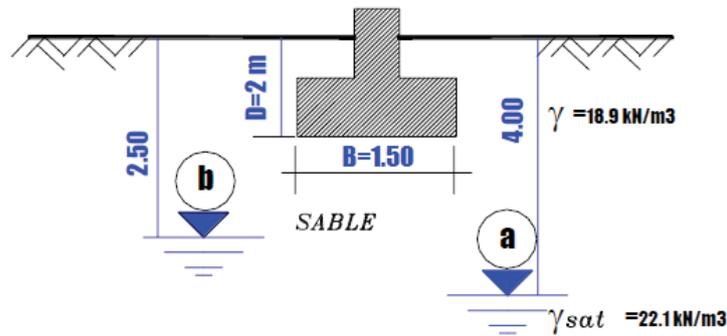
$$Q = B^2 \cdot q_{adm} = 150 \text{ kN}$$

## EXERCICE D'APPLICATION N°04 :

Calculer la capacité portante sous la semelle filante dans les deux cas :

- La nappe est au niveau (a).
- La nappe est au niveau (b).

L'angle de frottement interne du sol est  $30^\circ$



### Réponse :

*Nappe en (a) :*

La nappe phréatique se trouve sous la profondeur d'influence de la semelle

$H_w > (D+B)$  puisque  $4 > (2+1.5)$

Pour  $\phi = 30^\circ \Rightarrow$  abaques 6-1, on a :  $N_\gamma = 18.10$ ,  $N_q = 18.4$ ,  $N_c = 30.00$

Les facteurs de formes pour une semelle filante sont égaux à 1. Pas de facteurs d'inclinaison, ni d'excentricité. D'où :

$$q_{adm} = (q_{net} / F_s) + \gamma \cdot D \text{ telle que } q_{net} = q_1 - \gamma \cdot D \text{ et } F_s = 3$$

$$q_1 = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + (\gamma D) N_q$$

$$q_1 = (1/2 \times 18.9 \times 2 \times 18.1) + (18.9 \times 2 \times 18.4) = 1037.61 \text{ kPa.}$$

$$q_{net} = 1037.61 - (18.9 \times 2) = 999.81 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 999.81/3 + (18.9 \times 2) = 371.07 \text{ kPa}$$

*Nappe en (b) :*

La nappe phréatique se trouve à une profondeur intermédiaire entre la profondeur de la semelle et la profondeur d'influence de la semelle. Il faut alors déjauger le sol dans le terme de surface.

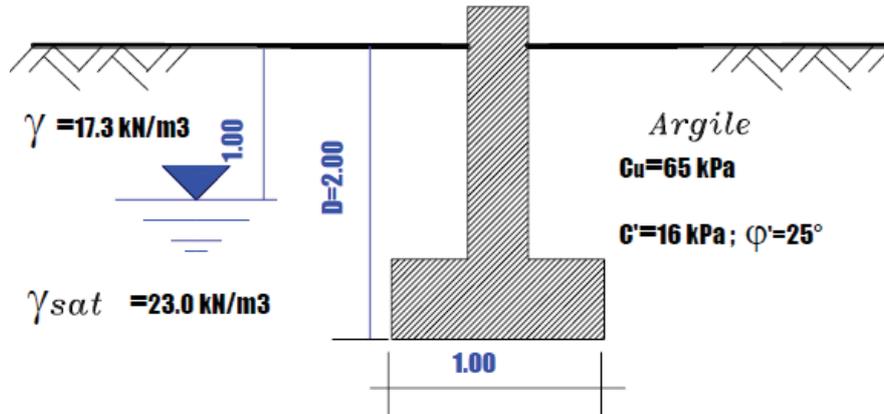
$$q_1 = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + (\gamma D) N_q = 856.60 \text{ kPa}$$

$$q_{net} = 856.6 - 8.9 \times 2 = 838.8 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 297.4 \text{ kPa}$$

## EXERCICE D'APPLICATION N°05 :

Une semelle filante de 1 m de largeur repose sur une argile saturée. Calculer la capacité portante admissible de l'argile à court et à long terme en utilisant un coefficient de sécurité égal à 3.



### Réponse :

A court terme:

$$\phi_u = 0 \Rightarrow \text{abaques 6-1 on a : } N_\gamma = 0, N_q = 1, N_c = 5.14$$

$$q_{adm} = 120.7 \text{ kPa}$$

A Long Terme:

$$\phi' = 25^\circ \Rightarrow \text{abaques 6-1 on a : } N_\gamma = 8.10, N_q = 10.70, N_c = 20.70$$

