

## CHAPITRE 5

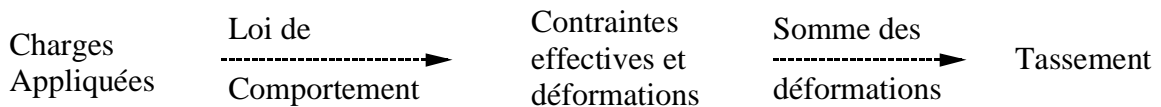
### CONSOLIDATION DES SOLS ET TASSEMENTS

- 5.1 Introduction
- 5.2 Consolidation des sols fins
- 5.3 Calcul du tassement
- 5.4 Applications pratiques de la consolidation
- 5.5 Tassement différentiel – Tassement absolu
- 5.6 Application

#### 5.1 Introduction

Sous l'action des charges appliquées sur le sol, il s'y développe des contraintes qui engendrent des déformations (voir chapitre 3), et par suite des déplacements. Les charges sont souvent verticales, le déplacement le plus prépondérant est vertical et est dirigé vers le bas : c'est le tassement.

Si la loi de comportement du sol est connue on peut calculer le tassement dû aux charges appliquées selon le schéma suivant :



Le tassement, noté  $s$ , est obtenu par intégration de la déformation verticale, on a :

$$s = \int_0^{\infty} \varepsilon_z dz = \int_0^{\infty} \frac{\partial s}{\partial z} dz$$

Cependant la complexité des lois de comportement des sols ne permet pas de suivre ce schéma. On calcule alors les contraintes dues aux charges par la théorie de l'élasticité linéaire qui donne une approximation valable des contraintes normales verticales (la méthode a été exposée en fin du chapitre 3), en fait ces dernières sont peu sensibles à la loi de comportement utilisée.

La détermination du tassement est faite selon deux catégories de méthodes ; Schlosser [9] :

#### Les méthodes du chemin des contraintes

on y procède de la manière suivante :

- Détermination des contraintes par la théorie de l'élasticité ;
- Prélèvements d'échantillon de sol à des endroits différents (souvent dans l'axe de fondation) auxquels on applique en laboratoire les états de contrainte trouvés précédemment ;
- Observation du tassement d'un échantillon (ou tassement élémentaire) ;
- Estimation du tassement réel à partir du tassement élémentaire.

#### Les méthodes dérivées de la théorie de l'élasticité

On détermine un module de déformation à partir d'un essai en laboratoire ou en place, et on calcule le tassement soit par la théorie d'élasticité, soit par des formules empiriques dérivant de la théorie de l'élasticité linéaire.

Le choix de la méthode se fait essentiellement en fonction de la nature du sol et du type de la sollicitation appliquée.

Le tassement est un phénomène dû à la compressibilité des sols, c'est le fait qu'ils peuvent diminuer de volume. La compressibilité est due aux causes suivantes :

- Une compression du squelette solide ;
- Une évacuation de l'eau et de l'air contenus dans les vides ;
- Une compression de l'eau et de l'air qui occupent les vides ;

L'eau est supposée incompressible, la compressibilité d'un sol saturé ne sera due qu'aux deux premières causes citées ci-dessus.

On ne considère que les sols saturés pour lesquels le temps intervient, ou non, suivant que l'eau entre les particules peut, ou ne peut pas, s'évacuer instantanément au moment de l'application de la charge. On distingue alors entre :

- Les sols grenus dont la perméabilité est élevée, l'évacuation de l'eau est instantanée et le temps n'intervient pas. Le tassement est identique si le sol est saturé, sec, ou humide. Ce tassement a lieu instantanément lors de l'application de la charge, il résulte d'un réenchevêtrement des grains qui provoque une diminution de l'indice des vides.
- Les sols fins dont la perméabilité est faible, l'eau ne peut pas s'évacuer instantanément donc le temps intervient. Les contraintes appliquées sont prises au début par l'eau interstitielle, puis elles se transmettent progressivement au squelette solide provoquant ainsi le tassement du sol. C'est ce cas qu'on étudiera dans la suite de ce chapitre.

## 5.2 Consolidation des sols fins

### 5.2.1 La consolidation

#### 5.2.1.1 Définition

Soit un sol fin saturé auquel on soumet au temps  $t = 0$  une distribution de charges (D) qu'on maintient constante dans le temps. Sous l'action de (D) le sol a tendance à subir des variations de volume, mais comme il est saturé, et sa perméabilité est faible l'eau ne peut pas s'évacuer, ainsi les variations de volume n'ont pas lieu mais des suppressions interstitielles ( $\Delta u$ ) naissent au voisinage des points d'application de la charge (figure 1).

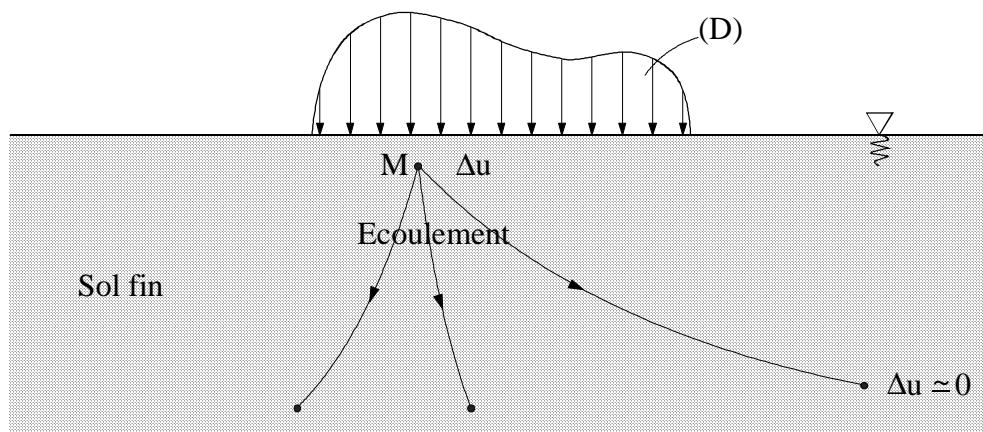


Figure 1 : Consolidation d'un massif de sol fin

Par conséquent il se développe dans le sol des gradients hydrauliques, dus aux variations de la charge hydraulique, sous l'action desquels l'eau s'écoule des zones de forte suppression vers les zones de suppression nulle.

Au cours de l'écoulement, appelé drainage, les suppressions diminuent, d'où une augmentation de la contraintes effective puisque la distribution de charges ( $D$ ) est maintenue constante. Ainsi, les charges se transmettent progressivement sur le squelette solide qui subit des déformations et par suite le tassement. L'écoulement s'arrête lorsqu'en tout point la suppression s'est annulée. L'eau qui reste est une eau libre qui ne supporte aucune contrainte. L'ensemble de ce phénomène est appelé consolidation.

### 5.2.1.2 Analogie mécanique

La consolidation peut être décrite par le modèle mécanique suivant : le sol est schématisé par un cylindre rempli d'eau, d'un ressort et d'un piston. Le ressort représente le squelette solide ; la raideur du ressort représente la compressibilité de ce squelette et l'eau de s'évacuer, le diamètre de ce robinet représente la perméabilité du sol (figure 2).

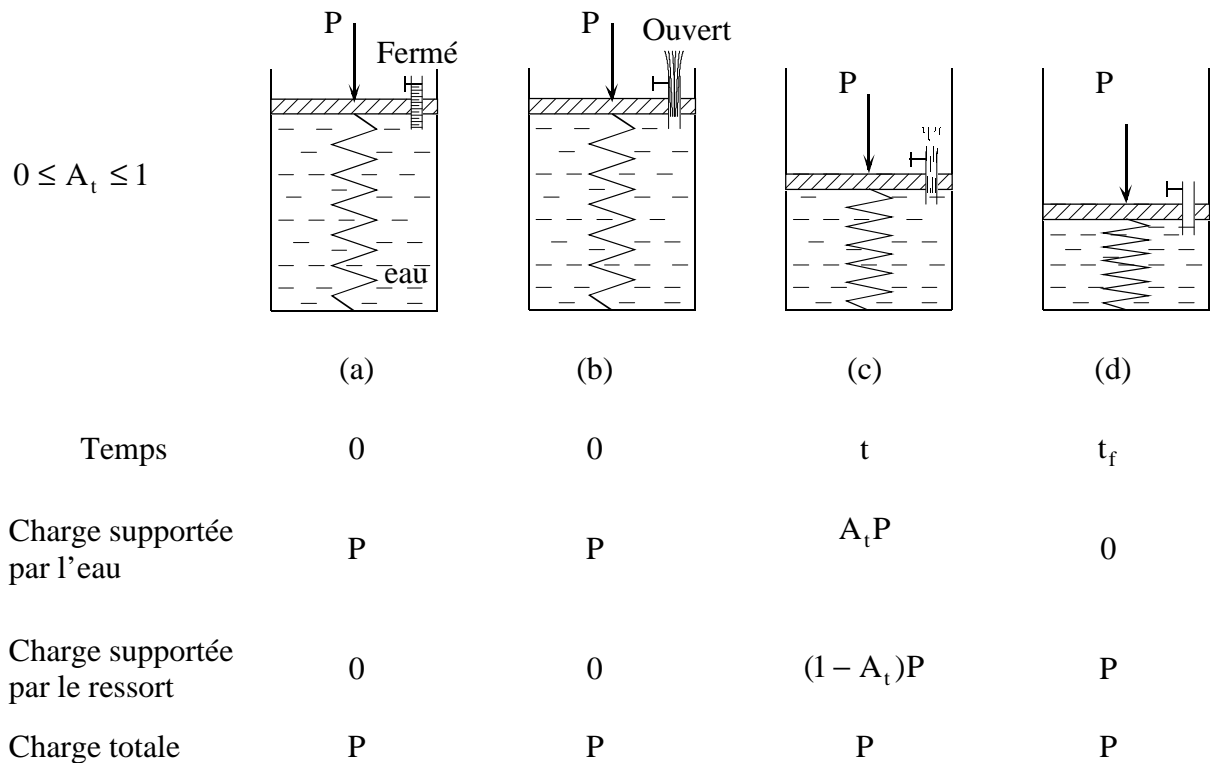


Figure 2. Modèle analogique de la consolidation des sols fins.

