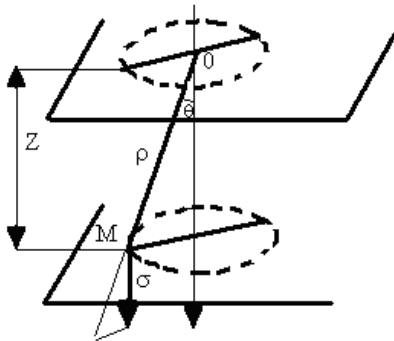


# COMPRESSIBILITE DES SOLS

## 1. - CALCUL DES CONTRAINTES AU SEIN D'UN MASSIF

### 1.1. - Cas des charges ponctuelles

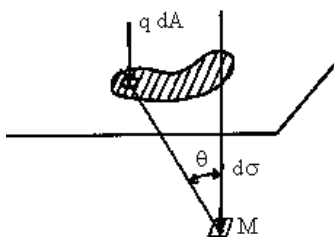


Pour déterminer les contraintes au sein du massif, on utilise les résultats de Boussinesq sur la déformation élastique d'un milieu non pesant, isotrope, homogène, limité à sa partie supérieure par un plan horizontal illimité et soumis à l'action d'une force verticale isolée  $P$ . Boussinesq a démontré que, dans ce cas, la contrainte qui s'exerce sur une facette horizontale centrée en  $M$  passe par le point d'application  $O$  de la force  $P$ . La composante normale de cette contrainte a pour valeur :  $\sigma = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \cos^5 \theta$

En posant  $\rho = OM$  et  $\cos^5 \theta = \frac{z}{\rho}$  alors  $\sigma = \frac{3P \cdot z^3}{2\pi \cdot \rho^5}$

On remarque donc que les courbes d'égalité pression verticale ont pour équation  $\frac{z^5}{\rho^5} = cte$ . Ces courbes ont l'allure de bulles. D'autre part, ces expressions sont indépendantes des constantes élastiques du milieu : module d'Young et coefficient de Poisson. A une certaine profondeur, la distribution de la composante normale  $\sigma$  sur un plan horizontal se fait suivant une courbe de Gauss, alors qu'auparavant on estimait cette répartition comme étant uniforme sur un cône d'angle au sommet  $90^\circ$ .

### 1.2. - Cas des charges uniformément réparties



Dans ce cas, il faut utiliser les procédés d'intégration. Chaque élément d'aire  $dA$  porte une charge équivalente à une force concentrée  $q \cdot dA$  ( $q$  : densité de chargement) et engendre en  $M$  une pression verticale  $d\sigma$ .

$$d\sigma = \frac{3 \cdot q \cdot dA}{2\pi \cdot z^2} \cos^5 \theta \text{ alors } \sigma = \frac{3}{2\pi \cdot z^2} \int q \cdot \cos^5 \cdot dA$$

Nous verrons dans quelques cas particuliers, la valeur de cette contrainte  $\sigma$ .

## 2. - ETUDE DU TASSEMENT

### 2.1. - Généralités et définitions

Lorsqu'un massif de sol est chargé, les contraintes qui se développent en son sein provoquent des déformations. La somme de ces déformations permet d'avoir le déplacement des limites du massif. La plupart du temps, les charges appliquées sont verticales et la surface du sol proche de l'horizontale. Les déplacements verticaux à la surface du sol sont prépondérants et ont des répercussions possibles sur les structures reposant sur le sol. Ces déplacements verticaux sont appelés **tassements**. Si on connaît la loi de comportement du sol, on peut connaître les contraintes et les déformations en tout point. On peut en déduire les tassements. Mais cette loi est inconnue. On peut sans trop d'erreur, utiliser la théorie de l'élasticité, comme nous venons de le voir pour le calcul des contraintes verticales, puisqu'elles ne dépendent pas des caractéristiques élastiques ; module d'Young et

coefficient de poisson. Mais cette théorie n'est pas applicable pour le calcul des tassements. On peut alors utiliser plusieurs méthodes :

- Détermination en laboratoire du tassement relatif d'un échantillon "intact" du sol :  $\frac{\Delta h}{h}$  ( $h$  : hauteur,  $\Delta h$  : tassement). Le tassement relatif du sol étant supposé identique à celui de l'échantillon.
- Détermination d'un module de déformation par un essai de chargement en place : essai pressiométrique.
- Applications de formule empiriques, à partir de certains essais en place : essai de chargement à la plaque, pénétromètre.