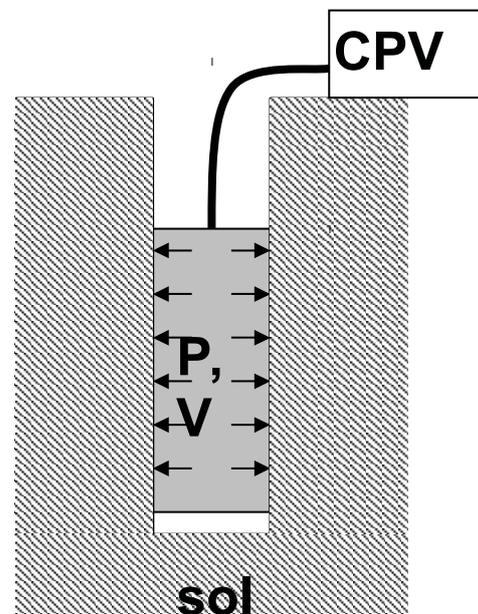
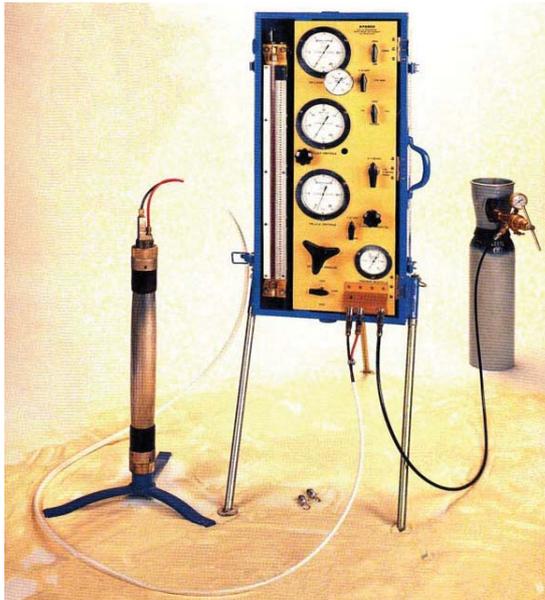
$$q_{adm} = 227.6 \text{ kPa}$$

### V.3. DETERMINATION DE LA CONTRAINTE ULTIME A PARTIR DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES:

#### **a. Principe de l'essai pressiométrique :**

□ Cet essai est normalisé (NF P 94-110-1)

Cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage.



#### ***Important :***

Dans une certaine plage de pression, le sol a un comportement élastique :

Enregistrement du volume de la sonde à l'aide du contrôleur pression-volume CPV

L'essai permet de mesurer deux paramètres du sol en place :

- **$p_l$  : pression limite**
- **$E_m$  : module pressiométrique**

La courbe pressiométrique (volume de la cellule en fonction de la pression dans cette cellule)

obtenue peut être divisée en 3 parties :

- Une première partie où la variation de volume varie de 0 à un point d'inflexion noté  $V_0$ ,

$P_0$ . Cette première partie est généralement interprétée comme une phase de recompression du terrain qui a été décomprimé par l'opération de forage ;

- Une deuxième partie où le volume de la cellule varie linéairement avec la pression. Cette partie est considérée comme une phase élastique ;
- Une troisième partie où le volume de la cellule n'augmente plus linéairement avec la pression. Pour ces pressions, on considère en général que le terrain a atteint la plasticité. Cette partie se "termine" par une évolution très rapide du volume alors que la pression n'augmente plus. Cette pression est appelée pression limite.
- La pression limite est par convention égale à la pression de la sonde pour laquelle le volume de la sonde vaut  $V_s + 2V_1$ ,  $V_s$  étant le volume initial de la sonde :

**On définit également la pression limite nette par :**

$$p_l^* = p_l - p_0$$

Le sol réagit en cisaillement à la sollicitation due à l'expansion de la sonde (théorie des cylindres de Lamé) :

Le module de déformation vaut donc :

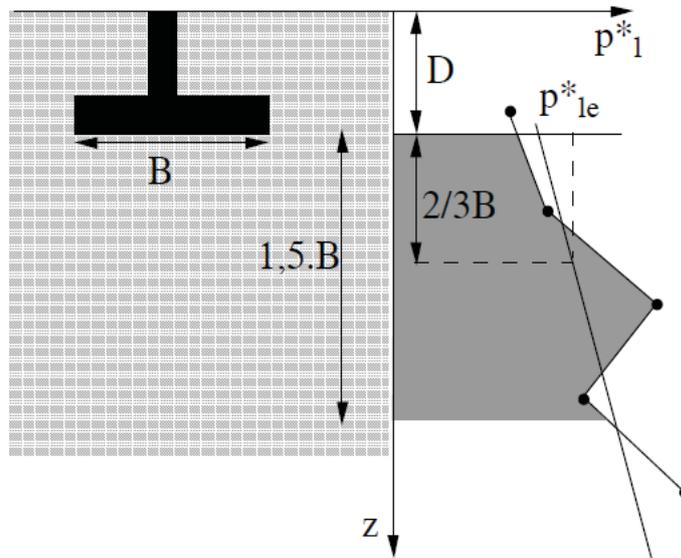
$$E_M = 2(1 + \nu)V \frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1}$$

**Avec :**

- $\nu$  : coefficient de Poisson du sol, pris égal à 0,33 par convention
- $V$  : volume de la cavité au point d'inflexion de la courbe

**b. Notion de pression limite nette équivalente :**

**La pression limite nette équivalente ( $p^*_{le}$ ) est la pression limite équivalente à une profondeur :  $Z = D + 2/3 B$**



**c. Notion d'encastrement équivalent :**

L'encastrement équivalent  $D_e$  est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont en général plus faibles que celle du sol porteur ( $D_e$  est en général inférieur à  $D$ ). Elle est définie par :

$$D_e = \frac{1}{p^*_{le}} \int_0^D p^*_{l1}(z) \cdot dz$$

**d. Capacité portante ultime :**

La contrainte  $q_{ult}$  sous la base d'une fondation (contrainte ultime effective) est calculée par la relation suivante :

$$q'_u = k_p \cdot p^*_{le} + q'_0$$

- $q'_0$  : contrainte **verticale** au niveau de la fondation (avant construction) ;
- $k_p$  : facteur de portance est fonction du type de terrain (Tableau ci après), de la profondeur d'encastrement ( $D_e$ ) et de la forme de la fondation ;
- $p^*_{le}$  : pression limite nette équivalente.