En appliquant sur le piston une charge  $P$ , robinet fermé, le piston ne bouge pas et le ressort ne supporte pas de charge (a), toute la charge est prise par l'eau ( $t = 0$ ), on peut s'en rendre compte par le jaillissement d'eau en ouvrant le robinet de drainage (b). Le drainage commence à partir de cet instant, la charge se transmet progressivement au ressort et le piston s'enfonce (c). Lorsque le piston s'arrête (d) la charge est entièrement supportée par le ressort, et l'eau qui reste ne supporte aucune charge ( $t = t_f$ ).

## 5.2.2 L'essai œdométrique

### 5.2.2.1 L'œdomètre

C'est un appareil qui permet de réaliser un essai de consolidation unidimensionnelle sur un échantillon de sol saturé (figure 3). L'écoulement de l'eau au cours de la consolidation est uniquement vertical, il se fait par l'intermédiaire de pierres poreuses placées de part et d'autre de l'échantillon.

#### Etats de contrainte et de déformation

La sollicitation de l'échantillon est une compression axiale sans déformation latérale. L'état de contrainte est homogène dans l'échantillon, et les directions des contraintes principales restent fixes. Si  $P$  est la force verticale appliquée au moyen du piston sur l'échantillon de section  $S$ , la contrainte verticale est principale, sa valeur est :

$$\sigma_a = \frac{P}{S}$$

L'état de déformation est connu, on a :

- Une déformation latérale nulle :  $\varepsilon_r = 0$

- Une déformation axiale :  $\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H}$

où :

$H$  est l'épaisseur de l'échantillon,

$\Delta H$  est le déplacement vertical obtenu sous l'action de la charge  $P$ .

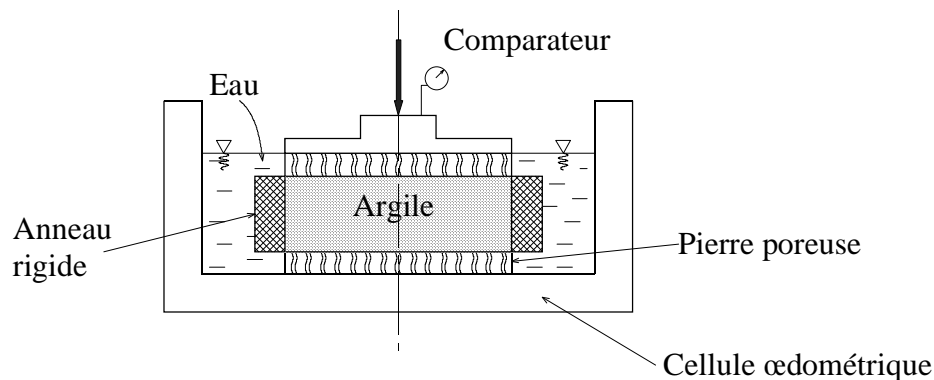


Figure 3 : Coupe d'un œdomètre avec un échantillon de sol en cours d'essai

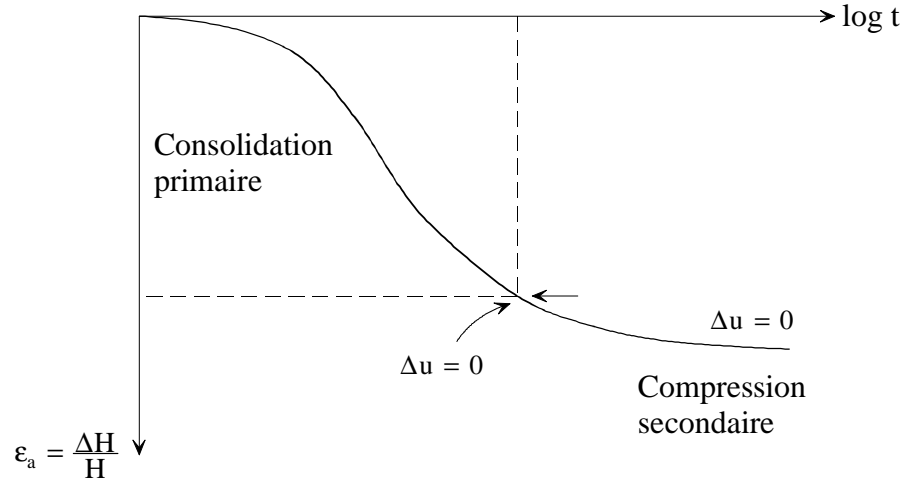
#### 5.2.2.2 Mode opératoire

L'essai consiste à appliquer sur l'échantillon une charge  $P$  transmettant une contrainte verticale uniforme, et mesurer le tassement au cours du temps. La consolidation de l'échantillon peut être résumée comme l'indique le tableau suivant :

Temps	Pression interstitielle	Contrainte effective	Contrainte totale	Tassement
$t = 0$	$u = \sigma$	$\sigma' = 0$	$\sigma$	0
$t = t_f$	$u = 0$	$\sigma' = \sigma$	$\sigma$	$\Delta H$

L'évolution de la déformation verticale (ou du tassement) en fonction du logarithme du temps (figure 4) permet de distinguer deux phases :

- La consolidation primaire qui correspond à la dissipation de la surpression interstitielle ;
- La compression secondaire au cours de laquelle le sol continue à tasser avec une surpression interstitielle nulle, cette phase s'appelle le fluage.



### 5.2.2.3 La courbe œdométrique

On fait plusieurs chargements sur le même échantillon de la manière suivante :

- On applique un premier chargement sous lequel on atteint la fin de consolidation de l'échantillon (le tassement se stabilise) ;
- On applique un deuxième chargement (le double du précédent) jusqu'à la fin de consolidation ;

On répète la même opération en doublant à chaque fois la charge jusqu'à la fin du chargement.

Pour chaque palier de chargement on calcule l'indice des vides de l'échantillon en fin de consolidation, et on trace la courbe œdométrique ( $e - \log \sigma'$ ) représentée sur la figure 5.

Cette courbe rend compte du comportement du squelette solide, parce qu'en chaque point on attend la fin de consolidation pour la charge correspondante.

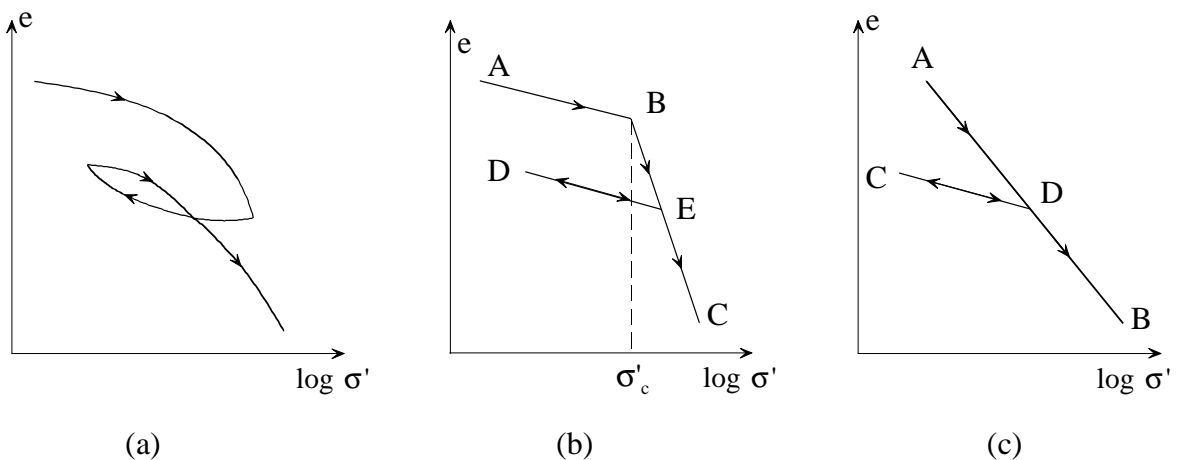


Figure 5. La courbe œdométrique

### 5.2.3 Pression de préconsolidation

#### 5.2.3.1 Schématisation de la courbe œdométrique

La courbe œdométrique d'un sol fin peut être schématisée de la manière suivante dans le plan ( $e - \log \sigma'$ ) (figure 5b) :

- Une partie linéaire (AA') à très faible pente ;
- Une partie linéaire (A'A'') à forte pente, la pente de cette partie est appelée indice de compression notée  $C_c$ .

