

Intitulé du Master : Géologie de l'ingénieur et Géotechnique

Semestre : 1

Intitulé de l'UEF2 : Génie géologique 1

Intitulé de la matière : Hydrogéologie appliquée

Crédits : 04

Coefficients : 02

Objectifs de l'enseignement :

L'objectif du cours est de présenter aux étudiants différents exemples de contextes hydrogéologiques qu'ils seront amenés à rencontrer dans leur activité future, qu'elle soit à caractère professionnel ou académique de recherche. L'hydrogéologie appliquée, c'est aussi connaître et prévenir les sinistres lors de grands travaux d'aménagements ou de génie civil.

Connaissances préalables recommandées :

Connaissances acquises durant la formation de Licence.

Contenu de la matière :

1. PERMEABILITE

- 1.1. Différents états de l'eau dans le sol.
- 1.2. L'expérience de Darcy (perméabilité et transmissivités) : perméabilité intrinsèque, perméabilité en hydrogéologie, perméabilité et porosité, milieu fissuré, transmissivités.
- 1.3. Limite de validité de la loi de Darcy : cas des faibles valeurs du gradient hydraulique, cas des fortes valeurs du gradient hydraulique.
- 1.4. Charge hydraulique (théorème de Bernoulli).
- 1.5. Mesure de la perméabilité sur échantillon : milieu à forte perméabilité, milieu à faible perméabilité, ordre de grandeur du coefficient de perméabilité.
- 1.6. Perméabilité moyenne verticale (k_v) et horizontale (k_h) des terrains stratifiés.

2. HYDRAULIQUE SOUTERRAINE

- 2.1. Définitions.
- 2.2. Généralisation de la loi de Darcy.
- 2.3. Écoulements plans :
 - 2.3.1. Force d'écoulement, gradient critique et phénomène de Renard.
 - 2.3.2. Exemple d'écoulement autour d'un rideau de palplanches.
 - 2.3.3. Exemple d'écoulement à travers une digue en terre.
- 2.4. Écoulement à trois dimensions (3D).

3. CONTRAINTES EFFECTIVES EN MILIEUX PORÉUX

- 3.1. Action de l'eau interstitielle sur les milieux poreux.

- 3.1.1. Contraintes effectives et pression neutre.
- 3.1.2. Soulèvement hydrostatique.
- 3.1.3. Pressions de courant ou poussée d'écoulement.
- 3.2. Théorie de la consolidation de Terzaghi (postulat de Terzaghi).
- 3.3. Contraintes effectives en milieu non saturé.
- 3.4. Applications (cas des sols saturés : écoulements verticaux descendants et ascendants).

4. HYDROGEOLOGIE APPLIQUEE AU GENIE CIVIL

- 4.1. L'eau et la construction.
- 4.2. L'eau et les mouvements de terrain.
- 4.3. Les travaux souterrains en présence de nappes.

Travaux dirigés : Une série d'exercices pour chaque chapitre.

Mode d'évaluation :

Cours : Épreuve écrite. **TD :** Interrogations écrites et/ou exposés.



INTRODUCTION

La géotechnique s'appuie principalement sur les différentes sciences de la terre (géologie, hydrogéologie, mécanique des sols, rhéologie, géophysique, dynamique des sols et géochimie). Les ouvrages de drainage, d'épuisement et de pompage sont décrits par la norme comme des ouvrages géotechniques. L'hydrogéologie fait donc partie intégrante de la géotechnique. Partant de ce constat, dès la phase de conception d'un projet, les contraintes liées aux eaux souterraines, au même titre que les contraintes géotechniques liées au sol, doivent être mises en évidence et prises en compte. Les données nécessaires à leur étude doivent être acquises. En phase projet, les contraintes liées aux eaux souterraines pourront ainsi être étudiées et traitées efficacement. Les maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre ont tout à y gagner : optimisation de la phase travaux, protection efficace et pérenne du projet vis-à-vis des eaux souterraines, intégration raisonnée du projet dans son environnement. La présence d'eau dans les sols est un facteur potentiellement dimensionnant pour la réalisation d'un projet de construction, et qui doit être intégré au sein des contraintes géotechniques dans la conception du projet.

C'est pourquoi, en cas de mise en évidence ou de suspicion de présence d'eau dans les sols, le géotechnicien doit alerter la maîtrise d'ouvrage et la maîtrise d'œuvre à l'issue des études préliminaires. L'intégration d'un hydrogéologue à l'équipe de conception géotechnique et la réalisation des investigations nécessaires à l'identification des contraintes liées aux eaux souterraines permettront la conception et la réalisation d'un ouvrage géotechnique pérenne et adapté à son environnement.