## 2.2. - Généralités sur le processus du tassement dans le cas des sols grenus et des sols fins :

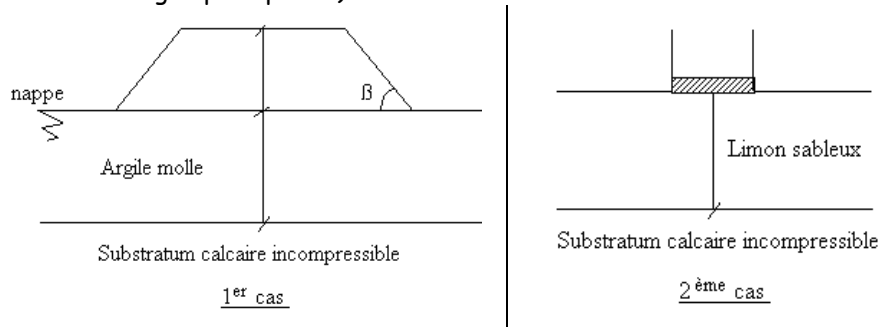
**a) Sol grenu** : Prenons comme exemple un sable propre perméable. S'il est sec ou partiellement saturé, les contraintes appliquées provoqueront un réarrangement des grains tendant à diminuer l'indice des vides. Il s'ensuivra un tassement qui se produira immédiatement après l'application de la charge. S'il est saturé, la pression de l'eau interstitielle créée par les charges appliquées se dissipe immédiatement et le même processus s'établit. Notons que le phénomène ne fait pas intervenir le temps.

**b) Sol fin** : Choisissons pour exemple, une argile imperméable saturé. D'après la théorie de la consolidation (voir les propriétés hydrauliques), les contraintes appliquées sont entièrement encaissées par l'eau interstitielle. Ce n'est que lentement que ces contraintes se transmettent au squelette solide, produisant petit à petit un tassement. Dans ce cas seulement, le temps intervient.

On voit donc que tout système de contraintes appliqué en un point d'un massif de sol se décompose :

- en un **tenseur sphérique** : les tassements correspondant seront dus au phénomène de consolidation ;
- en un **déviateur** : les tassements correspondant seront dus aux contraintes de cisaillement.

Dans le premier cas, on utilisera pour l'étude des tassements la méthode oedométrique (ex. remblai large sur une couche d'argile peu épaisse).



Dans le 2nd Cas, on utilisera la méthode pressiométrique (ex : semelle isolée carrée sur limon sableux, avec ou sans nappe).

## 3. - ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

### 3.1. - Généralités

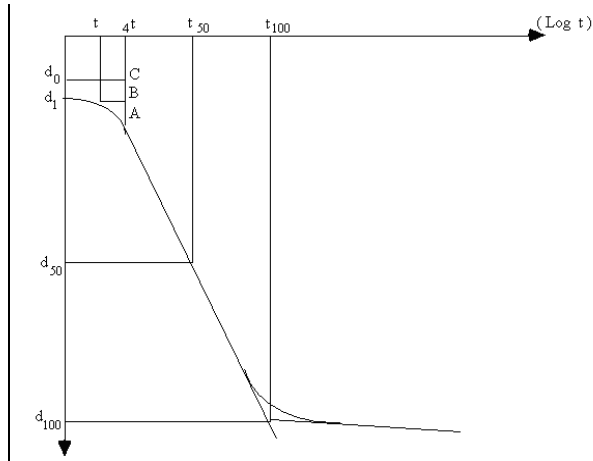
Pour étudier le tassement d'une couche d'argile théoriquement infinie en (donc pratiquement de dimensions suffisantes) et chargée quasi-uniformément par une contrainte verticale, on commence par extraire de la couche, par des moyens de sondages appropriés, un échantillon aussi "intact" que possible (c'est-à-dire ayant conservé ses propriétés mécaniques). On utilise alors un appareil comprenant un moule cylindrique (oedomètre de Terzaghi) de 7 cm de  $\varnothing$  intérieur et généralement l'échantillon a une hauteur de 12 ou 24 mm. Deux pierres poreuses permettent de drainer et évacuer l'eau qui est expulsée au cours de l'essai, car pour les argiles on opère le plus souvent sur des échantillons saturés afin d'éliminer l'influence des forces capillaires. On applique sur le piston une charge afin d'éliminer l'influence des forces capillaires. On applique sur le piston une charge croissante et on observe les déformations.

