

Chap II : PROPRIETES HYDRAULIQUES DES SOLS

1. GENERALITE – DEFINITIONS

1.1 Nappes souterraines – Vocabulaires

Lorsque les sols sont saturés, que l'eau est libre de circuler et qu'un gradient hydraulique apparaît, on parle alors de nappe souterraine.

En particulier, on distingue :

_ **Les terrains aquifères** dans lesquels l'eau circule avec des débits importants. Ils sont constitués de sols ou de roches perméables

_ **Les terrains aquifuges** qui sont si peu perméables que les débits sont insignifiants. Ils se comportent donc comme des sols ou roches imperméables

_ **Surface de la nappe**, surface de l'eau limitant la partie supérieure de la nappe

_ **Nappe libre**, nappe où la pression interstitielle de l'eau au niveau de la surface est nulle

_ **Nappe phréatique**, première nappe libre rencontrée depuis la surface. La surface de cette nappe s'appelle le **niveau phréatique**

_ **Nappe artésienne**, nappe pour laquelle la pression de l'eau à la surface de la nappe est positive.

Une telle nappe est généralement prisonnière entre deux couches de terrains aquifuges

_ **Nappes artificielles**, ce sont des nappes créées par l'homme, telles celles qui existent à l'intérieur du corps d'un barrage en terre

1.2. Hydraulique des sols

L'eau dans le sol peut se présenter sous trois formes différentes :

_ **Eau de constitution** : c'est l'eau de cristallisation Exemple : gypse ($\text{SO}_4\text{Ca}, 2\text{H}_2\text{O}$, ou encore appelé plâtre)

_ *Eau adsorbée* : c'est l'eau de mouillage des grains solides. Elle est fixée à la surface de ceux-ci en formant un film mince,

_ *Eau libre* : contrairement aux cas précédents, pour lesquels l'eau est solidaire des grains solides, l'eau libre remplit les interstices formés par les grains solides et peut y circuler.

L'hydraulique des sols de ce chapitre concerne exclusivement :

1. L'eau libre des sols,
2. Son écoulement en régime permanent,
3. Et en supposant que le sol est complètement saturé.

Par ailleurs, pour étudier l'écoulement de l'eau dans les sols, nous admettrons les hypothèses suivantes :

- a) L'eau interstitielle est incompressible ; il en est de même pour les grains solides,
- b) La masse d'eau interstitielle se conserve,

En effet si l'on considère un volume V de sol saturé, la quantité d'eau V_1 qui rentre dans ce volume en un instant donné est égale au volume V_2 qui en sort, si bien qu'à tout instant le volume d'eau contenu dans le sol est le même.

C'est-à-dire : $V_1 = V_2$



Fig.2.1: écoulement dans un tube

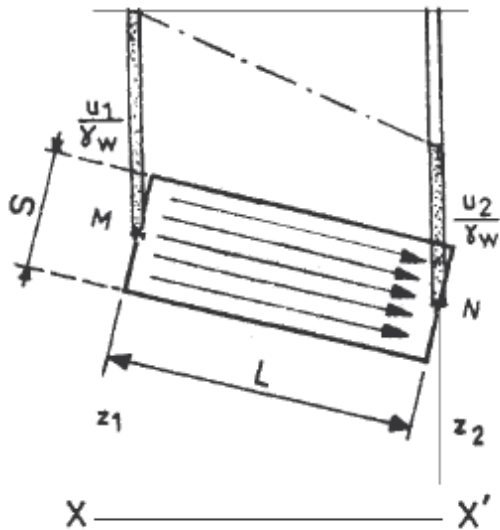
Si $\vec{V}(v_x, v_y, v_z)$ est la vitesse d'écoulement de l'eau dans le sol, la condition de conservation de la masse d'eau interstitielle s'écrit :

$$\text{div } \vec{V} = 0 \quad \left(\Leftrightarrow \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \right)$$

- c) Les contraintes totales σ et effectives σ' ainsi que la pression de l'eau (u) restent liées par la relation de TERZAGHI : $\sigma = \sigma' + u$ et $\tau = \tau'$

1.3. Propriété de l'eau libre : écoulement linéaire à travers un sol

Considérons un cylindre de sol de section S (fig.2.2) et supposons qu'il se produise un écoulement de M vers N .



u_M : pression interstitielle au point M

v : vitesse de l'eau

z_M : cote altimétrique du point M

L : distance MN

u_N : pression interstitielle au point N

z_N : cote altimétrique du point N

Fig.2.2: Schéma de calcul : écoulement dans un tube

1.3.1. Vitesse de l'eau dans le sol

Soit Q le débit à travers S . la vitesse apparente v de l'eau est par définition :

$$v = \frac{Q}{S}$$

Cette définition bien que la plus utilisée, donne une vitesse fictive car en réalité l'eau ne circule que dans les pores de surface $n.S$ (n étant la porosité du sol) d'une part et d'autre part, les trajectoires sont vraisemblablement tortueuses. On définit la vitesse

$$v' = \frac{Q}{nS}$$

moyenne v' par le rapport :

1.3.2. Charge hydraulique

En hydrodynamique, on appelle charge hydraulique en un point M la quantité :

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + z_M + \frac{v^2}{2g}$$

A noter :

1. La charge h_M s'exprime en m.

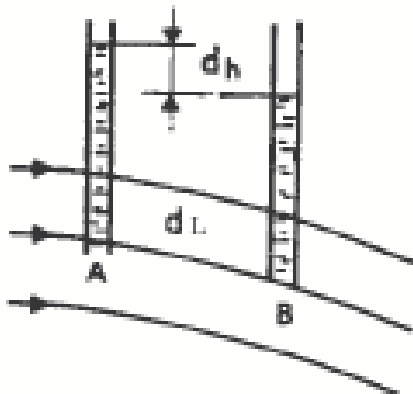
2. Dans les sols les vitesses d'écoulement sont si faibles (10 cm/s grand maxi) que

l'on peut négliger la quantité $\frac{v^2}{2g}$. La charge hydraulique s'écrit alors :

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + z_M$$

1.3.3. Gradient hydraulique

On définit le gradient hydraulique i entre deux points A et B par le rapport :



$$i = \frac{h_A - h_B}{L}$$

Si A est voisin de B, $i = -\frac{dh}{dl}$

Fig. 2.3 : Définition du gradient hydraulique

1.3.4. Loi de DARCY

La loi de DARCY est la loi fondamentale de l'hydraulique des sols.

La loi fondamentale de DARCY publiée en 1856 exprime la proportionnalité entre la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique. C'est une loi expérimentale :

$$\vec{V} = K \vec{i}$$

A noter :

1. La loi de DARCY se vérifie en générale très bien à condition de rester en régime laminaire, c'est - à dire quand les vitesses restent faibles ;
2. Le coefficient de proportionnalité k est appelé coefficient de perméabilité du sol. Il s'exprime en cm/s ;
3. L'équation du débit à travers une section S de sol, s'écrit alors en fonction de i et K

$$: Q = K . i . S$$

1.3.5. Surfaces équipotentielles

Nous avons vu que dans le cas d'une nappe d'eau *stagnante*, la charge hydraulique est alors la même en tout point.