Type de sol	Expression de $k_p$
Argile et limons A, craies A	$0,8 \cdot \left[ 1 + 0,25 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \cdot \left[ 1 + 0,35 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \cdot \left[ 1 + 0,50 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[ 1 + 0,35 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A et graves B	$\left[ 1 + 0,50 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[ 1 + 0,80 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \cdot \left[ 1 + 0,27 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[ 1 + 0,27 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Roches saines	L'utilisation de l'expression précédente est très pessimiste. La réglementation souligne qu'il "convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches"...

## **Important : \* CAS PARTICULIERS**

### **(Corrections)**

#### **a. Charge centrée inclinée :**

Si  $\delta$  est l'obliquité (inclinaison) de la charge en degrés :

- **Pour les sols cohérents (fin = argileux) :**

$$i_{\delta\beta} = \phi_1(\delta) = \left( 1 - \frac{\delta}{90} \right)^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{q_{ult}} \text{ corrigée} = \mathbf{q_{ult}'} \cdot \mathbf{i_{\delta\beta}}$$

- **Pour les sols frottant (granulaire = pulvérulent = sableux) :**

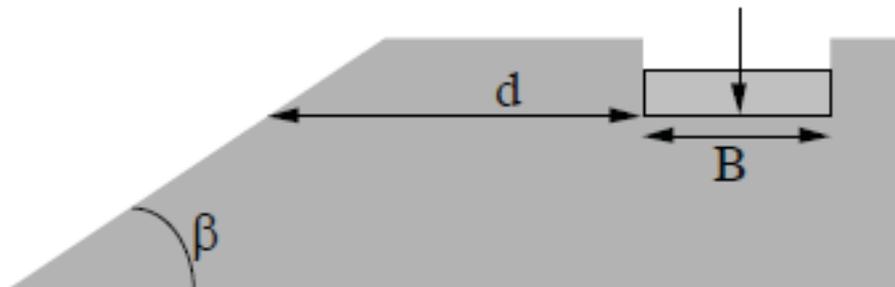
$$i_{\delta} = \phi_2(\delta) = \left( 1 - \frac{\delta}{90} \right)^2 \cdot \left( 1 - e^{-D_e/B} \right) + \left[ \max \left\{ \left( 1 - \frac{\delta}{45} \right); 0 \right\} \right]^2 \cdot e^{-D_e/B}$$

$$\Rightarrow \mathbf{q_{ult}} \text{ corrigée} = \mathbf{q_{ult}'} \cdot \mathbf{i_{\delta}}$$

**b. Charge en crête de talus :**

**Si :**

- B : est la largeur de la fondation
- d : la distance horizontale entre l'arête aval de la fondation et le talus
- $\beta$  : est la pente du talus
- $\delta$  : obliquité (inclinaison) de la charge en degré



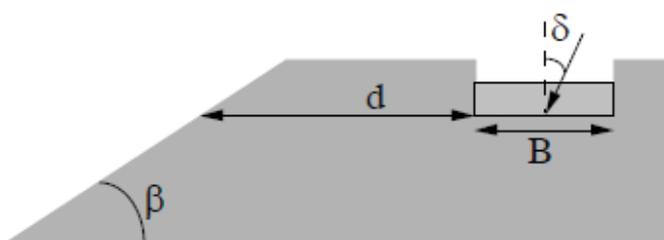
Pour un encastrement nul compte tenu de données expérimentales il est proposé d'appliquer un facteur correctif :

$$i_{\beta} = \psi\left(\beta, \frac{d}{B}\right) = 1 - 0,9 \cdot \operatorname{tg}\beta \cdot (2 - \operatorname{tg}\beta) \left[ \max\left\{\left(1 - \frac{d}{8B}\right); 0\right\} \right]^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{q_{ult} \text{ corrigée} = q_{ult}' \cdot i_{\beta}}$$

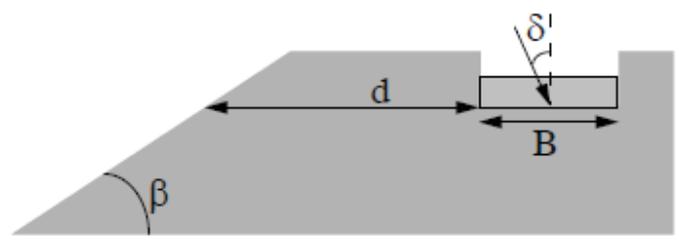
**c. Charge en crête de talus soumise à une charge centrée et inclinée :**

