

Chapitre 3

Tassement et consolidation des sols

1. Introduction :

Lorsqu'un sol est soumis à des charges extérieures, il se développe en dedans duquel des contraintes qui provoquent des déformations en particulier verticales, appelée "tassement" du sol. Ces tassements ne doivent pas être excessifs et ne pas dépasser les limites acceptables.

Dans ce chapitre, nous examinerons le tassement de consolidation unidimensionnel des sols à grain fin. Nous allons développer les concepts de base de la consolidation et les appliquer pour évaluer le tassement de consolidation. L'amplitude et l'évolution des tassements au cours de temps sont également présentés.

2. Définition de compressibilité des sols :

La diminution de volume d'un sol soumis à un chargement pourrait être attribuée à :

1. La compression des grains solides.
2. La compression de l'eau interstitielle ou de l'air.
3. L'expulsion de l'eau ou de l'air des pores des vides, ce qui va diminuer l'indice des vides ou la porosité.

Sous ces charges habituellement rencontrées dans la pratique de l'ingénierie géotechnique, les grains solides ainsi que l'eau interstitielle peuvent être considérés comme incompressibles. Dans ce cas, la compression de l'air et l'expulsion de l'eau interstitielle occupant les vides du sol sont les principales sources de diminution de volume.

Pour les sols saturés, la diminution de volume est uniquement due à l'expulsion de l'eau interstitielle. Les couches d'argile submergées impliquent une diminution du volume sous l'effet de charges extérieures par l'expulsion de l'eau au cours de temps, cette propriété de sol selon laquelle la diminution de volume se produit sous l'effet de la pression est appelée "compressibilité".

La compressibilité d'un sol dépend de la disposition structurale des particules du sol et, dans les sols à grains fins, du degré de liaison des particules adjacentes ensemble.

3. Evolution du tassement dans le sol :

L'évolution du tassement dans le sol dépend de l'arrangement et la dimension des particules. En raison de la grande perméabilité des sols à gros grains, le tassement survient très vite, ce

sont des tassements immédiats. Par contre les sols à gains fins (argiles) qui sont peu perméables, l'eau se trouvant dans les vides est expulsée très lentement. Dans ce cas, la compression et la diminution de volume vont évoluer au cours de temps, c'est ce qu'on appelle un tassement de consolidation.

Pour réaliser des fondations des structures, il faut évaluer la quantité totale de tassement et la vitesse à laquelle il se produira. Le tassement total S_t d'un sol chargé a trois composantes :

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (1)$$

Avec S_i : tassement immédiat

S_c : tassement de consolidation primaire

S_s : tassement de consolidation secondaire

3.1. Tassement immédiat :

L'évaluation de tassement immédiat est généralement basée sur la théorie d'élasticité. Pour une fondation parfaitement flexible posée sur un sol homogène, le tassement peut être exprimé comme suit :

$$S_i = q \cdot B' \frac{1 - \nu^2}{E_s} m I_s I_f \quad (2)$$

q : charge extérieure en kN/m^2

$B' = B/2$ B : la largeur de la semelle

ν : coefficient de Poisson de sol

E_s : module de déformation de sol calculé jusqu' à $Z = 5B$

$m = 4$: tassement calculé au centre de la semelle

$m = 2$: tassement calculé au coté

$m = 1$: tassement calculé au coin

I_s et I_f : Facteurs d'influence, dépendent de L/B , de coefficient de poisson de sol, l'encastrement D , et de la distance entre la base de fondation et le substratum rocheux H ;

3.2. Tassement de consolidation primaire :

La consolidation primaire d'un sol fin saturé correspond au tassement au fur et à mesure de la dissipation de l'eau interstitielle.

L'évaluation du tassement de consolidation est généralement basée sur un essai de laboratoire, l'essai de consolidation œdométrique.

3.2.1. Essai œdométrique :

L'essai œdométrique est effectué sur des échantillons intacts de sol fins saturés. Il consiste à soumettre à une éprouvette de sol emprisonnée dans une cellule œdométrique une série de

paliers de chargement et de déchargement d'intensité constante et à mesurer, pour chacun d'eux, la variation de hauteur ΔH de cette éprouvette au cours du temps (figure 1).