Par contre, s'il y a un *écoulement* (fig.2.4), caractérisé par les lignes ou filets d'eau (a,b,c, ...), les points (A,B,C, ...) perpendiculaire à ces lignes d'écoulement et sur un même plan, ont la même charge hydraulique.

Ces surfaces portent le nom de *surfaces équipotentielles*.

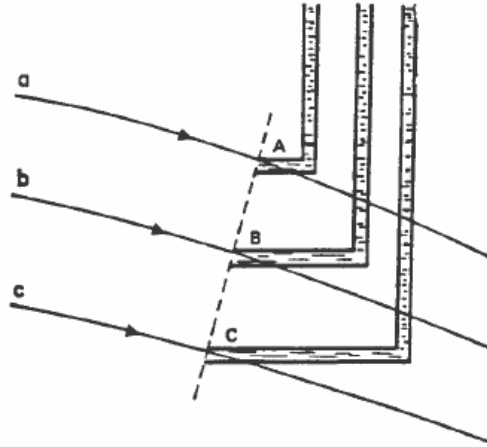


Fig. 2.4 : Cas d'une nappe avec écoulement

2. PERMEABILITE DU SOL

2.1. Coefficient de perméabilité

L'expérience de Darcy montre que le débit Q d'eau qui passe à travers cet échantillon peut être donné par une formule de la forme :

$$Q = K.S.\frac{h_1 - h_2}{L} = K.S.\frac{\Delta h}{L}$$

Avec :

S : section de l'échantillon,

L : sa longueur, h_1 , h_2 : niveaux piézométriques respectivement en A et B,

Δh : différence piézométrique ou perte de charge piézométrique à travers l'échantillon,

K : coefficient de proportionnalité qui dépend de la nature du sol et qu'on désigne par coefficient de perméabilité.

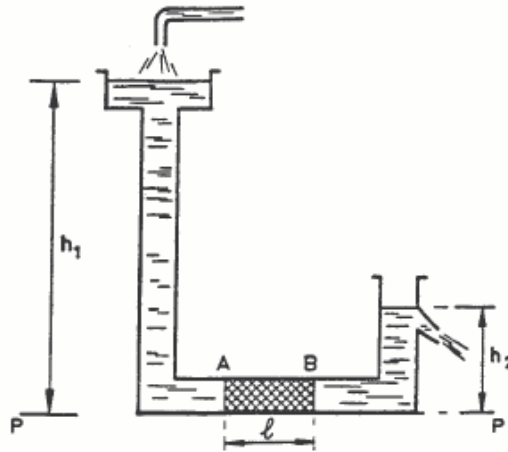


Fig. 2.5 : Ecoulement de l'eau à travers l'échantillon AB

2.2. Détermination du coefficient de perméabilité K au laboratoire

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

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 :

k (cm/s)	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drainage	Bon						Mauvais		Pratiquement imperméable		
Type de sol	Gravillon		Sable		Silt et mélange Sable et argile				Argiles		
Travaux	Zones perméables				Zones imperméables						

2.3. Mesure in situ

Les mesures de perméabilité au laboratoire ont l'inconvénient d'opérer sur des échantillons trop petits pour fournir une représentation valable de la perméabilité d'un sol, par suite des hétérogénéités locales.

Les perméabilités mesurées en laboratoire sont toujours plus faibles que celles mesurée in situ.

Il existe plusieurs méthode de mesure de perméabilité in situ, parmi lesquels les essais **Dupuit** et **Lefranc** qui seront examinés plus loin.

2.4. Perméabilité moyenne fictive horizontale et verticale des terrains lités

La plupart des sols sont lités (succession de roches altérées de différentes origines). Il apparaît que la perméabilité est beaucoup plus forte dans le sens des lits que dans le sens perpendiculaire aux lits.

2.4.1 Coefficient de perméabilité moyen perpendiculaire aux plans de stratification ou perméabilité moyenne verticale

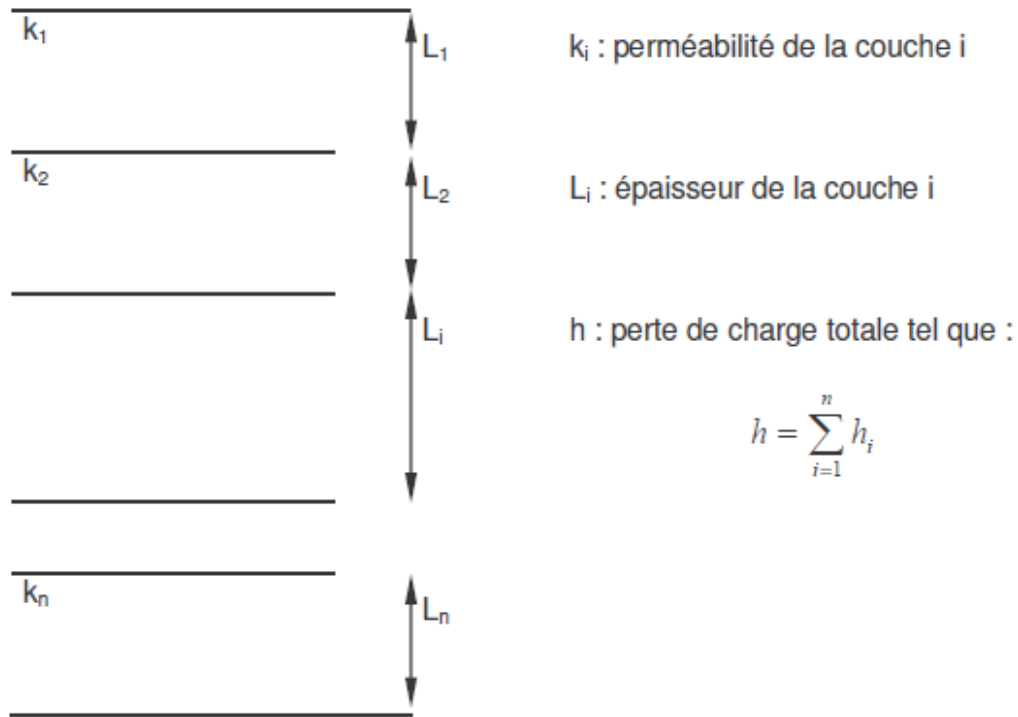


Fig. 2.6: Perméabilité verticale moyenne des sols lités

Ecrivons l'équation de conservation de la masse d'eau interstitielle :

$$v = \frac{H}{L} k_v = k_1 i_1 = k_2 i_2 = k_n i_n \Rightarrow i_i = \frac{H}{L} \frac{k_v}{k_i}$$

Avec :

$$H = l_1 i_1 + l_2 i_2 + \dots + l_n i_n = \sum_{i=1}^n l_i \frac{H}{L} \frac{k_v}{k_i} = \frac{H}{h} k_v \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{k_i}$$

D'où :

$$k_v = \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{k_i}}$$

2.4.2 Coefficient de perméabilité moyenne parallèlement au plan de stratification ou perméabilité moyenne horizontale

Le débit total est la somme des débits dans chaque couche pour une tranche d'épaisseur unité et pour un gradient hydraulique i .

