

Chapitre 4: Eau dans le sol

4.1. Introduction :

Le rôle joué par l'eau est fondamental dans la tenue des ouvrages de Géotechnique. La plupart des accidents surviennent parce qu'il a mal été pris en compte dans les calculs, la réalisation ou l'évolution des ouvrages au cours du temps.

Le drainage et le rabattement provisoire ou définitif de la nappe phréatique, sont souvent indispensables pour la réalisation des ouvrages, et pour leur stabilité.

On distingue 03 types de nappes :

- Nappes libres dont le toit supérieur est à la P atm
- Nappes captives (artésiennes) dont le toit est maintenu sous pression
- Nappes phréatiques dont le toit est plus près de la surface libre

4.2. Écoulement d'eau dans les sols : vitesse, gradient, débit, loi de Darcy, perméabilité,

4.2.1. vitesse et débit :

Une molécule suit un trajet appelé « ligne de courant », son vecteur vitesse est tangent à cette ligne. Les lignes de courant s'appuyant sur le contour fermé d'une surface « S » forment un tube de courant. Le débit « Q » en m³/s, pour une vitesse « V » constante est :

$$Q = V \times S$$

Pour effectuer des calculs, on est ramené à définir des lignes de courants fictives et des vitesses apparentes « v »

4.2.2. Charge et pression hydraulique

Par sa position, la pression qu'elle subit et la vitesse à laquelle elle s'écoule, l'eau en un point donné du sol porte une quantité d'énergie « h » en mètres d'eau (charge hydraulique), donnée par l'équation de Bernoulli :

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{u}{\gamma} + z$$

v : Vitesse de l'eau.

g : Accélération de la pesanteur.

u : Pression de l'eau

z : Cote du point considéré par rapport à une surface de référence, peut être négatif ou positif

Pour les sols, « v » est très faible, on aura alors :

$$h = \frac{u}{\gamma \omega} + z$$

La charge hydraulique est mesurée en un point donné par l'altitude du niveau atteint par l'eau dans un tube piézométrique placé au point considéré par rapport au plan de référence.

4.2.3. Perte de Charge

Entre deux points A et B, Δh représente la variation de la charge hydraulique subie par l'eau lors de son mouvement de A vers B. C'est une perte d'énergie (perte de charge).

$$\Delta h = h_A - h_B$$

4.2.4. Gradient hydraulique

C'est la perte de charge par unité de longueur en un point donné.

$$i = \frac{\Delta h}{dl}$$

Le gradient hydraulique critique (i_c), est celui qui va provoquer un état de boulangage appelé phénomène de renard.

$$i_c = \frac{\Delta h_c}{L} = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{\gamma'}{\gamma \omega}$$

4.2.5. LOI DE DARCY

DARCY (1856) a proposé, pour décrire les écoulements unidirectionnels, la relation suivante :

$$\frac{Q}{S} = k \frac{H_1 - H_2}{l}$$

Où H_1 et H_2 sont les hauteurs piézométriques mesurées aux deux extrémités de l'échantillon (Figure I.1).

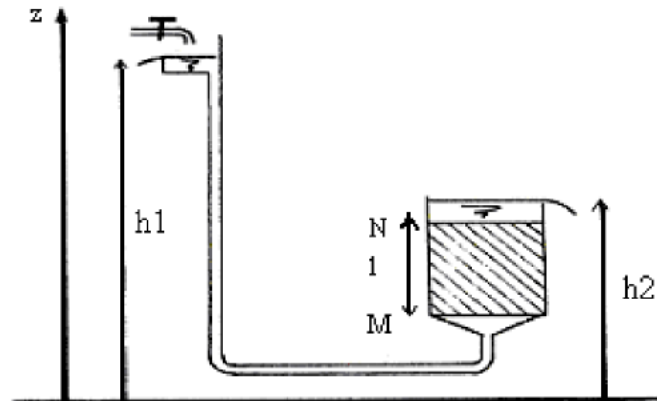


Figure 4.1 : L'expérience de DARCY

Il constate que le débit par unité d'aire Q est proportionnel à (H_1-H_2) et inversement proportionnel à la longueur l de l'écoulement, tant que $(H_1-H_2)/l$ n'est pas trop fort. C'est cette relation qui a permis d'exprimer la loi de DARCY :

$$v = -ki$$

Avec v : Vitesse de décharge (c'est le débit traversant une section unité) ;

i : Gradient hydraulique ou perte de charge par unité de longueur dans le sens de l'écoulement

k : Coefficient de perméabilité du sol qui a la dimension d'une vitesse. Il caractérise à la fois le sol et le liquide filtrant.

