

Université Pierre et Marie Curie, Université Paris-Sud, Ecole des mines de Paris  
& Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts

DEA Hydrologie, Hydrogéologie, Géostatistiques et Géochimie  
Filière Hydrologie et Hydrogéologie Quantitatives

**Détermination de la position de la surface libre d'une nappe  
superficielle drainée par un fossé à paroi verticale :**

**Etude expérimentale du phénomène de suintement.**



Par DÈRE Christelle

Maître de stage : M<sup>r</sup> KAO Cyril

Laboratoire d'accueil :

Cemagref, Groupement d'Antony,  
Unité Ouvrages pour le Drainage et  
l'Etanchéité

Septembre 2000



## Sommaire

<b><u>Introduction</u></b> .....	<b>1</b>
<b><u>CHAPITRE 1 : Nappes superficielles et surface de suintement : Etat des connaissances et modélisation</u></b> ....	<b>2</b>
<b>1.1 Système étudié et définition du suintement :</b> .....	<b>2</b>
<b>1.2 Modèles d'écoulement : prédiction de la position de la nappe et prise en compte du suintement :</b> .....	<b>4</b>
1.2.1 Modèle d'écoulement saturé 1D : .....	4
1.2.2 Modèle d'écoulement saturé 2D : .....	5
1.2.3 Modèle d'écoulement saturé/non saturé 2D : .....	6
1.2.4 Conclusion sur les modèles d'écoulement.....	8
<b>1.3 Exemples d'estimation analytique de la hauteur de suintement :</b> .....	<b>8</b>
1.3.1. Cas du drainage par un fossé vide, avec un niveau d'eau amont fixé : solution de Kozeny (1931, cité par Youngs, 1990) : .....	8
1.3.2 Cas du drainage par un fossé vide avec recharge pluviométrique constante : solution d'Engelund (1951, cité par Youngs, 1990) : .....	9
1.2.3 Conclusion : .....	11
<b>1.4 Utilisation de modèles analogiques et de modèles physiques :</b> .....	<b>11</b>
1.4.1 Définitions : .....	11
1.4.2 Travaux réalisés à ce jour : .....	12
1.4.3 Conclusion .....	12
<b>1.5 Conclusion</b> .....	<b>12</b>
 <b><u>CHAPITRE 2: Simulations exploratoires: modèle d'Engelund, équation de Laplace et équation de Richards</u></b> .....	<b>14</b>
<b>2.1 Modèle d'Engelund :</b> .....	<b>14</b>
<b>2.2 Choix du modèle :</b> .....	<b>14</b>
2.2.1 Présentation du code de calcul Hydrus 2D.....	15
2.2.2 Présentation du code de calcul résolvant l'équation de Laplace : .....	15
<b>2.3 Simulations réalisées et résultats :</b> .....	<b>15</b>
2.3.1 Système considéré : .....	15
2.3.2 Résultats : .....	16
2.3.3 Effet des caractéristiques hydrodynamiques de la zone non saturée : .....	16
2.3.4 Comparaison avec le modèle d'Engelund .....	17
<b>2.4 Conclusion :</b> .....	<b>18</b>
 <b><u>CHAPITRE 3: Etude expérimentale du suintement: utilisation de MASHYNS</u></b> .....	<b>20</b>
<b>3.1 Présentation de la maquette :</b> .....	<b>20</b>
3.1.1 Description.....	20
3.1.2 Mesure des débits (aspersion et exutoire) : .....	20
3.1.3 Mesures tensiométriques : .....	21
3.1.4 Caractéristiques du sol .....	22

<b>3.2 Description des essais effectués :</b> .....	<b>25</b>
3.2.1 Essais de régime permanent : .....	25
3.2.2 Essais de régime transitoire : .....	26
3.2.3 Traitement des données.....	27
<b>3.3 Résultats.....</b>	<b>29</b>
<b>3.4 Conclusion .....</b>	<b>30</b>
<b>CHAPITRE 4: Utilisation du code de calcul Hydrus 2D: tentative de calage du modèle sur les résultats expérimentaux .....</b>	<b>32</b>
<b>4.1 Premier calage :</b> .....	<b>32</b>
4.1.1 Variables d'entrée : .....	32
4.1.2 Critères de comparaison entre observé et simulé : .....	33
4.1.3 Résultats : .....	33
<b>4.2 Etude de sensibilité.....</b>	<b>34</b>
4.2.1 Caractéristiques hydrodynamiques du sol : .....	34
4.2.2 Conditions aux limites : .....	36
4.2.3 Particularités de notre système .....	37
<b>4.3 Essai de calage du modèle et résultats .....</b>	<b>38</b>
<b>Conclusion et perspectives.....</b>	<b>41</b>
<b>Bibliographie .....</b>	<b>43</b>
<b>Annexe I : Simplification de la relation d'Engelund .....</b>	<b>45</b>
<b>Annexe II : Calcul des incertitudes.....</b>	<b>46</b>

<b><u>Introduction :</u></b>
------------------------------

La prévision des impacts liés aux aménagements d'une zone humide, d'un dispositif de drainage agricole, ou des pratiques culturales sur la qualité des eaux superficielles passe par une compréhension fine des processus hydrologiques qui conditionnent le transfert d'eau au sein d'un bassin versant. L'étude du déterminisme de chaque processus à l'échelle du bassin versant est difficile en raison de la variabilité spatiale des caractéristiques climatiques, pédologiques et physico-chimiques d'un point à l'autre du bassin versant. La parcelle apparaît alors comme une unité de travail favorable pour la compréhension des différents mécanismes car elle constitue un système au sein duquel les caractéristiques physiques, pédologiques et climatiques sont assez homogènes. L'importance relative des différents processus (infiltration, ruissellement...) dans la genèse des écoulements est directement conditionnée par la position de la nappe dans le sol. Or, jusqu'à présent, on a privilégié une modélisation simplifiée de la nappe, quitte à négliger certains phénomènes complexes tels que l'affleurement de nappe ou le suintement. Pourtant, ceux-ci influent directement sur la position de la nappe dans le sol, et il est légitime de penser qu'ils devraient être pris en compte lors de l'estimation de cette dernière. Pour ce qui est du phénomène de suintement, il induit un décalage entre la position de la nappe à proximité d'un fossé drainant (ou d'une rivière), et le niveau d'eau libre dans le fossé (ou la rivière). Un rapide tour d'horizon de la bibliographie montre que ce phénomène est assez mal connu à l'heure actuelle, et qu'il est très difficile de le prendre en compte lors de l'évaluation de la position des nappes superficielles.

C'est dans cette problématique très générale du rôle des interactions entre nappe et rivière dans le contrôle du niveau de la nappe qu'une équipe du Cemagref d'Antony a entrepris d'étudier, à l'échelle parcellaire, la dynamique du phénomène de suintement. Pour cela, elle a investigué l'existence d'une relation macroscopique entre hauteur de suintement et débit à travers cette surface. De nombreuses simulations exploratoires ont été réalisées, et ont montré qu'il existait très certainement une relation linéaire simple entre les deux grandeurs. Cette hypothèse nécessitait toutefois une validation expérimentale, et c'est le travail qui a été réalisé au cours de ce DEA.

Après avoir présenté une synthèse rapide des connaissances actuelles sur le phénomène de suintement, nous verrons quelles ont été les investigations menées par l'unité Ouvrages pour le Drainage et l'Étanchéité du Cemagref d'Antony, ainsi que les expérimentations réalisées dans le cadre du stage de DEA, et les conclusions que l'on peut en tirer.

## **CHAPITRE 1 : Nappes superficielles et phénomène de suintement : état des connaissances et modélisation**

Ce premier chapitre précise le cadre théorique dans lequel se place le stage de DEA. Il s'agit là d'établir une synthèse des connaissances actuelles sur le phénomène de suintement, et de présenter les différentes approches qui ont été utilisées pour en comprendre le fonctionnement.

### **1.1 Système étudié et définition du suintement :**

On s'intéresse au cas d'une nappe à surface libre reposant sur un substratum horizontal imperméable, avec, en position aval, un fossé drainant à paroi verticale. On suppose que le sol est isotrope dans le plan (x,y), et que le problème peut donc être considéré comme plan et on raisonnera en 2 dimensions. Les conditions aux limites du système sont (figure 1.1.a) :

- en aval (frontière [BL]) :  
 pour  $h_{ss} < z < z_B$ , limite à flux nul  
 pour  $h_w < z < h_{ss}$ , surface de suintement :  $\phi = z$ , avec  $\phi$  = charge hydraulique [L], et  $z$  = cote [L]  
 pour  $h_w < z < z_A$ , limite à charge imposée dans le cas où il y a un niveau d'eau dans le fossé.
- en amont (frontière [OA]), soit une condition à charge imposée non nulle  $h_1(t)$ , constante ou variable dans le temps, soit une condition de flux imposé  $Q(t)$  (flux nul dans le cas d'un plan de symétrie)
- en surface (frontière [AB]), un flux imposé  $I(t)$  (nul, ou non nul si on considère une recharge par la surface)
- à la base (frontière [BL]) : une limite à flux nul (substratum imperméable)

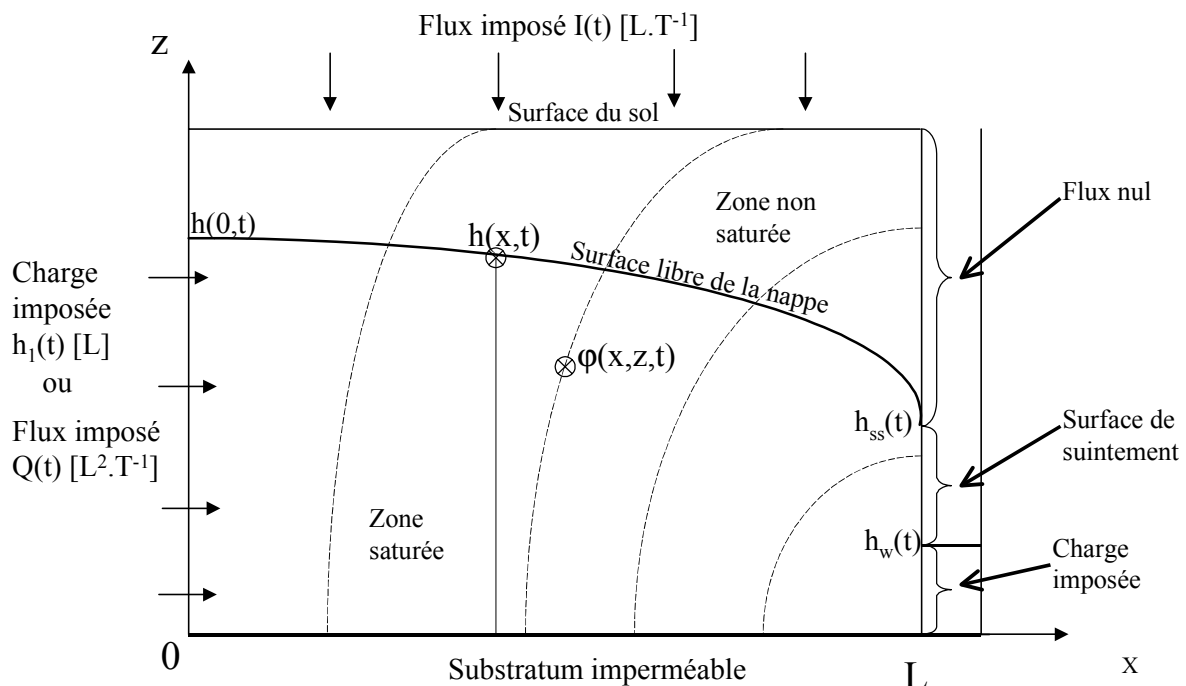


Figure 1.1.a : Système étudié,

avec :  $h(x,t)$  = hauteur de la nappe [L]

$\phi(x,z,t)$  = charge hydraulique [L]

$h_w(t)$  = hauteur d'eau dans le fossé aval [L]

$h_{ss}(t)$  = hauteur de la surface de suintement ( $h_{ss}(t) - h_w(t)$ ) [L]

$h(0,t)$  = hauteur de la nappe à l'interdrain [L]

Dans un tel système, la surface libre de la nappe ne se raccorde pas exactement à la surface de l'eau libre dans le fossé, il existe une surface de suintement, c'est à dire une surface à travers laquelle l'eau de la nappe sort du système directement en contact avec l'air. Muskat (1937) montre que cette hauteur existe lorsqu'une nappe est drainée par un fossé, du fait des pertes de charge verticales dans le système, ce qui a pour conséquence une convergence des lignes d'écoulement près du bord du fossé, et donc l'existence d'une surface de suintement.

Cette surface de suintement correspond ainsi à la différence de niveau entre la surface libre de la nappe et le niveau de l'eau dans le fossé.

Expérimentalement, on peut mettre en évidence la surface de suintement grâce à des mesures tensiométriques car cette hauteur de suintement est à la pression atmosphérique, donc elle se caractérise par la propriété : charge hydraulique  $\phi(x,z,t) = \text{côte } z$  (à la précision des mesures près). (figure 1.1.b).