Si on effectue un cycle de déchargement-rechargement : la partie (MM'), la pente est la même que celle de la partie (AA') qui représente en quelque sorte l'élasticité du sol.

*Cas d'un sol vierge :*

On considère un sol fin mélangé avec une grande quantité d'eau jusqu'à floculation totale. En laissant les grains se déposer, on obtient un sol qui n'a subi aucune charge. En réalisant un essai œdométrique sur un tel sol, on obtient une courbe sensiblement rectiligne qui ne présente pas une partie initiale à pente faible (figure 5c).

#### 5.2.3.2 Pression de préconsolidation

La comparaison entre les courbes œdométriques d'un sol vierge d'une part, et d'un sol en place d'autre part, montre que tout sol a subi durant son histoire une pré-compression ou préconsolidation. La courbe œdométrique rend compte du maximum de la pression verticale effective exercée sur un échantillon de sol à l'endroit où il a été prélevé. Cette pression de préconsolidation, notée  $\sigma'_c$ , correspond au coude de la courbe œdométrique (figure 5b).

En comparant la valeur de la contrainte maximum  $\sigma'_c$ , subie par le sol, à la contrainte effective réelle  $\sigma'_0$  due au poids des terres déjaugées lorsqu'elles se trouvent sous la nappe, on distingue :

- Les sols surconsolidés (O.C.) :  $\sigma'_c > \sigma'_0$ , c'est le cas des sols qui ont été érodés ou qui supportaient jadis des glaciers ;
- Les sols normalement consolidés (N.C) :  $\sigma'_c = \sigma'_0$  ;
- Les sols sous-consolidés :  $\sigma'_c < \sigma'_0$ , c'est le cas de vases récentes (ou tourbes) qui n'ont pas encore terminé de se consolider sous l'action de leur poids propre [9].

*Remarques*

- La notion de sol sous-consolidé est considérée comme impossible physiquement, d'après Magnan [10], parce qu'il n'est pas possible d'avoir une contrainte de consolidation réelle inférieure à la contrainte verticale effective en place. Les sols dits sous-consolidés le sont ou bien parce qu'on a sous-estimé  $\sigma'_c$  (chose qui est attribuée à l'expérimentation), ou bien parce que la contrainte verticale effective est surestimée (valeur élevée de  $\gamma$ , ou valeur sous-estimée de  $u$  en place).
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_c$  est une grandeur importante en pratique, car elle limite le domaine des contraintes pour lequel les déformations restent faibles et accuse un tassement acceptable pour les ouvrages à construire.

## 5.3 Calcul du tassement

### 5.3.1 Degré de consolidation

Durant la consolidation d'un sol fin la suppression interstitielle diminue. En un point où elle vaut  $\Delta u_i$  à l'instant initial, et  $\Delta u$  à l'instant  $t$ , le degré de consolidation est défini par :

$$U = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta u_i}$$

- A l'instant initial, on a  $\Delta u = \Delta u_i$ , d'où :  $U = 0$  ;
  - En fin de consolidation, on a  $\Delta u = 0$ , d'où  $U = 100\%$  ;
- $U$  est exprimé généralement en pourcentage.

### 5.3.2 Théorie de consolidation de Terzaghi

Elle permet de calculer le temps de tassement en se basant sur les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Le sol est homogène, et est complètement saturé ;
- L'eau et les grains solides sont incompressibles ;
- La compression est unidimensionnelle ;
- L'écoulement est unidimensionnel (suivant la verticale) ;
- La loi de Darcy est vérifiée ;
- La relation entre la contrainte effective et l'indice des vides est linéaire ;
- Les caractéristiques du sol restent constantes durant la consolidation.

Les deux premières hypothèses sont relatives à l'hydraulique des sols. Les troisième et quatrième hypothèses supposent que les conditions de l'essai œdométrique sont vérifiées pour le sol en place, ce qui n'est réellement le cas que lorsque le chargement uniforme est appliqué sur une couche de sol drainée des deux côtés. La sixième hypothèse suppose que la courbe œdométrique est linéaire dans le système d'axes  $(e, \sigma')$  et non dans le système d'axes  $(e, \log \sigma')$ , cette linéarité est définie par le coefficient de compressibilité  $a_v$  tel que :

$$a_v = - \frac{de}{d\sigma'} = \text{Cte} \quad (1)$$

L'ensemble de ces hypothèses est largement commenté par Magnan [10].

#### 5.3.2.1 Equation de consolidation

Deux méthodes peuvent être utilisées pour établir l'équation régissant la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi.

- Soit en utilisant la forme générale des équations de conservation de la masse d'eau et de la masse des grains solides ;
- Soit en raisonnant sur les quantités d'eau qui sortent d'une tranche de sol, et sur la variation de volume qui en résulte.

La deuxième démarche sera utilisée dans la suite pour établir l'équation de consolidation.

Soit une tranche de sol située à la cote  $z$ , d'épaisseur  $dz$  et de largeur unitaire soumise à un écoulement vertical d'eau (figure 6), le volume d'eau qui entre dans la tranche de sol, pendant l'intervalle de temps  $dt$ , est égal à :

$$V_{\text{int}} = v_z S dt$$

Le volume d'eau qui sort de la tranche pendant le même intervalle de temps est :

$$V_{\text{ext}} = \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) S dt$$

La différence entre les deux volumes précédents est égale à la variation du volume de la tranche du sol pendant le même intervalle de temps, soit :

$$V_{\text{ext}} - V_{\text{int}} = \left( \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) S dt = \frac{\partial V}{\partial t} dt \quad (2)$$

L'eau et les grains solides étant incompressibles, la variation de volume du sol doit être celle du volume des vides, d'où :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{V_v}{V_s} V_s \right) = \frac{V}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t}$$

Soit donc :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left( \frac{\partial e}{\partial t} \right) \frac{S dz}{1+e} \quad (3)$$

En combinant (2) et (3), et après simplification par (S dzdt) on a :

$$\frac{\partial e}{\partial t} = (1+e) \frac{\partial v_z}{\partial z} \quad (4)$$

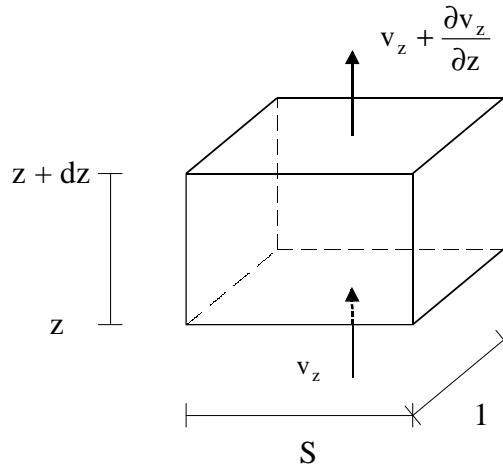


Figure 6. Ecoulement vertical d'eau à travers une tranche de sol.

Par ailleurs la variation de l'indice des vides est proportionnelle à celle de la contrainte effective, on a d'après (1) :

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -a_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (5)$$

En tenant compte de la relation de Terzaghi :  $\sigma = \sigma' + u$  , et la contrainte verticale est constante, on obtient à partir de (4) et (5) :

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} \frac{1+e}{a_v} = \frac{\partial u}{\partial t}$$



En introduisant la loi de Darcy qui s'écrit :  $v_z = k \frac{\partial h}{\partial z}$ , puis en remplaçant la charge hydraulique par :  $h = \frac{u}{\gamma_w} + z$ , on aboutit à l'équation :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \cdot \frac{k \cdot (1 + e)}{a_v} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (6)$$

Le coefficient de l'équation différentielle (6) est appelé coefficient de consolidation, il est noté  $c_v$ . L'équation différentielle de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzagui s'écrit alors :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (7)$$

avec :

$$c_v = \frac{k \cdot (1 + e)}{a_v}$$

Le coefficient  $c_v$  n'est pas en réalité constant comme il dépend de l'indice des vides qui est variable, mais on le suppose tel.

### 5.3.2.2 Conditions aux limites et conditions initiales

Soit une couche de sol d'épaisseur  $H$ , limitée à sa partie supérieure par une surface perméable, et à sa partie inférieure par une surface imperméable (figure 7). Avant le chargement du sol la pression interstitielle a une distribution initiale :  $u = \gamma_w z$ , vers laquelle elle va tendre en fin de consolidation.