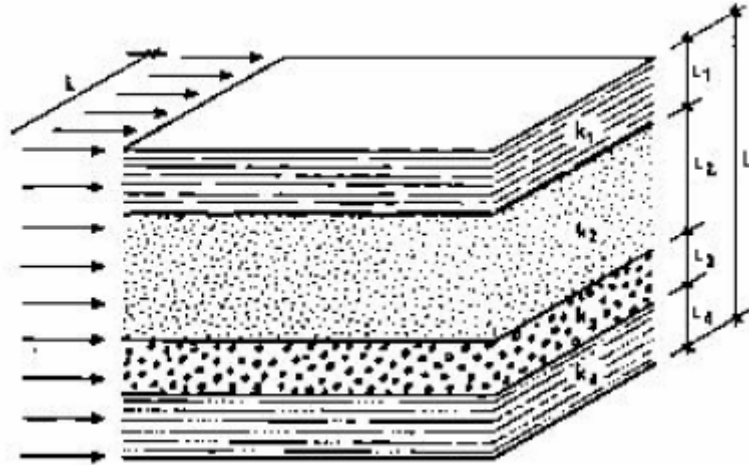


Fig. 2.7: Perméabilité horizontale moyenne des sols lités

Soient :

Q : le débit total

q_i : le débit traversant chaque couche élémentaire i

$$Q = k_h \cdot i \cdot L = \sum_{i=1}^n q_i = \sum_{i=1}^n v_i \cdot L_i = \sum_{i=1}^n k_i \cdot i \cdot L_i = i \cdot \sum_{i=1}^n k_i \cdot L_i$$

D'où :

$$k_h = \frac{\sum_{i=1}^n k_i \cdot L_i}{L}$$

A noter :

1. $K_h \geq K_v$
2. Pour un terrain naturel : $K_h \approx 3 \cdot K_v$
3. Pour un terrain remanier : $K_h \approx 10 \cdot K_v$

2.4.3 Coefficient de perméabilité équivalent

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

On définit alors la grandeur suivante :

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

A noter :

La direction d'écoulement dans les terrains sédimentaires est importante. En effet, les dépôts successifs étant horizontaux, l'eau circule plus facilement horizontalement que verticalement.

3. HYDRAULIQUE SOUTERRAINE SOUS DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

3.1. Equation de LAPLACE

Considérons un sol soumis à un écoulement.

En combinant la condition de continuité et la loi de DARCY nous obtenons le système suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (\text{condition de continuité}) \\ \left. \begin{array}{l} V_x = -K \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y = -K \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \\ V_z = -K \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \end{array} \right\} \quad (\text{Loi de DARCY}) \end{array} \right.$$

Soit :

$$\boxed{\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0} \quad (\Leftrightarrow \nabla^2 h = 0)$$

A noter :

Cette équation concerne la charge hydraulique exclusivement ; elle suffit à caractériser tout écoulement souterrain dans un sol.

3.2. Cas des écoulements à deux dimensions en milieu homogène et isotrope

La plupart des problèmes d'hydraulique des sols peuvent être ramenés à deux dimensions :

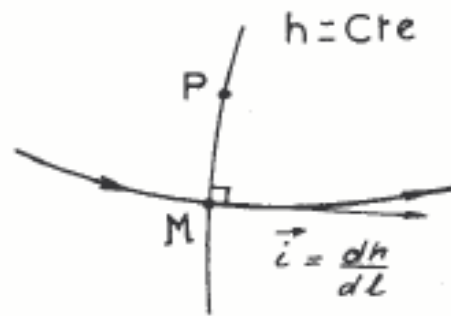


Fig. 2.10 : Ligne de courant et équipotentielle d'un écoulement bidimensionnel

3.2.2. Construction graphique d'un réseau d'écoulement bidimensionnel

Considérons le réseau d'écoulement sous le mur de palplanche de la fig. 2.11.

Pour que l'équation de LAPLACE livre des résultats valables il faut graphiquement que :

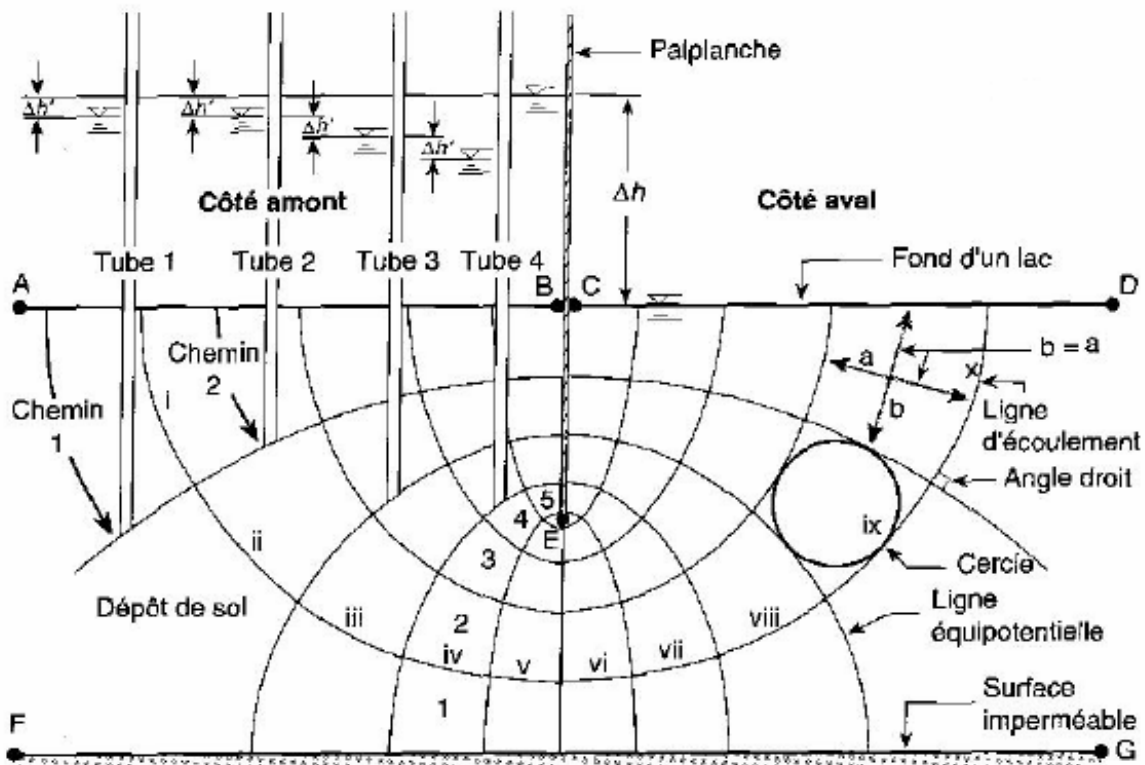


Fig. 2.11 : Réseau d'écoulement bidimensionnel sous un rideau de palplanche

- Les lignes d'écoulement et les lignes équipotentielles se croisent à angle droit et forme des carrés
- La perte de charge ($\Delta h'$) entre les lignes équipotentielles est constantes, comme l'indique les tubes piézométriques 1 à 4 de la figure 2.11.
- Il est évident que les lignes courbes des écoulements bidimensionnels ne formeront pas des carrés parfaits. On peut néanmoins parler de formes carrées lorsque la

longueur moyenne (b) est égale à leur hauteur moyenne (a), ou encore lorsqu'on peut y introduire un cercle.