### 3.2.- Courbes tassement - temps pour une charge donnée

L'échantillon étant mis en place, on applique sur le piston, une première charge jusqu'à consolidation complète (généralement 24h), puis ensuite  $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$ . En général les laboratoires ont l'habitude de doubler la charge toutes les 2'h même si le tassement n'est pas stabilisé. Pour chaque charge, on trace la courbe tassement-temps, le tassement étant mesuré par des comparateurs au 1/100 mm. L'exploitation des résultats conduit à déterminer le coefficient de consolidation ( $C_v$ ) par l'une des deux méthodes suivantes.

#### 3.2.1.- Méthode de Casagrande

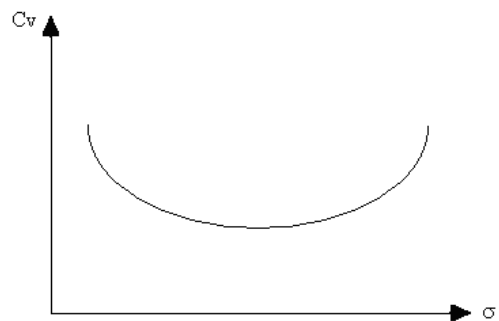
Si on porte les tassements (indications du comparateur) en fonction du logarithme du temps, la courbe présente 2 parties linéaires dont l'intersection marque pratiquement la fin de la consolidation ( $t_{100}$  :  $\Delta u = 0$ ). Pour  $t > t_{100}$  le sol continue à tasser légèrement bien que  $\Delta u = 0$  : c'est la compression secondaire.



Il faut déterminer le début de la consolidation  $d_0$  qui n'apparaît pas directement sur la courbe puisque la mise en place de l'appareil entraîne un tassement immédiat  $d_1$ . Or on admet que pour un tassement inférieur à 50%, il varie linéairement avec  $\sqrt{t}$ . On peut utiliser les propriétés de la parabole. Si on prend un temps  $t$  assez petit, le tassement entre 0 et  $t$  est le même qu'entre  $t$  et  $4t$ . Sur la figure, BA représente le tassement entre  $t$  et  $4t$ . Si on veut déterminer les variations du coefficient de consolidation  $C_v$  avec la charge, il faut tenir compte des observations suivantes :

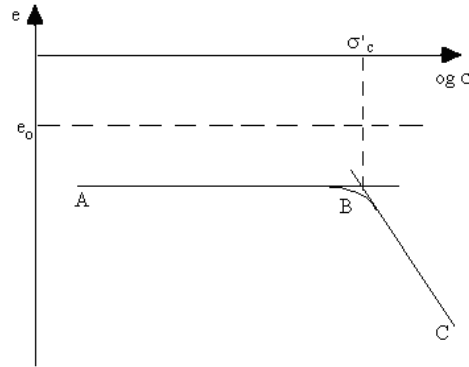
- Pendant le premier palier de chargement  $\sigma_1$ , la pression moyenne effective pendant la consolidation est  $\sigma'_1 = \frac{\sigma_1}{2}$  et le coefficient de consolidation est  $C_{v1}$ .
- Pendant le deuxième palier, nous aurons  $\sigma_1 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$  et la pression moyenne devient  $\sigma'_2 = \sigma_1 + \frac{\sigma_1}{2}$  et le coefficient de consolidation est  $C_{v2}$ .

Si on trace la courbe de variation de  $C_v$  en fonction de la pression moyenne effective, nous obtenons un arc d'aspect parabolique : (ceci afin de pouvoir choisir par la suite la valeur de  $C_v$  qui correspond au système de charges appliqué à la couche de sol compressible dont on veut étudier le tassement).



### 3.3.- Courbe tassement final/charge

Sur un diagramme semi-logarithmique, on porte l'indice des vides de l'échantillon après le tassement final obtenu pour chaque charge ( $\Delta h_f = d_f - d_0$ ) en fonction de la contrainte appliquée qui est effective en fin de consolidation ( $u = 0$ ). Notons que ce tassement final comporte le tassement immédiat, le tassement de consolidation et une partie du tassement secondaire.