Considérons un cylindre de sol de section S (figure I-1) et supposons qu'il se produise un écoulement de M vers N.

Soit Q le débit à travers la section S . Par définition, la vitesse de l'eau est

$$V = Q/S$$

Il s'agit d'une vitesse apparente car, d'une part, l'eau ne circule que dans les pores et la section réelle disponible n'est que $S.n$ (n : la porosité) ; d'autre part, les pores ne sont pas rectilignes et l'eau fait de nombreux détours, c'est ce qu'on appelle la tortuosité du milieu.

4.2.6. Coefficient de perméabilité

La loi de DARCY pose donc la proportionnalité de la vitesse de décharge et du gradient hydraulique. Le coefficient de proportionnalité k a la dimension d'une vitesse, c'est le coefficient de perméabilité, il dépend à la fois du milieu poreux et du fluide. On l'exprime en général en m/s ou en cm/s. on trouvera ci-dessous (tableau I-1), une échelle approximative des valeurs de ce coefficient de perméabilité k suivant la nature des terrains.

Tableau 4.1 : Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité des sols en cm/s (d'après COSTET et al. 1983)

(en cm/s)

Gravier	10^{-1}	$< k <$	10^2
Sable	10^{-3}	$< k <$	10^{-1}
Limon et sable argileux.....	10^{-7}	$< k <$	10^{-3}
Argile	10^{-11}	$< k <$	10^{-7}
Roches apparemment non fissurées.....	10^{-10}	$< k <$	10^{-8}

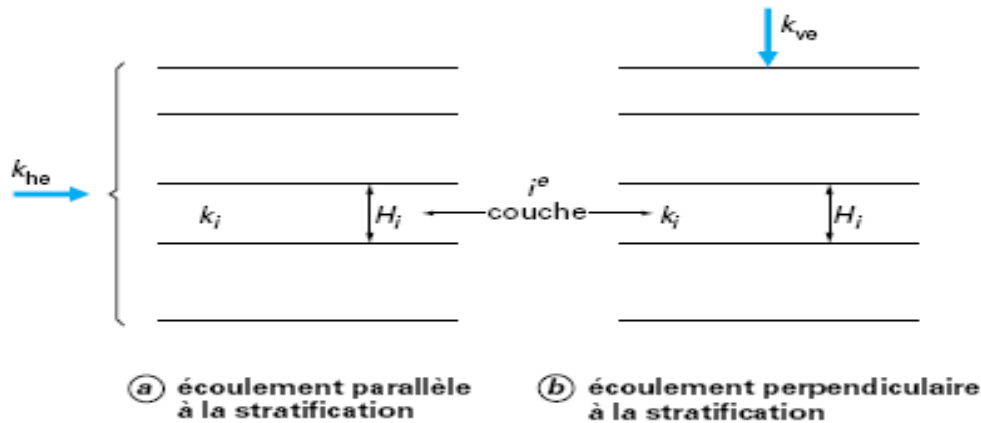
N. B. : pour permettre de se rendre compte plus facilement de l'ordre de grandeur de ces coefficients, on indiquera que 10^{-6} cm/s représente une vitesse de 30 cm par an environ.

On peut mettre ce coefficient sous la forme (COSTET et al. 1983)

$$\kappa = \frac{\gamma}{\eta} \cdot K$$

Dans cette formule γ et η sont respectivement le poids volumique et la viscosité du liquide et K est un coefficient qui dépend uniquement du milieu filtrant, sa dimension est celle d'une surface, dans la plupart des travaux de génie civil qui relèvent peu à peu de l'hydraulique souterraine, l'ingénieur est en présence d'un liquide bien connu, l'eau, le terme η/γ ne dépend pratiquement que de la température seule. On conçoit donc sans peine que, pour des raisons de commodité, les ingénieurs aient adopté le coefficient de perméabilité κ malgré son caractère hybride. Par contre, lorsque la nature et les propriétés du fluide sont susceptibles de varier notablement, comme c'est le cas par exemple pour les roches pétrolifères, il est tout naturel de se servir du coefficient K .