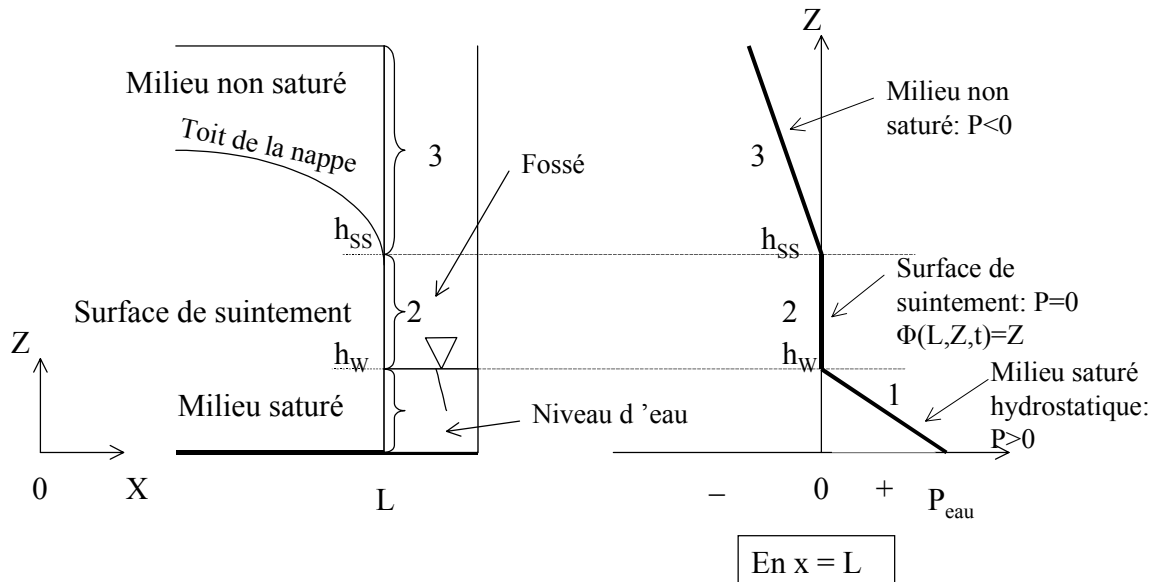


Figure 1.1.b : Pression d'eau en fonction de la côte en  $x = L$ ,

avec :  $\Psi = \text{pression d'eau [L]}, \Psi = P_{eau}/\rho g$

$\phi(L,z,t) = \text{charge hydraulique [L]}, \text{ sachant que } \phi = \Psi + z$

$h_w = \text{niveau d'eau dans le fossé aval [L]}$

$h_{ss} = \text{hauteur de la surface de suintement [L]}$

$z = \text{côte [L]}$

Cette hauteur de suintement constitue une condition aux limites bien particulière du système, puisqu'il s'agit d'une condition de pression nulle résultant du fonctionnement du système, et non pas d'une condition imposée au système (condition de flux imposé, type Neuman, ou de charge imposée, type Dirichlet).

On ne sait pas précisément quels sont les facteurs (recharge en surface, niveau d'eau amont, niveau d'eau aval) qui influent le plus sur son extension en régime transitoire. Narasimhan et Samshai (1991) ont toutefois montré que cette hauteur de suintement a une extension maximale dans le cas où le fossé aval est vide, et est d'autant plus réduite que le niveau d'eau dans le fossé aval est important. Mais cela excepté, les connaissances sur le fonctionnement de la surface de suintement sont très limitées.

L'existence de cette surface de suintement va avoir des conséquences en terme de prédiction de la position de la surface libre de la nappe, position calculée différemment selon le modèle d'écoulement que l'on choisit. Nous verrons donc par la suite les principaux modèles d'écoulement qui existent, les hypothèses sur lesquelles ils se basent, et de quelle façon ils prennent en compte, ou au contraire ne prennent pas en compte, cette surface de suintement.

## 1.2 Modèles d'écoulement : prédiction de la position de la nappe et prise en compte du suintement :

Il existe deux grandes classes de modèles d'écoulement en milieu poreux qui permettent de déterminer la position de la surface libre d'une nappe superficielle : les modèles d'écoulement en milieu saturé, et les modèles d'écoulement en milieu saturé/non saturé. Chaque modèle s'appuie sur différents corps d'hypothèses qui vont avoir des conséquences sur la modélisation de l'écoulement de l'eau dans le milieu poreux, et donc sur le calcul de la position de la surface libre. Selon les modèles, une connaissance plus ou moins approfondie des paramètres physiques du système étudié (porosité de drainage, perméabilité...) est nécessaire. En fonction du phénomène que l'on cherche à modéliser (prédiction des débits de sortie, du rabattement, de la hauteur de suintement...), et de la qualité des données disponibles, les différents modèles mathématiques exposés ci-dessous seront plus ou moins adaptés. Dans notre cas, on cherchera à comprendre quelles sont les avantages et les inconvénients de chaque modèle en terme de calcul de hauteur de nappe.

### 1.2.1 Modèle d'écoulement saturé 1D :

Ce modèle ne prend en compte que la zone saturée, ce qui implique que le système est délimité en surface par le toit de la nappe, et donc que la recharge se fait directement au niveau de la surface libre de la nappe. Il se base sur les hypothèses simplificatrices faites par Dupuit (1863, cité par Muskat, 1937) et Forcheimer (1886, cité par Muskat, 1937) à savoir que l'écoulement est plan horizontal, et donc que les isocharges sont strictement verticales. Il ne tient pas compte de la convergence des lignes d'écoulement près du fossé, et par conséquent, il ne prend pas en compte l'existence d'une hauteur de suintement, ce qui amène à considérer que la surface libre de la nappe en aval est directement connectée au niveau d'eau dans le fossé. De plus la charge hydraulique sur une verticale est assimilée à la hauteur de la nappe sur cette verticale (figure 1.2.1).

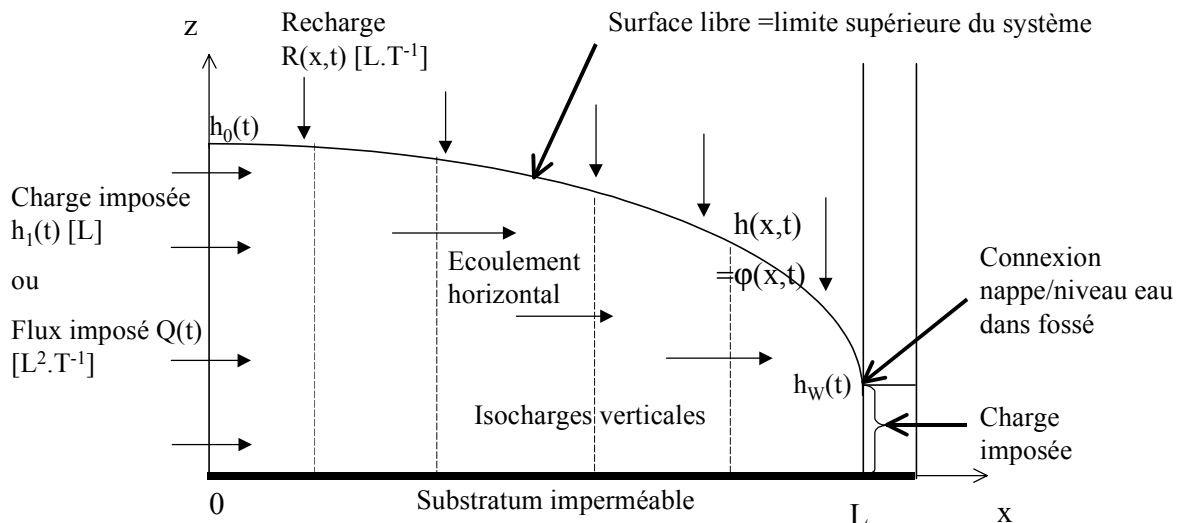


Figure 1.2.1 : Système de nappe considéré par le modèle d'écoulement saturé 1D,

avec :  $\phi(x,z,t)$  = charge hydraulique [L], sachant que  $\phi = \Psi + z$ , avec  $\Psi = P_{\text{eau}}/\rho g$  et  $z$  = côte. Ici  $\Psi \geq 0$ .

$h(x,t)$  = hauteur de la nappe [L]

$h_w(t)$  = hauteur d'eau dans le fossé aval [L]

$h(0,t)$  = hauteur de la nappe à l'interdrain [L]

Ces hypothèses sont à la base de l'équation de Boussinesq :

Equation de Boussinesq :

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{K}{\mu} \frac{\partial}{\partial x} \left( \phi \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) \text{ sachant que } \phi(x,t) = h(x,t)$$

avec :  $\phi(x,t)$  = charge hydraulique [L], sachant que  $\phi = \Psi + z$ , avec  $\Psi = P_{\text{eau}}/\rho g$  et  $z$  = côte. Ici  $\Psi \geq 0$ .

$K$  = perméabilité à saturation [ $L.T^{-1}$ ], supposée homogène et isotrope

$\mu$  = porosité de drainage [ ]

C'est une équation qui décrit tout le système, puisque la hauteur de la nappe est assimilée à la charge hydraulique : lorsque l'on détermine le champ de potentiel hydraulique, on obtient directement la position de la surface libre (et vice-versa).

En ce qui concerne la validité de la position de la surface libre calculée grâce à l'équation de Boussinesq, il y a deux sources d'erreur :

D'une part, le fait de ne pas prendre en compte la zone non saturée : Vachaud et al.(1976) ont montré qu'il existait un flux d'eau au-dessus de la nappe, dans la zone non saturée, en direction du fossé drainant, ce qui limite la quantité d'eau qui s'infiltre au niveau de la surface libre de la nappe. Or ce phénomène n'est pas pris en compte par les modèles d'écoulement saturés 1D, ce qui engendre une surestimation de la position de la nappe, en particulier au niveau de la hauteur de nappe calculée à l'interdrain (Tang et Skaggs, 1977, Clément et al., 1996).

D'autre part, vu que l'écoulement est considéré comme strictement horizontal, il n'y a pas de pertes de charge verticales, donc on ne tient pas compte de l'existence d'une hauteur de suintement, ce qui provoque une sous-estimation de la position de la surface libre, surtout à proximité du fossé drainant (Youngs, 1990). En outre, cette sous-estimation n'est pas compensée par la surestimation de la hauteur de nappe due à la négligence de la zone non saturée (Clément et al., 1996).

C'est le modèle le plus utilisé dans les problèmes d'ingénierie, d'abord parce qu'il admet des solutions analytiques simples en régime permanent, et ensuite parce qu'il n'utilise que deux paramètres, qui ont un sens physique.

### 1.2.2 Modèle d'écoulement saturé 2D :

Tout comme précédemment, on considère uniquement l'écoulement dans la zone saturée. Le système est donc délimité en surface par le toit de la nappe, et non pas par la surface du sol, et la recharge se fait directement au niveau de la surface libre de la nappe.

On ne fait aucune hypothèse simplificatrice sur la forme des lignes d'écoulement. Cela permet de tenir compte des pertes de charge verticales dans le système, donc de l'existence du phénomène de suintement (figure 1.2.2).

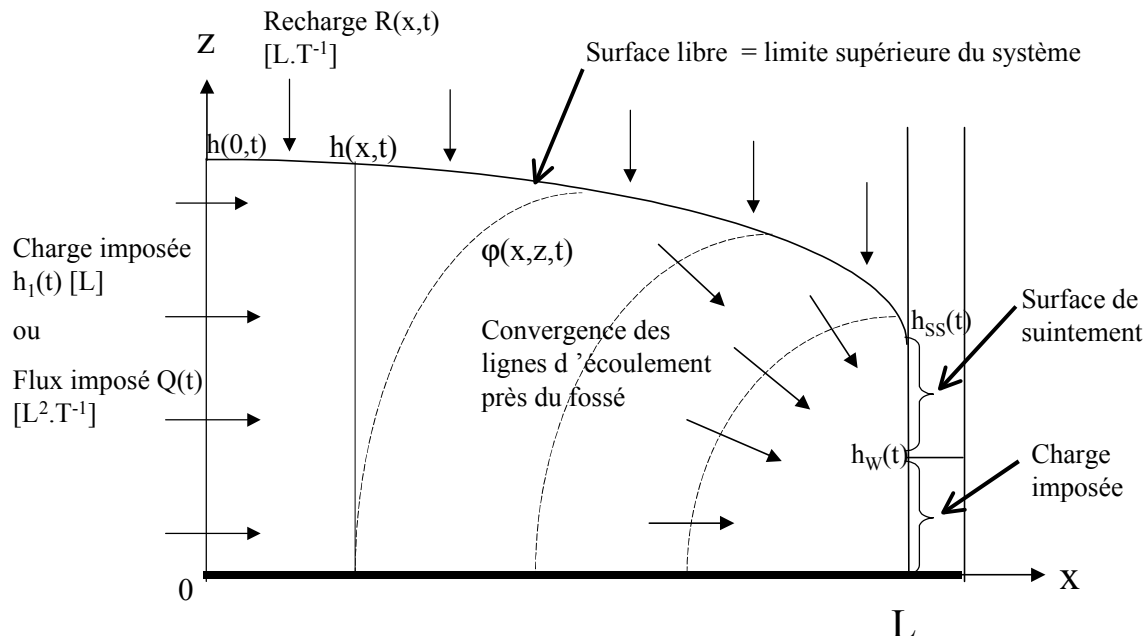


Figure 1.2.2 : Système de nappe considérée par le modèle saturé 2D

avec :  $\phi(x,z,t)$  = charge hydraulique [L], sachant que  $\phi = \Psi + z$ , avec  $\Psi = P_{eau}/\rho g$ , et  $z$  = côte. Ici  $\Psi \geq 0$ .  
 $h(x,t)$  = hauteur de nappe [L]  
 $h_w(t)$  = niveau d'eau dans le fossé aval [L]  
 $h_{ss}(t)$  = hauteur de la surface de suintement [L]  
 $h(0,t)$  = hauteur de la nappe à l'interdrain [L]

Le modèle d'écoulement saturé 2D est basé sur l'équation locale de Laplace :



$$\frac{\partial}{\partial x} \left[ K_x \left( \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K_z \left( \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) \right] = 0$$

avec :  $\phi(x,z,t)$  = charge hydraulique [L], avec  $\phi = \Psi + z$ ,  $\Psi = P_{\text{eau}}/\rho g$ , et  $z$  = côte (ici  $\Psi \geq 0$ ).  
 $K_x$  = perméabilité horizontale à saturation  
 $K_z$  = perméabilité verticale à saturation

Compte tenu des conditions aux limites imposées au système, il est possible de résoudre l'équation de Laplace (Schneebeli, 1966), et de déterminer le champ de charge hydraulique dans tout le système. La position de la surface libre n'est pas donnée directement par l'équation de Laplace, elle constitue l'ensemble des points particuliers pour lesquels  $\Psi = 0$ , soit  $\phi(x,z,t) = z$ . La position de la surface libre ainsi déterminée est une surestimation de la position réelle, car le modèle considère un système limité à la zone saturée (Clément et al., 1996) (voir §1.2.1). Cependant, il est plus proche de la réalité physique que le modèle d'écoulement saturé 1D, puisqu'il prend en compte l'existence d'une surface de suintement.

D'un point de vue pratique, la résolution de l'équation de Laplace passe par l'utilisation de méthodes numériques, car il n'existe pas de solution analytique exacte, sauf dans des cas très particuliers. Ce désavantage est en partie compensé par le fait que ce modèle n'utilise que peu de paramètres.