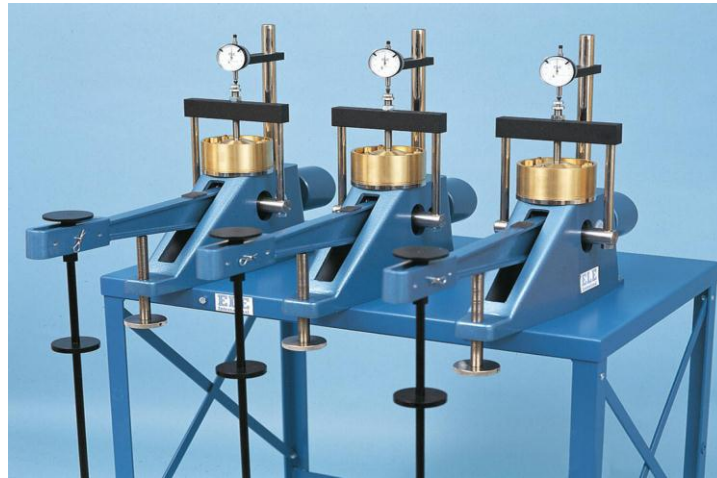


Figure 1 : Appareil œdométrique.

La cellule œdométrique représentée à la figure 2 comporte une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol, et deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure. Des comparateurs utilisés pour mesurer les déplacements verticaux.

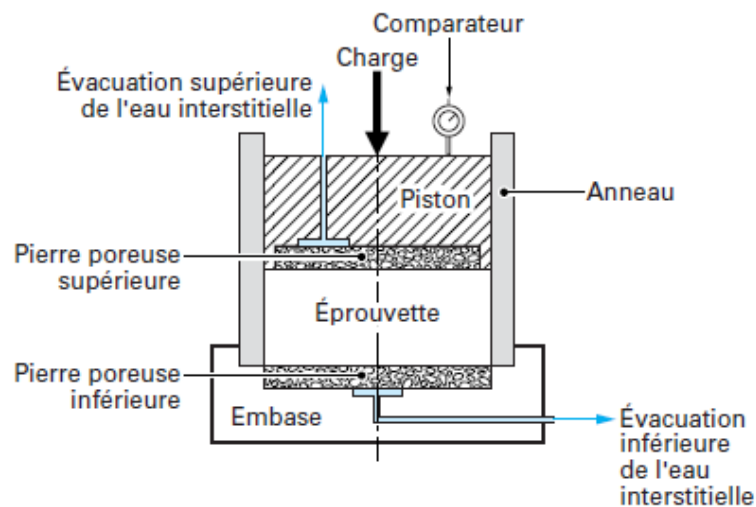


Figure 2 : Cellule œdométrique.

Une fois l'éprouvette est mise dans la cellule œdométrique qui empêche toute déformation latérale, on applique le chargement sur le piston par paliers de 24 heures et on mesure le tassement au cours du temps. Après 24 h, on passe au palier suivant, les normes recommandent de doubler le chargement, c'est-à-dire 12, 25, 50, 100, 200 kPa. En fin d'essai, déchargement de l'éprouvette, et le peser avant et après séchage à l'étuve (pour déterminer l'indice des vides).

Pour comprendre le comportement de l'échantillon de sol lors de l'essai œdométrique, nous nous aidons du modèle qui est représenté par un cylindre à parois indéformables fermé par un piston percé d'un orifice de très petit diamètre.

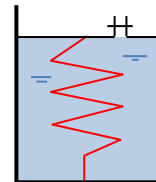
Dans ce modèle, on trouve :

- Un ressort qui représente le squelette granulaire,
- L'eau qui représente l'eau des pores du sol,
- Un petit trou percé à travers le piston qui représente la perméabilité du sol

Ce modèle permet d'analyser l'évolution de la contrainte totale σ , de la pression d'eau u , et de la contrainte effective σ' au cours du temps.

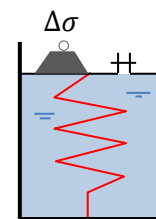
Avant l'application de la charge :

Avant d'appliquer la charge, la pression dans le ressort correspond à la contrainte effective verticale initiale du sol σ'_{v0} . La pression de l'eau correspond à la pression interstitielle initiale u_0 .