3.2.3. Méthode de résolution graphique

Considérons le réseau d'écoulement sous le mur de palplanche de la fig. 2.12.

Conditions aux limites

- BEC : ligne d'écoulement.
- FG : ligne de courant
- AB : ligne équipotentielle $h_A = h_B = h$
- CD : ligne équipotentielle $h_C = h_D = 0$

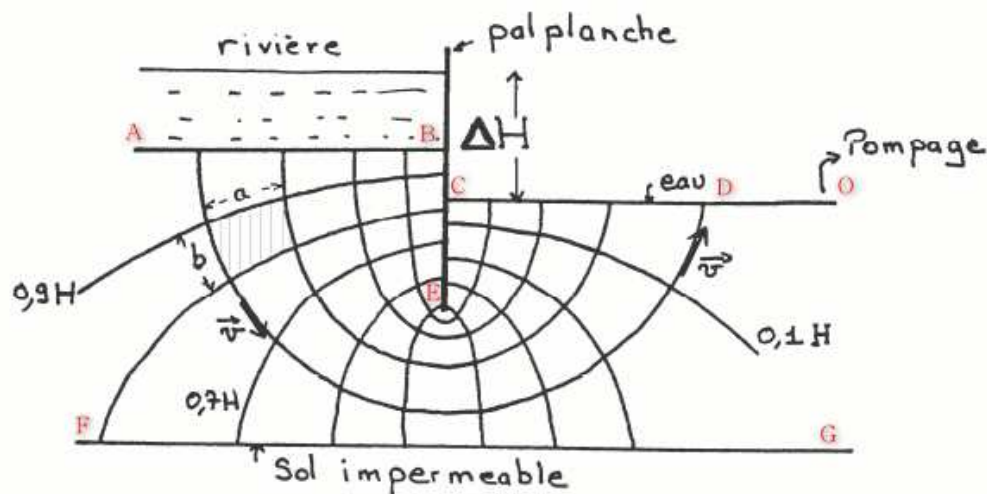


Fig. 2.12 : Δh entre deux courbes de charge hydraulique pris à 1/10 de la perte de charge totale

Pour tracer le réseau d'écoulement, certaines conditions doivent être satisfaites :

- Lignes de courant orthogonales aux lignes équipotentielles.
- Les quadrilatères curvilignes doivent être semblables.
- Les conditions aux limites satisfaites.
- Même dédit et même perte de charge entre deux lignes de courant.
- Le réseau des équipotentiels sera préférentiellement toujours établi pour des variations de Δh identiques donc la perte de charge entre 2 courbes est 1/10 de la perte de charge totale.

Calcul du débit :

* Considérons un quadrilatère curviligne de largeur a et de longueur b.

* Le débit d'eau Δq à travers ce quadrilatère et sur une épaisseur unité est :

$$\Delta q = V \cdot a \cdot 1 \quad \text{or} \quad V = k \cdot i = k \frac{\Delta h}{b} \quad \text{et en définitive :} \quad \Delta q = k \cdot \Delta h \cdot \frac{a}{b}$$

(Par unité de largeur de palplanche), et b = longueur dans le sens de l'écoulement

* Considérons un autre quadrilatère de longueur c et de largeur d , on a de même :

$$\Delta q = k \Delta h \cdot \frac{c}{d} \quad \text{On a donc bien :} \quad \frac{a}{b} = \frac{c}{d} = Cte$$

Calcul du débit total :

Soient :

- ΔH : est la différence de charge entre les équipotentiels extrêmes ;
- N_h : le nombre d'intervalles équipotentiels
- N_c : le nombre de tubes de courant
- Q : le débit total par unité de largeur de l'ouvrage
- Δh : la différence de charge entre deux équipotentielle voisines,

On a :

$$\Delta h = \frac{\Delta H}{N_h} \quad ; \quad \Delta q = k \Delta h = k \frac{\Delta H}{N_h} \quad ; \quad Q = N_c \Delta q$$

$$Q = k \frac{N_c}{N_h} \Delta H$$

Finalement,

Calcul de la pression interstitielle :

Si H_M est la charge hydraulique en un point M d'altitude z_M la pression interstitielle en ce point est donnée par la relation :

$$H_M = \frac{U_M}{\gamma_w} + z_M$$

$$U_M = (H_M - z_M) \gamma_w$$

3.2.4. Etude des infiltrations dans le corps du barrage et dans ses fondations

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltration d'eau. L'étude des infiltrations consiste essentiellement en la détermination des équipotentielle et des lignes de courant, ce problème comme la plupart des problèmes d'hydraulique des sols peut être ramené à deux dimensions liées par l'équation de Laplace :

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

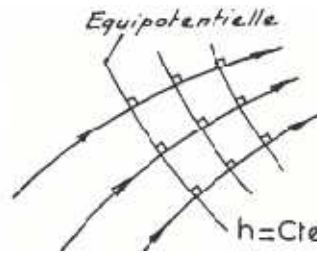


Fig. 2.13 : Lignes équipotentiellles

La détermination du réseau d'écoulement permet ensuite de trouver les éléments suivants :

- La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage ou plus exactement elle représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage. La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue.
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentiellles, c'est-à-dire de lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et des fondations. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité, elle peut être notamment la cause d'apparition de renards dans la partie amont du barrage.
- Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s'obtenir à partir du réseau de lignes de courant, orthogonales aux équipotentiellles. Si ce débit est trop important, le barrage ne fait pas son office, il faut alors augmenter la taille des parties imperméables du corps de digue. La connaissance des débits permet aussi de dimensionner les systèmes drainant du barrage.

Il existe des solutions analytiques assez compliquées pour construire les équipotentiellles, ou par calculs numériques sur ordinateurs, ou par analogie électrique ou par une méthode simplifiée basée sur des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement.