### 1.2.3 Modèle d'écoulement saturé/non saturé 2D :

Il permet de modéliser l'écoulement dans la zone saturée et dans la zone non saturée. Donc cette fois ci, le système considéré est délimité en surface par la surface du sol, et non pas par le toit de la nappe comme c'était le cas dans les deux modèles exposés précédemment. Pour ce qui est de l'organisation de l'écoulement dans le système, ce modèle n'implique aucune hypothèse simplificatrice (figure 1.2.3).

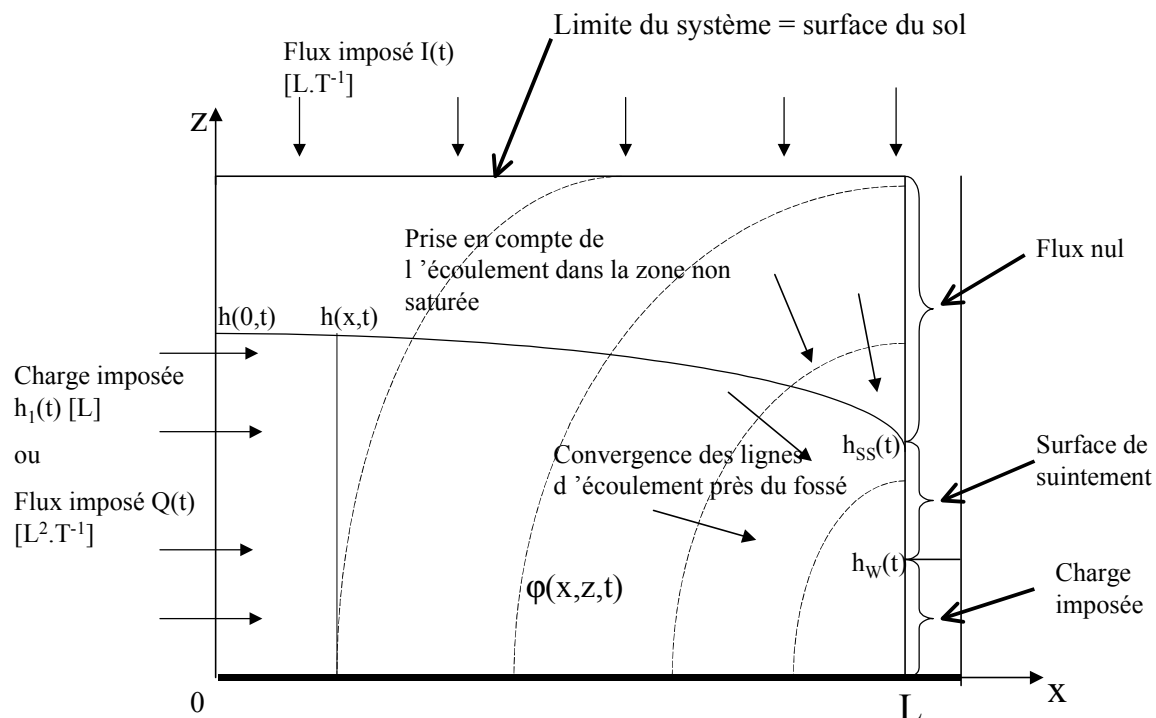


Figure 1.2.3 : Système de nappe selon le modèle saturé/non saturé 2D

avec :  $\phi(x,z,t)$  = charge hydraulique [L], sachant que  $\phi = \Psi + z$ , avec  $\Psi = P_{\text{eau}}/\rho g$ . Ici  $\Psi \geq 0$  ou  $\Psi < 0$ .  
 $h(x,t)$  = hauteur de nappe [L]  
 $h(0,t)$  = hauteur de la nappe à l'interdrain [L]  
 $h_w$  = niveau d'eau dans le fossé aval [L]  
 $h_{ss}$  = hauteur de la surface de suintement [L]  
 $z$  = côte [L]

La charge en tout point du système est donnée par l'équation de Richards (1933). Celle-ci est établie en combinant l'équation de Darcy avec l'équation de continuité :

$$\text{Equation de continuité : } \frac{\partial \theta}{\partial t} = -\text{div } \vec{q}$$

$$\text{Equation de transfert (loi de Darcy généralisée) : } \vec{q} = -\overline{K}(\theta) \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(\varphi)$$

$$\text{Equation de Richards : } \frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div} \left[ \overline{K}(\theta) \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(\varphi) \right]$$

avec :  $\theta$  = teneur en eau volumique [ ]

$\varphi(x,z,t)$  = charge hydraulique [L], sachant que  $\varphi = \Psi + z$ , avec  $\Psi = P_{\text{eau}}/\rho g$  et  $\Psi > 0$  dans la zone saturée,  $\Psi < 0$  dans la zone non saturée, et  $\Psi = 0$  au niveau de la surface libre et de la surface de suintement.

$\overline{K}(\theta)$  = tenseur des perméabilités

La position de la surface libre n'est pas donnée directement par l'équation de Richards, qui est une équation locale. La surface libre de la nappe constitue l'ensemble des points particuliers pour lesquels  $\Psi = 0$ , soit  $\varphi(x,z,t) = z$ .

Le fait de prendre en compte le transfert d'eau dans la zone non saturée évite de surestimer la hauteur de nappe, plus particulièrement au niveau de l'interdrain. Néanmoins, la prise en compte de ce demande une bonne connaissance des caractéristiques du sol  $K(\Psi)$  et  $\Psi(\theta)$  du sol, qui sont difficiles à acquérir de façon précise. Celles-ci peuvent être calculées, entre autres, grâce aux relations de Van Genuchten (1980), qui donnent les valeurs de la perméabilité et de la succion en fonction de la saturation du milieu, et de deux paramètres empiriques  $\alpha$  et  $n$ .

Relations de Van Genuchten (1980, cité par Clément et al., 1996) :

$$\Theta = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha|\Psi|)^n} \right]^{1-\frac{1}{n}} = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad ; \quad K(\Theta) = K_s \left\{ 1 - \left[ 1 - \Theta^{\left( \frac{n}{n-1} \right)} \right]^{\left( \frac{n-1}{n} \right)} \right\}^2 \cdot \Theta^{1/2}$$

avec :  $\theta$  = teneur en eau [ ]

$\theta_r$  = teneur en eau résiduelle [ ]

$\theta_s$  = teneur en eau à saturation [ ]

$\Theta$  = saturation effective du sol [ ]

$K_s$  = perméabilité à saturation [L.T<sup>-1</sup>]

$\Psi$  = succion [L]

$K(\Theta)$  = perméabilité en fonction de la saturation effective en eau [L.T<sup>-1</sup>]

$\alpha$  = paramètre empirique [L<sup>-1</sup>]

$n$  = paramètre empirique (supérieur à 1) [ ]

Clément et al. (1996) ont montré que les résultats obtenus lors du calcul de la position de la surface libre de la nappe étaient relativement sensibles aux valeurs choisies pour les paramètres  $\alpha$  et  $n$ , alors que ceux-ci ne sont pas connus, mais juste déterminés de façon expérimentale. Il est donc nécessaire de bien comprendre quelle est la sensibilité du modèle aux grandeurs caractéristiques  $K(\Psi)$  et  $\Psi(\theta)$ , elles-mêmes dépendantes de paramètres empiriques dont la valeur n'est pas connue de façon certaine (Tang et Skaggs, 1977).

Ce modèle est celui qui rend le mieux compte de toute la complexité de l'écoulement, mais son application nécessite l'emploi de méthodes numériques, et la détermination de nombreux paramètres, ce qui le rend difficile à mettre en œuvre dans un contexte opérationnel.

### 1.2.4 Conclusion sur les modèles d'écoulement

Les différents modèles d'écoulement se basent sur des hypothèses plus ou moins contraignantes au regard de la réalité physique.

Le modèle d'écoulement saturé 1D considère un écoulement limité à la zone saturée, ce qui engendre une surestimation de la position de la nappe, en particulier au niveau de la hauteur calculée à l'interdrain. D'autre part, ce modèle se base sur les hypothèses de Dupuit et Forcheimer qui considèrent que l'écoulement est strictement horizontal, donc qu'il n'y a pas de pertes de charge verticales, donc pas de surface de suintement, ce qui provoque une sous estimation de la position de la surface libre. Cette sous estimation est d'autant plus forte que l'on se place près du fossé drainant (Youngs, 1990). Sa relative « simplicité » d'application fait que c'est le modèle le plus utilisé dans les problèmes d'ingénierie.

Le modèle d'écoulement saturé 2D vertical est plus proche de la réalité physique que celui d'écoulement saturé 1D, car il tient compte de l'existence d'une surface de suintement. Cependant, vu qu'il considère un système limité à la zone saturée, on aboutit à une surestimation de la position de la nappe (Clément et al., 1996). Enfin, d'un point de vue pratique, le faible nombre de paramètres nécessaires à son utilisation reste un avantage du modèle, bien qu'il rende obligatoire l'utilisation de méthodes numériques avancées.

Le modèle d'écoulement en milieu saturé/non saturé 2D vertical est celui qui rend le mieux compte de toute la complexité de l'écoulement en milieu poreux. Il prend en compte le transfert d'eau dans la zone non saturée, ce qui n'était pas le cas dans les deux précédents modèles, et il tient compte du phénomène de suintement. Cependant, son utilisation nécessite une bonne connaissance des caractéristiques  $K(\Psi)$  et  $\Psi(\theta)$  du sol, qui sont difficiles à acquérir de façon précise. Et enfin, la complexité de l'équation et la difficulté de résolution font qu'il est peu aisé à mettre en œuvre.

Afin de pouvoir donner une première estimation de la hauteur de suintement, sans qu'il soit nécessaire de résoudre les complexes équations d'écoulement des modèles saturé 2D et saturé/non saturé 2D par des méthodes numériques, certains auteurs ont développé des solutions analytiques pour des systèmes équivalents, en régime permanent, et qui permettent d'évaluer la hauteur de suintement dans des cas particuliers.

### 1.3 Exemples d'estimation analytique de la hauteur de suintement :

Des solutions analytiques ont été proposées par certains auteurs afin de donner une première approximation de la hauteur de suintement, sans avoir à résoudre les équations d'écoulement en milieu poreux. Ces solutions ont été développées pour des cas de régimes permanents (donc purement théoriques), avec des conditions aux limites du système fixées.

#### 1.3.1. Cas du drainage par un fossé vide, avec un niveau d'eau amont fixé : solution de Kozeny (1931, cité par Youngs, 1990) :

On cherche à estimer la hauteur de suintement dans le cas d'un régime permanent établi avec un niveau d'eau constant en amont, et un fossé vide en aval (figure 1.3.1.a). On sait déjà que la fosse vide en aval va permettre à la surface de suintement d'avoir son extension maximale (Narasimhan et Samshai, 1991).

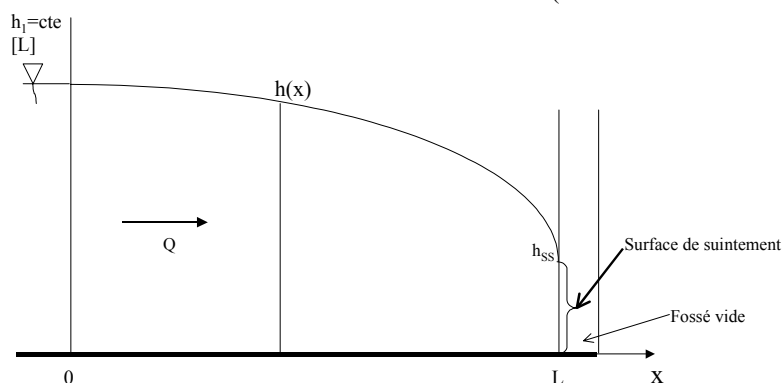


Figure 1.3.1.a : Système étudié par Kozeny

avec :  $h(x)$  = hauteur de la nappe [L] ;  $h_1$  = charge hydraulique imposée en amont [L]

$h_{ss}$  = hauteur de la surface de suintement [L]

$Q$  = débit transitant par mètre perpendiculaire au plan  $(x,z)$  [ $L^2.T^{-1}$ ]

Afin de trouver une solution analytique au problème, Kozeny considère un système équivalent limité en amont par une isocharge parabolique, et en aval par un drain horizontal “vide” et perpendiculaire au plan (x,z) (figure 1.3.1.b).

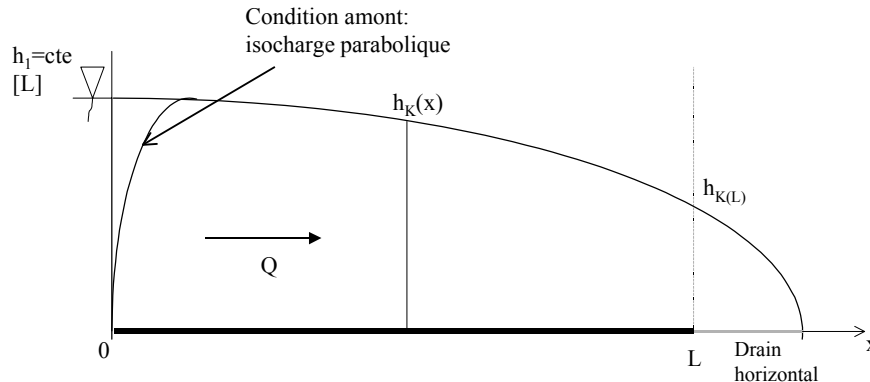


Figure 1.3.1.b : Système équivalent considéré par Kozeny

avec :  $h_K(x)$  = hauteur de la nappe considérée par Kozeny [L]

$Q$  = débit transitant par mètre perpendiculaire au plan (x,z) [ $L^2.T^{-1}$ ]

Puis, par la méthode de l'hodographe, Kozeny calcule la position de la nappe pour tout x du système :

$$h_{K(x)} = \sqrt{\frac{Q}{K} \left[ 2(L-x) + \left( \frac{Q}{K} \right) \right]}$$

avec :  $Q$  = débit transitant dans la nappe par mètre perpendiculaire au plan de figure [ $L^2.T^{-1}$ ]  
 $K$  = perméabilité hydraulique [ $L^2.T^{-1}$ ]

Il introduit alors l'expression du débit donnée par la formule de Dupuit en  $x=L$ , dans le cas d'un fossé vide :

$$Q = K \frac{h_1^2}{2L}$$

Et il obtient alors une estimation de la valeur de la hauteur de suintement  $h_{KSS}$ , considérée égale à la hauteur de nappe calculée en  $x=L$  :

$$h_{KSS} = h_{K(L)} \cong \frac{h_1^2}{2L}$$

Cependant, cette solution proposée par Kozeny comporte plusieurs inconvénients. Tout d'abord les conditions amont ne sont pas strictement identiques entre le système réel et le système équivalent, puisque Kozeny considère une isocharge de forme parabolique. Ensuite, cette formule n'est pas extrapolable ni aux cas où le fossé aval n'est pas vide, ni au cas de régime transitoire. Enfin, le domaine considéré est plus grand que le domaine réel, car la perte de charge se poursuit au delà de  $x=L$ . Cela a pour conséquence de surestimer la hauteur de suintement (Youngs, 1990). Toutefois, pour des systèmes ayant une grande extension latérale, elle peut-être considérée comme bonne (Youngs 1990). En résumé, si la formule de Kozeny ne peut servir de formule exacte pour évaluer la hauteur de suintement, elle permet déjà de faire une première approximation, et on peut considérer le résultat obtenu comme étant un majorant.