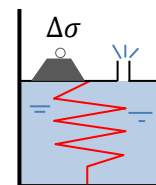
A l'application (orifice fermé) :

Comme l'orifice est fermé et que l'eau est incompressible, l'application de la charge $\Delta\sigma$ augmente la pression hydrostatique. Le ressort n'est pas comprimé, sa pression demeure donc inchangée. La surcharge fait augmenter la pression interstitielle ($u = u_0 + \Delta\sigma$) tandis que la contrainte effective reste constante $\sigma'_v = \sigma'_{v0}$.



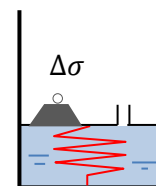
Avec le temps (orifice ouvert) :

Lorsque l'orifice est ouvert, l'eau sous pression est expulsée. La charge $\Delta\sigma$ va progressivement comprimer le ressort. Dans ce cas, la pression interstitielle diminue à mesure que l'eau est expulsée des vides, alors que la contrainte effective augmente.



L'état final :

Après un certain temps suffisamment long, la surpression interstitielle se dissipe (l'eau ne s'écoule plus) et le ressort reprend toute la surcharge $\Delta\sigma$. Dans ce cas, la contrainte effective devient $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma$. Le tassement de consolidation est terminé.



A partir de ces résultats, l'essai œdométrique permet de tracer deux types de courbes :

- Courbe de compressibilité : variation de l'indice des vides e en fonction du logarithme décimal de la pression appliquée σ' .
- Courbe de consolidation : variation du tassement en fonction du logarithme du temps.

3.2.1.1. Courbe de compressibilité :

Pour les sols fins, la perméabilité est en général faible et l'écoulement de l'eau à travers les pores du sol ne s'effectue pas instantanément. La déformation de l'éprouvette sous chaque

charge appliquée dépend donc du temps. La figure 3 présente la courbe de compressibilité d'un sol fin, on remarque que la courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes, AB à faible pente et CD à forte pente.

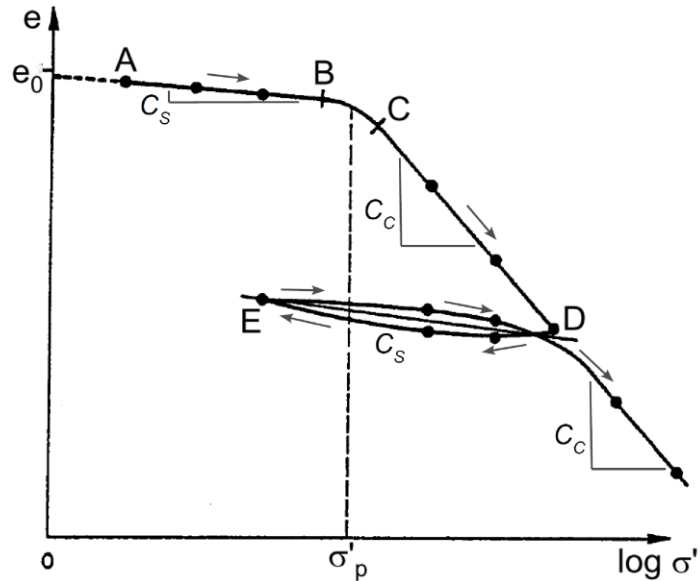


Figure 3 : Courbe de compressibilité pour les sols fins.

Pour tracer la courbe œdométrique et être en mesure d'interpréter les résultats de l'essai, on calcul l'indice des vides initial du sol, la contrainte initiale du sol en place, et la hauteur H de l'éprouvette. Pour une compression unidimensionnelle, la section de l'éprouvette reste constante, on peut écrire :

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{S \Delta H}{S H} = \frac{\Delta H}{H} \quad (3)$$

On a :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (4)$$

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta V_v}{V_v + V_s} = \frac{\Delta e V_s}{V_v + V_s} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (5)$$

Donc on trouve que ;

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (6)$$

3.2.1.2. Paramètres de la courbe de compressibilité :

La courbe de compressibilité permet de déterminer trois caractéristiques du sol étudié :

- La pression de préconsolidation
- L'indice de compression
- L'indice de gonflement

A. La pression de préconsolidation σ'_p

L'abscisse du point d'intersection P des deux parties rectilignes de la courbe de compressibilité œdométrique (figure 4) est appelée la pression de préconsolidation. Il existe différentes méthodes pour évaluer la pression de préconsolidation en pratique (méthode de Casagrande). La contrainte de préconsolidation peut être estimée d'une façon approximative en reliant la pente à l'origine de la première partie de la courbe à la droite représentant la deuxième partie.