1. PERMEABILITE

1.1. Différents états de l'eau dans le sol.

L'eau qui se trouve dans les sols est soumise à plusieurs forces. Les molécules d'eau subissent d'abord une attraction réciproque constituant la cohésion de l'eau, et leur permettant de rester groupées entre elles.

a- L'eau en phase vapeur : D'une manière générale un sol non saturé a l'atmosphère de ses pores saturés en vapeur sauf si une circulation importante d'air est possible.

b- L'eau hygroscopique : C'est de l'eau adhérant fortement par adsorption à la surface des particules du sol, elle est maintenue à la surface des particules par des forces d'attraction moléculaire. Elle provient de l'humidité de l'atmosphère en contact avec les particules et forme autour d'elles une pellicule adhésive dont l'épaisseur varie suivant la nature et la surface spécifique du minéral d'une part, la tension de vapeur d'autre part.

c- L'eau pelliculaire : Entoure les particules de sol et leur eau hygroscopique. Elle est soumise à des forces d'attraction moléculaires de la part de la couche d'eau hygroscopique qui diminuent rapidement quand on s'éloigne de la particule. Le jeu des forces moléculaires entre particules voisines peut permettre à cette eau de se déplacer sous forme liquide.

d- L'eau capillaire : Elle est retenue dans les pores du sol par les forces de capillarité dues à la tension superficielle qui se développe à l'interface eau-air. Elle est soumise à l'action de la pesanteur et elle transmet les pressions.

e- L'eau libre ou gravifique : C'est celle qui obéit uniquement à la pesanteur, s'écoule dans le sol et peut être extraite par des techniques simples. Elle transmet la pression hydrostatique, et sous l'action de différences de pression, elle peut circuler librement.

f- Eau de constitution : c'est l'eau de cristallisation Exemple : gypse (SO_4Ca , $2\text{H}_2\text{O}$, ou encore appelé plâtre).

1.2. L'expérience de Darcy:

L'étude du déplacement de l'eau dans un milieu poreux a été conduite expérimentalement par Darcy en 1856. Pour une même charge hydraulique (même énergie potentielle), Darcy définit un coefficient de perméabilité K , mesuré en m/s, dépendant du type de milieu poreux. La quantité d'eau transitant dans ce milieu est proportionnelle à la section totale traversée A , au coefficient de perméabilité K du milieu et à la charge hydraulique h et inversement proportionnelle à la longueur L du milieu traversé:

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = K(\text{m}/\text{s}).A(\text{m}^2). \frac{\Delta H}{L}$$

$\frac{\Delta H}{L}$ est la perte de charge par unité de longueur, appelée encore gradient hydraulique i :

$$Q = K. A. i$$

La vitesse de filtration V est égale au rapport de la quantité d'eau passant en une seconde sur la surface A . C'est également le produit du coefficient de perméabilité par le gradient hydraulique: $V(\text{m}/\text{s}) = Q/A = K. \frac{\Delta H}{L}$

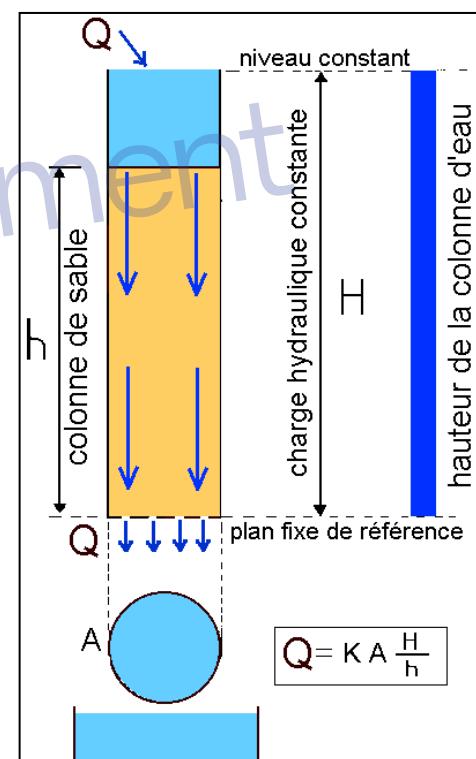
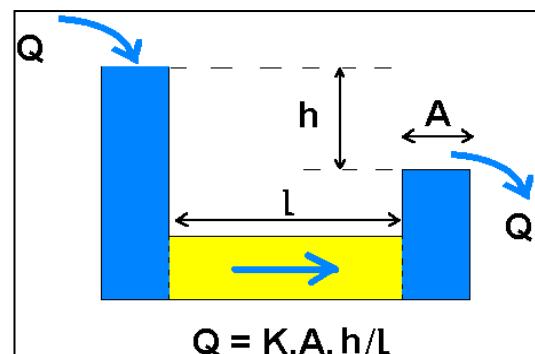


Figure: Dispositif expérimental pour la loi de Darcy (écoulement vertical).

-Généralisation de la Loi de Darcy

Dispositif avec écoulement latéral: il représente mieux l'écoulement des eaux dans un aquifère.

Figure: Dispositif avec écoulement latéral.