### 1.3.2 Cas du drainage par un fossé vide avec recharge pluviométrique constante : solution d'Engelund (1951, cité par Youngs, 1990) :

On cherche à estimer la hauteur de suintement dans le cas d'un régime permanent établi avec une recharge en surface, et un fossé vide en aval (figure 1.3.2.a).

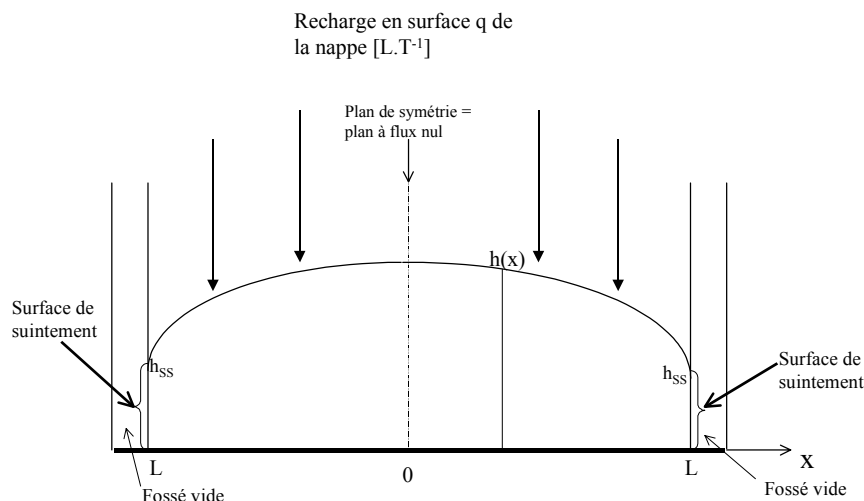


Figure 1.3.2.a : Système étudié par Engelund  
avec :  $h(x)$  = hauteur de la nappe [ $L$ ]  
 $h_{SS}$  = hauteur de la surface de suintement [ $L$ ]  
 $q$  = débit imposé en surface [ $L.T^{-1}$ ]

Inspiré par Kozeny, Engelund imagine un système équivalent drainé par deux drains vides horizontaux, perpendiculaires au plan  $(x,z)$ , et toujours avec une recharge constante et homogène au niveau du toit de la nappe (figure 1.3.2.b).

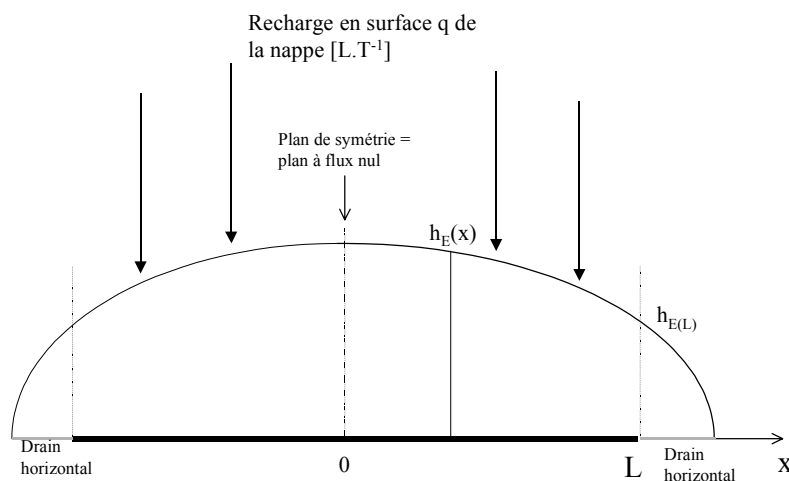


Figure 1.3.2.b : Système équivalent considéré par Engelund,  
avec :  $h_E(x)$  = hauteur de la nappe considérée par Engelund [ $L$ ]  
 $q$  = débit imposé en surface [ $L.T^{-1}$ ]

La solution d'Engelund, trouvée en utilisant la méthode de l'hodographe, est une nappe elliptique d'équation :

$$h_{E(x)} = \sqrt{\left( \frac{L^2 q}{(K - q)} - x^2 \frac{q}{K} \right)}$$

Comme pour Kozeny, la hauteur de suintement est prise égale à la hauteur de nappe en  $x = L$  :

$$h_{ESS} = h_{E(L)} \cong \frac{L \cdot \frac{q}{K}}{\sqrt{1 - \left( \frac{q}{K} \right)}}$$

Les limites de cette relation sont les mêmes que celles de la relation développée par Kozeny : le domaine considéré est plus grand que le domaine réel car la perte de charge se poursuit au delà de  $x = L$ , donc on obtient une surestimation de la valeur réelle (Youngs, 1990). Là encore la formule n'est pas extrapolable aux cas où le fossé aval n'est pas vide, ni aux cas de régime transitoire. Toutefois, comme dans le cas de Kozeny, on peut considérer que le résultat obtenu est une bonne première approximation.

### **1.2.3 Conclusion :**

Malgré l'avantage pratique que présente ces solutions analytiques (simplicité et faible nombre de paramètres utilisés), on peut dire que leur intérêt reste limité. Tout d'abord parce que le nombre de cas auxquels elles sont applicables est très réduit et ensuite, parce que la hauteur de suintement ainsi calculée est une surestimation de la valeur réelle. Notons qu'aucun auteur, à notre connaissance, n'a tenté de développer ce type de solution analytique pour des cas de fossé aval avec un niveau d'eau libre, ou pour des cas de régime transitoire.

La quantification des erreurs liées à l'utilisation de ces formules analytiques, ou bien même de celles liées à l'utilisation des différents modèles d'écoulement présentés précédemment, passe par une comparaison des résultats obtenus avec des données issues d'observations répétées. Il est difficile de disposer de données d'observation sur le terrain qui soient satisfaisantes, en quantité, et en qualité. C'est pourquoi l'approche expérimentale, à travers l'utilisation de modèles physiques ou analogiques, a souvent été utilisée. Elle permet notamment de travailler en conditions mieux contrôlées que dans le milieu naturel, et d'obtenir un large panel de données. Nous allons donc voir ce que ce type d'approche a apporté dans la connaissance du suintement.

## **1.4 Utilisation de modèles analogiques et de modèles physiques :**

### **1.4.1 Définitions :**

Dans les modèles analogiques, on étudie des processus (propagation du courant électrique, écoulement d'un fluide visqueux...) dont la loi de comportement est supposée identique à celle régissant l'écoulement en milieu poreux. On définit des critères de similitude entre les variables dans les deux systèmes, critères qui se basent sur des rapports d'échelle entre le modèle analogique, et un milieu poreux véritable (échelle de temps, de longueur, de perméabilité équivalente...) (Muskat, 1937 ; Schneebeli, 1966 ; Vachaud et al., 1976). L'avantage des modèles analogiques est d'être faciles à mettre en œuvre, particulièrement en ce qui concerne l'appareillage de mesure. C'est pour cela qu'ils ont été beaucoup utilisés par le passé afin de pouvoir modéliser des processus complexes, alors que la technologie en était à ses balbutiements. Cependant, on ne connaît pas trop les limites de l'analogie entre ce que l'on étudie et l'écoulement d'un fluide en milieu poreux. Compte tenu des moyens technologiques disponibles à l'heure actuelle (ordinateur, appareils de mesure de précision...), il vaut mieux ne pas les utiliser si on veut obtenir des données de qualité, ou du moins qui aient un sens comparées au comportement d'une nappe libre dans le milieu naturel (Vachaud et al., 1976).

Les modèles physiques sont des maquettes de dimensions métriques à plurimétriques, constituées d'une tranche de sol (ou d'un milieu poreux recréé artificiellement), entreposée dans une cuve en matériel résistant (verre, acier, Plexiglas). On peut considérer deux types de modèles physiques : ceux qui utilisent des matériaux naturels, et ceux qui utilisent des matériaux analogues. L'avantage des modèles physiques utilisant des matériaux naturels est d'être assez proche de la réalité. Mais d'une part on ne connaît pas forcément bien les caractéristiques hydrodynamiques du sol, et d'autre part l'utilisation de matériaux naturels induit des phénomènes indésirables et incontrôlés, tels que le tassement, le colmatage, la formation d'hétérogénéités locales.... Ces phénomènes, difficiles à quantifier, vont influencer sur les expérimentations menées, et rendront plus difficiles l'interprétation des données obtenues. L'utilisation de modèles physiques construits avec des matériaux analogues (par exemple, un ensemble de billes de verre pour recréer un milieu poreux) permet, d'une part, de s'affranchir de ces effets indésirables, et d'autre part, de travailler sur un milieu dont les propriétés sont toutes bien connues et maîtrisées (Ataie-Ashtiani et al., 1999). Toutefois, la simplicité de tels modèles peut-être un obstacle si l'on veut modéliser de façon satisfaisante le comportement des nappes dans le milieu poreux, qui lui, est un phénomène complexe.

#### 1.4.2 Travaux réalisés à ce jour :

Parmi toutes les expériences menées jusqu'à présent, très peu peuvent être utilisées pour aider à comprendre le phénomène de suintement. Nous n'avons retenu ici que deux exemples.

Vachaud et al.(1976) ont tenté de quantifier les erreurs liées à l'utilisation d'un modèle d'écoulement saturé, au lieu d'un modèle d'écoulement saturé/non saturé dans la détermination de la position du toit d'une nappe libre superficielle. Pour cela, ils utilisent un modèle physique de sol sur lequel ils procèdent à deux types d'essai en régime transitoire. Ils n'ont pas étudié précisément comment variait la hauteur de suintement au cours de leurs essais, leur but premier étant de montrer que le modèle d'écoulement en milieu saturé ne rendait pas compte de toute la complexité de l'écoulement en milieu poreux. Toutefois, en considérant la position de la surface libre près du bord du fossé aval durant l'essai de tarissement, on peut suivre l'évolution de la hauteur de suintement dans le temps, mais l'intérêt de cette expérience dans la compréhension du phénomène de suintement reste très réduit.

Narasimhan et Samshai (1991) se sont eux directement attachés au problème de la surface de suintement. Pour leurs travaux, ils n'ont pas utilisé eux-même de modèle physique, mais se sont basés sur les résultats d'expériences menées par Hall en 1955. Le but de Narasimhan et Samshai était de tester la validité d'un modèle numérique résolvant l'équation de Richards et de quantifier les erreurs induites par les hypothèses de Dupuit et Forcheimer dans la détermination de la position de la surface libre des nappes. Les trois essais de régime permanent sur lesquels ils se basent ont permis de vérifier que plus le niveau d'eau dans le fossé drainant était élevé, plus la surface de suintement était réduite. Toutefois, nous retiendrons que leurs conclusions se limitent au cadre d'un régime permanent.

#### 1.4.3 Conclusion

L'utilisation de modèles physiques dans le but de tester la validité des modèles mathématiques d'écoulement est assez courante. Dans un souci de reproductibilité des phénomènes naturels, il vaut mieux utiliser des modèles construits avec un sol « véritable », même si cela induit des effets indésirables (tassement, hétérogénéité...), et qu'on ne connaît pas toujours précisément les caractéristiques hydrodynamiques du sol. Les expériences menées jusqu'à présent sur ce type de modèle n'ont apporté que peu de connaissances sur le phénomène de suintement. Il reste donc encore un certain nombre de travaux à accomplir avant de pouvoir cerner de façon précise le fonctionnement de la surface de suintement, et comprendre quel rôle elle joue dans le contrôle du niveau de la nappe.

### 1.5 Conclusion

Lorsqu'une nappe à surface libre reposant sur un substratum horizontal imperméable est drainée par un fossé à parois verticales, il existe une surface à travers laquelle l'eau de la nappe sort du système directement en contact avec l'air, appelée surface de suintement (Muskat, 1937). Il est important de prendre en compte l'existence de cette surface de suintement lorsque l'on cherche à déterminer la position de la surface libre d'une nappe à proximité d'un fossé drainant.

Pour calculer cette position de la surface libre, on dispose de 2 types de modèles d'écoulement : les modèles d'écoulement en milieu saturé, et les modèles d'écoulement en milieu saturé/non saturé. Chaque modèle s'appuie sur un corps d'hypothèses plus ou moins simplificatrices par rapport à la réalité physique. Seuls les modèles d'écoulement 2D permettent de prendre en compte l'existence de cette surface de suintement, mais ils nécessitent l'utilisation de méthodes numériques, ce qui rend leur utilisation peu aisée.

Devant cette difficulté, certains auteurs ont tenté de trouver des solutions analytiques pour des systèmes équivalents, et qui permettraient de donner une évaluation de la hauteur de suintement (solution de Kozeny, 1931 ; solution d'Engelund, 1951). Ces solutions ont un intérêt limité, en raison du cadre d'application réduit pour lequel elles ont été définies, mais aussi parce qu'elles surestiment la hauteur de suintement.