4.2.6.1. Perméabilité des milieux stratifiés



$$k_{he} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i}$$

$$k_{ve} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{\sum_{i=1}^n (H_i / k_i)}$$

4.3. Mesure du coefficient de perméabilité au laboratoire et in-situ Principe de la contrainte effective

4.3.1. Mesure du coefficient de perméabilité au laboratoire

Le coefficient de perméabilité d'un sol est une caractéristique intrinsèque au sol et qui dépend :

- de la granulométrie du sol et de sa nature ;
- de sa structure.
- Plus un sol est fin, plus les pores sont petits, et plus les frottements et donc les pertes de charges sont importants, donc plus le coefficient de perméabilité sera petit. On dit parfois par simplification que les argiles sont imperméables, en fait elles ont une perméabilité très faible.
- Plus un sol est dans un état de compacité élevé, plus la porosité est faible et l'espace dans lequel l'eau peut circuler réduit, donc moins le sol sera perméable.

Deux méthodes qui sont des applications directes de la loi de DARCY sont utilisées en laboratoire :

- 1- Mesure sous charge constante pour les sols très perméables.*
- 2- Mesure sous charge variable pour les sols peu perméables.*

4.3.1.1.Perméamètre à charge constante

Un perméamètre est composé d'une enceinte étanche dans laquelle est placé un échantillon de sol de section (S) et de longueur l . les deux extrémités de l'échantillon sont reliées à deux tubes par l'intermédiaire de pierres poreuses.

Dans le perméamètre à charge constante (figure I.2), on maintient à l'aide de trop-pleins la différence de charge (h) entre les deux faces de l'échantillon constante et l'on mesure la quantité d'eau (Q) qui est passée pendant un temps donné (t).

$V = Q.\Delta t$ Sachant que $Q=v.s$

D'après la loi de DARCY, on a

$$v = ki = k \frac{h}{l}$$

$$V = k \frac{h}{l} .s.\Delta t$$

$$k = \frac{V.l}{s.h.\Delta t}$$

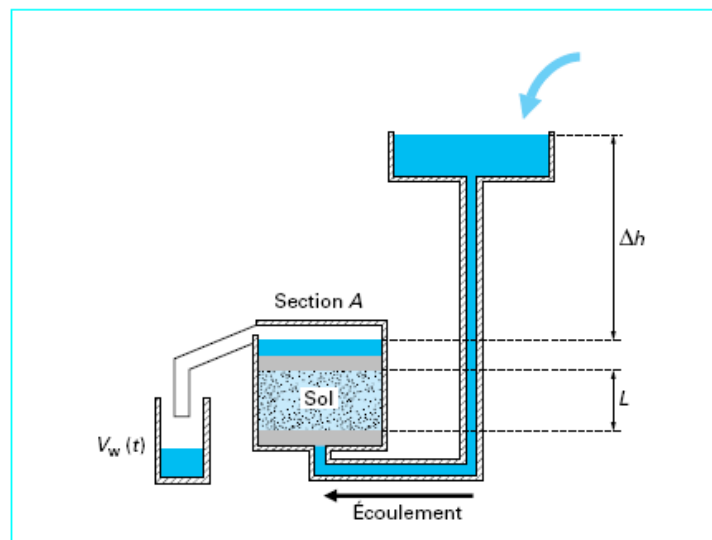


Figure 8 - Essai de perméabilité à charge constante (schéma de principe)

4.3.1.2.Perméamétrie à charge variable

Dans le perméamètre à charge variable, le tube (1) (figure I.3) est remplie d'eau et l'on suit la baisse de son niveau en fonction du temps

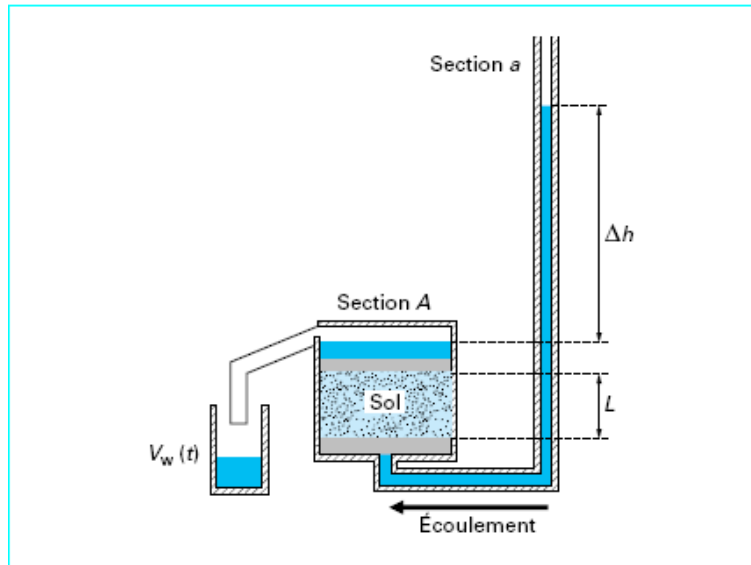


Figure 9 – Essai de perméabilité à charge variable (schéma de principe)