La loi de Darcy n'est strictement applicable que pour des milieux homogènes où l'écoulement de l'eau est laminaire (i.e quand les vitesses restent faibles). Elle ne peut être utilisée en particulier pour les réseaux karstiques.

Le coefficient de perméabilité est propre à chaque réservoir; il dépend notamment de la porosité efficace et de la viscosité du fluide; il augmente avec la profondeur (l'augmentation de température diminue la viscosité).

1.2.1. Perméabilité

"La perméabilité est l'aptitude d'un réservoir à se laisser traverser par l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique" (G. CASTANY). Elle est mesurée notamment par le coefficient de perméabilité K défini par la loi de Darcy comme le volume d'eau gravitaire traversant une unité de section perpendiculaire à l'écoulement en 1 seconde sous l'effet d'une unité de gradient hydraulique. En prenant comme unités le m^2 et le m^3 , K est exprimé en m/s . Le coefficient de perméabilité dépend à la fois des caractéristiques du réservoir (granulométrie, porosité efficace) et des caractéristique du fluide (viscosité, donc température, et masse volumique). Il est grossièrement proportionnel au carré du diamètre des grains pour une nappe libre. Il varie de 10 m/s à 10^{-11} m/s . Un matériau est considéré comme imperméable au delà de 10^{-9} m/s .

La perméabilité est définie soit par la grandeur dite perméabilité intrinsèque notée $K (\text{m}^2)$, soit par le coefficient de perméabilité k associé à la loi de Darcy qui est mesurée en m/s . C'est cette grandeur qui est utilisée par les ingénieurs en mécanique des sols : elle est improprement mais couramment appelée « perméabilité ».

Le coefficient de perméabilité k est relié à K et aux caractéristiques du fluide qui s'écoule dans le milieu :

$$k = \frac{K}{\mu} \gamma_w$$

- où μ est la viscosité dynamique de l'eau exprimée en kN.s/m^2 ;
- γ_w le poids volumique de l'eau en kN/m^3 .

1.2.2. Transmissivité

La transmissivité caractérise la productivité d'un captage. C'est le produit du coefficient de perméabilité K par l'épaisseur de la zone saturée h .

$$T (\text{m}^2/\text{s}) = K (\text{m/s}) \cdot h(\text{m})$$

La diffusivité est le rapport de la Transmissivité sur le coefficient d'emmagasinement; elle caractérise la vitesse de réaction d'un aquifère face à une perturbation.

Sur le terrain, la transmissivité est mesurée par les pompages d'essai.

Un pompage d'essai consiste à pomper dans un forage selon un protocole déterminé et à interpréter le rabattement de la surface piézométrique de la nappe au moyen de plusieurs piézomètres disposés à quelques dizaines ou centaines de mètres du point de forage.

L'interprétation des données nécessite un traitement complexe qui est largement informatisé de nos jours. Cet essai permet de connaître la quantité optimale d'eau pouvant être prélevée dans la nappe.

1.2.3. Perméabilité et porosité

a. Milieu poreux et milieu fissuré

En hydrogéologie on identifie deux types différents de réservoir: le réservoir en milieu poreux et le réservoir en milieu fissuré. Le réservoir en milieu poreux ou aquifère à porosité

d'interstices est un milieu perméable comportant des pores interconnectés, comme les sables ou les grès peu cimentés. Le réservoir en milieu fissuré est un milieu perméable dans lequel l'eau s'écoule à travers un réseau de fissures ou de fractures ouvertes, diversement interconnectées (roches cristallines, grès cimenté, calcaire fissuré ou karstifié).

b. Milieu continu et discontinu

Si le milieu comporte des vides interconnectés dans le sens de l'écoulement, on parlera d'un milieu continu. Le milieu poreux et le milieu finement fissuré sont continus par opposition aux milieux fissurés et karstiques, appelés milieux discontinus. Remarquons que si les lois générales de l'hydraulique ne s'appliquent qu'à des milieux continus isotropes et homogènes, on les applique également, en première approximation, aux milieux naturels même fissurés en prenant cependant soin de travailler à des échelles adéquates.

1.2.4. La porosité des formations aquifères

Un milieu perméable sera un aquifère favorable si en plus d'une perméabilité élevée, il contient une quantité d'eau appréciable dans les vides situés en son sein. On distingue deux milieux poreux aux caractéristiques bien différentes : le milieu à porosité d'interstices et le milieu à porosité de fissuration.

a. Porosité des roches à porosité d'interstices

La porosité exprime la quantité de vide dans une roche. On peut la considérer à partir des phases solide et liquide. Phase solide. Caractères pétrophysiques: Grandeur et forme des grains. Spectre granulométrique. Phase liquide (les vides). Nombre, forme et dimension des pores et de leur interconnections. Type de porosité, volume d'emmagasinement, perméabilité. En hydrogéologie, on considère principalement la porosité efficace ou cinématique, plutôt que la porosité totale. On exprime la porosité par le rapport des volumes, volume des vides/volume de la roche, exprimée en %.