On distingue 2 cas suivant que l'inclinaison de la charge est dirigée vers l'intérieur ou l'extérieur du talus :



$$i_{\varphi\beta} = \phi_2(\delta + \beta)$$

**1<sup>er</sup> cas: charge inclinée au sens du talus**



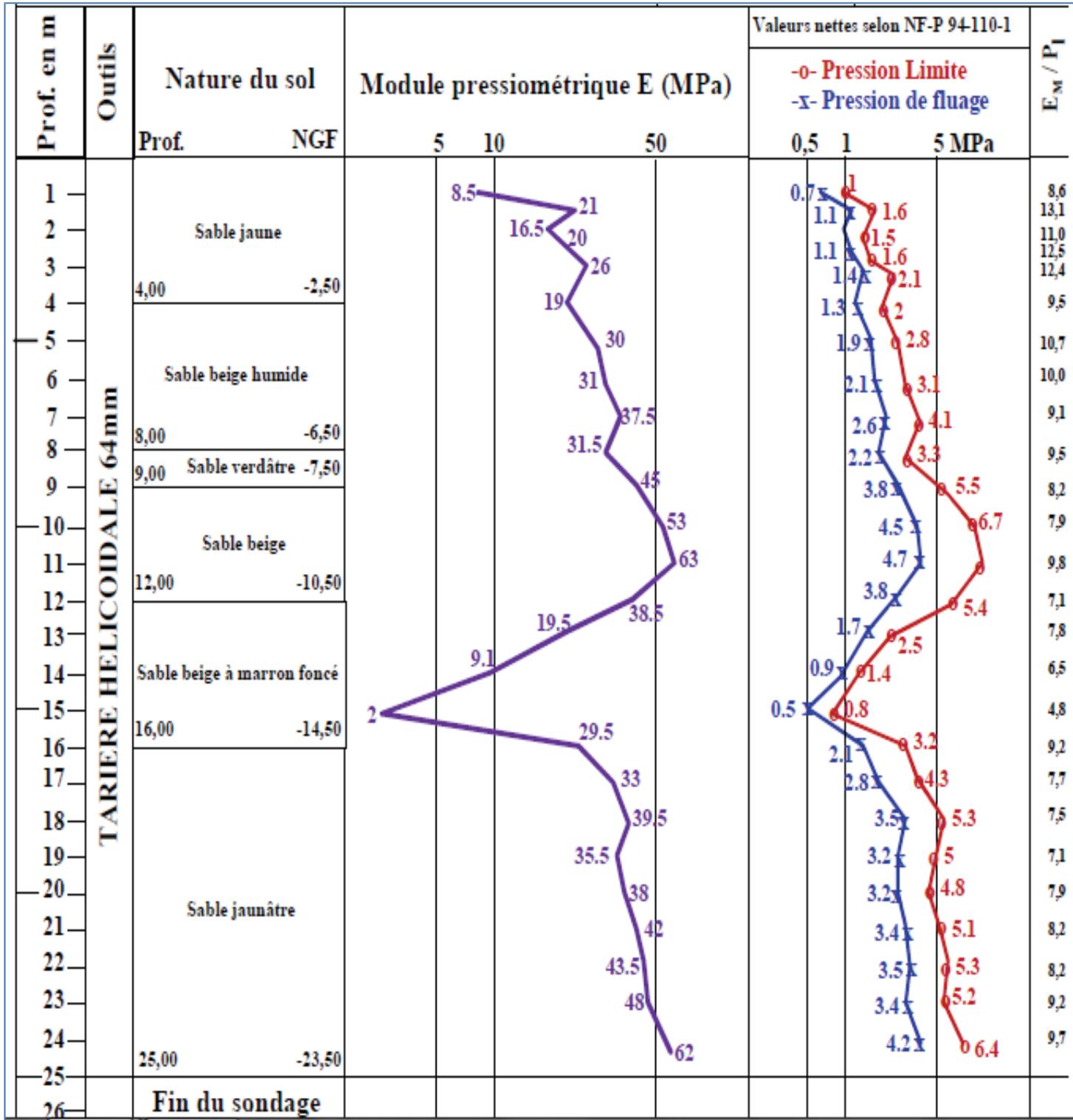
$$i_{\varphi\beta} = \phi_2(\beta - \delta')$$

**2<sup>eme</sup> cas: charge**

**inclinée au sens opposé du talus**

## EXERCICE D'APPLICATION N°06 :

Calculer la capacité portante admissible pour une fondation filante  $B \times L = 1,8 \times 10$  encastrée à une profondeur de 05 m.



## **EXERCICE D'APPLICATION N°07 :**

### **EXPRESSION DES RESULTATS:**

<b>Profondeur (m)</b>	<b>Pression de fluage (<math>P_f</math> bars)</b>	<b>Pression limite (<math>P_l</math> en bars)</b>	<b>Module pressiométrique (<math>E</math> en bars)</b>	<b>Rapport <math>E/P_l</math></b>
1,5	1,5	1,82	3,66	
3	3	9,65	17,58	
4,5	4,5	13,33	24,84	
6	6	21,97	34,43	
8	8	24,11	34,59	
10	10	24,39	34,3	

Calculer la capacité portante admissible pour une fondation rectangulaire  $B \times L = 1,4 \times 1,2$  encastrée à une profondeur de 3 m.