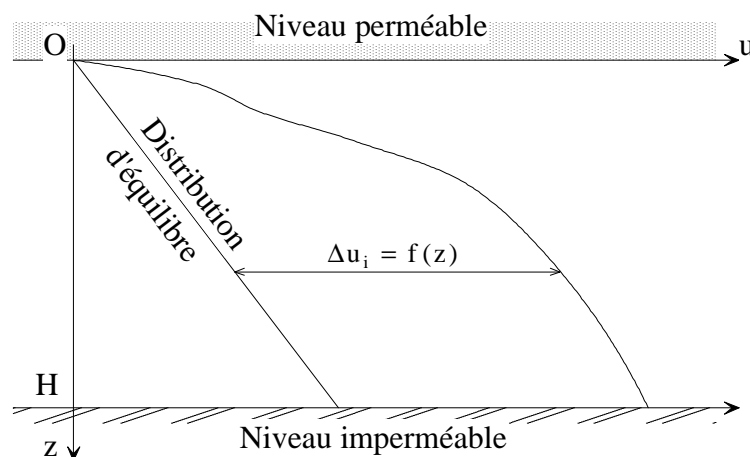


Figure 7. Evolution de la surpression interstitielle lors de la consolidation

Les conditions aux limites sont alors :

- Pour  $z = 0$  :  $u = 0, \forall t$  ;
- Pour  $z = H$  :  $\frac{\partial u}{\partial z} = \gamma_w, \forall t$ .

L'application instantanée de la charge au temps  $t = 0$  provoque une surpression interstitielle  $\Delta u_i = f(z)$ , la condition initiale est alors pour  $t = 0$  :

$$u = \gamma_w z + f(z)$$

### 5.3.2.3 Equation différentielle adimensionnelle

La solution générale de l'équation différentielle (7) est définie à une fonction linéaire de  $z$  près, qui est la position d'équilibre de la pression interstitielle soit  $u_0 = \gamma_w z$ , donc il revient de rechercher l'évolution de la surpression interstitielle au cours du temps tel que :  $\Delta u = u - u_0 = u - \gamma_w z$ .

En terme de la surpression interstitielle, on résout le problème suivant :

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} &= c_v \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} & (8) \\ \Delta u &= 0, \text{ pour } z = 0, \forall t \\ \frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} &= 0, \text{ pour } z = H, \forall t \\ \Delta u &= f(z) \text{ pour } t = 0. \end{aligned}$$

En introduisant les nouvelles variables adimensionnelles suivantes :

Le facteur temps :  $T_v = \frac{c_v t}{H^2}$

La coordonnée réduite :  $Z = \frac{z}{H}$

L'équation différentielle (8) s'écrit :

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} &= \frac{\partial(\Delta u)}{\partial T_v} \frac{dT_v}{dt} = \frac{c_v}{H^2} \frac{\partial(\Delta u)}{\partial T_v} \\ \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} &= \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial Z^2} \left( \frac{dZ}{dz} \right)^2 = \frac{1}{H^2} \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial Z^2} \end{aligned}$$

D'où :

Les conditions aux limites s'écrivent pour leur part :

$$\begin{aligned} \Delta u(Z, T_v) &= 0, \text{ pour } Z = 0 \\ \frac{\partial[\Delta u(Z, T_v)]}{\partial Z} &= 0, \text{ pour } Z = 1 \\ \Delta u(Z, 0) &= f(Z) \end{aligned}$$

### 5.3.2.4 Résolution analytique de l'équation de la consolidation

Cette résolution est représentée en détail par Magnan [10] ; elle permet de déterminer le degré de consolidation  $U$  en tout point du sol à un instant  $t$  donné. L'abaque n° 1 (page ) donne l'évolution du degré  $U$  en fonction du facteur  $T_v$ . A partir de la courbe de variation des surpressions interstitielles, l'évolution de la surface  $S'$  (figure 8) permet de mettre en évidence l'évolution du degré  $U$  par l'équation :

$$U = 1 - \frac{S'(T_v)}{S}$$

La surface S correspond à l'augmentation de la surpression interstitielle au temps  $t = 0$ .

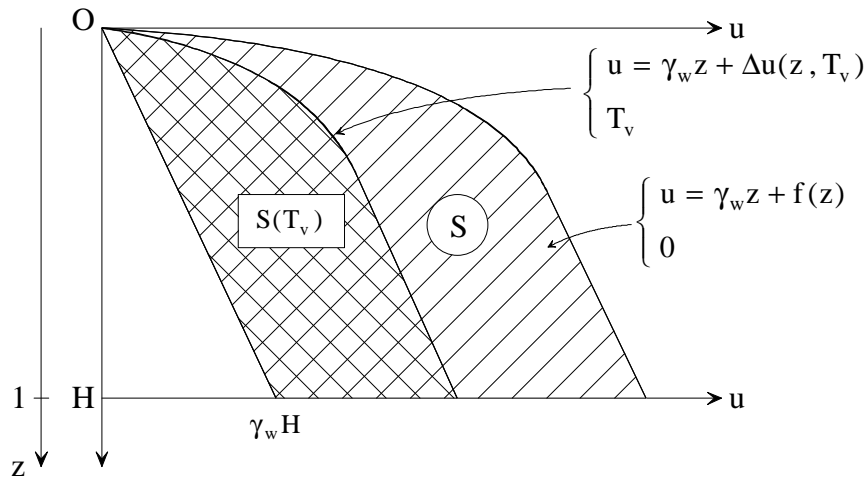


Figure 8. Evolution de la surpression interstitielle

#### Remarques

- Du fait de la linéarité entre la déformation et la contrainte effective, l'évolution du degré de consolidation  $U$  caractérise aussi celle du tassement au cours du temps, soit :

$$U(T_v) = \frac{s_{T_v}}{s_f}$$

Où:

$s_{T_v}$  est le tassement correspondant au temps  $T_v$  ;

$s_f$  est le tassement final de la couche après consolidation.

- Dans le cas où la couche est drainée des deux côtés, la valeur de  $H$  à prendre en compte pour le calcul de  $T_v$  est égale à la moitié de sa hauteur. En effet  $H$  représente le chemin de drainage, qui est la distance maximale que parcourt l'eau pour atteindre une couche drainante en suivant le chemin le plus court.

#### 5.3.3 Calcul du tassement

Le calcul du tassement dépend du type de la sollicitation appliquée, donc de l'état de déformation du sol qui en résulte. On utilise en général deux méthodes de calcul :

La méthode œdométrique : Pour laquelle l'effet de la contrainte normale octaédrique ( $\sigma_{oct}$ ) est prépondérant, il ne provoque que des variations de volume. Le tassement correspondant est dû à la compressibilité du milieu. C'est le cas du tassement d'un remblai de largeur  $B$  reposant sur une couche d'argile de faible épaisseur  $H$  tel que :  $H < B$ , (figure 9a). La déformation latérale du sol est négligeable.

La méthode pressiométrique : Pour laquelle l'effet de la contrainte de cisaillement est prépondérant, il ne provoque que des distorsions du milieu. C'est le cas du tassement d'une fondation rigide reposant sur une couche semi-infinie (figure 9b). La déformation latérale du sol n'est pas négligeable.

### 5.3.3.1 Définition des termes du tassement

Le tassement d'une couche de sol est en général la somme des trois termes suivants :

- Tassement immédiat (ou initial) :  $s_i$ , il se produit rapidement lors du chargement avant la consolidation du sol, c.à.d sans évacuation de l'eau interstitielle. La déformation du sol se produit donc à volume constant.
- Tassement de consolidation primaire :  $s_c$ , il est dû à l'évacuation de l'eau interstitielle, ce qui correspond au phénomène de dissipation des surpressions interstitielles sous l'action du chargement.

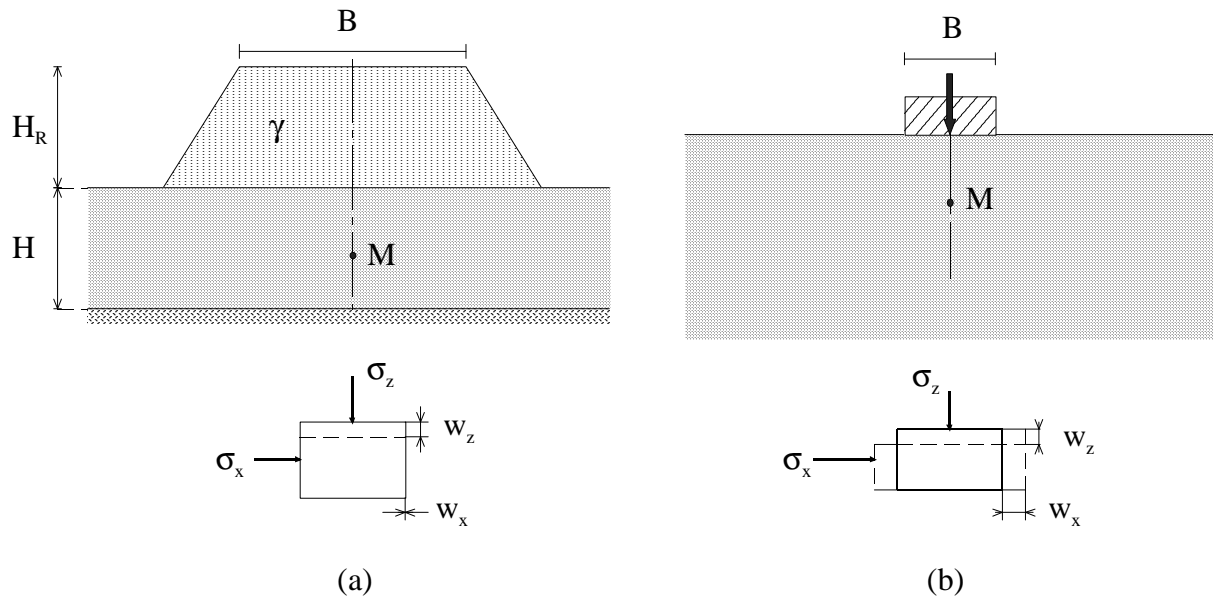


Figure 9. Calcul du tassement en fonction du type de sollicitation

- Tassement de consolidation secondaire :  $s_s$ , il est dû à la déformation du squelette du sol et correspond au phénomène de fluage provoqué par la contrainte transmise aux grains du sol en fin de consolidation primaire.