Porosité efficace n_e : rapport du volume d'eau mobile à saturation, libéré sous l'effet d'un drainage complet, au volume total de la roche.

Porosité cinématique: rapport entre la vitesse de filtration de Darcy, soit le débit spécifique, et la vitesse linéaire moyenne de déplacement de l'eau (vitesse des traceurs) (v_d/v_{lm}). En fait il s'agit de la teneur en eau mobile ou du rapport entre le volume des vides, réellement parcourus par l'eau en mouvement, au volume total (saturé ou non saturé).

b. Porosité des roches consolidées

Dans ces roches, les vides sont constitués par des joints de stratification, des fissures ou des fractures interconnectées (résultant des contraintes). Le plus souvent ces fissures ne sont pas ouvertes, mais sont obstruées par la recristallisation ou le colmatage. En général, l'hydrogéologue s'intéresse plus particulièrement aux fractures ouvertes, ou plutôt aux familles de fractures ouvertes. On prend également en considération les microfissures (ouverture de l'ordre du mm): diaclases, microjoints de stratification, plan de schistosité. Dans ce cas, le milieu est considéré comme continu et le rôle hydrodynamique de ces ouvertures est proche de celui des pores en milieu poreux.

1.3. Limite de validité de la loi de Darcy :

Si l'on a pu se permettre de généraliser la loi expérimentale de Darcy à des milieux complexes et en 3D, c'est seulement que les calculs effectués au moyen de cette loi s'accordent généralement bien avec l'observation. Il existe cependant des distorsions de cette

loi quand on a affaire à des gradients très faibles ou très forts. On est rarement confronté à ces distorsions en pratique.

1.3.1. Gradients faibles

Les gradients faibles se rencontrent surtout dans des terrains très argileux. On présente sur la figure suivante l'allure de la courbe $v = f(i)$ dans le cas des argiles compactes (Jacquin, 1965): la linéarité ne s'applique qu'à partir d'un certain seuil ($i > i_1$) et la relation est alors de la forme

$$v = k \cdot (i - i_2).$$

Pour un gradient i entre i_0 et i_1 , la relation n'est pas linéaire. Pour $i < i_0$, il n'y a pas d'écoulement du tout. Les valeurs de i_0 , i_1 et i_2 varient beaucoup selon le type d'argile, son état, sa structure et selon la teneur de l'eau en sels minéraux.

1.3.2. Gradients forts

Lorsqu'on augmente le gradient hydraulique dans l'expérience de Darcy, on observe qu'il n'y a plus linéarité entre le gradient et la vitesse de filtration.

$$i = \alpha v + \beta v^2$$

αv : pertes dues au frottement visqueux sur les parois des grains constituant la matrice.

βv^2 : pertes dues à l'inertie du fluide, i.e. la dissipation d'énergie dans les pores, analogue aux pertes dans les coudes et les étranglements des tubes. Le régime turbulent apparaît : les lignes de courant convergent et divergent très vite.

Le gradient hydraulique limite au-delà duquel la loi de Darcy n'est plus utilisable dépend essentiellement du milieu considéré.

On peut retenir à titre d'ordre de grandeur la formule empirique de Sichardt pour le gradient limite i_{max} :

$$i_{max} = \frac{1}{15\sqrt{k}} \quad \text{où } k \text{ est en m/s.}$$

En pratique, la limite est rarement atteinte et l'écoulement reste laminaire dans les pores, à l'exception de contextes particuliers comme un réseau karstique ou le voisinage immédiat d'un ouvrage captant. Même dans ce cas, les pertes quadratiques faisant apparaître le régime turbulent sont cantonnées à une zone restreinte autour d'un puits, là où justement on facilite l'écoulement par un massif de graviers filtrant.

1.4. Charge hydraulique (théorème de Bernoulli).

Dans l'eau en mouvement, la charge hydraulique totale en un point est déterminée par la relation de Bernoulli et s'écrit :

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

où

- u = la pression de l'eau ;
- γ_w = le poids volumique de l'eau ;
- z = la cote du point considéré par rapport à un plan de référence (charge de position) ;
- v = la vitesse de l'eau ;

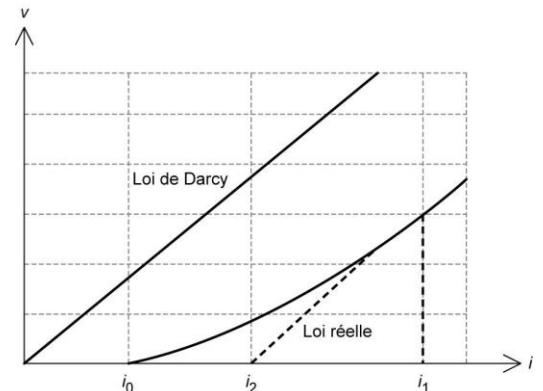


Figure : Vitesse de filtration pour de très Faibles gradients (Jacquin;1965).