Soit s la section de ce tube ;

Pendant un temps dt :

La quantité d'eau qui s'écoule est $Q = -s dh$

Mais aussi $Q = v.S.dt = k_i i.S.dt.$

$Q = k_i h.S.dt/l$

Soit, en égalant, les deux expressions de Q

D'où

$k_i dt = -sl/S.dh/h$; en intégrant entre deux instants on trouve

$$k_i = -s.l(\ln h_1 - \ln h_0)/S(t_1 - t_0)$$

$$k_i = 2.3 \frac{s.l}{S} \cdot \frac{\log \frac{h_0}{h_1}}{t_1 - t_0}$$

h_0 : la différence de charge au temps t_0

h_1 : la différence de charge au temps t_1

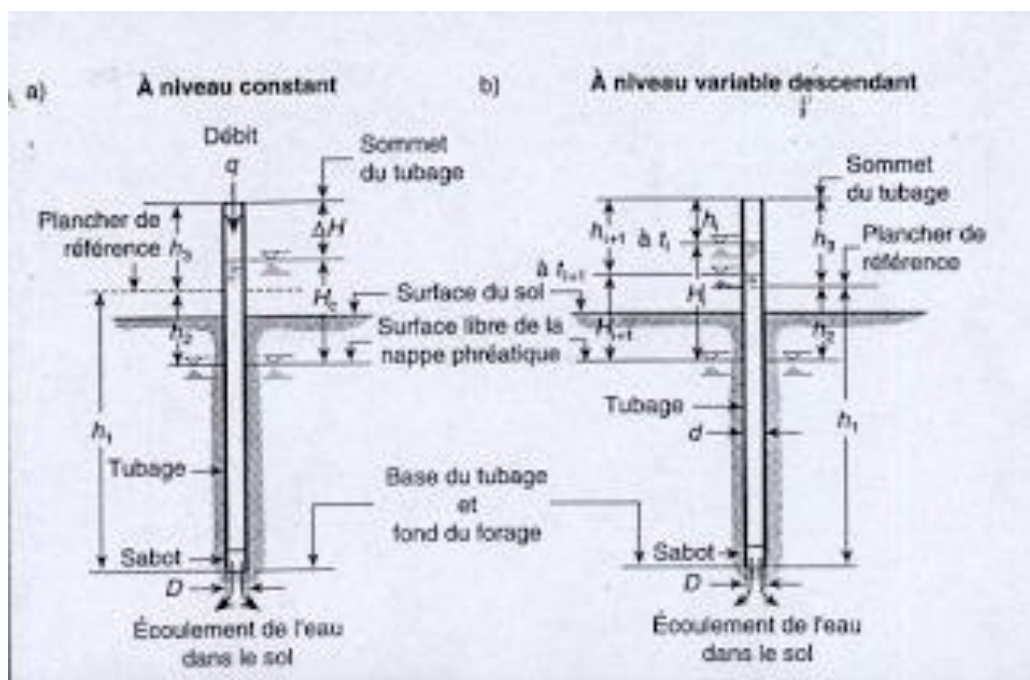
4.3.2. Mesure du coefficient de perméabilité in-situ

Comme nous venons de le voir, les essais de mesure de la perméabilité sont le plus souvent réalisés en laboratoire, sur des échantillons de sol remanié. L'utilisation des perméamètres, conduit parfois à des résultats plus au moins fiables. On peut remédier à cette situation en effectuant des essais in situ sur le sol intact. Ces essais requièrent toutefois de nombreuses pièces d'équipement et prennent beaucoup de temps. On note l'essai suivant :

4.3.2.1. Essai de perméabilité par pompage

Cet essai de la figure 8 permet de déterminer la perméabilité globale d'un dépôt de sol. Il consiste à abaisser la surface libre de la nappe d'eau dans un puit de pompage.

En pratique, il consiste à forer jusqu'à la couche imperméable de sol ou au roc. On effectue un pompage continu et régulier, de façon à créer un écoulement permanent et ainsi maintenir le niveau d'eau stationnaire dans les puits de pompage et d'observation. Puis, on mesure le rabattement de la nappe d'eau dans les puits d'observations.