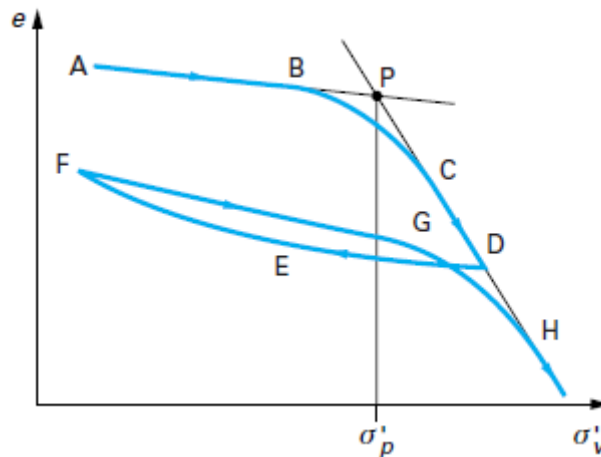
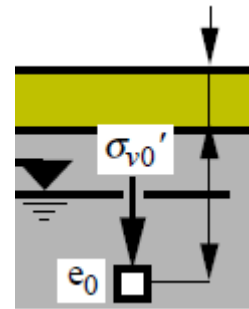


Figure 4 : Détermination de σ'_p

Pour un échantillon de sol prélevé intact à une profondeur Z, on peut d'une part, calculer la contrainte naturelle initiale σ'_{v0} qui s'exerce à cette profondeur, et d'autre part déterminer la pression de préconsolidation σ'_p par un essai œdométrique. Par comparaison de ces deux valeurs, on peut distinguer trois cas du sol :



1. Sol normalement consolidé :

Lorsque $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$, le sol est dit normalement consolidé. Le sol n'a jamais été soumis à une contrainte supérieure à la contrainte géostatique. Le sol a seulement été consolidé par le poids des couches supérieures actuellement présentes.

2. Sol surconsolidé :

Lorsque $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$, le sol est dit surconsolidé. Le sol a été soumis dans le passé à une pression de préconsolidation plus importante que le poids des couches supérieures maintenant présentes sur le terrain. L'état de surconsolidation peut être dû à la surcharge exercée par des terrains qui ont été enlevés par la suite, à une surcharge temporaire telle que le poids d'un glacier aujourd'hui disparu.

Le rapport de surconsolidation OCR qui caractérise l'état initial du sol est égal à :

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (7)$$

Ce rapport de la pression de préconsolidation sur la contrainte verticale naturelle sera égal à 1 dans les sols normalement consolidés, et supérieur à 1 dans le cas d'un sol surconsolidé.

3. Sol en cours de consolidation

Lorsque $\sigma'_{v0} > \sigma'_p$, le sol est en cours de consolidation sous l'effet de son poids propre (remblais récents, mal ou non compactés.). Ce sont des sols généralement inconstructibles.

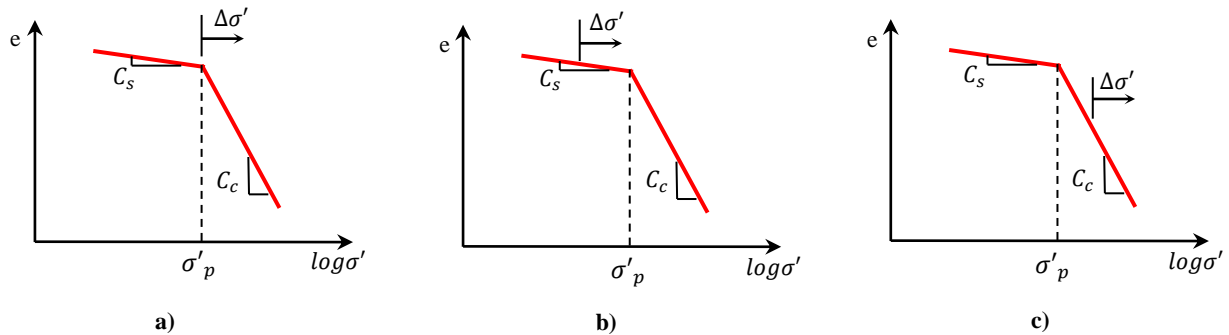


Figure 5 : a) Sol normalement consolidé, b) Sol surconsolidé, c) Sol sous consolidé.