- $g = l'accélération de la pesanteur.$

Le terme $v^2/2g$ est négligé dans les écoulements dans les sols car la vitesse v est en général très faible.

La figure (3.a) présente les conditions d'écoulement dans un tube, équipé de piézomètres, où l'on trouve au dessus d'un sol, de l'eau libre. Sur la figure (3.b), on a représenté en parallèle du tube les variations de charge avec z , on voit que dans l'eau, la charge totale est constante. Par contre, quand on regarde les piézomètres implantés dans le sol, la charge totale diminue vers le bas (sens de l'écoulement). A chaque altitude, la charge totale reste la somme de la charge de position et de la charge de pression.

La différence d'altitude entre h_1 et h_2 est appelée la perte de charge : elle est le « moteur » de l'écoulement.

Le gradient hydraulique \vec{i} en un point est une grandeur vectorielle qui est l'opposé du gradient de la charge hydraulique h :

$$\vec{i} = -\overrightarrow{\text{grad}} h$$

On peut le décomposer en trois

composantes suivant 3 axes :

$$i_x = -\frac{\delta h}{\delta x}; \quad i_y = -\frac{\delta h}{\delta y}; \quad i_z = -\frac{\delta h}{\delta z}.$$

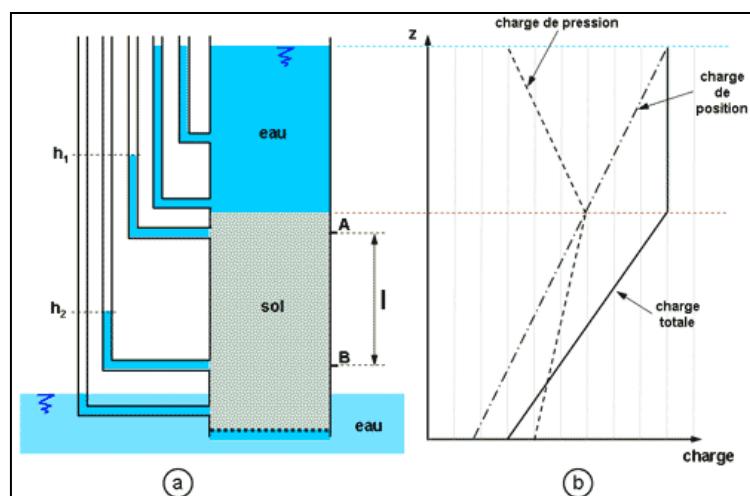


Figure 3 : Écoulement de l'eau dans un sol (a)
et valeurs des charges correspondantes (b)

En considérant la fig. 3, on peut supposer que l'écoulement se fait de A vers B, dans un sol homogène et isotrope, le gradient est alors uniforme et suivant la direction AB, sa valeur (son module) est :

$$i = \frac{h_1 - h_2}{l}.$$

On appellera surface équipotentielle une surface sur laquelle la charge hydraulique totale est constante : il n'y a pas d'écoulement suivant une surface équipotentielle ; le vecteur du gradient hydraulique est normal à la surface équipotentielle.

Une surface sur laquelle la pression de l'eau est constante est appelée surface isopièze ; dans une nappe sans écoulement, les surfaces isopièzes sont des horizontales.

1.5. Mesure de la perméabilité sur échantillon

Les méthodes de mesure de la perméabilité utilisées en laboratoire ne permettent pas de mesurer correctement la perméabilité de l'ensemble des terrains. Pour estimer la perméabilité d'un terrain dans son ensemble, des méthodes in situ (notamment essai de pompage) sont utilisées.

1.5.1. Problèmes posés par l'échantillonnage

Pour estimer ou mesurer la perméabilité au laboratoire, il est nécessaire de prélever un échantillon de terrain. Cet échantillon, de petite taille, ne sera pas représentatif de l'ensemble de l'aquifère :

- Les caractéristiques du terrain seront modifiées du fait de l'échantillonnage ;
- L'échantillon ne permettra pas de prendre en compte les variations de perméabilité dues aux failles ;

- L'aquifère sera en général prélevé à l'affleurement (où le terrain est modifié par l'altération). Pour constituer un échantillon caractéristique, il faudrait faire des prélèvements à différents niveaux de l'aquifère, ce qui est difficilement réalisable et serait coûteux ;

- L'échantillon ne se trouvera pas dans les conditions de pression, de forces adjacentes et de température qui étaient primitivement les siennes et qui sont difficilement évaluables.

Ces techniques de mesures ou d'estimation de la perméabilité en laboratoire sont en fait plus utilisées par les mécaniciens des sols que par les hydrogéologues (en effet si l'on travaille sur des sols remaniés, comme le sont les échantillons, l'ordre de grandeur de la perméabilité fourni peut être acceptable).