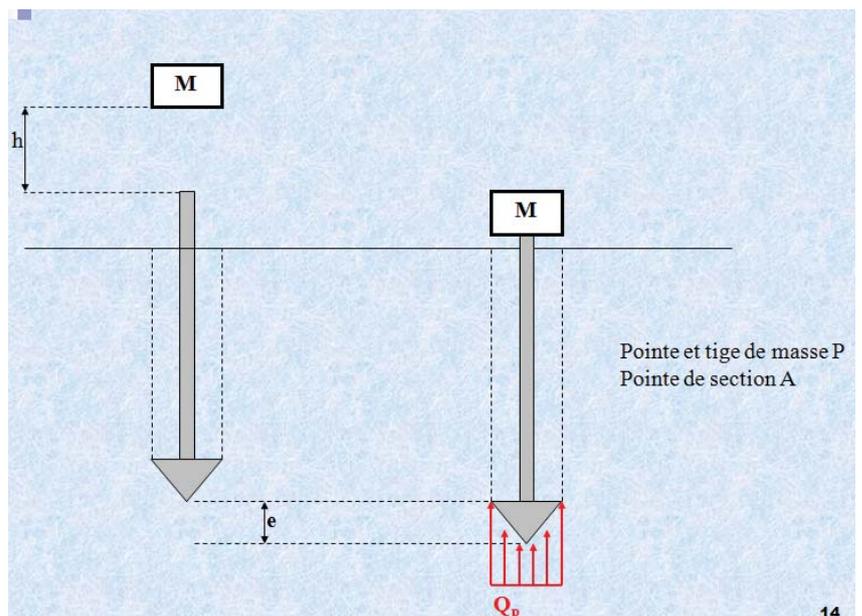
## V.4. DETERMINATION DE LA CONTRAINTE ULTIME (DE RUPTURE) A PARTIR DES ESSAIS PENETROMETRIQUE :

### **a. Principe de l'essai pénétrométrique**

#### **▪ Cet essai est normalisé (NF P 94-115)**

L'essai consiste à enfoncer l'ensemble la pointe dans les terrains et les essais pénétrométriques permettent de déterminer une résistance limite du sol. Il existe deux types de pénétromètres : les pénétromètres statiques qui sont enfoncés dans les terrains à vitesse lente et régulière et les pénétromètres dynamiques qui sont enfoncés par battage.

Ce qui suit concerne le pénétromètre statique. Cet essai permet de mesurer la résistance en pointe  $q_c$  en fonction de la profondeur.



	Désignation		Symbole	Unité	Valeur	Tolérance d'utilisation
Mouton	Masse		m	kg	64	0 - 0,7
	Hauteur de chute		H	m	0,75	± 0,02
	Élancement - Rapport longueur sur largeur $D_m$ du mouton		—	—	1 à 2	—
	Cadence de battage		—	Coups/min	15 à 30	—
Enclume	Diamètre		—	cm	< 0,5 $D_m$ > 10	—
	Masse	Enclume seule	—	kg	10 à 15	—
		Enclume et guidage solidarisés	—	kg	≤ 25	—
Tiges	Longueur		—	m	1 à 2	± 0,1 %
	Masse		—	kg/m	≤ 8,5	—
	Diamètre		$d_t$	mm	34	± 2,5
Pointe	Aire de la section droite		A	cm <sup>2</sup>	20	—
	Diamètre extérieur		d	mm	50,5	± 0,5
	Longueur de la partie cylindrique		$l_1$	mm	50,5	+ 0,5 - 5
	Longueur de la partie conique		$l_2$	mm	25	+ 0,5 - 2,0
	Longueur de la partie tronconique si la pointe est récupérable		$l_3$	mm	≤ 50,5	—