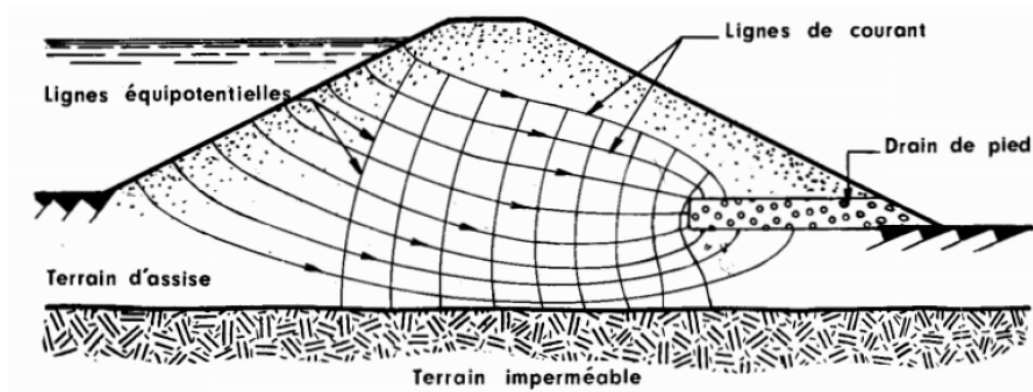


Fig 2.14 : Trajectoire de l'eau à travers le barrage

Nous nous limitons dans ce cours à la méthode graphique.

A- La ligne de saturation :

1/ Barrage homogène isotrope non drainé :

La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage ou plus exactement elle représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage. La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue.

La méthode graphique simplifiée pour tracer cette ligne est celle de Kozeny, qui consiste pour le cas d'un barrage en terre homogène, non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

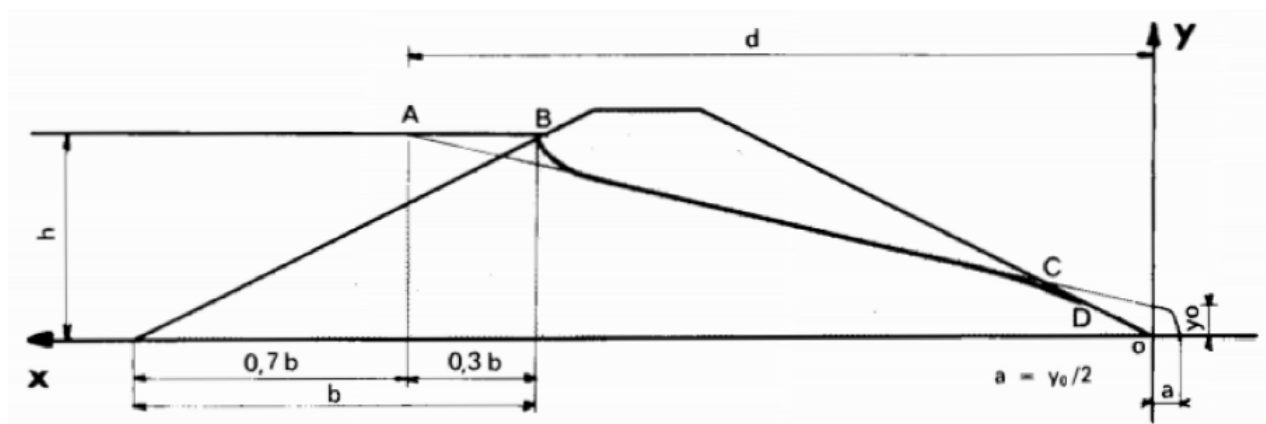


Fig 2.15 : Schéma de la parabole de Kozeny pour le cas d'un barrage homogène isotrope sans drainage.

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$$

En se rapportant à la fig.2.15 :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

d étant la largeur en base du barrage diminuée de 0,7b. Et b étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont. La parabole coupe le plan d'eau amont en A situé à une distance horizontale de ce parement BA = 0,3b

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. En aval pour trouver D, le point d'intersection de la ligne de saturation avec le parement aval situé à une distance b du bief du parement aval tel que :

- * cas où $\alpha < 30^\circ$ $b = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \times \cotg^2 \alpha}$
- * cas où $30^\circ \leq \alpha < 60^\circ$ $b = \frac{1}{2} \times \frac{h^2}{d \times \sin^2 \alpha}$
- * cas où $60^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$ $b = C_\alpha \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha}$

C_α étant une constante dépendant α est donnée par la table suivante :

$\alpha (^\circ)$	C_α
60	0,680
70	0,700
80	0,720
90	0,747
100	0,770
110	0,795
120	0,822
130	0,850
140	0,877
150	0,907
160	0,935
170	0,965
180	1,000

2/ Barrage homogène isotrope avec tapis drainant :

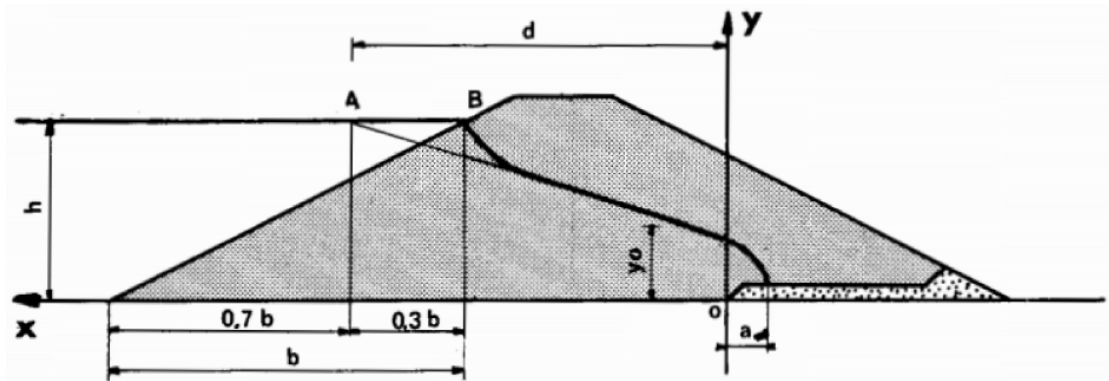


Fig 2.16 : Schéma de la parabole de Kozeny pour le cas d'un barrage homogène isotrope avec tapis drainant (drain horizontal).

Le foyer O de la parabole est situé au pied du parement amont du drain.

3/ Barrage homogène isotrope avec drain vertical:

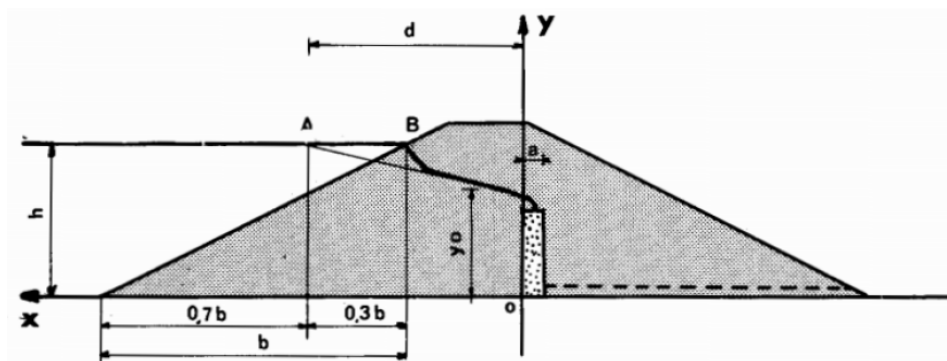


Fig 2.17 : Schéma de la parabole de Kozeny pour le cas d'un barrage homogène isotrope avec tapis drainant (drain vertical).