1.5.2. Estimation de la perméabilité

La perméabilité au laboratoire peut être estimée à partir de la granulométrie (relation de Hazen ou relation de Casagrande) dans le cas d'une **roche meuble** :

a. Relation de Hazen :

A partir d'expériences effectuées avec des sables à filtre, d'uniformité élevée ($Cu < 2$; $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$) et peu compacts, Hazen a obtenu les équations empiriques suivantes :

$$K \text{ (en cm/s)} = C_1 d_{10}^2$$

d_{10} : diamètre en deçà duquel il y a 10 % des grains ou diamètre efficace en cm,
 C_1 est un coefficient variant entre 100 et 150 s/cm.

b. Relation de Casagrande :

Pour des sols à gros éléments ($> 1 \text{ mm}$) dont les grains sont supposés cubiques, on peut exprimer la perméabilité en fonction de l'indice des vides e :

$$K = 1,4 K_{0.85} \cdot e^2$$

$K_{0.85}$ est la perméabilité pour $e = 0.85$. Il suffit donc de déterminer la perméabilité correspondant à une valeur arbitraire de e et on obtient les valeurs de K correspondant à d'autres valeurs de e au moyen de l'équation.

Ces relations ne tiennent pas compte de la forme des grains. Elles ne doivent être utilisées que pour les cas précis pour lesquels elles ont été définies. Dans la pratique, elles sont inutilisables pour les terrains naturels qui ont des structures différentes et plus complexes que les sols étudiés.

Pour les sols compactés :

Divers procédés sont utilisés pour déterminer la perméabilité d'un sol. Le plus simple est l'utilisation d'un perméamètre.

a. Perméamètre à charge constante

Le schéma du dispositif expérimental utilisé est présenté sur la figure Il est constitué d'un tube de section A rempli de sable sur une hauteur donnée. Ce tube est alimenté de préférence à la base pour pouvoir éliminer l'air dans l'échantillon, avec une alimentation à niveau constant. Il est équipé de 2 piézomètres qui permettent de mesurer la charge imposée h sur un parcours de longueur l . On mesure la quantité Q d'eau percolant dans l'échantillon pendant un temps donné t . Ceci donne

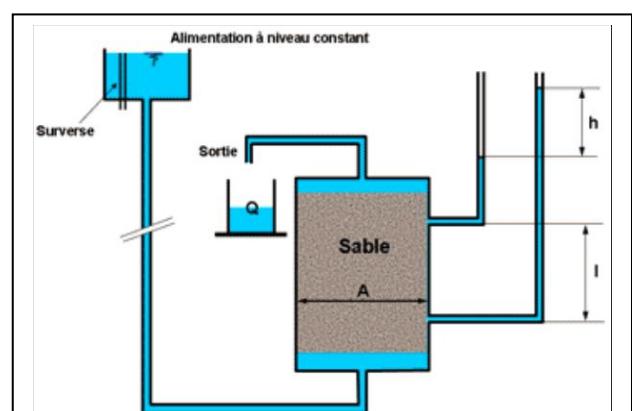


Figure 4: Perméamètre à charge constante

le débit unitaire $q = Q/t$ et le coefficient de perméabilité k est donné par :

$$k = \frac{ql}{Ah}$$

La valeur du coefficient de perméabilité K dépend de nombreux facteurs. On peut citer notamment :

- La granulométrie,
- La forme des grains,
- L'enchevêtrement des grains et la compacité du milieu.

Le tableau ci-après donne quelques caractéristiques correspondant à diverses valeurs de K :

Tableau 1: ordre de grandeurs de la perméabilité pour divers sols.

Coefficient k de perméabilité à l'eau (en m/s)	Perméabilité intrinsèque k_0 (en darcy)	Adjectif pour qualifier la perméabilité	Nature du sol
$> 10^{-2}$	$> 1\ 000$	Très élevée	Graviers
$10^{-4} \text{ à } 10^{-2}$	$10 \text{ à } 1\ 000$	Élevée	Sables et graviers
$10^{-5} \text{ à } 10^{-4}$	$1 \text{ à } 10$	Moyenne	Sables grossiers
$10^{-7} \text{ à } 10^{-5}$	$10^{-2} \text{ à } 1$	Faible	Sables fins
$10^{-9} \text{ à } 10^{-7}$	$10^{-4} \text{ à } 10^{-2}$	Très faible	Limons
$< 10^{-9}$	$< 10^{-4}$	Extrêmement faible	Argiles

b. Perméamètre à charge variable

Le tube (1) (fig.5) est rempli d'eau.

A l'instant $t = t_1$ la hauteur de l'eau dans le récipient est h_1 ;

A l'instant $t = t_2$ la hauteur devient h_2

On démontre dans ce cas que la perméabilité de l'échantillon est donnée par la relation :

$$k = 2,3 \cdot \frac{d}{D} \cdot \frac{l}{(t_2 - t_1)} \cdot \log \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$$

d : est le diamètre de la section (1)

D : est le diamètre de l'échantillon de sol.