Le tassement total s'écrit alors :

$$S = s_i + s_c + s_s$$

### 5.3.3.2 Calcul du tassement immédiat

Ce tassement se produit à volume constant, il ne peut être provoqué que par distorsion du sol. Donc pour les cas où le phénomène de consolidation (variation de volume) est prépondérant, il est négligé. C'est l'exemple de l'essai œdométrique où la déformation latérale du sol est empêchée.

Dans les autres cas, ce tassement est déterminé par la théorie de l'élasticité linéaire (formule de Boussinesq) en supposant que le sol est incompressible ( $\nu = 0,5$ ). Cela suppose la connaissance du module d'élasticité non drainé du sol  $E_u$ , qu'on peut déterminer :

- Soit par un essai non drainé à l'appareil triaxial,
- Soit à partir d'essais in situ en appliquant les contraintes calculées par la théorie de l'élasticité linéaire ; Costet [1].

### 5.3.3.3 Calcul du tassement de consolidation

\* Méthode œdométrique : La déformation latérale est nulle en tout point du sol, dans ce cas le tassement de la couche est déterminé à partir de la variation de l'indice des vides du sol. A partir de la figure 10 a, on a :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} \text{ ou } \Delta H = \frac{\Delta v}{V_0} H_0$$

On écrit aussi les relations suivantes :

$$V = V_s + V_v = V_s (1 + e)$$

$$\Delta V = V_s \Delta e$$

On obtient en définitive :

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

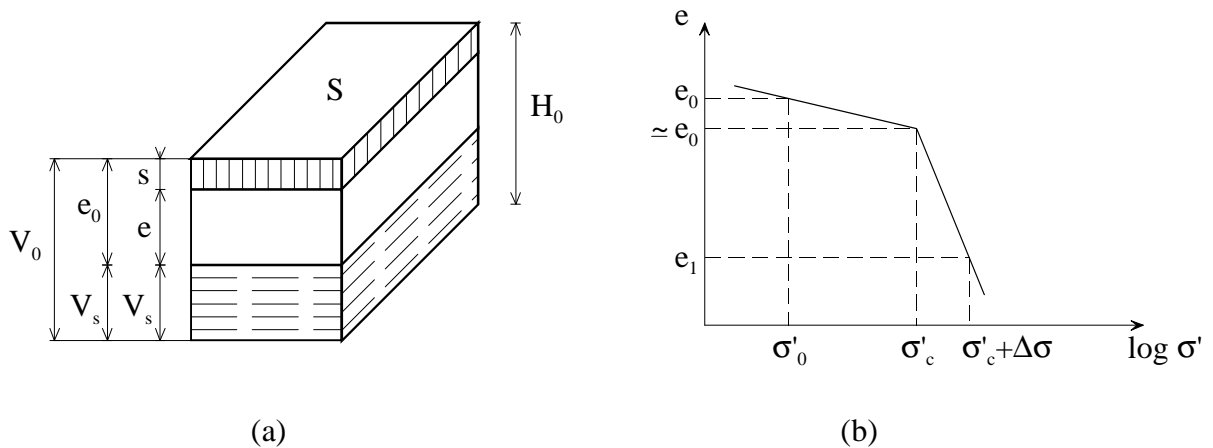


Figure 10. Calcul du tassement par la méthode œdométrique

La courbe œdométrique (figure 10b) montre d'une part que le sol est surconsolidé ( ), d'autre part l'indice des vides passe de la valeur initiale  $e_0$  à la valeur finale  $e_1$ . Si on néglige la variation de l'indice des vides dans la partie de pente très faible, on aura :

$$\Delta e = e_1 - e_0 = C_c \frac{\log(\sigma'_0 + \Delta\sigma)}{\sigma'_c} \quad (10)$$

En tenant compte de (9), l'équation (10) s'écrit :

- Pour un sol surconsolidé :

$$s = \frac{H_0}{1 + e_0} \frac{C_c \log(\sigma'_0 + \Delta\sigma)}{\sigma'_c} \quad (11a)$$

- Pour un sol normalement consolidé (ou sous-consolidé) :

$$s = \frac{H_0}{1 + e_0} \frac{C_c \log(\sigma'_0 + \Delta\sigma)}{\sigma'_c} \quad (11a)$$

lorsqu'il y a plusieurs couches, ou la couche trop épaisse a été subdivisée en plusieurs sous-couches, on fait la sommation des tassements élémentaires, et on écrit :

$$s = \sum_i \left( \frac{H_{0i}}{1 + e_{0i}} \frac{C_{ci} \log(\sigma'_{0i} + \Delta\sigma_i)}{\sigma'_{ci}} \right) \quad (12)$$

Pour déterminer le tassement à l'instant  $t$  avant la fin de consolidation primaire, on utilise la théorie de Terzaghi et on montre que si le coefficient de compressibilité  $a_v$  est constant, le degré de consolidation moyen  $U$  correspond au rapport du tassement de la couche à l'instant  $t$  : soit  $s_t$ , au tassement final  $s_f$ . Pour démontrer ce résultat, on peut consulter Schlosser [9] ; on a :

$$U = \frac{s_t}{s_f}$$

\*\* Méthode pressiométrique : Dans le cas de remblais ou de fondations de dimensions limitées, le chargement du sol provoque des déplacements latéraux donc le phénomène de consolidation ne peut plus être considéré comme unidimensionnel. On corrige le tassement déterminé par la méthode œdométrique pour tenir compte des déplacements latéraux du sol en utilisant la méthode pressiométrique. Cette méthode se base sur les résultats d'un essai in situ réalisé au pressiomètre (voir chapitre 8) dont le principe est le suivant :

On introduit l'appareil à la profondeur voulue, dans un forage de 60 mm de diamètre (figure 11a). Puis on applique une pression latérale uniforme sur le sol en envoyant de l'eau sous pression dans la cellule centrale.

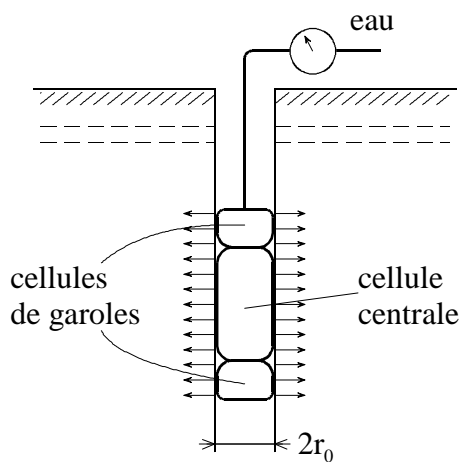


Figure 11a. Principe de l'essai pressiométrique

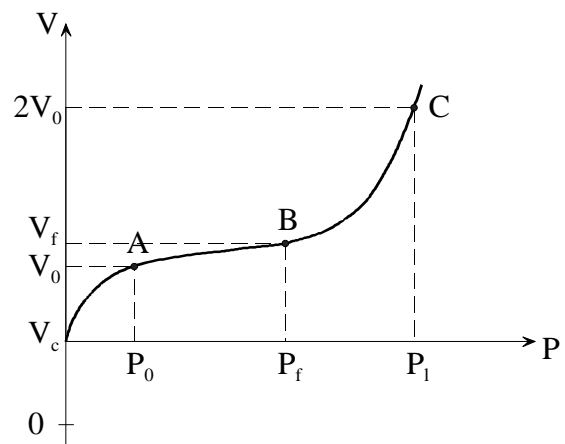


Figure 11b. Courbe pressiométrique

En mesurant la variation de volume en fonction de la pression exercée, on dresse la courbe pressiométrique dont l'allure est ci-dessus représentée (figure 11b). En faisant l'hypothèse qu'entre les pressions  $p_0$  et  $p_f$  le comportement du sol situé autour de la sonde est élastique, on peut déterminer :

- Le module de cisaillement  $G_M$ ,
- Le module de déformation pressiométrique  $E_M$ .