Le foyer O de la parabole est situé au pied du parement amont du drain.

4/ Barrage zoné sans drainage:

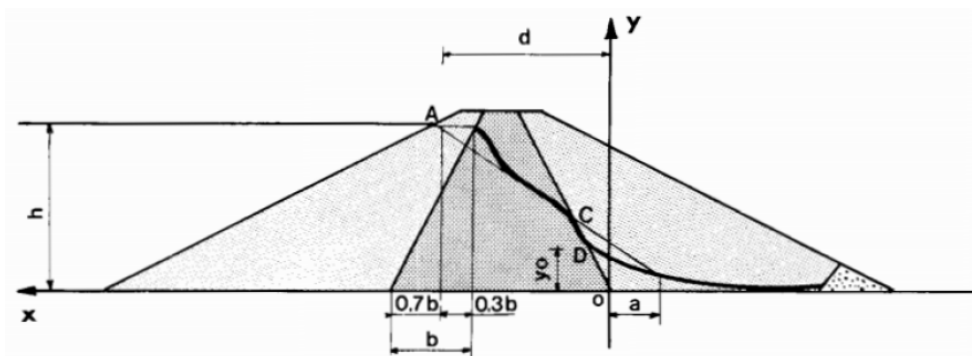


Fig 2.18 : Schéma de la parabole de Kozeny pour le cas d'un barrage zoné sans drainage.

Le foyer O de la parabole est situé au pied du parement aval du noyau.

Dans le cas d'une digue à noyau imperméable, on considère que le noyau est imperméable et on construit la ligne de saturation comme précédemment.

NB :

Dans le cas d'un massif anisotrope de perméabilité verticale K_v et de perméabilité horizontale K_h , on applique la construction précédente à un massif fictif déduit du massif réel par une

affinité d'axe horizontal de rapport $\sqrt{\frac{K_h}{K_v}}$ pouvant varier entre 1 et 100.

B- La pression de l'eau interstitielle (et risque de Renard) : La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentielles, c'est-à-dire de ligne reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et des fondations.

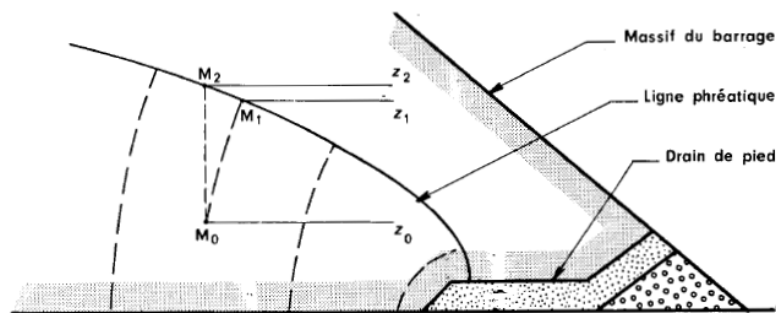


Fig 2.19 : Détermination de la pression interstitielle.

Les pressions interstitielles sont importantes, car le barrage est totalement en eau. La pression en pascal/m³ est déterminée en tout point par la formule suivante :

$$p = \gamma(H - z)$$

z est la cote du point considéré et H est donnée par la parabole interpolée de Kozeny. Sur la ligne de saturation $z = H$.

Cette pression doit être minimisée pour des raisons de stabilité. En effet, si cette pression est trop élevée, cela signifie qu'il y a beaucoup d'eau de fuite, il y a alors un risque de formation de renards : il faut un bon drainage du barrage, notamment dans la partie aval qui est en général la plus soumise à de forts gradients hydrauliques. Un bon drainage de cette partie limitera fortement la création des renards en abaissant la charge.

Les renards surviennent quand le gradient hydraulique dépasse la valeur critique :

$$\frac{\gamma_i}{\gamma_w} = \frac{\text{poids volumique immergé du terrain}}{\text{poids volumique de l'eau}}$$

Si le gradient dépasse cette valeur critique, cela signifie que ce gradient est ascendant et vertical, il s'oppose alors aux forces de pesanteur ; la résultante de ses deux forces est dirigée vers le haut, les grains en surface sont alors entraînés. Les grains situés en dessous ne supportant plus le poids des grains supérieurs, sont entraînés à leur tour. Il se forme un petit tunnel où la circulation des eaux est aisée. La distance de percolation à travers le terrain diminue, le gradient hydraulique augmente ce qui va accentuer l'effet de renard qui va alors déboucher dans la retenue amont. Une fuite brutale et énorme va alors être déclenchée et va amener à la destruction du barrage.

C- Débit de fuite

En un point du barrage, la charge ou potentiel hydraulique H peut être exprimée par la somme du potentiel dû à la cote z du point et à la pression de l'eau en ce point exprimée en mètre de colonne d'eau (mCE). L'écoulement des eaux dans le barrage suit la loi de Darcy :

$$V_D = -K \text{grad} H ; V \text{ la vitesse, } K \text{ la perméabilité du milieu, } \text{grad} H \text{ le gradient hydraulique}$$

Le débit de fuite sur une face de barrage est égal à la surface mouillée multipliée par la vitesse de Darcy.

Connaissant la position du point de résurgence de la nappe dans le barrage, on peut facilement calculer le débit unitaire de fuite du barrage suivant l'une des formules suivantes :

$$q = S.K. \frac{H}{L}$$

$$q = OD.K. \sin^2(\alpha) , \text{ si } \alpha < 30^\circ$$

$$q = K. y_0 , \text{ si } 30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

α : Angle du talus aval avec l'horizontal

OD et y_0 : Voir tracé de la ligne de saturation

q : Débit par unité de longueur de barrage ;

S : parement amont mouillé ;

H : hauteur d'eau ;

L : longueur moyenne des lignes de courant.

Dans le cas d'une fondation relativement perméable (fig. 2.20), on admet que la longueur moyenne des lignes de courant est celle de la ligne de contact du massif imperméable avec la fondation : $L = B + 2F$

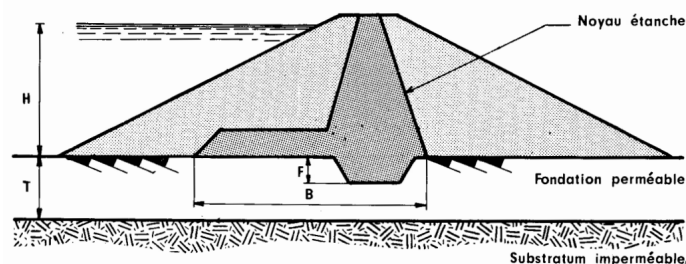


Fig 2.20 : Débit de fuite à travers une couche de fondation perméable.

$$q = (T - F) \cdot K \frac{H}{B + 2F}$$

Plus précisément, le débit est donné par la formule :

$$q = \frac{1}{2} KH \log \frac{\frac{2T}{B} + \sqrt{1 + 4 \frac{T^2}{B^2}}}{\frac{2F}{B} + \sqrt{1 + 4 \frac{F^2}{B^2}}}$$

4. FORMATION DE SABLES BOULANT ET DES RENARDS

4.1. Sable bouillant

Considérons deux récipients R_1 et R_2 reliés entre eux par un tube en caoutchouc (fig. 5.15). Le premier R_1 est maintenu constamment plein d'eau et le second R_2 est rempli de sable. Examinons l'écoulement de l'eau dans ce dispositif.