La courbe obtenue comporte une première partie droite AB légèrement au-dessous de  $e_0$ , l'indice des vides initial, et une deuxième partie droite BC. La pression de préconsolidation  $\sigma'_c$  correspond sensiblement à l'intersection des 2 droites. Elle représente la plus grande contrainte effective qu'a pu subir le sol au cours de son histoire. Ce qui signifie que puisque le sol tasse pour  $\sigma' < \sigma'_c$ , celui-ci garde "en mémoire" une partie de son histoire. La pente BC qu'on appelle **indice de compression** est donnée par :

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')}$$

Dans cette relation  $e$  et  $\sigma'$  caractérisent l'état initial. Si on applique une surcharge  $\Delta \sigma'$ , l'échantillon est alors soumis à une pression  $\sigma'_1 = \sigma' + \Delta \sigma'$  et l'indice des vides  $e_1$  peut s'écrire :

$$e_1 = e - C_c \log \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'} \right)$$

Cette relation permet de calculer le module oedométrique  $E'$  donné par :

$$\frac{\Delta \sigma'}{E'} = -\frac{\Delta h}{h}$$

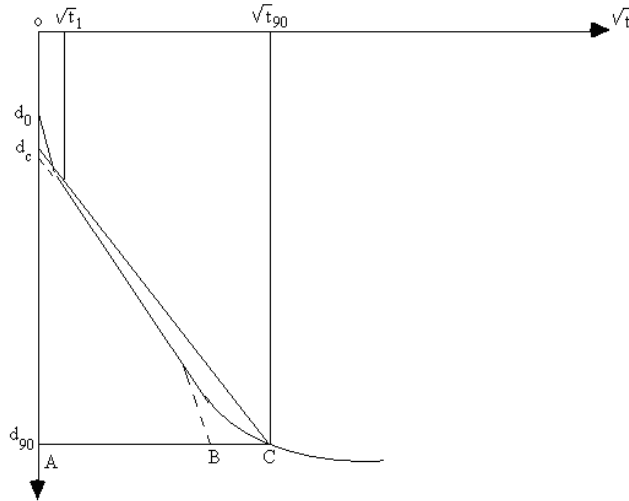
On porte alors  $C$  tel que  $BC = BA$  puis de  $C$ , on mène une parallèle à l'axe des temps. On obtient  $d_0$  correspondant à  $t = 0$ . Le tassement de consolidation est donc  $(d_{100} - d_0)$ .  $d_{50} = \frac{d_{100} - d_0}{2}$ . On en déduit

que  $t_{50} = \frac{T_v(50) \cdot H^2}{C_v}$  qui sera le temps nécessaire pour avoir 50% de consolidation.

Dans cette formule,  $H$  représente la demi-hauteur de l'échantillon et  $T_v$  est un facteur temps fonction du degré de consolidation.  $T_v(50) = 0,197$ .

### 3.2.2.- Méthode de Taylor

Si on porte les tassements en fonction de la racine carrée du temps, la première partie de la courbe, compte tenu de la loi  $\Delta h = A \cdot \sqrt{t}$ , devrait être une droite. Or on obtient cette droite qu'au bout du temps  $t_1$ . Celle-ci coupe l'axe en  $d_c$ . La différence  $d_c - d_0$  entre les lectures faites entre le temps  $t = 0$  et le début de la consolidation, constitue le tassement immédiat, résultat de la dissolution éventuelle des gaz occlus dans l'eau mise en pression. Le zéro du tassement de consolidation correspond donc en fait à  $d_c$ . Cherchons le point  $d_{90}$  correspondant à 90% de consolidation ; c'est le point C de la courbe.



Soit EB la droite d'équation  $\Delta h = A \cdot \sqrt{t}$ . Terzaghi a montré que si U représente le degré de consolidation, on peut déterminer le facteur  $T_v$  :

$$\text{Si } U \leq 50\% \quad T_v = \frac{\pi U^2}{4} \quad \text{Si } U > 50\% \quad T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U)$$

Sur la figure la distance AB est égale à  $\sqrt{t_{90}} = \frac{\Delta h_{90}}{A}$ . Or la valeur de A est  $A = 2\Delta h_{\infty} \sqrt{\frac{C_v}{H^2} \cdot \frac{1}{\pi}}$ . Si on joint EC, on aura  $AC = k \cdot AB$ . On peut remplacer AC et AB par leur valeur connaissant la valeur de  $T_v(90) = 0,848$ . Ceci permet de calculer le coefficient k ; on en déduit que  $k = 1,15$ . Il suffit donc à partir de E de mener une droite dont la pente est 1,15 fois celle de EB. Elle coupe la courbe expérimentale en C qui correspond à  $t_{90}$ .