B. Indice de compression C_c :

On appelle indice de compression C_c , la pente de la courbe de consolidation vierge (voir Fig. 5). C_c est un nombre sans dimension. La valeur de C_c peut être déterminée par :

$$C_c = \left| \frac{(e_1 - e_2)}{(\log \sigma_1 - \log \sigma_2)} \right| = \left| \frac{\Delta e}{(\Delta \log \sigma')} \right| \quad (8)$$

A titre indicatif, voici quelques valeurs de C_c en fonction du type de sol :

- Sables : $0,01 < C_c < 0,10$
- Kaolinites : $0,10 < C_c < 0,25$
- Illites : $0,25 < C_c < 0,80$
- Montmorillonites : $0,80 < C_c < 2,50$

On peut considérer également qu'un sol est :

- Peu compressible lorsque $C_c < 0,2$
- Compressible lorsque $0,2 < C_c < 0,7$
- Très compressible lorsque $0,7 < C_c$.

En l'absence de l'essai œdométrique, on peut obtenir une estimation de l'indice de compression à partir de la relation empirique proposée par Skempton (1944), valable dans le cas des argiles normalement consolidées :

$$C_c = 0,009(W_L - 10) \quad (9)$$

Où W_L est la teneur en eau à la limite de liquidité exprimée en pourcentage.

C. Indice de gonflement Cs

C'est la pente moyenne d'un cycle de déchargement/rechargement, qui correspond aussi à la pente de la courbe de consolidation pour une valeur de contrainte inférieure à la contrainte de préconsolidation (voir Fig. 5) :

$$C_s = \left| \frac{(e_1 - e_2)}{(\log \sigma_1 - \log \sigma_2)} \right| = \left| \frac{\Delta e}{(\Delta \log \sigma')} \right| \quad (10)$$

3.2.1.3. Coefficients de compressibilité et module œdométrique :

Si l'on veut dessiner la courbe de compressibilité en coordonnées linéaires et non plus semi-logarithmiques, on utilise des paramètres de compressibilité définis de la façon suivante :

Coefficient de compressibilité a_v :

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad (11)$$

Coefficient de changement de volume m_v :

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma' (1 + e_0)} = \frac{\Delta H}{H \Delta \sigma'} \quad (12)$$

Le module œdométrique $E_{\text{œd}}$ est une autre représentation de la compressibilité des sols à l'œdomètre. Il est défini comme suit :

$$E_{\text{œd}} = \frac{(1 + e_0) \Delta \sigma'}{\Delta e} = \frac{1}{m_v} \quad (13)$$