**On détermine la résistance de pointe dynamique à partir de la formule des Hollandais :**

$$q_d = \frac{M}{e \cdot (M+P)} \frac{Mgh}{A}$$

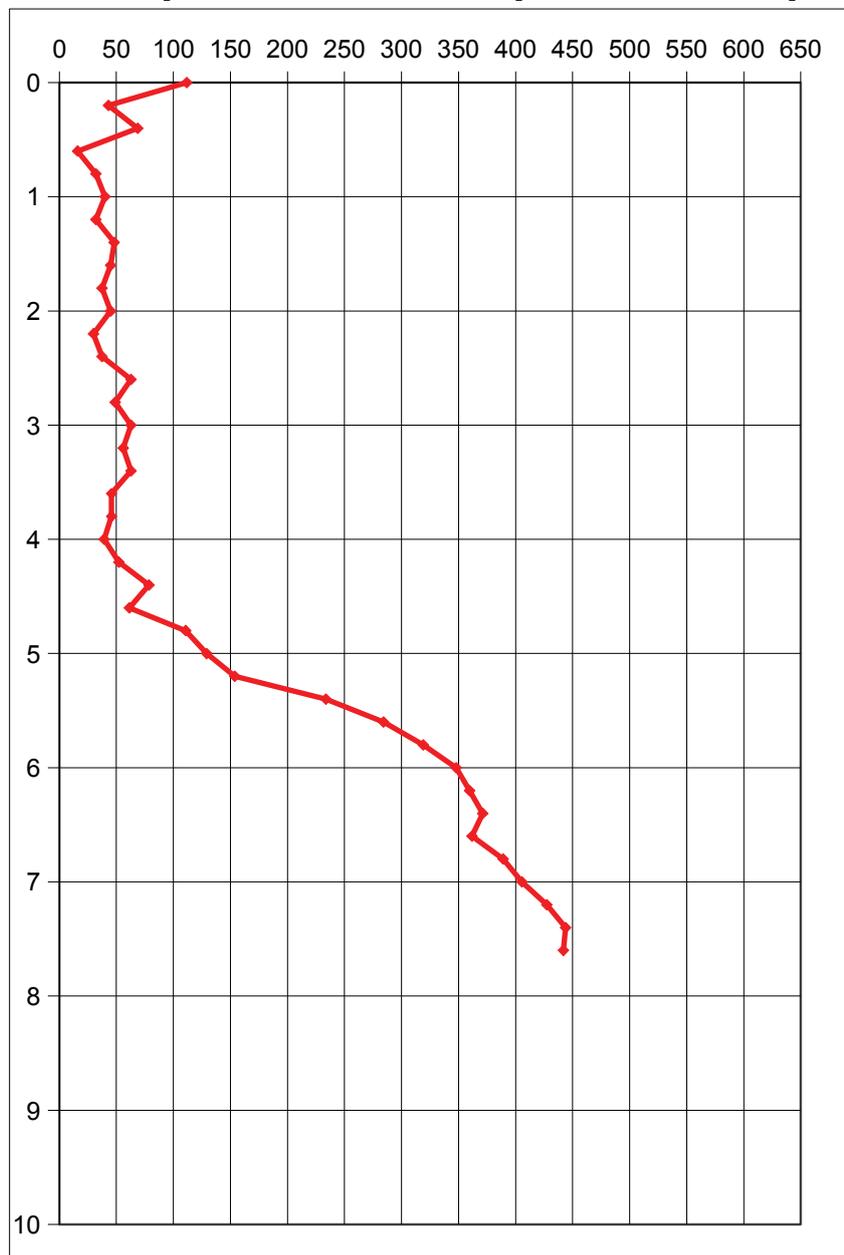
$$q_{ult} = k_c \cdot q_d + q_0$$

**Avec :**

- $q_{ult}$  : contrainte à la rupture (ultime) sous la base de la fondation ;
- $q_0$  : contrainte verticale effective au niveau de la base de la fondation, en faisant abstraction de celle ci ;
- $q_d$  : résistance de pointe équivalente ;
- $k_c$  : facteur de portance.

Type de sol	Expression de $k_c$
Argile et limons	$0,32 \cdot \left[ 1 + 0,35 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$0,14 \cdot \left[ 1 + 0,35 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A et graves B	$0,11 \cdot \left[ 1 + 0,50 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$0,08 \cdot \left[ 1 + 0,80 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B	$0,17 \cdot \left[ 1 + 0,27 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

### Exemple d'une mesure pénétrométrique



## EXERCICE D'APPLICATION N°07 :

Prof (m)	Nbre coups	Résistance de pointe dynamique
0,20	2	
0,40	6	
0,60	6	
0,80	12	
<b>1,00</b>	21	
1,20	32	
1,40	38	
1,60	45	
1,80	48	
<b>2,00</b>	51	
2,20	60	
2,40	69	
2,60	70	
2,80	71	
<b>3,00</b>	74	

Prenant les données suivantes (Pénétration type B) :

$H = 75 \text{ cm}$ ,  $M = 64 \text{ Kg}$ ,  $m_{\text{tige}} = 6,3 \text{ Kg}$ ,  $m_{\text{enclume}} = 07 \text{ Kg}$ ,  $A = 20 \text{ cm}^2$

**Calculer la contrainte à la rupture (ultime) sous la base de la fondation**

## VI. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE MOBILISATION DU SOL :

- **NF P 94-261 : Norme de justification des fondations superficielles**

### Important :

**Les ELU de mobilisation de la capacité portante sont déterminés par rapport aux combinaisons fondamentales d'actions et aux combinaisons accidentelles. Il faut vérifier :**

#### a. La contrainte de référence :

$$q_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_R} (q_u - q_0) \cdot i_{\delta\beta} + q_0$$

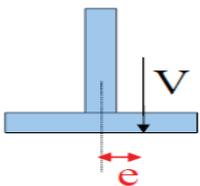
- $q_u$  : résistance ultime
- $q_0$  : contrainte verticale effective au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de la fondation
- $i_{\delta\beta}$  : coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison et de la géométrie de la fondation (Ce coefficient est égal à 1 pour une charge verticale centrée, un terrain homogène isotrope et horizontal).

Résistance	Symbole	Ensemble		
		R1	R2	R3
Portance	$\gamma_{Rv}$	1,0	1,4	1,0
Glissement	$\gamma_{Rh}$	1,0	1,1	1,0

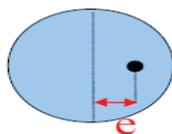
#### **Facteurs $\gamma_R$ pour une fondation superficielle**

#### b. Limitation de l'excentrement :

Les vérifications concernent **directement la valeur de e**, en fonction de la forme de la fondation:



$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15}$$



$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{3}{40}$$



$$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$$

#### **Précautions spéciales pour**

- **$e > B/3$  (semelle filante)**
- **$e > 3R/5$  (semelle circulaire)**

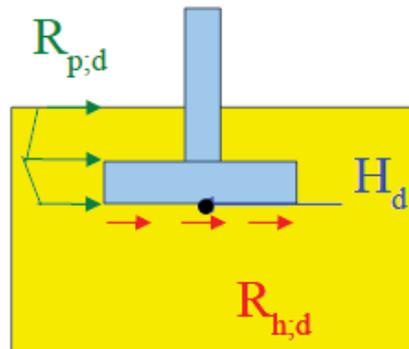
**c. ELU de glissement :**

- L'inégalité à vérifier est la suivante :

$$H_d \leq \frac{V_d \cdot \tan(\phi')}{1,2} + \frac{c' \cdot A'}{1,5}$$

Où :

- $H_d$  et  $V_d$  sont les efforts horizontal et vertical calculés aux combinaisons ELU fondamentales et accidentelles,
- $A'$  est l'aire de la surface comprimée