Afin de tester l'aptitude des modèles mathématiques d'écoulement à évaluer de façon satisfaisante la position de la surface libre des nappes superficielles, certains auteurs ont mené des expérimentations sur des modèles physiques ou analogiques, qui permettent un travail en conditions plus contrôlées que dans le milieu naturel. L'utilisation de modèles analogiques, ou de modèles physiques simplifiés ne permet cependant pas de rendre compte de toute la complexité de l'écoulement de l'eau dans un milieu poreux. Les expériences menées jusqu'à présent sur des modèles physiques de sol « véritable », dans le but de comprendre les interactions entre

nappe et fossé drainant, sont en nombre très limité, et n'ont apporté que peu de connaissances sur le phénomène de suintement.

Il reste donc encore un certain nombre de recherches à effectuer avant de pouvoir cerner de façon précise le fonctionnement de la surface de suintement, et de comprendre l'importance de ce phénomène en terme de modélisation de hauteur de nappe. Nous allons maintenant voir quel a été le travail réalisé par l'unité Ouvrage pour le Drainage et l'Etanchéité du Cemagref d'Antony sur le sujet, et ce qu'elles ont permis de mettre en évidence.



**Chapitre 2 : Simulations exploratoires : modèle d'Engelund, équation de Laplace et équation de Richards**

Ce chapitre présente les études menées par l'unité Ouvrages pour le Drainage et l'Étanchéité du Cemagref d'Antony sur le phénomène de suintement. Celle-ci a choisi d'investiguer la relation entre le débit mesuré à l'exutoire et l'extension de la surface de suintement, afin de comprendre la dynamique de ce phénomène à l'échelle macroscopique. L'utilisation du modèle d'Engelund (voir §1.3.2) leur a permis, dans un premier temps, de définir des pistes de travail, avant de procéder à des simulations numériques exploratoires sur deux types de modèles d'écoulement différents prenant en compte le suintement.

### **2.1 Modèle d'Engelund :**

Le seul modèle existant à l'heure actuelle permettant de relier la hauteur de suintement au débit à l'exutoire est le modèle d'Engelund (voir § 1.3.2). Celui-ci propose d'estimer la hauteur de suintement ( $h_{ss}$ ) selon la relation suivante, en régime permanent, dans le cas d'un fossé vide :

$$h_{ss} \cong \frac{L \cdot \frac{q}{K}}{\sqrt{1 - \left(\frac{q}{K}\right)}}$$

avec  $q$  = débit imposé en surface [ $L \cdot T^{-1}$ ]  
 $K$  = perméabilité à saturation (milieu homogène et isotrope) [ $L \cdot T^{-1}$ ]  
 $L$  = longueur du système [ $L$ ]

En partant de cette relation, on peut écrire le débit sous la forme d'un polynôme de 2<sup>nd</sup> degré, et on aboutit à l'expression : (voir annexe pour détails du calcul)

$$q \cong K \left( -\frac{1}{2} \frac{h_{ss}^2}{L^2} + \frac{1}{2} \frac{h_{ss}}{L} \sqrt{\left(\frac{h_{ss}^2}{L^2} + 4\right)} \right)$$

Si on considère que  $h_{ss}^2 \ll L^2$ , donc que  $h_{ss}^2/L^2$  est négligeable, on arrive à la relation simplifiée suivante :

$$q \approx \frac{K}{L} h_{ss}$$

Il existerait donc, dans le cas de surfaces de suintement petites devant la longueur du système, une relation linéaire entre le débit et la hauteur de suintement. Certes, on sait que le modèle d'Engelund surestime la hauteur de suintement, et que ce modèle a été développé pour le cas particulier d'un régime permanent avec fossé vide, mais il est intéressant de tester numériquement la validité de la relation linéaire établie à partir de ce modèle. Le modèle d'Engelund n'est pas ici considéré comme un modèle exact, mais nous sert à définir des pistes de recherche pour comprendre la dynamique du suintement.

### **2.2 Choix du modèle :**

Il nous fallait impérativement utiliser un code numérique résolvant les équations des modèles d'écoulement 2D, qui sont les seuls à tenir compte du phénomène de suintement (voir § 1.2). Nous pouvions donc utiliser soit le modèle d'écoulement saturé 2D basé sur l'équation de Laplace en régime permanent, soit le modèle d'écoulement saturé/non saturé basé sur l'équation de Richards. Nous avions à notre disposition le code de calcul Hydrus 2D, qui résout l'équation de Richards en régime transitoire, et un code de calcul résolvant l'équation de Laplace en régime permanent, (développé au Cemagref d'Antony). Nous avons choisi d'utiliser les deux. Ainsi nous pourrions comparer les résultats donnés par un modèle d'écoulement saturé avec ceux donnés par un modèle d'écoulement saturé/non saturé, ce qui nous permettra d'affirmer (ou au contraire d'infirmer) que les résultats observés ne sont pas uniquement liés au type de modèle utilisé.

### 2.2.1 Présentation du code de calcul Hydrus 2D

Hydrus 2D est un code commercial qui permet de simuler des écoulements bidimensionnels dans un milieu poreux incompressible et variablement saturé, en régime permanent ou transitoire, pour un système de dimensions métriques et au pas de temps horaire ou journalier. Il résout l'équation de Richards (voir §1.2.3) selon une méthode aux éléments finis, et fournit en sortie, pour chaque nœud du maillage, les valeurs de pression, de teneur en eau, et les composantes verticales et horizontales des vecteurs vitesse.

Les conditions aux limites du système sont à choisir entre flux nul, flux constant non nul, flux variable, pression d'eau constante, pression d'eau variable, surface de suintement. Le suintement est géré de la façon suivante : pour chaque nœud de la frontière définie comme surface de suintement, le code lui affecte une pression nulle si il se trouve dans la zone saturée, une condition de flux nul s'il est situé dans la zone non saturée.

Le code permet aussi de prendre en compte une éventuelle hétérogénéité et/ou anisotropie du milieu.

Les caractéristiques hydrodynamiques du sol (relations  $K(\Psi)$  et  $\Psi(\theta)$ ) sont gérées de façon discrète par les équations de Van Genuchten (voir § 1.2.3). Celles-ci utilisent 5 paramètres : teneur en eau résiduelle  $\theta_r$ , teneur en eau à saturation  $\theta_s$ , perméabilité à saturation  $K_s$ , et deux paramètres empiriques  $\alpha$  et  $n$ . Les valeurs de ces paramètres doivent être renseignées par l'utilisateur du code, mais en cas de méconnaissance totale, il est possible d'utiliser ceux proposés dans la bibliothèque Hydrus. Ces paramètres sont classés en fonction de la texture des sols (limoneux, sableux, argileux...), et sont à utiliser plus à titre indicatif que comme des valeurs invariablement vraies.

### 2.2.2 Présentation du code de calcul résolvant l'équation de Laplace :

Le code de calcul développé au Cemagref d'Antony résout l'équation de Laplace (voir §1.2.2) en régime permanent selon la méthode aux éléments finis Freefem (Pironneau).

Les paramètres d'entrée sont la recharge en surface, la perméabilité à saturation, la taille initiale du système, et éventuellement la hauteur du niveau d'eau dans le fossé. Les résultats fournis en sortie sont la hauteur de la nappe à l'interdrain et au niveau de la frontière avec le fossé drainant. Le type de conditions aux limites imposées au système reste toujours le même : en amont et à la base : condition de flux nul, en surface : flux constant non nul, et en aval : surface de suintement. A chaque itération, le code calcule la pression d'eau en tous les nœuds du système, et les nœuds ayant une pression d'eau négative sont éliminés. Ainsi, le maillage s'adapte automatiquement à la forme de la zone saturée. Lorsque la position de la surface libre n'évolue plus, le programme s'arrête automatiquement.

## 2.3 Simulations réalisées et résultats :

### 2.3.1 Système considéré :

Avec le code de calcul Hydrus 2D, on procède à des essais de régime permanent et de régime transitoire pour un fossé vide. Avec le code résolvant l'équation de Laplace, on teste des cas de régime permanent avec ou sans niveau d'eau. **Les essais sont faits pour des systèmes de différentes longueurs et de différentes perméabilités, avec toutefois un rapport K/L constant et commun à tous.** Pour toutes les simulations, on considère un massif de sol homogène et isotrope. Le tableau II.3.1 récapitule les conditions aux limites imposées au système lors des différentes simulations :

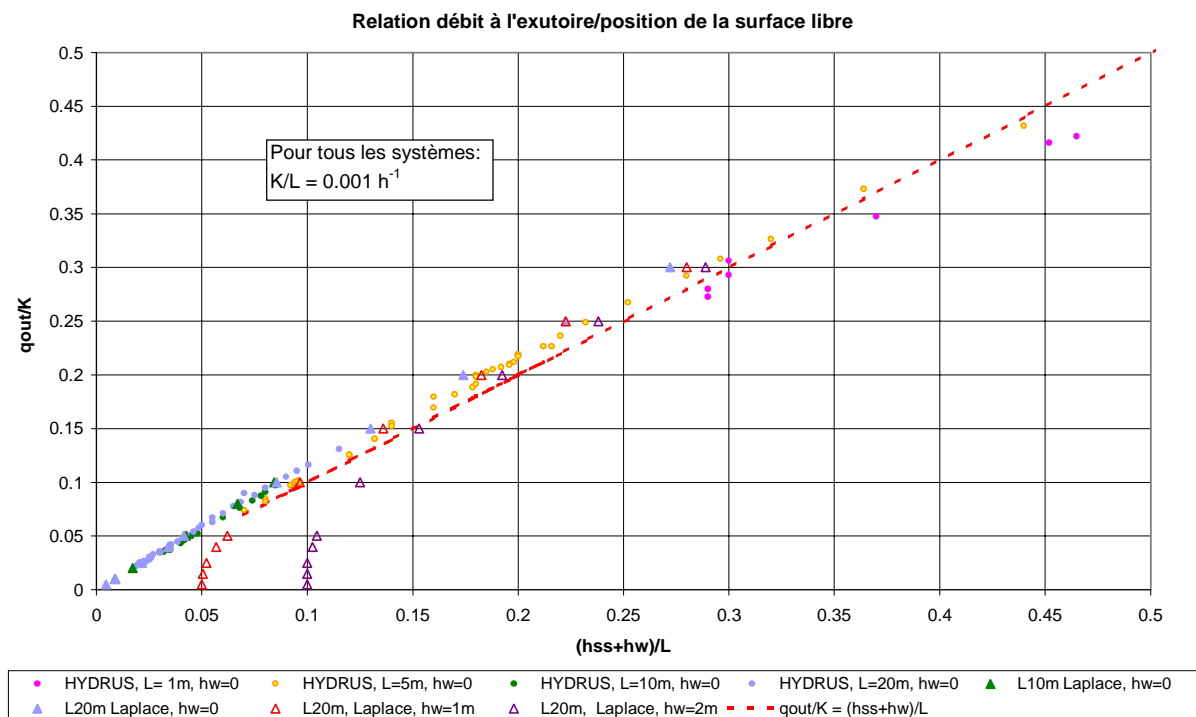
Modèle	Conditions aux limites				Longueur du système	Rapport K/L
	Base	Amont	Aval	Surface		
Hydrus 2D	Flux nul	Flux nul	$h_w=0\text{m}$	Débit variable, avec quelques passages suffisamment longs pour établir un régime permanent	1, 5, 10 et 20 m	$0.001 \text{ h}^{-1}$
Laplace	Flux nul	Flux nul	$h_w=0, 1 \text{ et } 2\text{m}$	Débit constant	10 et 20 m	$0.001 \text{ h}^{-1}$

*Tableau II.3.1 : Récapitulatif des conditions aux limites imposées au système lors des simulations exploratoires.*

Pour les simulations réalisées avec le code de calcul Hydrus 2D, les caractéristiques hydrodynamiques du sol ( $\theta_r$ ,  $\theta_s$ ,  $\alpha$  et  $n$ ) sont fixées de façon arbitraire :  $\theta_r=0.08$ ,  $\theta_s=0.43$ ,  $\alpha=5\text{m}^{-1}$ ,  $n=5$ .

### 2.3.2 Résultats :

Pour les différents essais, on reporte le débit à l'exutoire en fonction de la position de la surface libre de la nappe au niveau du fossé, c'est à dire la hauteur de suintement ( $h_{ss}$ ) dans le cas des essais avec fossé vide, et la hauteur de suintement + le niveau d'eau dans le fossé ( $h_{ss}+h_w$ ) dans le cas d'un fossé comprenant un niveau d'eau libre. Les résultats sont présentés sous la forme de rapports adimensionnels  $q/K$  et  $(h_{ss}+h_w)/L$ . (figure 2.3.2).



*Figure 2.3.2 : Relation entre la position de la surface libre de la nappe au niveau du fossé drainant et le débit à l'exutoire, mise en évidence lors des simulations exploratoires.*

On constate que l'on a bien une relation linéaire entre le débit total à l'exutoire et la position de la surface libre au niveau du fossé drainant, pour une gamme de  $q/K < 0.5$ .

Cette relation est **indépendante du régime**, les résultats de régime transitoire (Hydrus 2D) étant en bonne harmonie avec ceux de régime permanent (Hydrus 2D, et code résolvant l'équation de Laplace).

De plus, les résultats obtenus avec le modèle d'écoulement saturé, basé sur l'équation de Laplace sont en accord avec ceux obtenus grâce au modèle d'écoulement saturé/non saturé basé sur l'équation de Richards. Cela prouve que les résultats obtenus ne sont pas purement liés à la façon dont le code numérique gère le suintement.

Enfin, on voit que lorsque l'on a un niveau d'eau dans le fossé, la relation débit/hauteur de nappe rejoint, avec une portion non linéaire, celle définie pour le cas d'un fossé vide (courbes Laplace  $hw=1m$ , Laplace  $hw=2m$ ).

### 2.3.3 Effet des caractéristiques hydrodynamiques de la zone non saturée :

Comme nous l'avons vu dans le § 1.2.3, les résultats obtenus en résolvant l'équation de Richards sont influencés par les caractéristiques hydrodynamiques de la zone non saturée (Clément et al., 1996). Dans le logiciel Hydrus 2D, celles-ci sont calculées d'après les relations de Van Genuchten (§1.2.3) qui utilisent deux paramètres empiriques  $\alpha$  et  $n$ . C'est l'effet de ces deux paramètres qui a été testé (figure 2.3.3.b).