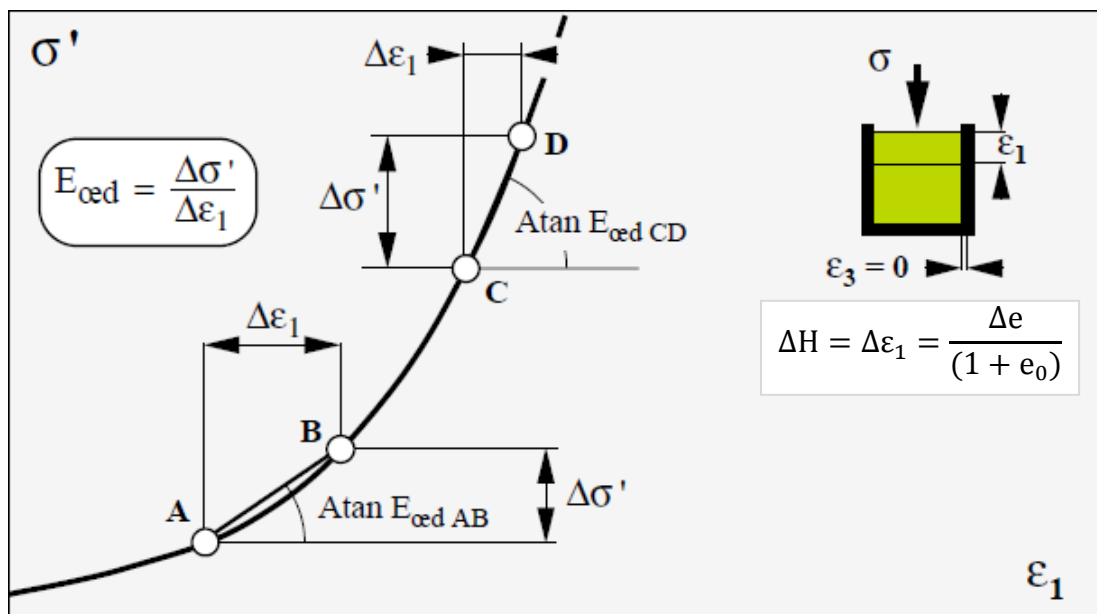


Figure 6 : Variation de ΔH en fonction de $\Delta \sigma$

3.2.2. Calcul du tassement primaire par la méthode oedométrique :

Après avoir tracé la courbe de compressibilité oedométrique et calculer les différents paramètres nécessaires, le tassement d'une couche homogène d'épaisseur H_0 (de l'ordre de quelques mètres, au maximum), peut être déterminé au moyen des formules suivantes :

➤ **Sol normalement consolidé : $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$**

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} H_0 \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (14)$$

➤ **Sol surconsolidé : $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$**

Cas 1 : lorsque $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma < \sigma'_p$:

$$S_c = \frac{C_s}{1 + e_0} H_0 \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (15)$$

Cas 2 : lorsque $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma > \sigma'_p$:

$$S_c = \frac{C_s}{1 + e_0} H_0 \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} H_0 \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \quad (16)$$

4. Evolution du tassement en fonction du temps :

4.1. Théorie de la consolidation unidimensionnelle :

On a vu aux paragraphes précédents que la consolidation d'un sol fin est définie comme le phénomène conduisant à la dissipation des surpressions interstitielles et à la diminution du volume du sol au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées.

Les équations précédentes servent à calculer le tassement total causé par la consolidation primaire ne fournissent aucune information concernant l'estimation du tassement à n'importe quel moment. Pour cela, Terzaghi (1925) a proposé la première théorie qui considère le taux de consolidation unidimensionnelle pour les sols argileux saturés. La méthode mathématique est basée sur les six hypothèses suivantes :

1. Le sol est homogène.
2. Le sol est complètement saturé ($S_r = 100\%$).
3. Les grains du sol et l'eau sont pratiquement incompressibles (γ_w est constant et le changement de volume du sol n'est dû qu'au changement de l'indice des vides).
4. Le coefficient de compressibilité a_v et le coefficient de perméabilité de Darcy k demeurent constants pendant la consolidation.
5. La compression est unidimensionnelle.
6. L'écoulement de l'eau dans les vides du sol est unidimensionnel, la loi de Darcy étant valable.

Considérons une couche d'argile compressible ayant une épaisseur $2H$ et limitée par deux couches perméables. Sur ce sol repose un ouvrage exerçant une surcharge $\Delta\sigma$ (voir figure 7).