$$C_v = \frac{T_{v(90)} \cdot H^2}{t_{90}}$$

- \* Pour les limons  $C_v$  est de l'ordre de  $10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$
- \* Pour les argiles limoneuses  $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$
- \* Pour les tourbes, vases, argiles  $10^{-4}$  à  $10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

On en supposant que les grains sont incompressibles et que le tassement résulte uniquement d'un réarrangement des grains, on écrira que le volume des grains de l'échantillon est resté constant ; ce volume par unité de surface a pour expression :  $V = \frac{h}{1+e}$ . Par suite :  $\frac{h}{1+e} = \frac{h+\Delta h}{1+e+\Delta e}$  soit, après

simplification  $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1+e}$

$$\frac{\Delta \sigma'}{E} = -\frac{\Delta e}{1+e} = -\frac{Cc}{1+e} \cdot \log\left(1 + \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'}\right) \text{ et ainsi } E' = -\frac{1+e}{Cc} \cdot \frac{\Delta \sigma'}{\log\left(1 + \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'}\right)}$$

Si  $\Delta \sigma'$  est petit devant  $\sigma'$ , cette expression se simplifie :  $E' = 2,3 \cdot \sigma' \cdot \frac{1+e}{Cc}$  ce qui correspond à un module instantané.

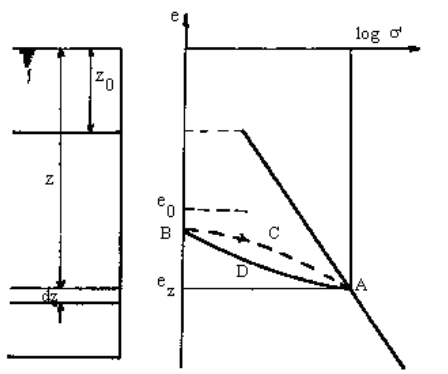
**Détermination de la pression de pré-consolidation 'c par la méthode de Casagrande**

Ainsi que nous l'avons vu précédemment,  $\sigma'_c$  se trouve sensiblement à l'intersection des 2 parties droites. Casagrande propose une autre méthode : Par le point de courbure maximum B, on mène la tangente et une horizontale, puis la bissectrice de l'angle formé par ces 2 droites. L'intersection de cette 2<sup>ème</sup> partie droite de la courbe oedométrique avec cette bissectrice donne  $\sigma'_c$ . On voit qu'il y a une incertitude sur  $\sigma'_c$  ; c'est la raison pour laquelle l'ordre de grandeur de  $\sigma'_c$  est donné par l'intersection des 2 parties droites.

#### 4. - COMPORTEMENT DU SOL EN PLACE

##### 4.1.- Généralités : couches normalement consolidée

Considérons une épaisse couche d'argile homogène, c'est-à-dire dont la nature est constante avec la profondeur. Les variables seront le poids spécifique  $\gamma_s$ , la teneur en eau  $w$ , et l'indice des vides  $e$  qui sont fonctions de la profondeur. Comme on va le voir, les couches de surface n'ont pas le même comportement qu'en profondeur. Nous ferons cette étude à partir d'une profondeur  $z_0$  (de l'ordre de 3 à 4 m). Supposons que la nappe soit en surface et que la couche n'ait jamais supporté de charges autres que celles des couches sus-jacentes. On supposera aussi que la pression interstitielle  $u$  est celle due à la nappe. A la profondeur  $z$  la contrainte verticale effective est  $\sigma'_{oz} = (\gamma - \gamma_w) \cdot z$ . L'indice des vides est  $e$ . La courbe  $\sigma'_{oz} = f(e_z)$  est la courbe de compressibilité du sol en place. On l'appelle **courbe vierge**.



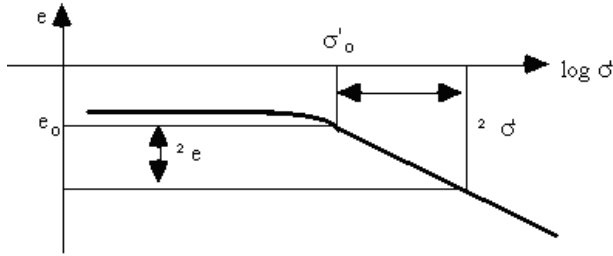
Si on extrait un échantillon au niveau  $z$ , et qu'on le soumet à un essai oedométrique, il gonflera légèrement lors de l'extraction qui correspond à un déchargement (courbe ADB) et prendra un indice des vides  $e_0$  ; puis il tassera légèrement sous l'effet des charges jusqu'à  $\sigma'_{oz}$  (courbe BCA). Au delà de  $\sigma'_{oz}$  la loi sera la même que pour les couches situées à des profondeurs supérieures à  $z$ .