En utilisant l'équation de Lamé (1852), qui donne l'expansion radiale d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique, soit :

$$G = V \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

Où  $V$  est le volume de la cavité, et  $p$  est la pression dans la cavité. Le rapport  $\frac{\Delta p}{\Delta V}$  est l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique située entre les pressions  $p_0$  et  $p_f$ . Dans cette partie, le volume moyen de la cavité est :

$$V_m = V_c + \frac{V_0 + V_f}{2}$$

Où  $V_c$  est le volume de la cellule à l'état initial ; le module de cisaillement est donc :

$$G_M = V_m \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

Le module de déformation pressiométrique s'écrit :

$$E_M = 2G_M(1 + \nu)$$

Ou bien :

$$E_M = (1 + \nu)V_m \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

*Calcul du tassement par la théorie de l'élasticité*

Le tassement d'une fondation circulaire rigide posée à la surface d'un massif élastique semi-infini est donné par la formule de Boussinesq :

$$s = \frac{\pi}{4} p B \frac{(1 + \nu^2)}{E}$$

ou bien

$$s = \frac{\pi}{8} p B \frac{(1 + \nu)}{G} \tag{13}$$

Où  $p$  est la charge répartie sur la fondation de diamètre  $B$ .

- Le tassement immédiat peut être calculé en utilisant dans (13) les caractéristiques non drainées du sol en considérant le milieu incompressible ( $\nu_u = 0.5$ ). Ce tassement se produit à volume constant, il ne peut être provoqué que par distorsion du sol.

- Le tassement final peut être déterminé aussi à partir de la même expression en utilisant les caractéristiques drainées du sol, le cisaillement du sol s'effectue toujours sans variation de volume. En utilisant l'hypothèse de Terzaghi on montre que  $G = G'$ . Donc le module  $G_M$ , obtenu à partir de l'essai pressiométrique, peut être utilisé à la fois pour le calcul du tassement immédiat et du tassement final.

- Le tassement dû à la consolidation est alors déduit par différence entre les tassements final et immédiat :

$$s_c = s_f - s_i$$

### Remarque

Dans l'expression (donnée ci-dessus) du tassement de consolidation on a négligé le tassement  $s_s$  dû à la consolidation secondaire du sol.

Mais le tassement théorique, obtenu à partir de la théorie de l'élasticité linéaire, comparé au tassement mesuré est très élevé. Cela a conduit Ménard à établir des formules semi-empiriques pour estimer le tassement à partir du résultat suivant de la théorie d'élasticité :

Sous une fondation circulaire rigide, de diamètre  $B$ , le déplacement du sol provoqué sous l'action d'une charge uniformément répartie est décomposé en deux termes [6] :

- Le premier, sous la semelle, où l'effet de la contrainte moyenne est prépondérant, le phénomène de consolidation l'est aussi ;
- Le deuxième, situé au delà du premier, où le phénomène de distorsion sans variation de volume est prépondérant.

Ménard a proposé que le premier domaine (I), dit sphérique, soit constitué d'une sphère de rayon égal à la demi-largeur de la fondation. Le deuxième domaine (II), dit déviatorique, est constitué par le reste du massif situé au delà du domaine (I). Le tassement total est donc calculé par la somme de deux tassements : l'un est relatif au domaine sphérique, l'autre est relatif au domaine déviatorique.

### Calcul du tassement par les formules de Ménard

Soit une fondation circulaire de diamètre  $B = 2r$ , ou une fondation rectangulaire de dimensions  $(B,L)$  placée à la profondeur  $D$  au sein du massif de sol (figure 12).

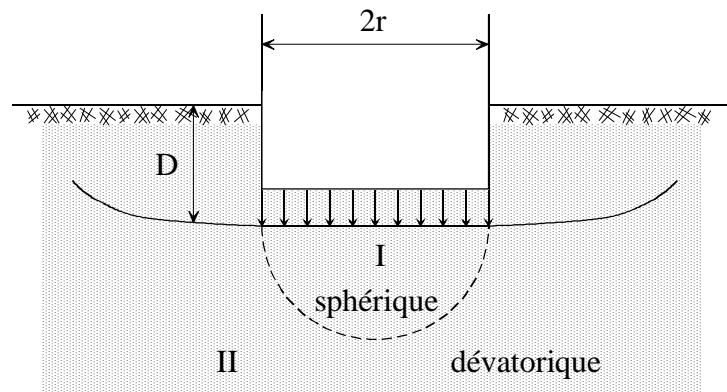


Figure 12. Décomposition d'un massif de sol d'après la méthode pressiométrique

Le tassement de la fondation est la somme du tassement  $s_1$  d'une demi-sphère rigide de rayon  $r$  dans un milieu élastique de module  $E_u = E$  soumis à des cisaillements purs ; et du tassement  $s_2$  de la demi-sphère sous l'effet de la consolidation. Pour ce dernier on fait intervenir le module œdométrique qui est estimé par :

$$E_{\text{œd}} = \frac{E_M}{\alpha}$$

Où :

$E_M$  est le module pressiométrique,

$\alpha$  est le coefficient de structure du sol (voir tableau 1).



Lorsque le massif est supposé homogène, le tassement de la semelle s'écrit :

$$s = \frac{(1 + \nu)pB_0(\lambda_1 B / B_0)\alpha}{6E} + \frac{\alpha}{9E} p\lambda_2 B \quad (14)$$

$$s = s_1 + s_2$$

où :

$\nu$  est le coefficient de Poisson du sol, en général on a :  $\nu = 0,33$  ;

$p$  est la contrainte appliquée par la semelle sur le sol ;

$B_0$  est le diamètre de référence ;  $B_0 = 60$  cm ;

$\lambda_1$  et  $\lambda_2$  sont les coefficients de forme de la semelle (voir tableau 2).

#### Remarque

La formule (14) est établie pour une fondation encastree avec  $D/B > 1$  ; sinon il convient de majorer le tassement de 10% si  $D = B/2$ , et de 20% si  $D = 0$ .

Sols	Argile		Limon		Sable		Sable et graviers	
	E/p <sub>1</sub>	$\alpha$	E/p <sub>1</sub>	$\alpha$	E/p <sub>1</sub>	$\alpha$	E/p <sub>1</sub>	$\alpha$
Surconsolidé	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6-10	1/4
Altéré et remanié	7 - 9	1/2	-----	1/2	-----	1/2	-----	1/2

Sol	$\alpha$
Tourbe	1
Rocher sain	2/3
Rocher peu fracturé	1/2
Rocher très fracturé	1/3

Tableau 1. Valeurs du coefficient de structure du sol

L/B = L/2r	1		2	3	5	20
	cercle	carré				
$\lambda_1$	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
$\lambda_2$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Tableau 2. Valeurs des coefficients de forme de la semelle

#### Cas d'un sol hétérogène

On découpe le sol en tranches horizontales (figure 13) dont les limites sont situées, à partir de la base de la fondation, aux profondeurs suivantes :  $z = B/2, 2r, 5r, 8r, 16r$ .

A chaque tranche est affecté un module pressiométrique qui est la moyenne harmonique des valeurs trouvées pour le module de déformation à différentes profondeurs dans la tranche considérée ; on obtient six modules :  $E_1, E_2, E_{3/4/5}, E_{6/7/8}, E_{9-16}$ . On a :

$$E_A = E_1$$

$$E_B = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9-16}}} \quad (15)$$

Dans le cas d'un sol hétérogène, le tassement est donné par :

$$s = \frac{1,33pB_0(\lambda_1 B / B_0)\alpha}{6E_B} + \frac{\alpha}{9E_A} p\lambda_2 B \quad (16)$$

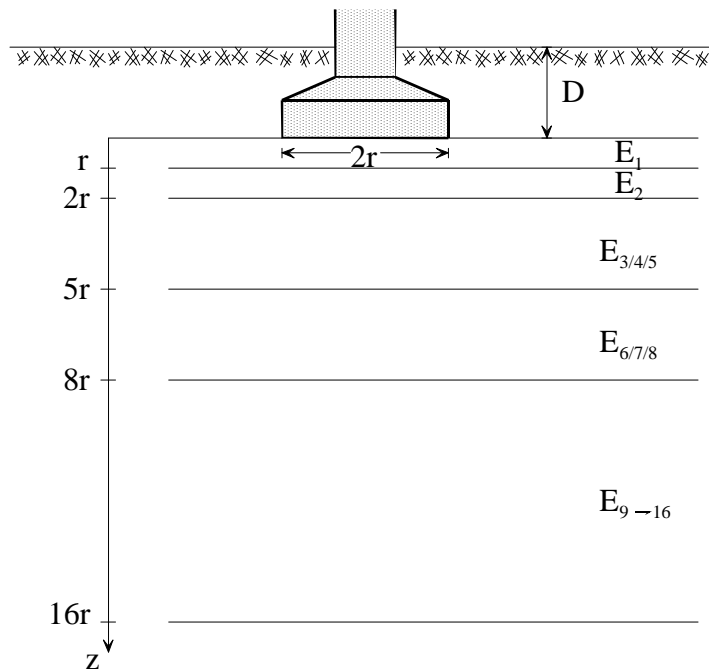


Figure 13. Subdivision d'un sol pour le calcul du tassement par la méthode Pressiométrique

### Exemple de calcul de tassement

Soit la fondation représentée sur la figure 14, et dont les dimensions sont :  
 $B = 5\text{m}$ ,  $D = 1.75\text{m}$ ,  $L = 12\text{m}$ .

Elle est placée dans un terrain argileux dont les caractéristiques, déterminées par des essais pressiométriques, sont données sur la même figure.