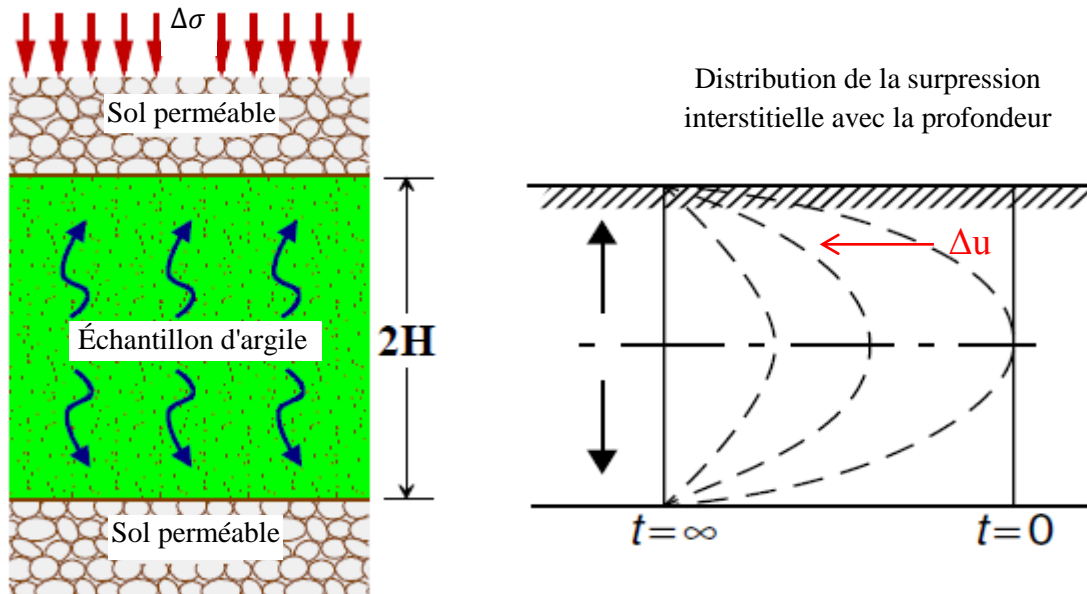


Figure 7 : Consolidation d'un échantillon d'argile avec double drainage

L'équation de la consolidation unidimensionnelle est :

$$m_v \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (17)$$

Où :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (18)$$

Avec :

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (19)$$

c_v est le coefficient de consolidation, exprimé en m^2/an . Puisque k et m_v sont supposés être des constantes, le c_v est également constant pendant la consolidation.

et :

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{facteur temps} \quad (20)$$

Le facteur temps est un nombre non dimensionnel.

Étant donné que la consolidation progresse par la dissipation de l'excès de pression d'eau interstitielle, le degré de consolidation à une distance z à un moment t est :

$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0} \quad (21)$$

u_z : l'excès de pression d'eau interstitielle au temps t .

Le degré de consolidation moyen pour toute la profondeur de la couche d'argile à tout moment t peut être écrit à partir de l'équation (21) comme suit :

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_c} \quad (22)$$

U : degré de consolidation moyen

$S_{c(t)}$: tassement à l'instant (t)

S_c : tassement de consolidation primaire final

Les valeurs du facteur temps et leurs degrés moyens de consolidation correspondants peuvent également être approximés par la relation simple suivante :

$$\text{Lorsque } U = 0 \text{ à } 60\%, \quad T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2$$

$$\text{Lorsque } U > 60\%, \quad T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U\%)$$

4.2. Détermination de coefficient de consolidation :

Le coefficient de consolidation c_v est déterminé suite à un essai oedométrique, à partir de la courbe de consolidation (tassement en fonction du temps pour un chargement constant). Deux méthodes graphiques sont couramment utilisées pour déterminer le c_v ; la première est la méthode du logarithme du temps proposée par Casagrande et Fadum (1940), et l'autre est la méthode de la racine carrée du temps donnée par Taylor (1942).

Il convient de noter qu'une fois la valeur du c_v déterminée, le coefficient de perméabilité peut être calculé à partir de l'équation 18, le test de l'oedomètre étant une méthode utile pour obtenir la perméabilité des sols à grains fins.

4.2.1. Méthode de Casagrande :

Dans cette méthode, le tassement est mis en graphique en fonction du logarithme du temps, comme le montre la figure 8.