On retrouve donc l'allure du diagramme oedométrique  $e/\log\sigma'$ . L'indice de compression  $C_c$  correspond donc à la pente de la courbe vierge. On dit qu'une telle couche d'argile est **normalement consolidée**.

##### 4.2.- Calcul du tassement total

Si on charge en surface la couche précédente par une pression verticale  $q$ , donnant au niveau  $z$  une pression supplémentaire  $\Delta\sigma$ , la couche d'épaisseur  $dz$ , va tasser. Si on considère la courbe oedométrique d'un échantillon au niveau  $z$ , puisque la couche est normalement consolidée :  $\sigma'_c = \sigma'_o = \gamma' \cdot z$ . L'augmentation de contrainte  $\Delta\sigma$  diminue l'indice des vides de  $\Delta e = C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right)$ . Or pour

un échantillon d'épaisseur  $h$  le tassement  $\Delta h$  est :  $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1+e}$  ou encore :  $\frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right)$ .



Pour la couche de sol d'épaisseur  $dz$  le tassement élémentaire  $dh$  sera donné par :

$$\frac{dh}{dz} = \frac{Cc}{1 + e_{0z}} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{0z} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_{0z}}\right)$$

Donc pour la couche le sol situé entre  $z_0$  et  $z_f$  le tassement sera :

$$dh = Cc \cdot \int_{z_0}^{z_f} \frac{1}{1 + e_{0z}} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{0z} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_{0z}}\right) dz$$

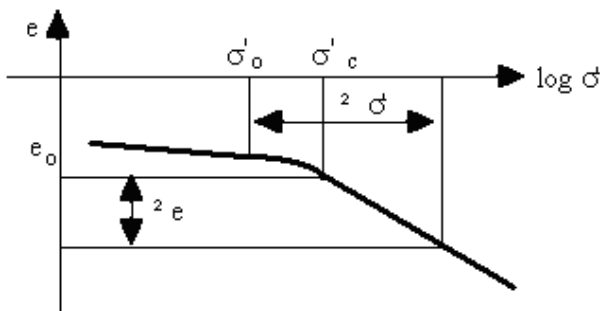
Dans la pratique, on distingue deux cas :

**a) couche homogène** :  $Cc$  est constant. On découpe alors la couche en sous couches de 3 à 4 m pour lesquelles on suppose  $e_0$ ,  $\sigma'_0$ ,  $\Delta\sigma'$  constants et ayant pour valeurs celles déterminées au centre de la sous-couche. On calcule alors les  $\Delta h$  correspondants et on fait la somme.

**b) couche hétérogène** : On découpe en couches de nature homogène et on détermine  $Cc$  sur chacune d'elles. On pratique ensuite comme pour des couches homogènes.

#### 4.3. - Cas des couches surconsolidées : $\sigma'_c > \sigma'_0$

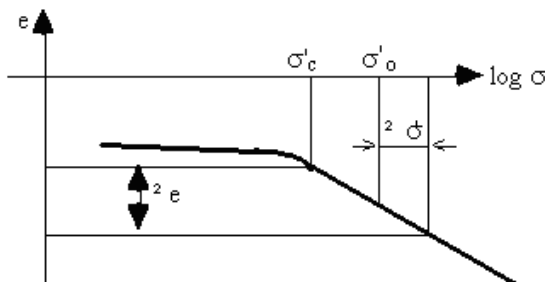
Une couche est sur-consolidée, si la pression de pré-consolidation trouvée à l'oedomètre ( $\sigma'_c$ ) est supérieure à  $\sigma'_0$ , pression effective actuelle des terres au niveau où est prélevé l'échantillon. Cela peut être dû à une érosion des couches supérieures ou à une modification des liaisons inter-granulaires (dessèchement périodique des couches de surface que nous avons laissées de côté précédemment). Pour une telle couche d'épaisseur  $h$ , on voit que la pression passe de  $\sigma'_0$  à  $\sigma'_0 + \Delta\sigma'$ . On suppose que le tassement est négligeable au-dessous de  $\sigma'_c$ .