Pour déterminer le tassement de la fondation, on découpe le sol en cinq tranches et on calcule leurs modules à partir de la moyenne harmonique HM des valeurs  $E_M$  trouvées dans la couche considérée.

$$E_1 = \text{HM}(13000/20000/16000) = 3 / E_1 = 1/13000 + 1/20000 + 1/16000 = 15840 \text{ Kpa.}$$

$$E_2 = \text{HM}(27000/40000) = 32240 \text{ Kpa.}$$

$$E_{3/4/5} = \text{HM}(35000/24000/35000/37000/70000/55000/60000/70000), \text{ d'où :}$$

$$E_{3/4/5} = 42270 \text{ Kpa.}$$

$$E_{6/7/8} = \text{HM}(75000/85000) = 79700 \text{ Kpa.}$$

$E_{6/7/8}$  et  $E_{9-16}$  sont considérés égaux ; d'où on déduit :  $E_A = E_1 = 15840 \text{ Kpa.}$

En appliquant (15), on trouve :  $E_B = 30000 \text{ Kpa.}$

A partir du tableau 1, pour une argile ayant  $E_M/p_1 = 9$  à  $16$ , on a :  $\alpha = 2/3$ .

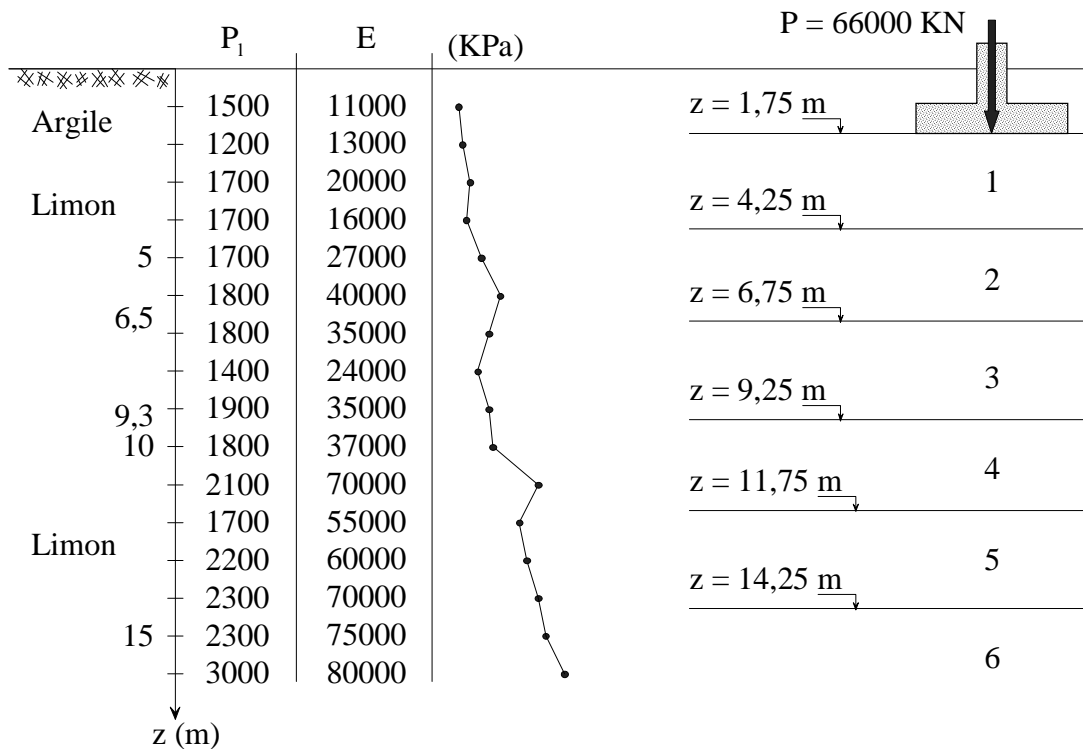


Figure 14. Données pour le calcul du tassement par la méthode pressiométrique

A partir du tableau 2, pour  $L/B = 2,4$  on a :

$$\lambda_1 = (1,53 + 1,78)/2 = 1,65 \text{ et } \lambda_2 = (1,20 + 1,30)/2 = 1,25.$$

Par ailleurs, pour  $D/B = 1,75/5 = 0,35$ , on a une augmentation de 13% du tassement calculé, on obtient finalement :

$$s = 6.8 \text{ cm}$$

#### 5.4 Applications pratiques de la consolidation

Ces applications sont nombreuses, la théorie de la consolidation permet :

- L'étude du comportement dans le temps des sols sous l'effet des charges permanentes ;
- Le calcul du tassement sous les ouvrages, deux types de problèmes sont distingués à ce niveau, l'estimation du tassement définitif (ou total) d'une part, et l'estimation de l'évolution du tassement d'autre part.

Lorsque le chargement est conforme au schéma de Terzaghi (l'étendue de la surface chargée est très grande par rapport à l'épaisseur de la couche compressible) le tassement est obtenu avec un ordre de grandeur acceptable. Pour le cas des fondations, le tassement obtenu est satisfaisant d'autant plus que le schéma de chargement est très proche de celui d'une semelle isolée.

Cependant l'estimation de la vitesse réelle de consolidation dans le temps est très grossière. Ceci est dû essentiellement à la perméabilité non isotrope des sols compressibles qui sont d'origine sédimentaire. La perméabilité horizontale  $k_h$  du sol peut être 100 à 1000 fois supérieure à sa perméabilité verticale  $k_v$ . Par exemple si un lit plus perméable, jouant le rôle de drain est situé à mi-épaisseur de la couche le temps de consolidation sera divisé par 4, comme la hauteur de drainage est divisée par 2 (voir l'expression de  $c_v$ ).

- La théorie de consolidation a permis d'envisager des procédés destinés à accélérer la vitesse de tassement. On décrira deux principaux procédés : le préchargement du sol, et la réalisation des drains de sable (ou de carton ou de géotextile).

L'accélération du tassement a pour but de provoquer la majeure partie avant et en cours de construction de l'ouvrage de manière à éviter les désordres qui peuvent lui porter préjudice en cours de service.

#### 5.4.1 Préchargement du sol

Supposons que le terrain, du fait de la construction d'un ouvrage donné, soit soumis à la charge de service  $P_0$ , et qu'avant la construction de l'ouvrage on soumet le terrain à une charge provisoire  $P_1 > P_0$ . En analysant les courbes du tassement théorique sous  $P_0$  et  $P_1$ , on voit (d'après la figure 15) que pour obtenir le tassement  $s_f(P_0)$  il suffit d'appliquer la charge  $P_1$  pendant une durée de temps  $t_1$ . En enlevant la surcharge  $P_1$ , et l'ouvrage étant construit, le tassement obtenu après consolidation sera très minime.

Afin de réduire davantage la durée du préchargement, on se contente souvent d'appliquer la charge pendant un temps  $t_2 < t_1$  de façon à obtenir un tassement résiduel  $(s_f - s_u)$  qui aura lieu après la construction de l'ouvrage est acceptable sans dommage par ce dernier.

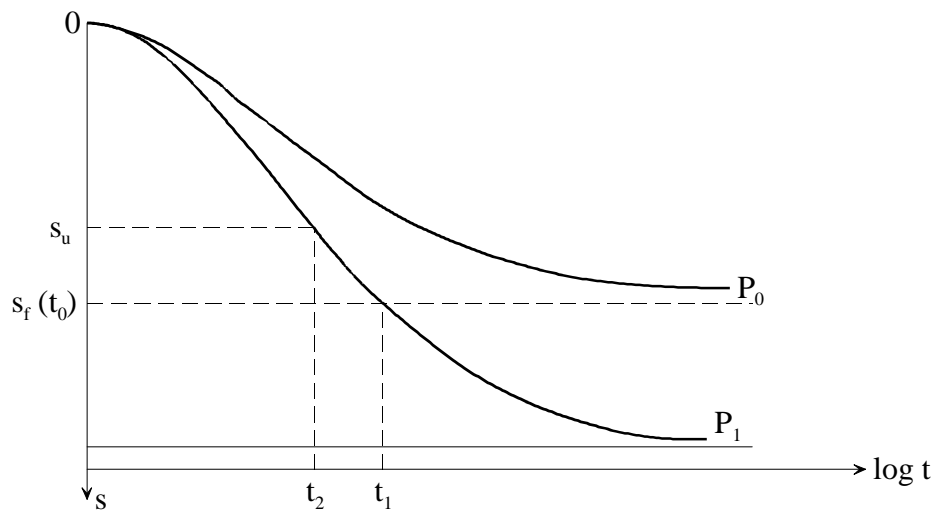


Figure 15. Réduction du tassement par préchargement du sol

#### 5.4.2 Utilisation des drains

La méthode consiste à forer dans le sol selon une maille régulière et à remplir les forages par un matériau drainant (sable, mèche en carton ou en géotextile). La couche compressible est surmontée d'une couche drainante et d'un préchargement (figure 16).

De cette façon la longueur de drainage est réduite considérablement en passant de  $H$  à  $\frac{d_1 - d_0}{2}$ ; de plus l'écoulement se faisant dans la direction horizontale est fonction non plus de

la perméabilité verticale  $k_v$ , mais aussi la perméabilité horizontale  $k_h$  qui est très élevée par rapport à  $k_v$ , ce qui accélère davantage la consolidation du sol.