Pour déterminer le coefficient de consolidation par la méthode de Casagrande, on doit évaluer le début de la consolidation secondaire, autrement dit la fin de la consolidation primaire. L'objectif de cette méthode est de déterminer le temps de réalisation de 50% du tassement de consolidation primaire (t_{50}). Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- 1) Prolonger les portions linéaires des consolidations primaires et secondaires pour se croiser en J. L'ordonnée de J est représentée par S_{100} , c'est-à-dire la déformation à la fin de la consolidation primaire à 100 %.
- 2) On détermine la déformation initiale correspondante à $U = 0\%$. C'est-à-dire après directement le tassement instantané.
- 3) On calcule la déformation S_{50} et le temps t_{50} correspondant à 50% du tassement de consolidation primaire.
- 4) Pour 50% de consolidation primaire, le facteur temps $T_v = 0,197$; donc :

$$c_v = \frac{0,197 H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (23)$$

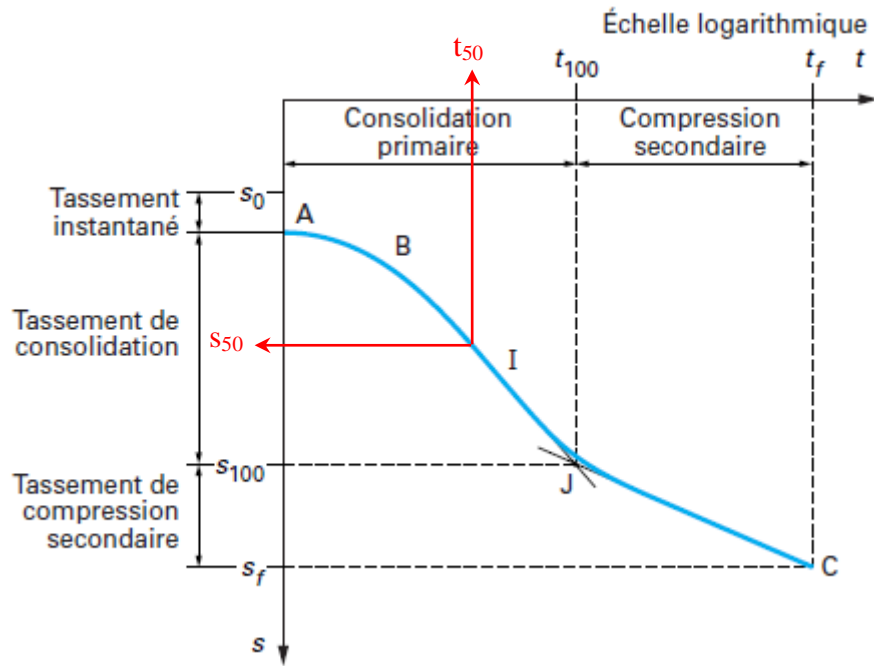


Figure 8 : Courbe de consolidation (évolution du tassement en fonction du temps).

Pour les échantillons drainés en haut et en bas, H_{dr} est égal à la moitié de la hauteur moyenne d'échantillon pendant la consolidation. Pour les échantillons drainés sur un seul côté, H_{dr} est égal à la hauteur moyenne de l'échantillon pendant la consolidation.

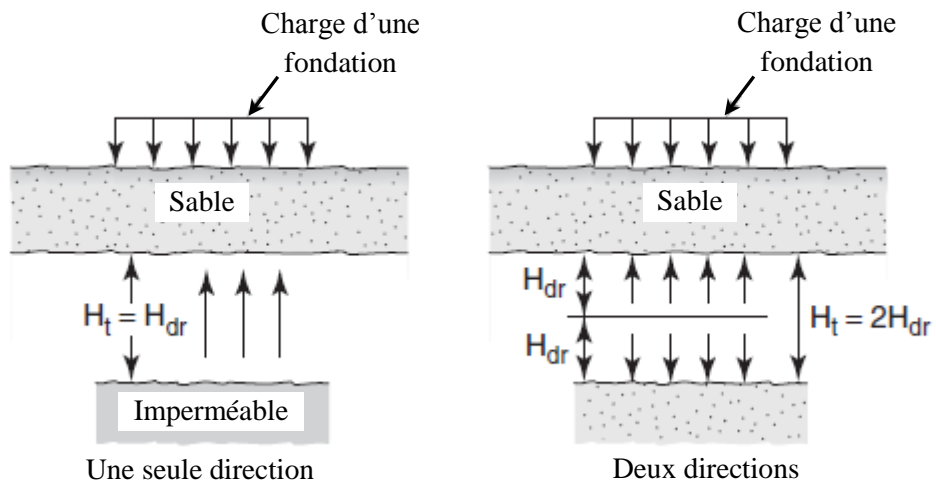


Figure 9 : Distance de drainage dans les sols.