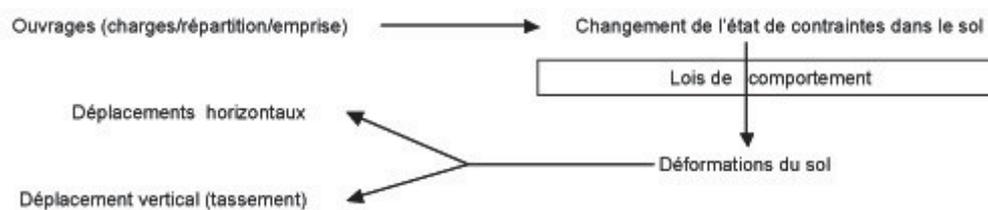


## VII. TASSEMENTS - GENERALITES

Dans le cas général, les déformations du sol sont de nature tridimensionnelle, on distinguera classiquement :

- la composante verticale : tassement ;
- les composantes horizontales : déplacements horizontaux.

En principe, le calcul des déplacements en chaque point d'un massif de sol est possible si l'on connaît les caractéristiques du chargement (ou du déchargement) et les lois de comportement du sol. Le schéma ci-dessous présente ce cadre général.



Dans la pratique, les calculs sont réalisés d'une manière approchée, compte-tenu de la complexité du comportement des sols. Dans de nombreux problèmes, la surface du sol est horizontale, les charges appliquées verticales et si la largeur de la surface chargée est importante par rapport à la hauteur de la couche déformable, la majorité des déformations sont verticales, il s'agit de tassements.

D'une manière générale, pour aborder ce problème, on distingue d'une part les déformations totales : amplitude du tassement, et d'autre part la cinétique du phénomène : vitesse de déformations du sol. L'amplitude des tassements est fonction de la contrainte appliquée, de l'épaisseur de la couche considérée et de la « déformabilité » du sol. La vitesse du tassement est liée à la capacité du sol à s'adapter à un nouvel état de contraintes : dans le cas des sols saturés, cette capacité de réadaptation est fonction de la perméabilité du sol mais également des conditions de drainage de la couche de sol considérée.

On décompose le tassement en général en 3 phases :

- tassement immédiat ;
- tassement de consolidation ;
- tassement secondaire.

Le tassement immédiat peut en principe se calculer à partir du module d'Young et du coefficient de Poisson.

Le tassement de consolidation est calculé en utilisant la théorie de la consolidation (paragraphe 8.6) proposée par Terzaghi dans laquelle intervient la perméabilité du sol, les conditions de drainage et le temps : il s'agit de décrire, en fonction du temps, la dissipation des excès de pression interstitielle générés par les chargements, accompagnée du départ d'une partie de l'eau interstitielle du sol.

Le tassement secondaire qualifié souvent de consolidation (ou de compression) secondaire fait également intervenir le temps : il suppose que les excès de pression interstitielle générés par les chargements sont dissipés et il se produit à contrainte effective constante : il s'agit d'un fluage.

## VII.1. DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX DE LABORATOIRE POUR L'ETUDE DES TASSEMENTS : PRINCIPES

Le dispositif le plus courant est de type oedométrique dans lequel une éprouvette cylindrique de sol ne peut subir que des déformations verticales, ce qui correspond à une condition  $K_0$ .

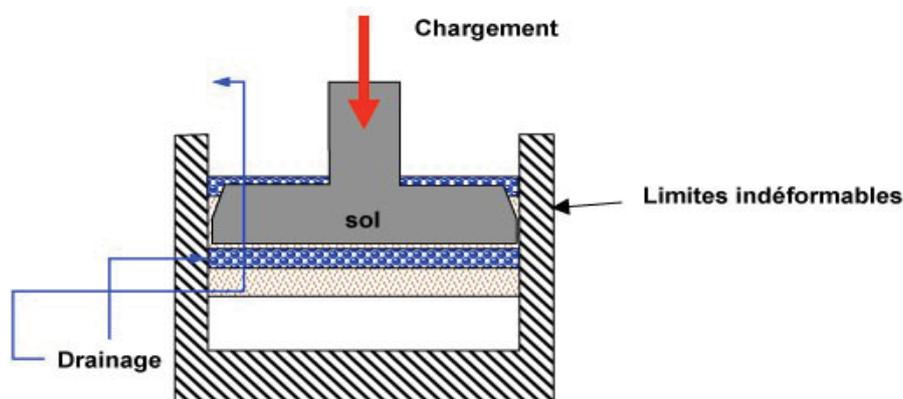
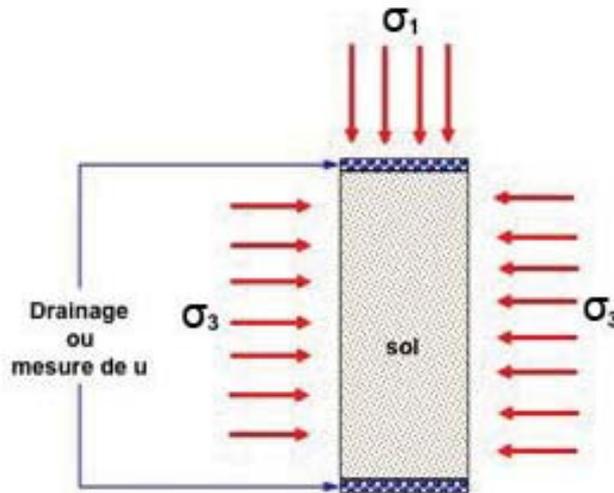


Figure 8.1a : Principe de l'oedomètre

On peut également se servir des appareils dit triaxiaux, tels que ceux utilisés pour les mesures de résistance au cisaillement (chapitre 9), dans lesquels on

impose à une éprouvette cylindrique élancée une contrainte axiale  $\sigma_a$  et une contrainte radiale  $\sigma_r$  (fig. 8.1b). Avec ce dernier appareil, plusieurs types de chemins de contraintes peuvent être imposés.