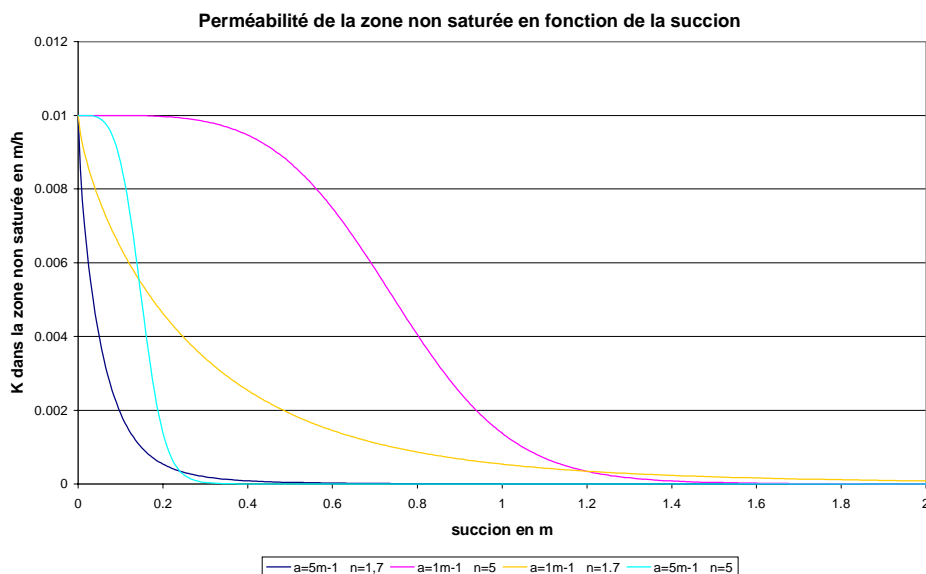


Figure 2.3.3.a : Effet des paramètres  $\alpha$  et  $n$  sur la perméabilité de la zone non saturée calculée à partir des relations de Van Genuchten.

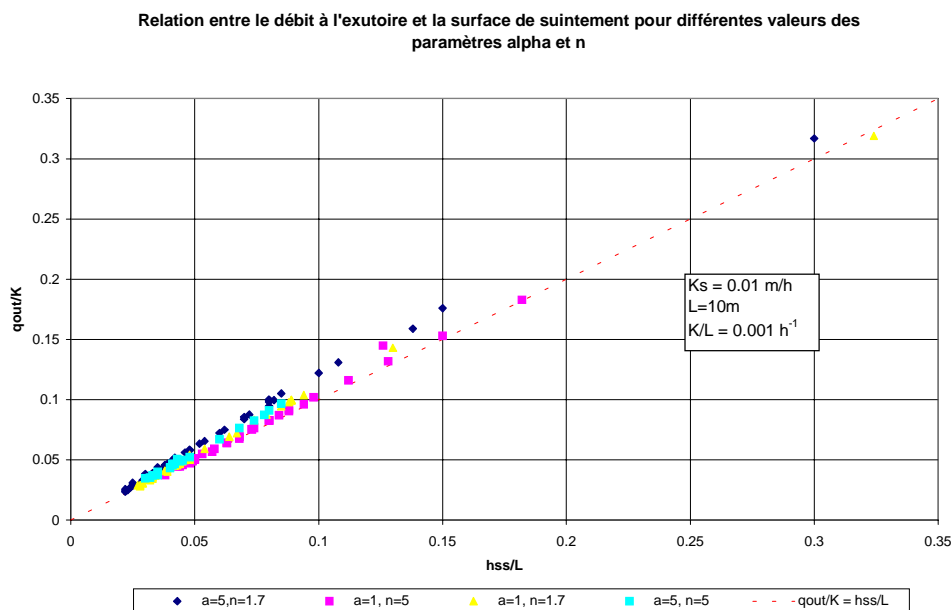


Figure 2.3.3.b : Relation entre le débit à l'exutoire et la hauteur de suintement pour différentes valeurs des paramètres  $\alpha$  et  $n$  lors des simulations exploratoires faites avec Hydrus 2D (cas d'un fossé vide).

On voit que ces deux paramètres n'ont que peu d'influence sur la relation  $q=K/L \cdot h_{ss}$  observée précédemment.

### 2.3.4 Comparaison avec le modèle d'Engelund

Pour chaque valeur de débit, la hauteur de suintement a été recalculée grâce à la relation d'Engelund (voir §1.3.2) :

$$h_{ss_E} \cong \sqrt{\left( \frac{L^2 q}{K - q} - L^2 \frac{q}{K} \right)}$$

avec :  $L$  = longueur du système [L]  
 $K$  = perméabilité à saturation [ $L \cdot T^{-1}$ ]  
 $q$  = débit [ $L \cdot T^{-1}$ ]

Les valeurs obtenues sont alors comparées à celles simulées par le logiciel Hydrus 2D pour un essai de régime transitoire avec des épisodes de régime permanent, dans le cas d'un fossé vide (figure 2.3.4). Notre but n'est pas de réaliser une étude pointue des limites du modèle d'Engelund, mais plutôt de comparer le résultat de nos simulations avec ceux donnés par le modèle dont nous nous sommes servis pour définir nos pistes de travail.

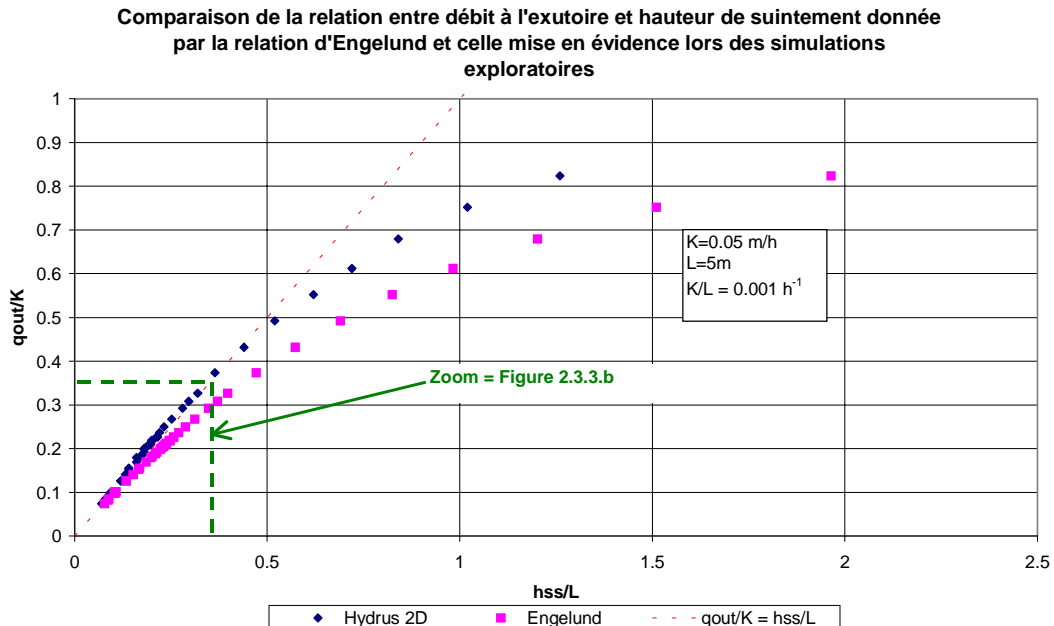


Figure 2.3.4 : Comparaison des hauteurs de suintement calculées grâce à la relation d'Engelund avec celles simulées par le Logiciel Hydrus 2D (cas d'un fossé vide).

Comme l'on pouvait s'y attendre (§1.3.2), on constate que le modèle d'Engelund donne une surestimation de la hauteur de suintement. Toutefois, on remarque que si l'on considère une gamme de  $q/K$  étendue (de 0 à 0.8), la relation entre débit et hauteur de suintement mise en évidence lors des simulations est de la même forme que celle proposée par Engelund. On peut donc imaginer trouver un paramètre correctif qui permettrait de retrouver les points simulés en partant de la relation d'Engelund. Ceci n'a pas encore été fait à l'heure actuelle, mais est en cours d'étude.

## 2.4 Conclusion :

Les simulations réalisées avec le code de calcul Hydrus 2D, qui résout l'équation de Richards, et le code résolvant l'équation de Laplace, ont montré que la relation entre hauteur de suintement et débit à l'exutoire, dans le cas d'un fossé vide, était de forme similaire à celle proposée par Engelund. Ainsi, en introduisant un paramètre correctif (constante ou fonction), on pourrait peut-être estimer de façon satisfaisante la hauteur de suintement à partir d'une expression proche de celle donnée par Engelund.

Pour une gamme de  $q/K < 0.5$ , qui correspond à la gamme dans laquelle se trouvent les cas effectivement présents dans la nature, la relation observée, dans le cas d'un fossé vide, est linéaire, de la forme  $q = K/L \cdot hss$ ,  $q$  étant le débit à l'exutoire ( $[L.T^{-1}]$ ),  $K$  la perméabilité à saturation ( $[L.T^{-1}]$ ), et  $L$  la longueur du système considéré ( $[L]$ ). Des simulations réalisées pour des systèmes de longueur et de perméabilité à saturation différentes, avec toutefois un rapport  $K/L$  unique et commun à toutes, ont permis de vérifier le fait que c'est bien le rapport  $K/L$  qui conditionne l'extension de la surface de suintement dans le cas d'un fossé vide. De plus, lorsqu'il y a un niveau d'eau libre dans le fossé, la relation position de la surface libre au niveau du fossé/débit à l'exutoire rejoint celle définie dans le cas d'un fossé vide. Ceci constitue une découverte majeure, ce phénomène n'ayant jamais été mis en évidence auparavant.

Autre point fort : la relation observée est indépendante du régime. Elle est vérifiée aussi bien en régime permanent qu'en régime transitoire, ce qui sera un atout majeur pour sa bonne application dans le futur.

Afin de valider les conclusions tirées des simulations numériques, il était utile de procéder à des expérimentations en laboratoire. D'une façon générale, l'expérimentation permet de voir si certains processus qui ne sont pas pris en compte par les modèles numériques n'influent pas de façon significative sur ce que l'on

cherche à mettre en évidence, et de bien cerner les limites entre théorie et réalité. C'est ce travail expérimental qui a constitué la partie principale du travail de DEA.

### CHAPITRE 3 : Etude expérimentale du suintement : utilisation de MASHYNS

Ce chapitre présente les expériences menées lors du stage de DEA suite aux résultats des simulations exploratoires. L'objectif de la maquette de recherche MASHYNS (MAquette de Simulation HYdraulique des Nappes Superficielles) développée par le Cemagref d'Antony est de reproduire en laboratoire le fonctionnement hydraulique d'une nappe superficielle en maîtrisant les différents types de conditions aux limites.

#### 3.1 Présentation de la maquette :

##### 3.1.1 Description

Le système étudié est une maquette physique de sol constituée par un sol sablo-limoneux, entreposé dans une cuve de 2m de long, 1m de haut et 50 cm de large.

Le système est délimité par 4 parois étanches et un fossé drainant, le fossé drainant constituant l'aval du système. La surface du système est laissée à l'air libre, et on dispose d'un système d'aspersion qui permet de recréer artificiellement une pluie au débit désiré. Un système de 46 tensiomètres répartis dans le massif permet de suivre l'évolution temporelle de la charge au cours des essais, et un système de pesée à l'exutoire permet de mesurer le débit d'eau libéré par la nappe (figure 3.1.1).

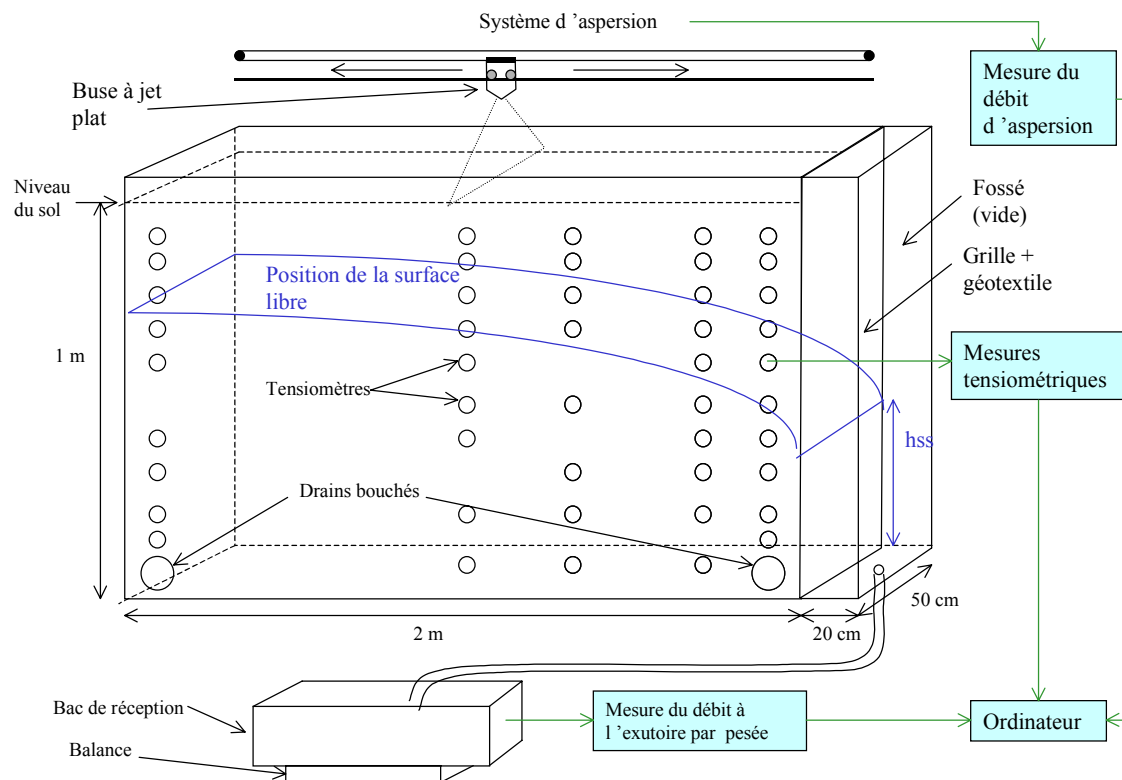


Figure 3.1.1 : Représentation schématique de la maquette de recherche MASHYNS

##### 3.1.2 Mesure des débits (aspersion et exutoire) :

Les débits sont déterminés grâce à des pesées faites à intervalle régulier selon un pas de temps fixé par l'opérateur. A partir de ces mesures, le logiciel calcule le débit instantané selon la formule  $q(t) = \frac{m(t) - m(t - \Delta t)}{\Delta t}$ ,  $m(t)$  étant la masse à l'instant  $t$ , et  $m(t - \Delta t)$  la masse au pas de temps précédent.