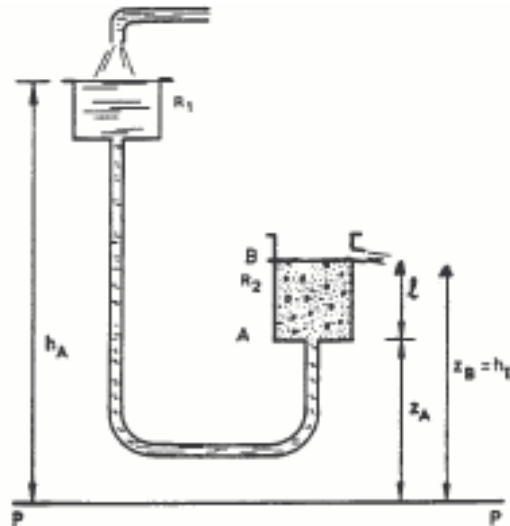


Fig.2.23. Phénomène de boullance

Ramenons l'étude à un plan de référence horizontal PP. On a :

- _ Niveau piézométrique h_A en A : c'est le niveau de l'eau dans le récipient R_1 .
- _ Niveau piézométrique h_b en B : c'est le niveau de l'eau dans le récipient R_2 .

En désignant par Z_A et Z_B les côtes respectives de A et de B, on a comme niveau piézométrique :

$$\text{En A : } h_A = Z_A + \frac{P_A}{\gamma_w}$$

$$\text{En B : } h_B = Z_B + \frac{P_B}{\gamma_w}$$

Le gradient hydraulique i dans le récipient R_2 de longueur l est donc :

$$i = \frac{h_A - h_B}{l} = \frac{Z_A - Z_B}{l} + \frac{P_A - P_B}{l \cdot \gamma_w} = -1 + \frac{P_A - P_B}{l \cdot \gamma_w}$$

D'où : $P_A - P_B = l \cdot \gamma_w \cdot (1 + i)$

Supposons que l'on augmente le gradient i en soulevant progressivement le récipient R_1 . Il arrive un moment où la différence de pression ($P_A - P_B$) devient égale au poids du sable dans le récipient R_2 .

$$P_A - P_B = l \cdot \gamma$$

Où γ est le poids volumique du sable saturé d'eau.

A partir de cet instant, le sable s'émulsionne dans l'eau qui entraîne dans son écoulement ascendant comme si tout l'ensemble avait une consistance liquide.

Cet état particulier est celui des sables bouillants. Il se produit lorsque le gradient hydraulique prend une valeur critique i_c dite gradient de bouillonnement qu'on peut évaluer à partir des relations précédentes :

$$P_A - P_B = l \cdot \gamma_w \cdot (1 + i_c) = l \cdot \gamma$$

d'où :

$$i_c = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G - 1}{1 + e}$$

Rappel : $G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$

Où $\frac{\gamma'}{\gamma_w}$ est la densité déjaugée du sable parfaitement saturé. Or, pour le sable $\gamma' \neq \gamma_w$; il en résulte que $i_c \neq 1$.

Ce même phénomène peut se produire dans la nature. Imaginons un courant d'eau ascendant à travers une couche de sable fin. Si le courant est lent, autrement dit si le gradient hydraulique correspondant est faible, il n'y a pas entraînement d'éléments solides. Si le gradient hydraulique augmente pour une quelconque raison et atteint sa valeur critique, on voit que le courant d'eau soulève les grains de sable et le milieu perd toute consistance au chargement comme si il était liquéfié. On peut observer un tel phénomène le long des plages de sable soumises à de fortes marées. Il porte, d'ailleurs, le nom de sable mouvant et est à l'origine de divers accidents d'enlèvement et de perte de portance des fondations. C'est le cas des sources côtières et de l'infiltration de l'eau à l'intérieur d'une enceinte étanche (rideau de palplanches, ...)

4.2. Renards

L'infiltration d'eau sous un ouvrage (barrage, construction, rideau de palplanches, ..) peut provoquer un phénomène similaire au sable boulant quand le gradient hydraulique observée atteint une certaine valeur critique. Au départ, on assiste à une augmentation de la vitesse d'écoulement avec un entraînement progressif des éléments fins du sol et, très rapidement, un entraînement générale des divers matériaux constituant le milieu. Il se forme alors une voie de circulation d'eau privilégiée à travers laquelle la venue d'eau prend rapidement une allure catastrophique et qu'on désigne par Renard. Celui-ci est donc caractérisé par la rapidité de sa formation qui peut être à l'origine de désordres importants pour tous les ouvrages situés à proximité (rupture de barrages, fissuration de bâtiments, renversement d'un rideau de palplanches, ...).

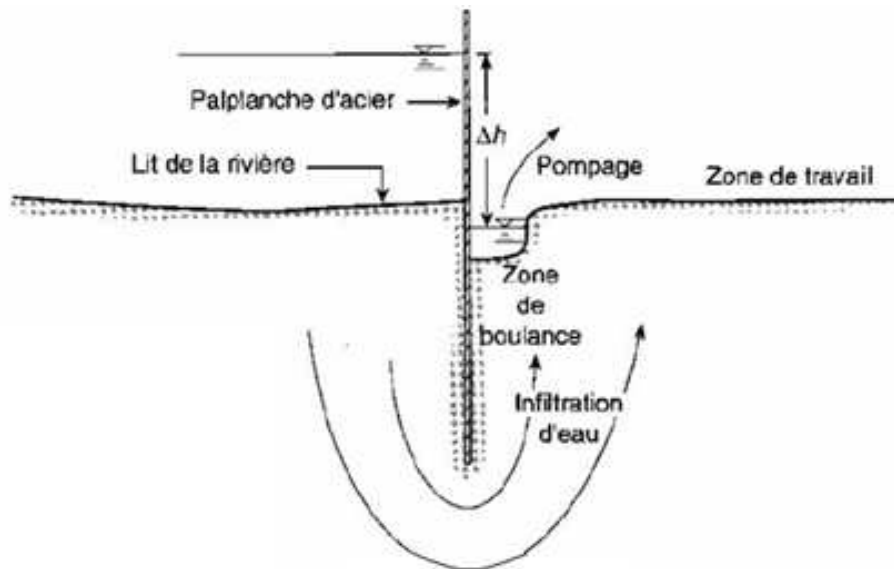


Fig.2.21. Renard d'eau de palplanche et bouillage du sol

A Noter :

Il faut donc que le gradient observé (i) reste inférieur au gradient critique i_c ; En pratique, on recommande d'appliquer un facteur de sécurité F_s au moins égale à 3 :

$$F_s = \frac{i_c}{i} \geq 3$$

4.3. Dispositions constructives pour prévenir les Renards

On peut envisager diverses mesures pour réduire les risques de formation d'un renard.