La distance à laquelle le pompage n'a plus d'effet sur la nappe d'eau s'appelle le rayon d'influence (R). L'abaissement maximal h_0 de la surface libre se fait dans le puit de pompage.

On mesure le coefficient de perméabilité à l'aide de l'équation (Dupuit 1863) :

$$k = \frac{2,3 \cdot q}{\pi \cdot (h_2^2 - h_1^2)} \lg 10 \frac{r_2}{r_1}$$

Hypothèses de cette équation :

- Dépôt de sol homogène et isotrope
- Loi de Darcy applicable à l'écoulement
- Vitesse horizontale constante en tout point situé sur une verticale
- Vitesse verticale négligeable par rapport à la vitesse horizontale

4.3.3.Principe de la contrainte effective dans les sols

- La contrainte effective pour un écoulement descendant: **$\sigma' = (\gamma' + i \gamma^w) h s$**
- pour un écoulement ascendant: **$\sigma' = (\gamma' - i \gamma^w) h s$**

Lorsqu'il y a écoulement ascendant, il y a diminution graduelle des forces gravitationnelles. A l'état critique de ce phénomène, le sol entre dans un état de boullance dans lequel la contrainte effective est égale à zéro. Le gradient hydraulique associé à l'apparition de ce phénomène est dit gradient hydraulique critique

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

4.4. Etude des réseaux d'écoulement

4.4.1. Ecoulement plan

Pour résoudre un problème d'écoulement plan dans un sol saturé, il faut connaître en tout point du sol la charge hydraulique. En se basant sur le principe de continuité du débit et en supposant le sol homogène et isotrope vis-à-vis de la perméabilité K, on obtient l'équation de conservation du débit :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Qui peut s'écrire sous la forme $\Delta h = 0$: Equation de Laplace

Cette équation admet une solution lorsque les conditions limites et initiales sont définies pour l'écoulement. L'intégration de cette équation nous donne deux familles de courbes orthogonales. Par construction de ces courbes, on obtient un réseau d'écoulement orthogonal constitué de lignes équipotentiels j (même charge hydraulique sur une même ligne) et des lignes de courant ψ (tangentes au gradient hydraulique). La connaissance de ce réseau nous fournit en tout point la vitesse de l'eau « v », la charge hydraulique « h », la pression interstitielle « u », et le débit « q ». La résolution de l'équation (2.8) peut se faire soit par la méthode graphique, soit par la méthode analytique par traitement numérique ou bien par la méthode par analogie électrique.

Résolution graphique : on se propose d'étudier l'exemple suivant

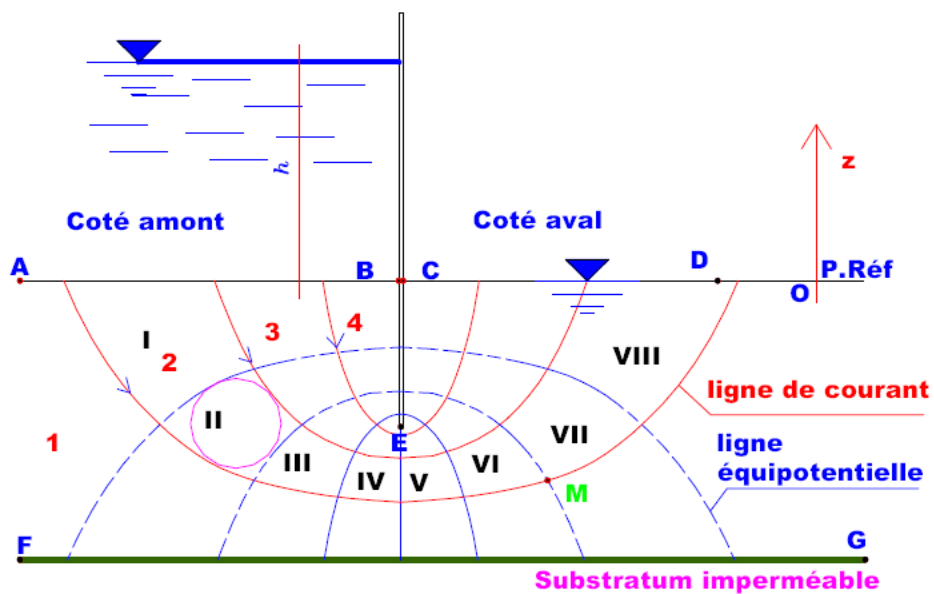


Fig 4.5 - Réseau d'écoulement horizontal