La perméabilité des sables à granulométrie uniforme

($\frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 2$) peut être évaluée en utilisant la formule approchée de HAZEN : $k=125 \cdot d_{10}^2$

approchée de HAZEN : $k=125 \cdot d_{10}^2$

NB : k en m/s et d en mm

d_{10} est le diamètre efficace c'est à dire le diamètre correspondant à 10% de passant.

A noter: en pratique HAZEN est valable si l'on trouve $k \in [10^{-5} ; 1]$ (k en m/s), ou encore si

$$\frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 2.$$

On considère généralement que le perméamètre à charge constante permet de mesurer des coefficients de perméabilité inférieurs à 10^{-5} ou 10^{-6} m/s et que le dispositif à charge variable est utilisé au dessous de ces valeurs.

1.6. Écoulement dans les terrains stratifiés.

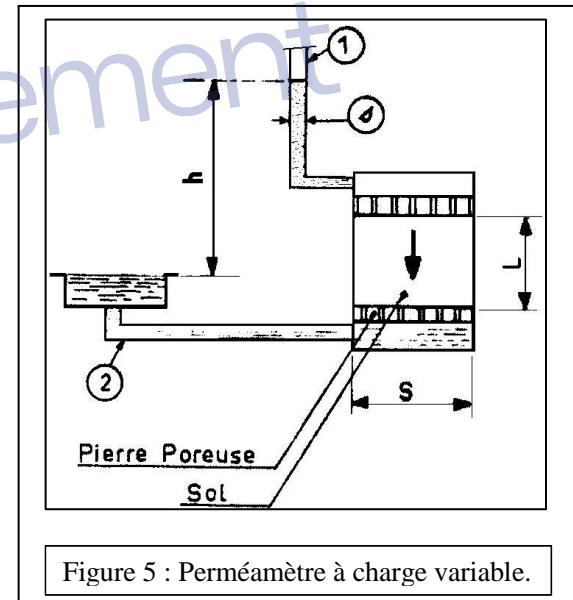


Figure 5 : Perméamètre à charge variable.

La perméabilité K dépend du matériau. Supposons un matériau anisotrope formé par la superposition de couches horizontales d'épaisseur e_i et de perméabilité K_i ; l'écoulement se fait à la vitesse V qui peut être décomposée en $V_H + V_v$.

1.6.1. Perméabilité moyenne horizontale (k_h)

On a un écoulement horizontal à travers un multicouche composé de n couches de sol d'épaisseurs h_i et de perméabilités k_i . On détermine le coefficient de perméabilité horizontal équivalent k_h pour une couche de sol homogène d'épaisseur égale à la somme des couches (figure).

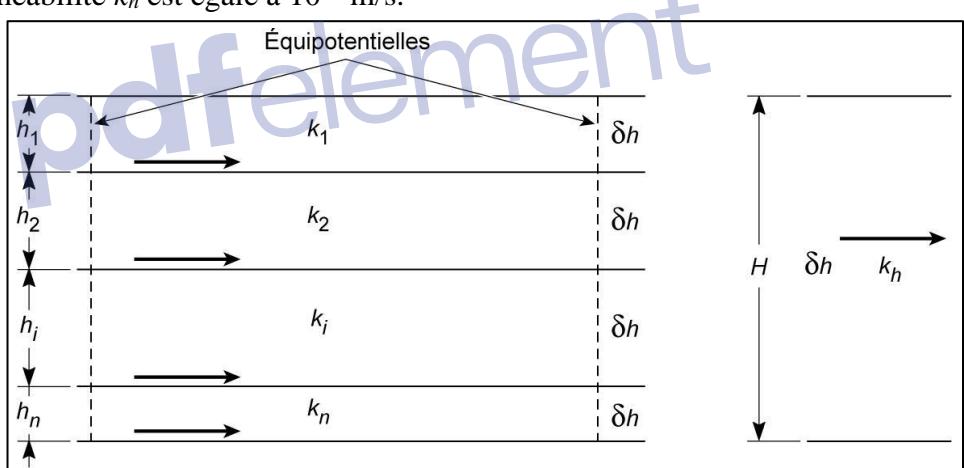
Les lignes de courant sont horizontales. Entre deux équipotentielles verticales, la perte de charge δh est constante donc le gradient hydraulique est le même pour toutes les couches. On écrit que le débit total est la somme des débits dans chaque couche et on applique la loi de Darcy.

$$Q = \sum q_i = \sum v_i h_i \cdot l = \sum k_i \cdot i \cdot h_i \cdot l = k_h \cdot H \cdot l$$

$$k_h = \frac{\sum^n k_i \cdot h_i}{H}$$

L'écoulement horizontal à travers le multicouche est équivalent à un écoulement horizontal dans un massif homogène de coefficient de perméabilité équivalent k_h . On remarque que c'est la couche la plus perméable qui influence le plus la perméabilité k_h . Reprenons l'exemple du tricouche ci-dessus. Sa perméabilité k_h est égale à 10^{-6} m/s .