Notamment :

_ Diminuer la valeur du gradient hydraulique (donner aux palplanches, cf. fig. : 2.25, une fiche suffisante dans le sol ; prévoir un tapis imperméable du côté amont d'un barrage en terre, ...)

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, on applique la règle de LANE :

$$L_v + 1/3 L_H \geq cH \text{ où } c = 3 \text{ pour de l'argile plastique}$$

L_v représente la longueur de cheminement verticale et L_H la longueur de cheminement horizontale dans le barrage (ce sont des longueurs de filtration).

_ Charger le sol où émerge l'infiltration derrière l'ouvrage avec un matériau pouvant jouer le rôle de filtre et en choisissant judicieusement sa granulométrie. On empêche ainsi l'entraînement des éléments fins de sol. . Les deux conditions à remplir sont donc :

$$\underbrace{4,5.d_{15}(\text{terrain}) \leq d_{15}(\text{filtre})}_{\text{condition de perméabilité}} \leq \underbrace{4,5.d_{85}(\text{terrain})}_{\text{condition de filtre}}$$

_ Enfoncer des piézomètres de décharge comportant des crépines à leur pointe dans le sol où il y a risque d'apparition d'un renard.

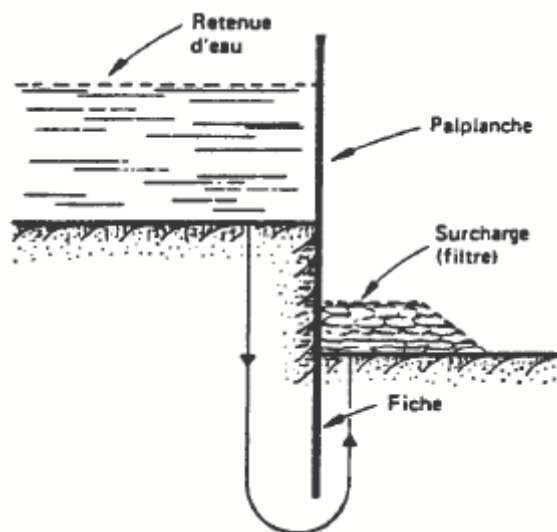


Fig.2.25: Exemple de dispositif anti-renard Cas d'un rideau de palplanches.

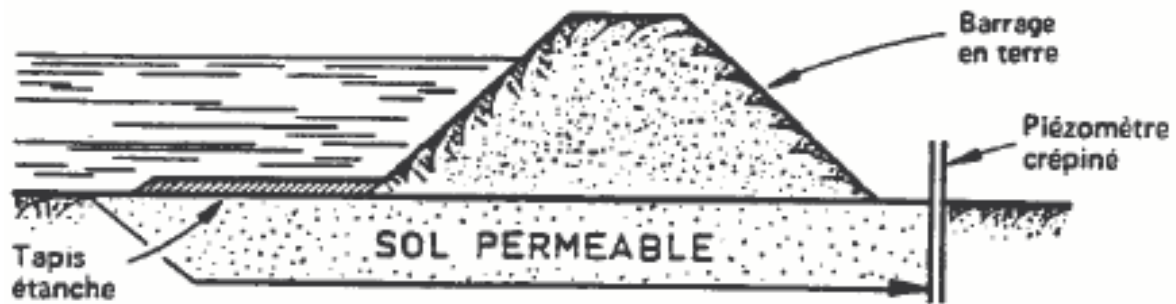


Fig.2.26 Exemple de dispositif anti-renard Cas d'un barrage en terre.

5. ASCENSION CAPILLAIRE DANS LES SOLS NON SATURES : LOI DE JURIN

5.1. Description du phénomène

Dans un tube capillaire, l'eau monte jusqu'à une hauteur h de telle façon que le poids de la colonne d'eau équilibre les forces de tension superficielles (fig.2.27).

La résultante des forces capillaires est :
 $2\pi r T \cos \alpha$ ou encore $2\pi r A$

, avec $A = T \cos \alpha$, A étant appelé *tension superficielle de l'eau*

Le poids de la colonne d'eau est $h \gamma_w \pi r^2$,
d'où :

$$h = \frac{2A}{r \gamma_w}$$

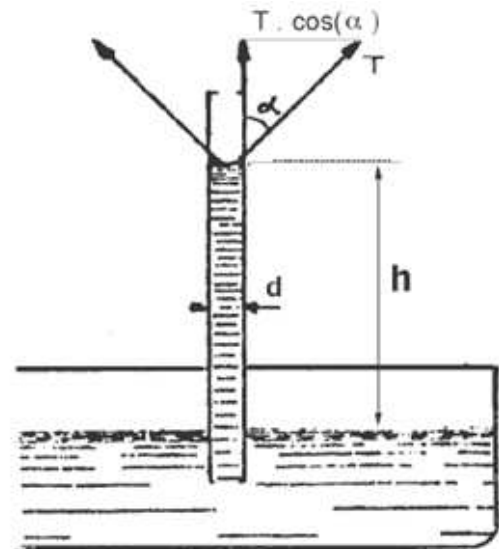


Fig.2.28: Loi de Jurin

A noter :

1. La loi de JURIN exprime que l'ascension capillaire est inversement proportionnelle au diamètre du tube,
2. T = constante capillaire qui pour l'eau au contact de l'air est égale à $73 \cdot 10^{-3}$ N/m à 20°C , et $62 \cdot 10^{-3}$ N/m à 80°C ,
3. La tension superficielle (A) de l'eau aux températures usuelles est de l'ordre de $8 \cdot 10^{-4}$ N/cm, ce qui est faible. Il faut donc r petit pour que h soit élevé.

5.2. Application aux sols : conséquence pratique

Le phénomène se retrouve dans les sols, sans toutefois être aussi simple car les vides forment un réseau très complexe. L'eau remonte par capillarité au-dessus de la

nappe phréatique et on appelle hauteur d'ascension capillaire h , la zone qui est ainsi mouillée quand le phénomène est devenu stationnaire sans toutefois que sol soit considéré comme saturé !, l'eau de capillarité passant en effet par le film adsorbée.

La hauteur d'ascension capillaire dépend évidemment de la granulométrie et de l'indice des vides ; elle dépend aussi dans une certaine mesure, de la forme des grains et des impuretés de surface des grains solides. Elle croît lorsque la taille des grains décroît et l'on a sensiblement :

$h = \frac{C}{d_{10}}$, avec h et le diamètre d_{10} sont exprimés en cm. C est un coefficient qui peut varier suivant les sols 0,1 à 0,5 cm².

La conséquence pratique du phénomène de capillarité c'est qu'elle augmente localement la résistance du sol (phénomène de pré-consolidation).

Ce phénomène, bien connu depuis l'antiquité, trouve son application pratique lorsque l'on fonde un ouvrage sur un sol sableux : on compacte très simplement l'assise de fondation en versant de l'eau.