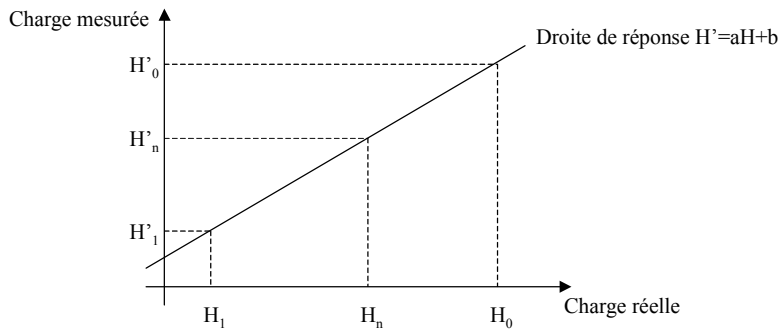
L'incertitude  $u(q)$  sur le débit a été déterminée par Ledoyen (2000) selon la méthode du GUM (voir annexe II). La valeur de l'incertitude dépend du pas de temps choisi entre deux pesées, de sorte que :

$$u(q) = \pm 2 \sqrt{\frac{943.96}{\Delta t^2}} + 5,4 \cdot 10^{-3} \text{ mm/h pour un coefficient d'élargissement égal à 2.}$$

Toutefois, cette incertitude ne peut être inférieure à une valeur seuil de 0.15mm/h, ce qui correspond à un pas de temps d'échantillonnage de 2minutes et 41secondes. A l'origine, la saisie des débits s'est faite suivant un pas de temps de 30 secondes, ce qui nous donnait une incertitude sur les débits de 2mm/h. En recalculant les valeurs de débit suivant un pas de temps d'échantillonnage de 3 minutes, nous avons constaté que les valeurs obtenues étaient très proches de celles obtenues pour un pas de temps de 30 secondes (l'écart entre les deux est inférieur à 0.1mm/h). Nous avons donc considéré que le débit était calculé suivant un pas de temps de 3 minutes, et non plus de 30 secondes, et donc que l'incertitude sur cette grandeur était de 0.15mm/h, et non plus de 2mm/h.

### 3.1.3 Mesures tensiométriques :

On dispose de 48 voies de prise de pression d'eau. 46 sont reliées à des tensiomètres disposés dans le sol, et 2 sont reliées à des voies dites « de référence ». Les 46 tensiomètres du sol sont alignés selon des verticales (ou profils) situées à des distances de 5cm, 30cm, 75cm, 100cm et 195cm du fossé drainant. Un commutateur hydraulique (scanivalve) permet de mesurer la pression d'eau sur plusieurs voies différentes, avec un seul capteur de pression. L'utilisation d'un seul capteur pour toutes les voies tensiométriques permet d'avoir une incertitude de mesure qui soit la même pour tous les tensiomètres, et évite de devoir manipuler un parc de capteurs trop important. Les voies de référence sont des voies auxquelles la pression d'eau et la côte (donc la charge) sont parfaitement déterminées. Elles servent à corriger les mesures effectuées au niveau des tensiomètres. Le principe de correction s'appuie sur la réponse linéaire du système, sachant que les charges mesurées au niveau des voies de référence (de l'ordre de -50cm et +150cm) encadrent les charges mesurées au niveau des tensiomètres (figure 3.1.3.a).



A partir des charges mesurées  $H'_0$ ,  $H'_1$  et  $H'_n$ , on cherche à déterminer la valeur de la charge réelle (inconnue)  $H_n$  :

$H_0$  et  $H_1$  sont connues

La réponse linéaire du système nous permet d'écrire:

$$H'_n = aH_n + b$$

soit  $H_n = (H'_n - b) / a$

avec:  $a = (H'_0 - H'_1) / (H_0 - H_1)$

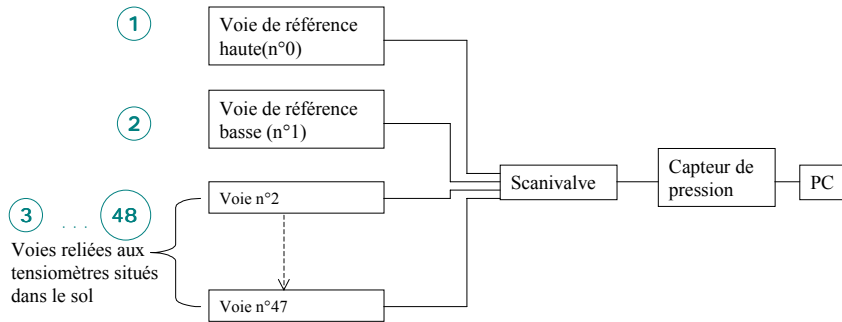
$$b = (H'_1 H_0 - H'_0 H_1) / (H_0 - H_1)$$

*Figure 3.1.3.a : Principe de correction des charges mesurées grâce aux niveaux de référence.*

Ce système de correction permet de s'affranchir des paramètres extérieurs influençant la qualité des mesures (variations de température, de pression atmosphérique...). Chaque séquence de scrutation des tensiomètres commence par une mesure de la charge au niveau des voies de référence, puis se poursuit par horizons de plus en plus profonds (figure 3.1.3.b)



Ordre de passage sur les différentes voies lors d'une séquence de scrutation



**Figure 3.1.3.b :** Ordre de passage sur les différentes voies lors d'une séquence de scrutation.

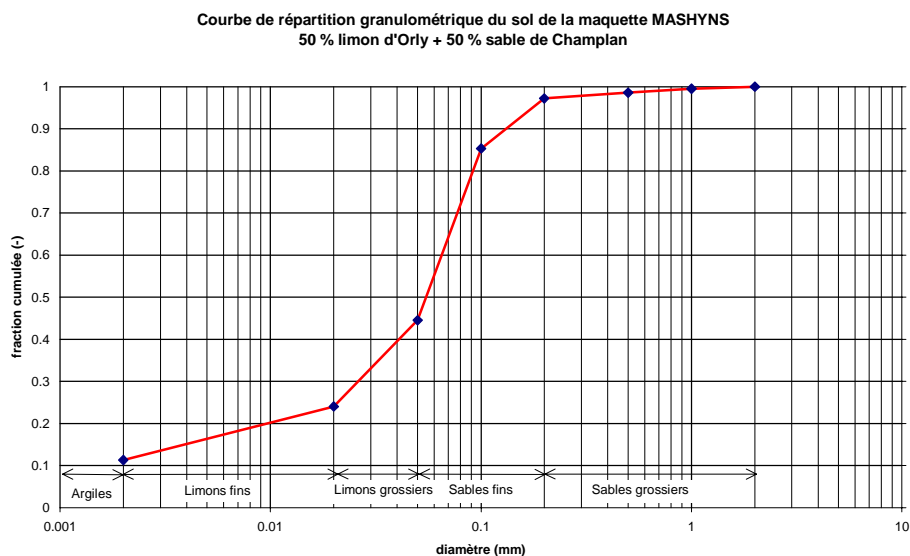
Lorsque les phénomènes étudiés sont très rapides, le fait de scruter les voies les unes après les autres, et non pas toutes en même temps, peut poser des problèmes. En effet, le système a le temps d'évoluer entre le début de la séquence de scrutation et la fin. On obtient donc une vision « déformée » de ce qu'il se passe dans le système. Cet effet peut être atténué en choisissant de ne mesurer la charge que sur certains tensiomètres, afin de diminuer l'écart en temps entre le début et la fin de la période de scrutation (moins de mesures à effectuer, donc durée de la scrutation moins longue). C'est ce que nous avons fait pour les essais de régime transitoire. Nous avons aussi essayé, pour les essais de régime transitoire, d'utiliser une chaîne de capteurs, c'est à dire que chaque tensiomètre « possède » son propre capteur. Ce dispositif permettait donc de mesurer la charge sur différents tensiomètres simultanément, et non plus successivement. Malheureusement, ce dispositif n'a pas donné des résultats très satisfaisants comparé à ceux obtenus avec le système scanivalve. Il a donc été abandonné.

L'incertitude sur la charge, déterminée par Ledoyen (2000) selon la méthode du GUM (voir annexe II), donne une incertitude de 0,9 cm, pour un coefficient d'élargissement de 2 (voir annexe II).

### 3.1.4 Caractéristiques du sol

#### • Granulométrie :

La courbe de répartition granulométrique (figure 3.1.4.a) indique que le diamètre moyen des particules ( $D_{50}$ ) est de 0.055mm ( $\alpha_{50}=13,5$ ), et que l'ensemble est de taille assez homogène, comme l'indique l'indice d'hétérométrie ( $Hq=(\alpha_{75}-\alpha_{25})/2=3$ , calculé d'après les normes Afnor).



**Figure 3.1.4.a :** Courbe de répartition granulométrique du sol de la maquette de recherche MASHYNS.

• *Perméabilité verticale à saturation  $K_V$  :*

La conductivité hydraulique verticale à saturation a été évaluée grâce à la relation de Darcy, en régime permanent, à partir des gradients de charge locaux (figure 3.1.4.b) :

$$K_V = \frac{Q \times \Delta L}{S \times \Delta \phi}$$

avec :  $K_V$  = perméabilité verticale à saturation [ $L.T^{-1}$ ]  
 $Q$  = débit [ $L^3.T^{-1}$ ]  
 $S$  = section [ $L^2$ ]  
 $\Delta \phi = \phi_1 - \phi_2$  = différence des charges hydrauliques mesurées aux deux tensiomètres [ $L$ ]  
 $\Delta L$  = distance entre les deux tensiomètres [ $L$ ]

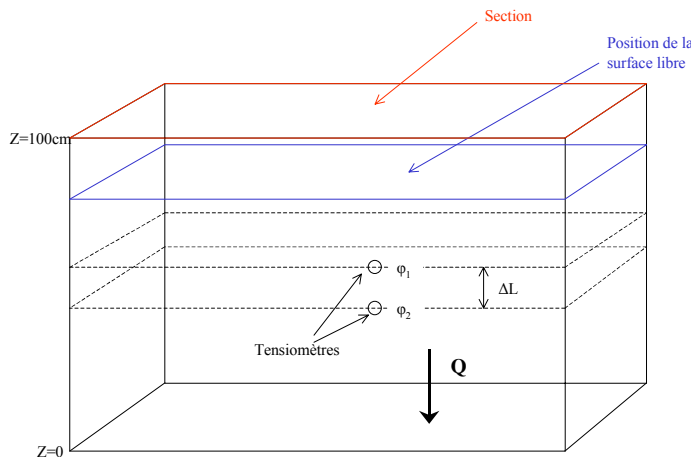


Figure 3.1.4.b : Détermination expérimentale de la perméabilité verticale à saturation  $K_V$

Cette méthode, appliquée successivement à plusieurs rangées de tensiomètres, permet d'évaluer la perméabilité verticale à différentes profondeurs. On a constaté une hétérogénéité verticale, avec une partie supérieure ( $z=50\text{cm}$  à  $z=100\text{cm}$ ) de perméabilité verticale égale à  $0.8 \pm 0.44 \text{ m/j}$ , et une partie inférieure ( $z=0$  à  $z=50\text{cm}$ ) de perméabilité verticale égale à  $1 \pm 0.44 \text{ m/j}$  (voir annexe II pour le calcul de l'incertitude sur  $K_V$ ). La différence de perméabilité entre la partie supérieure de la cuve et la partie inférieure peut paraître peu significative au regard de l'incertitude, mais cette différence de perméabilité a été observée sur plusieurs essais de régime permanent. On peut donc penser qu'il existe réellement une hétérogénéité verticale, malgré la forte incertitude qui règne sur ce paramètre. Cette hétérogénéité pourrait s'expliquer par la façon dont on a mis le sol dans la cuve, c'est à dire par couches horizontales successives.

• *Perméabilité horizontale à saturation  $K_H$  :*

Celle-ci peut être évaluée à partir du gradient de charge local de la nappe près du fossé en régime permanent, dans le cas où le fossé aval est vide. On définit une section moyenne d'écoulement correspondant à la position moyenne de la surface libre de la nappe entre les verticales  $x=5\text{cm}$  et  $x=30\text{cm}$  ( $h_m$ ), multipliée par la largeur de la maquette ( $l$ ) (figure 3.1.4.c).