Figure 6 : Écoulement horizontal à travers un multicouche horizontal



Ceci montre la difficulté d'avoir une valeur fiable de la perméabilité dans les vallées où les dépôts de sédiments entrecroisés comportent des sols fins (argile, limon) avec des passages de sols grossiers beaucoup plus perméables (sable et gravier).

1.6.2. Perméabilité moyenne verticale (k_v)

On a un écoulement vertical à travers un multicouche composé de n couches de sol d'épaisseur h_i et de perméabilité k_i . On détermine le coefficient de perméabilité vertical équivalent k_v pour une couche de sol dont l'épaisseur H est égale à la somme des épaisseurs h_i de toutes les couches (figure 6).

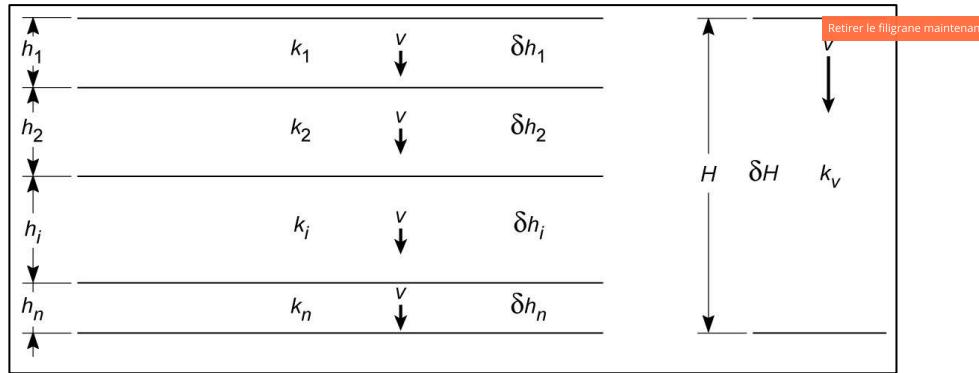


Figure 7 : Écoulement vertical à travers un multicouche horizontal.

La perte de charge totale δH est égale à la somme des pertes de charge δh_i dans chaque couche. Les variations des charges δh_i à l'intérieur de chaque couche sont linéaires.

Par application du principe de continuité de l'écoulement, le débit est constant à travers chaque interface, donc la vitesse est identique dans toutes les couches.

On peut donc écrire, en appliquant la loi de Darcy :

$$v = k_1 \frac{\delta h_1}{h_1} = k_i \frac{\delta h_i}{h_i}; \quad \text{d'où ;} \quad \delta H = v \sum \frac{h_i}{k_i} = v \frac{H}{k_v}$$

$$k_v = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_i}}$$

L'écoulement vertical à travers le multicouche est équivalent à un écoulement vertical dans un massif homogène de coefficient équivalent k_v .

On remarque que pour des couches d'épaisseur à peu près égales, c'est la couche la plus imperméable qui conditionne la valeur de k_v . L'essentiel de la perte de charge y sera aussi concentré. Prenons l'exemple d'un tricouche composé du haut vers le bas de 5 m d'argile, avec une perméabilité $k = 10^{-10}$ m/s, de 1 m de sable avec une perméabilité $k = 10^{-5}$ m/s et de 4 m d'argile avec une perméabilité $k = 10^{-10}$ m/s. La perméabilité k_v est égale à $1,1 \times 10^{-10}$ m/s $\cong 10^{-10}$ m/s. C'est le cas, par exemple, pour les batardeaux, où à l'amont on a une couche de sol grenu (gravier, sable) surmontant une couche de sol fin (limon, argile). Il n'y a pas de perte de charge dans la couche de sol grenu, toute la perte de charge est concentrée dans la couche de sol fin.

1.6.3. Coefficient de perméabilité équivalent

Nous sommes dans le cas d'un écoulement vertical et horizontal.

On définit alors la grandeur suivante :

$$k_{\text{équivalent}} = \sqrt{K_v \cdot K_h}$$

Si l'on considère ce multicouche comme un terrain unique anisotrope, de perméabilité horizontale K_h et verticale K_v , la loi de Darcy s'écrit en supposant que les directions horizontale et verticale sont principales :

$$\begin{aligned} v_x &= -K_h \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y &= -K_h \frac{\partial h}{\partial y} \\ v_z &= -K_v \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned}$$

Les vecteurs vitesses et gradients ne sont plus colinéaires, les lignes de courant ne sont plus perpendiculaires aux surfaces équipotentielles. On a vu que K_h est supérieur à K_v , on montre que c'est toujours le cas. Dans les terrains stratifiés, la perméabilité est plus grande dans le sens de la stratification que perpendiculairement.