$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{Cc}{1 + e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

#### 4.4. - Cas des couches sous-consolidées : $\sigma'_c < \sigma'_0$

Certains dépôts récents peuvent ne pas être totalement consolidés sous leur propre poids. A un certain niveau  $\sigma'_c < \sigma'_0$ . Dans ce cas le tassement sera :



Donc on voit que quelque soit le cas le tassement est toujours de la forme :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{Cc}{1 + e_0} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

- $\sigma'_c = \sigma'_0$  : sol normalement consolidé

- $\sigma'_c < \sigma'_0$  sol sur-consolidé
- $\sigma'_c > \sigma'_0$  sol sous-consolidé

## 5. - CALCUL DE L'ACCROISSEMENT DE CONTRAINTE VERTICALE RESULTANT DE L'APPLICATION D'UNE CHARGE EN SURFACE

Reprenons les résultats du paragraphe 1 qui nous permettent de déterminer dans quelques cas simples, l'accroissement de contrainte  $\Delta\sigma$ . Pour cela on utilisera :

- la géométrie de la surcharge, uniforme ou non,
- la géométrie de la surface chargée.

La fondation est toujours supposée souple et les résultats se présentent sous forme d'abaques.

### 5.1. - Application pratique de la théorie de Boussinesq (Théorie de l'élasticité)

On a recourt à la théorie de l'élasticité (*voir paragraphe ! 1.1.*) pour calculer les contraintes dans les sols. Boussinesq a développé en 1885 un certain nombre de résultats qui permettent de déterminer les contraintes induites par une charge ponctuelle dans un espace homogène, isotrope et dans lequel la théorie de l'élasticité linéaire reste valable. La contrainte verticale est égale à :

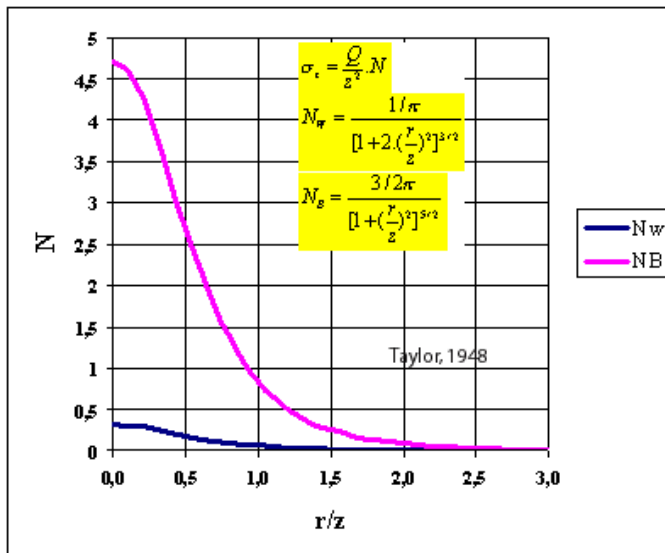
$$\sigma_z = \frac{Q \cdot 3z^3}{2\pi(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad Q : \text{Charge ponctuelle,}$$

$z$  : Profondeur du point d'application de  $\sigma_z$  ;

$r$  : Distance horizontale entre le point d'application de la contrainte et l'azimut d'application de  $Q$ .

On peut aussi écrire  $\sigma_z$  de la forme suivante :  $\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \cdot N$  (avec  $N$  qui est un facteur de forme qui

regroupe les termes constants de  $\sigma_z$  en fonction de  $r/z$ . On retrouve aussi les contraintes radiales, tangentielles et de cisaillement à partir de ces travaux de Boussinesq.



Les termes constants sont exprimés à la figure ci-contre.

L'intégration des charges ponctuelles sur un axe permet d'en déduire la contrainte due à une charge

linéique. Ainsi,  $\sigma_z$  s'exprime par :  $\sigma_z = \frac{2P \cdot z^3}{\pi \cdot x^4}$  où :  $P$  : Charge linéique

$$x = (z^2 + r^2)^{1/2}$$

Newmark (1935) a trouvé les solutions de  $\sigma_z = \frac{2P \cdot z^3}{\pi \cdot x^4}$  pour la contrainte verticale sous le coin d'une charge rectangulaire chargée uniformément :

$$\sigma_z = q_0 \frac{1}{4\pi} \left[ \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)}{m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2} \times \frac{(m^2 + n^2 + 2)}{(m^2 + n^2 + 1)} + \arctan \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right]$$

avec :

$q_0$  : Contrainte superficielle,

$m = B/z$  (B : largeur de la surface uniformément chargée) ;

$n = L/z$  (L : longueur de la surface uniformément chargée).