L'utilisation de cette méthode a permis d'établir des abaques donnant le degré de consolidation en fonction d'un facteur temps de la consolidation radiale et du rapport ( $d_1/d_0$ ), Philipponat [6].

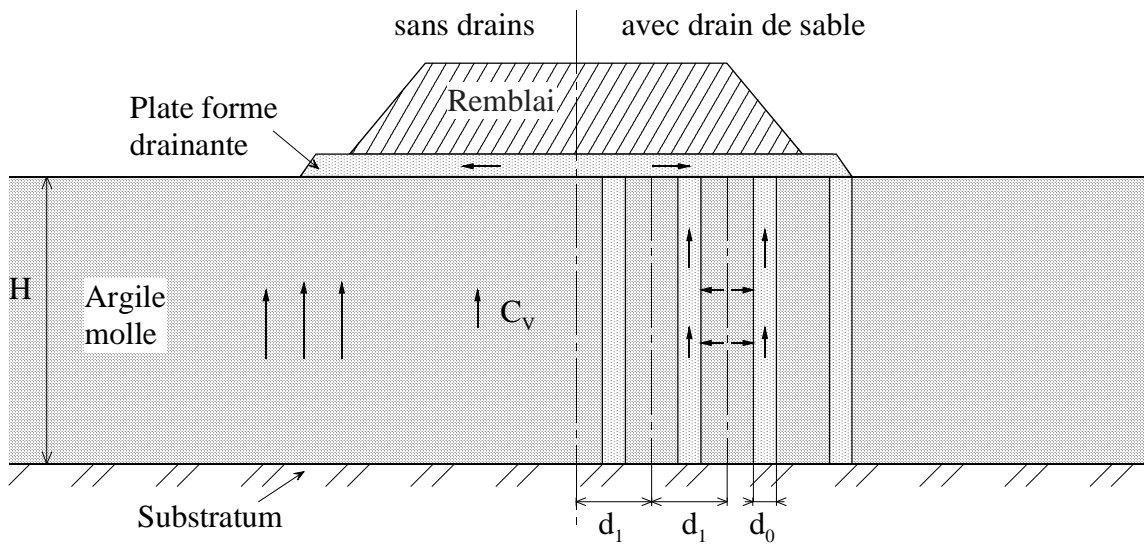


Figure 16. Consolidation accélérée par drains de sable

### 5.5 Tassement absolu – Tassement différentiel

Lorsque le tassement est uniforme, il n'est pas préjudiciable si l'ouvrage considéré possède une certaine raideur. Par exemple les immeubles importants, qui reposent par l'intermédiaire de radiers généraux sur une couche d'argile molle normalement consolidée très épaisse, accusent un tassement de 10 à 25 cm sans aucun dommage.

Le cas le plus gênant correspond à des dénivellations entre différents points d'une fondation qu'on appelle tassement différentiel. Lorsqu'il est prononcé, des désordres graves peuvent se produire : dislocations de maçonnerie, fissures dans le béton (armé ou précontraint) ou rotation d'ensemble entraînant un hors plomb, par exemple la tour de Pise.

#### *Tassement admissible*

Les tassements différentiel et absolu sont considérés comme admissibles lorsqu'ils peuvent être absorbés sans inconvénients par la superstructure qui peut être :

- Soit souple (ouvrage rendu isostatique grâce à des articulations) ou bien elle est à maçonnerie hourdée à la chaux susceptible d'adaptations importantes : par exemple l'église Notre Dame à Mexico a subi un tassement différentiel de 1.5 m sans que des fissures graves ne se produisent [1] ;
- Soit rigide (immeuble monolithe en béton armé), l'exemple de bâtiments d'habitation au Brésil fondés sur une mince couche de sable reposant sur 70 m d'argile molle, leur tassement courant est de 0.8 m à 1.5 m.

Un tassement différentiel  $s_d$  de plusieurs centimètres est admissible pour des ossatures en béton armé ou métalliques avec plusieurs niveaux. Bjerrum et Skempton ont montré que ce tassement n'est pas préjudiciable pour des constructions courantes, en fonction de la portée L entre deux appuis voisins, dans les limites suivantes [1] :

En maçonnerie :  $s_d \leq L/600$ .

En béton armé :  $s_d \leq L/1000$ .

## 5.6 Application

Soit un remblai posé sur un sol dont la coupe géotechnique est indiquée sur la figure 17.

Déterminer le tassement du remblai dans son axe, sachant que l'argile est normalement consolidée.

On assimilera le remblai à une distribution de charge uniforme s'étendant à l'infini.

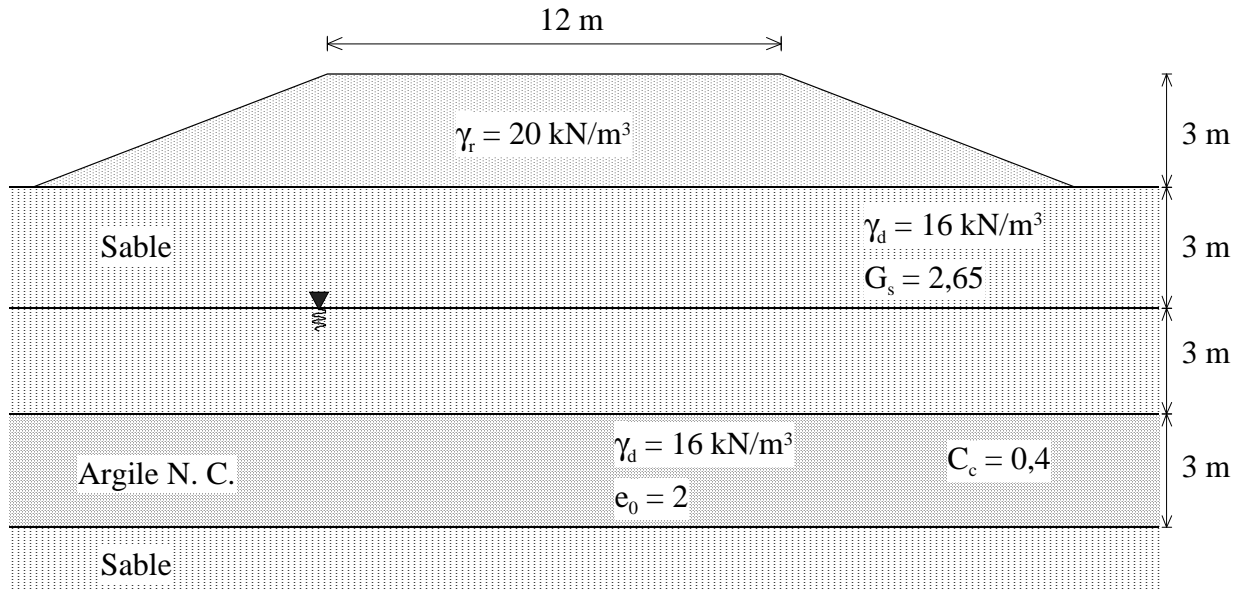


Figure 17. Coupe géotechnique du sol

### Réponses

On détermine le tassement dans ce cas par la méthode œdométrique, comme l'épaisseur de la couche compressible est petite par rapport aux dimensions du remblai.

Le calcul du tassement est fait au milieu de la couche d'argile, on doit y déterminer la contrainte effective. Ceci nécessite la détermination du poids spécifique déjaugé pour la couche de sable (partie saturée) et pour la couche d'argile. Pour cela, on utilise l'expression suivante (établie en chapitre 1) :

$$\gamma = \gamma_d \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right)$$

Pour le sable, sachant que :  $\gamma_s = G_s \gamma_w$  , on trouve :

$$\gamma = 9,96 \text{ KN/m}^3$$

Pou l'argile, sachant que :  $\gamma_s = \gamma_d (1 + e)$  , on aura :

$$\gamma = 12,67 \text{ KN/m}^3$$

La contrainte effective à la profondeur  $z = 7,5 \text{ m}$  est égale donc à :

$$\sigma'_0 = (16 \times 3 + 9,96 \times 3 + 12,67 \times 1,5) = 97 \text{ kPa}$$

Calculons maintenant l'excès de contrainte  $\Delta\sigma_z$  au milieu de la couche d'argile, en utilisant l'abaque n° 4 (donné en annexe du chapitre 3). On considère à cet effet la moitié d'un remblai pour lequel on a d'une part :

$$b/z = 0,8$$

et d'autre part :

$$a/z = 10$$

Comme on suppose que le remblai s'étend à l'infini. Ceci donne :

$$I = 0,49$$

D'où l'excès de contrainte total :

$$\Delta\sigma_z = 2 (p I) = 58,8 \text{ Kpa}$$

p étant la contrainte apportée par le remblai à la surface du sol, soit :

$$p = \gamma_r H = 60 \text{ KN/m}^2$$

L'argile étant normalement consolidée, on calcule la tassement de la couche à partir de l'équation (12b), ce qui donne :

$$s = 8,2 \text{ cm.}$$