La figure ci avant montre d'une part, le chemin oedométrique (A) et d'autre part, des chemins de principe (B, C) pouvant être réalisés à l'appareil triaxial. Les deux familles d'appareils peuvent être équipées de dispositifs de drainage ou de contrôle ou de mesure des pressions interstitielles, de manière à pouvoir connaître les contraintes effectives.

## VII.2. EVALUATION DES TASSEMENTS A PARTIR DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES :

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur  $B$ . Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$S_f(10 \text{ ans}) = S_c + S_d$$

- $S_f$  tassement final
- $S_c$  tassement sphérique
- $S_d$  tassement déviatorique

<ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>s_c = (q - \sigma_v)\lambda_c B \alpha / (9E_c)</math> : le tassement volumique ;</li> <li>- <math>s_d = 2(q - \sigma_v)B_0 \frac{\left(\frac{\lambda_d B}{B_0}\right)^\alpha}{9E_d}</math> : le tassement déviatorique.</li> </ul>
--

- $q$  : contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation

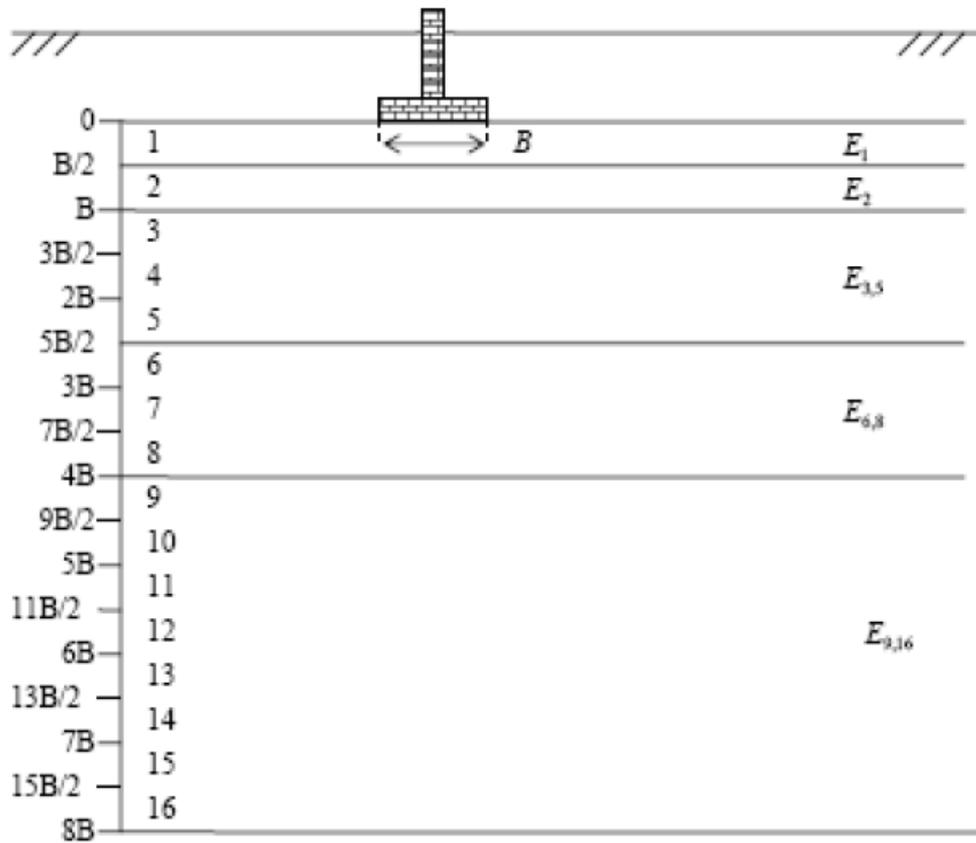
- $\delta_v$  : contrainte verticale effective calculée dans la configuration avant travaux au niveau de la fondation
- $B_0$  : largeur de référence égale à 0,60 m
- $B$  : largeur de la fondation
- $\alpha$  : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	$\alpha$	$E/p_1$	$\alpha$	$E/p_1$	$\alpha$	$E/p_1$	$\alpha$	$E/p_1$	$\alpha$		$\alpha$
surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
normalement consolidé ou normalment serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
										Très altéré	2/3

- $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  coefficients de forme fonction du rapport L/B

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

- $E_c$ : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ;  **$E_c = E_1$**
- $E_d$  : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.



$E_d$  est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}}$$

### VII.3. CALCUL DU TASSEMENT EN UTILISANT LES RESULTATS DE L'ESSAI OEDOMETRIQUE :

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu soed . Le calcul du tassement avec la méthode oedométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène déjà présentée dans le chapitre consolidation des sols (cours mécanique des sols I) :

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[ C_s \cdot \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right]$$