M et n sont inter-changéables. L'équation  $\sigma_z = \frac{2P.z^3}{\pi.x^4}$  peut être écrite comme suit  $\sigma_z = q_0.I$ . I est le facteur d'influence, il est fonction de m et n.

### 5.1.- Surface circulaire chargée uniformément

La surface de rayon r est chargée uniformément par une contrainte verticale q. L'accroissement de contrainte verticale, sur l'axe à la profondeur z est donnée par :

$$\Delta\sigma_z = q \cdot \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + \frac{r^2}{z^2}} \right)^{3/2} \right]$$

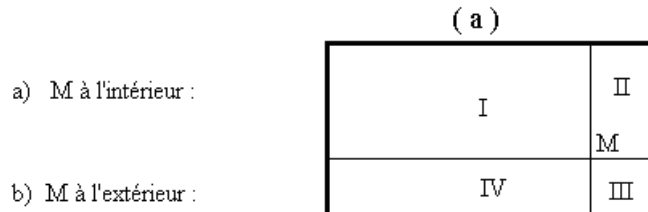
### 5.2.- Surface rectangulaire chargée uniformément

L'accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_z$  s'exerçant sur un plan horizontal en un point M à la profondeur z, situé à la verticale d'un coin d'un rectangle chargé uniformément est donné par :

$$\Delta\sigma_z = k.q$$

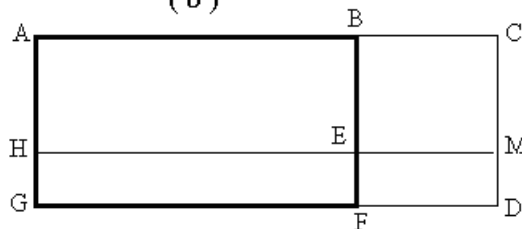
k est donné dans une abaque en fonction de 2 paramètres :  $m = \frac{a}{z}$  et  $n = \frac{b}{z}$ . Pour avoir la contrainte à la verticale d'un point M quelconque, on applique le principe de superposition.

2 cas :



$$k_M = k_I + k_{II} + k_{III} + k_{IV}$$

( b )



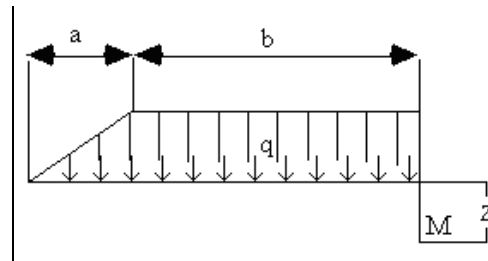
$$k_M = k_{ACMH} + k_{HMDG} - k_{BCME} - k_{EMDF}$$

### 5.3. - Bande de largeur infinie supportant une charge trapézoïdale

Ce cas se rapporte à celui des remblais de grande longueur. L'accroissement de contrainte est fonction

d'un coefficient d'influence I lui-même fonction de  $m = \frac{a}{z}$  et  $n = \frac{b}{z}$  :

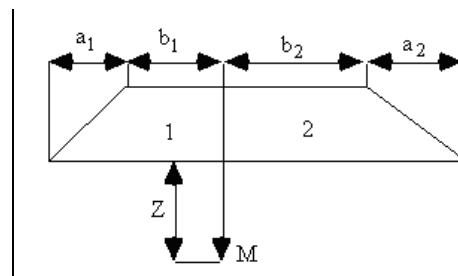
$\Delta\sigma_z = q \cdot I$   
 Les valeurs de  $I$  sont données par  
 l'abaque suivante



Dans le calcul des contraintes sous les remblais de grande longueur, la charge appliquée sur le sol en un point est supposée égale à  $\rho \cdot H$  ( $\rho$ : poids spécifique du sol constituant le remblai,  $H$ : hauteur du remblai au-dessus du point considéré); on utilise ensuite le principe de superposition. Deux cas peuvent se présenter :

a) Point sous la surface chargée

$\Delta\sigma_z = q \cdot (I_1 + I_2)$   
 Les valeurs de  $I_1$  avec  $a_1$  et  $b_1$   
 Les valeurs de  $I_2$  avec  $a_2$  et  $b_2$



b) Point en dehors de la surface chargée

$\Delta\sigma_z = q \cdot (I_1 - I_2)$