En appliquant la loi de Darcy, il vient :  $K_H = \frac{Q}{S \times \text{grad} h} = \frac{Q \times \Delta L}{S \times \Delta h}$

avec :  $K_H$  = perméabilité horizontale à saturation [ $L.T^{-1}$ ]  
 $Q$  = débit transitant horizontalement à travers la section [ $L^3.T^{-1}$ ]  
 $= Q_{\text{total exutoire}} \times \text{Surface amont} / \text{Surface totale}$   
 $S$  = section moyenne entre  $x=5\text{cm}$  et  $x=30\text{cm}$  [ $L^2$ ]  
 $= l \times h_m$ , avec  $l$  = largeur de la maquette [ $L$ ], et  $h_m$  = hauteur moyenne de la nappe entre les verticales  $x=5$  et  $x=30$  [ $L$ ]  
 $\Delta h$  = différence de hauteur de nappe [ $L$ ]  
 $\Delta L$  = distance entre les deux rangées de tensiomètres [ $L$ ]

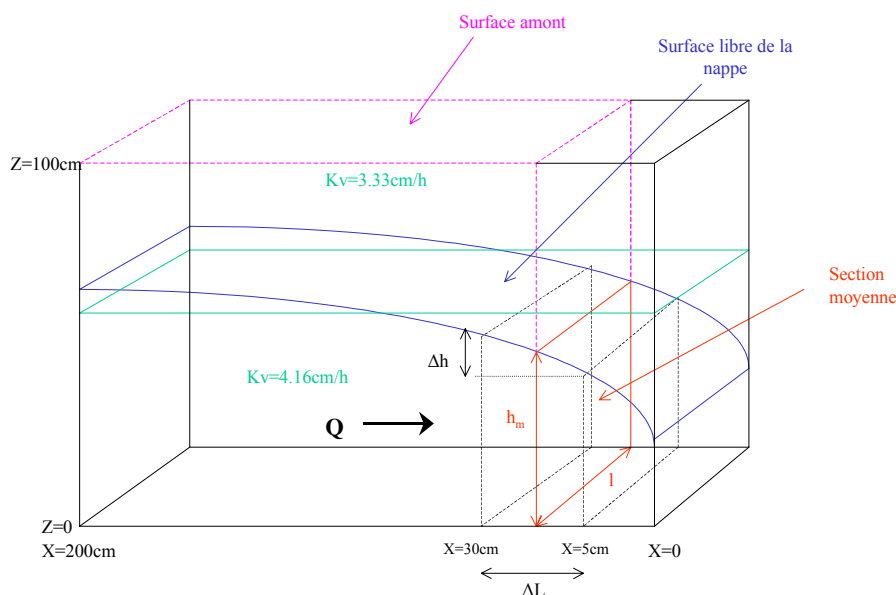


Figure 3.1.4.c : Détermination expérimentale de la perméabilité horizontale à saturation  $K_H$ .

On obtient alors la perméabilité horizontale de la partie inférieure de la maquette. Cette perméabilité a été déterminée sur trois essais de régime permanents (09 ; 12,5 et 19,4 mm/h). On obtient alors des valeurs respectives de 2,46 ; 2,02 et 1,91 m/j, soit une valeur moyenne de  $2,13 \pm 0,34$  m/j (voir annexe II pour le calcul de l'incertitude).

On ne peut pas déterminer directement la perméabilité horizontale à saturation de la partie supérieure de la cuve, mais si on suppose que l'anisotropie reste la même dans l'ensemble du système, on a donc, dans la partie supérieure de la cuve, une perméabilité horizontale à saturation de  $1,70 \pm 0,26$  m/j.

● Porosité de drainage  $\mu$  :

Celle-ci a été évaluée à partir du volume d'eau libéré par un volume connu de sol entièrement saturé. Au départ, on a une nappe présentant un certain gradient de charge, avec un fossé aval vide. Le volume initial ( $V_i$ ) de sol saturé correspondant à cet état est évalué de façon simplifiée comme étant un parallélépipède de hauteur  $h_{ia}$ , surmonté par un demi parallélépipède de hauteur  $h_{ib}$ . Au bout d'un certain temps, il s'établit un nouvel état d'équilibre (hydrostatique) dans le système, et l'on mesure une hauteur de la nappe  $h_f$ , égale au niveau d'eau dans le fossé (figure 3.1.4.d). Le volume final de sol saturé ( $V_f$ ) est donc un parallélépipède de hauteur  $h_f$ .

On note  $L_c$  la longueur de la cuve,  $L_f$  la longueur du fossé,  $l$  la largeur de la cuve.

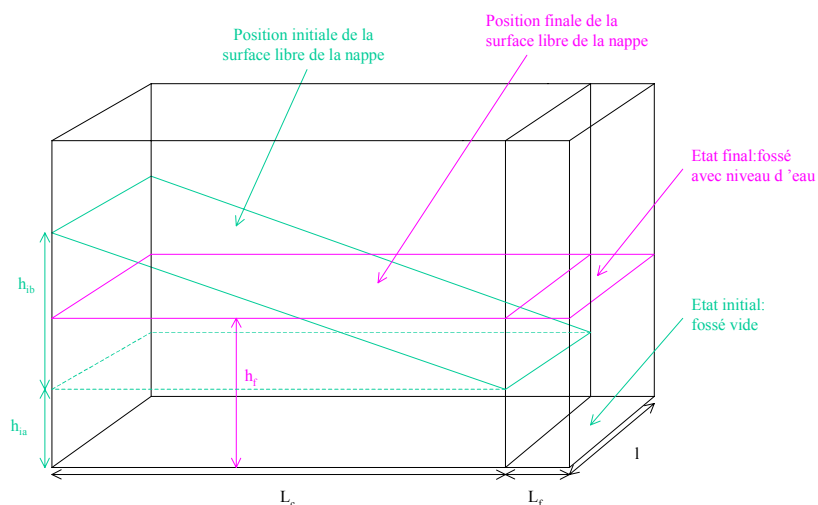


Figure 3.1.4.d : Détermination expérimentale de la porosité de drainage  $\mu$ .

On calcule le volume  $V_i$  de sol saturé au début de l'expérience selon la formule :

$$V_i = \frac{1}{2} (h_{ib} - h_{ia}) \times l \times L_c + h_{ia} \times L_c \times l = 0,5016 \text{ m}^3$$

Puis, le volume  $V_f$  de sol saturé à la fin de l'expérience :

$$V_f = L_c \times h_f \times l = 0,1584 \text{ m}^3$$

Enfin, le volume  $V_w$  d'eau libéré par la nappe :

$$V_w = L_f \times h_f \times l = 0,01584 \text{ m}^3$$

La porosité de drainage  $\mu$  de notre sol correspond au volume d'eau libéré par la nappe sur le volume de sol drainé :

$$\mu = \frac{V_w}{V_i - V_f} = 4,6 \%$$

• *Présence des drains bouchés :*

De chaque côté de la cuve se trouve un drain (tuyau perforé) d'environ 5cm de diamètre, situé à 5cm du bord (voir figure 3.1.1). La présence de ces drains va créer une zone de passage privilégiée pour l'eau, et va donc modifier l'organisation de l'écoulement dans le système. Pour diminuer le contraste entre les propriétés hydrodynamiques du milieu poreux (sol) et celles du drain, on a placé un "boudin" de géotextile dans le drain droit (celui qui est le plus près du fossé). Si cette astuce est censée limiter les perturbations dues à la présence des drains, on ne connaît pas du tout sa potentielle efficacité. Il sera donc important de tenir compte des effets éventuels liés à la présence de ces drains lors de l'interprétation des résultats expérimentaux.

• *Caractéristiques hydrodynamiques de la zone non saturée :*

Nous ne les connaissons pas à l'heure actuelle.

On voit que mises à part les caractéristiques hydrodynamiques de la zone non saturée, les autres caractéristiques du sol de la maquette de recherche MASHYNS sont assez bien connues, malgré une incertitude parfois relativement forte sur certains paramètres

Nous allons maintenant voir quelles ont été les expériences menées, et leur résultat.

### **3.2 Description des essais effectués :**

Nous avons procédé à des essais de régime permanent et de régime transitoire, avec et sans niveau d'eau dans le fossé, pour différents débits imposés en surface, afin de voir si l'on pouvait retrouver la relation entre débit à l'exutoire et position de la surface libre de la nappe observée lors des simulations numériques exploratoires (voir chapitre 2).

#### **3.2.1 Essais de régime permanent :**

On part d'un système à l'équilibre hydrostatique c'est à dire que la charge est identique en tout point du domaine. Puis on abaisse le niveau d'eau dans le fossé à la cote  $h_w$ , tout en imposant en surface une recharge à débit constant. On attend alors que s'instaure le régime permanent. Les mesures tensiométriques se font toutes les 10 à 15 minutes, et celles du débit toutes les 30 secondes. On considère que le régime permanent est atteint lorsque les charges sont stables dans tout le système (aux erreurs de mesure près), et lorsque le débit à l'exutoire est égal au débit imposé en surface (là aussi aux erreurs de mesure près) (figure 3.2.1).

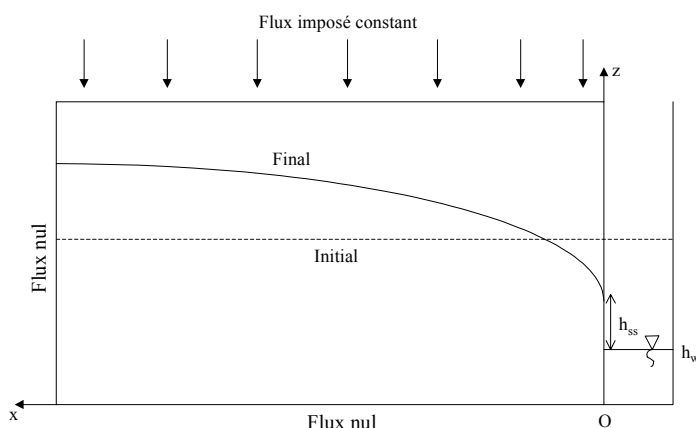


Figure 3.2.1 : Essai de régime permanent.

Niveau d'eau dans le fossé	Débit imposé en surface (=débit à l'exutoire)
$h_w=0$	09 ; 12,5 ; 15 ; 19,5 mm/h
$h_w=10\text{cm}$	06 ; 09 ; 10,5 ; 12,4 mm/h
$h_w=20\text{cm}$	06 ; 9,6 ; 14,2 mm/h

Tableau III.2.1 : Récapitulatif des différents essais de régime permanent menés

### 3.2.2 Essais de régime transitoire :

Deux cas de régime transitoire ont été testés. Dans le premier cas, le système est à l'équilibre hydrostatique, et l'on abaisse brutalement le niveau d'eau dans le fossé à un niveau  $h_w$ , sans recharge en surface. C'est l'essai de tarissement. Dans le deuxième cas, le système est initialement à l'équilibre hydrostatique, et l'on abaisse le niveau d'eau dans le fossé à la cote  $h_w$ , en imposant en surface une recharge à débit variable. C'est ce que nous avons appelé régime transitoire de pluie. Pour les raisons explicitées dans le § 3.1.3, les mesures tensiométriques sont faites uniquement sur le profil de tensiomètres situé à 5cm du fossé drainant. Elles sont réalisées toutes les 5 minutes. Pour la mesure des débits à l'exutoire, l'échantillonnage se fait selon un pas de temps de 30 secondes.

Pour des raisons d'instrumentation, nous n'avons pas pu tester des cas pour lesquels le niveau d'eau dans le fossé fluctue.

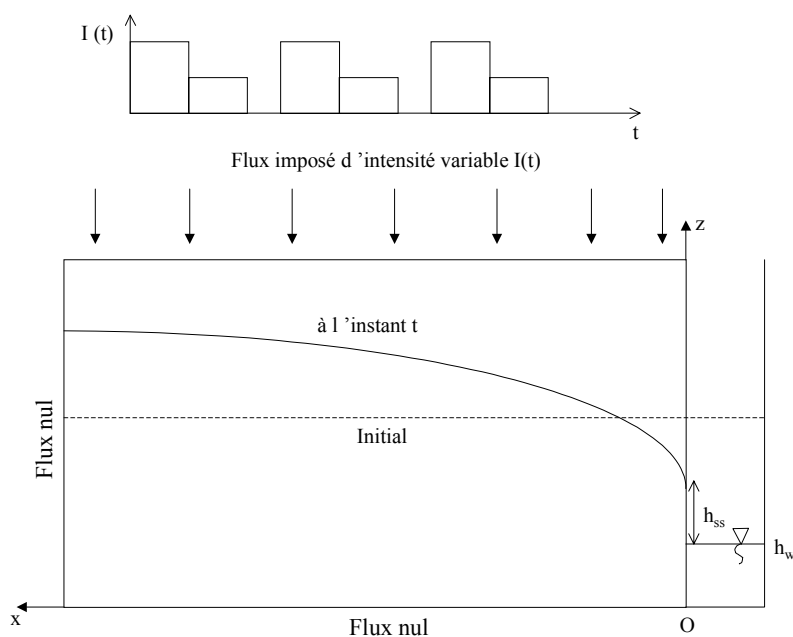


Figure 3.2.2.a : Essai de régime transitoire de pluie.

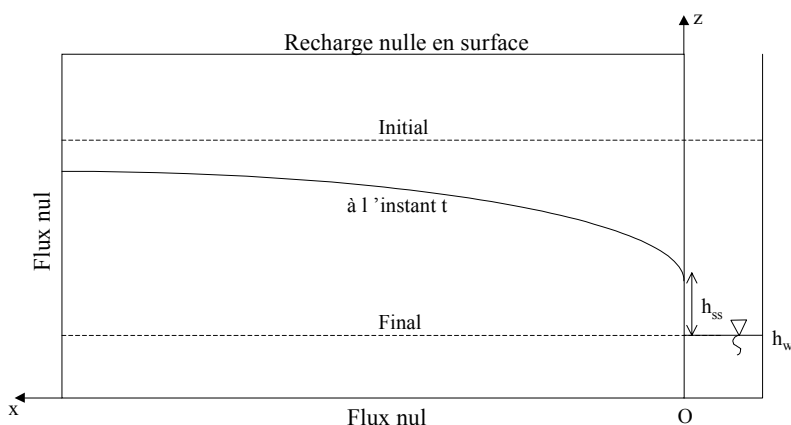


Figure 3.2.2.b : Essai de tarissement.

Condition imposée en surface	Niveau d'eau dans le fossé ( $h_w$ )
• Tarissement	0 ; 10 ; 20 cm
• Régime transitoire de pluie	0 ; 10 cm

Tableau III.2.2 : Récapitulatif des différents essais de régime transitoire menés

### 3.2.3 Traitement des données

La hauteur de suintement correspond à la différence d'altitude entre le niveau d'eau dans le fossé, et la position de la surface libre de la nappe à la frontière avec le fossé drainant (c'est à dire en  $x=0$ ). Comme on ne dispose pas de tensiomètres exactement au niveau de cette surface de suintement, la hauteur de suintement ne peut pas être directement mesurée. Le profil tensiométrique le plus proche du fossé drainant se trouve en  $x=5$ cm. Une analyse des profils de pression le long de cette verticale indique que ce que l'on observe en  $x=5$ cm rend compte de façon satisfaisante de ce qui se passe au niveau d'une surface de suintement (voir §1.1 et figure 1.1.b). Par exemple, pour l'essai de régime permanent avec fossé vide et un débit de 19mm/h, on observe les profils de charge et de pression suivants (figure 3.2.3.a et figure 3.2.3.b).

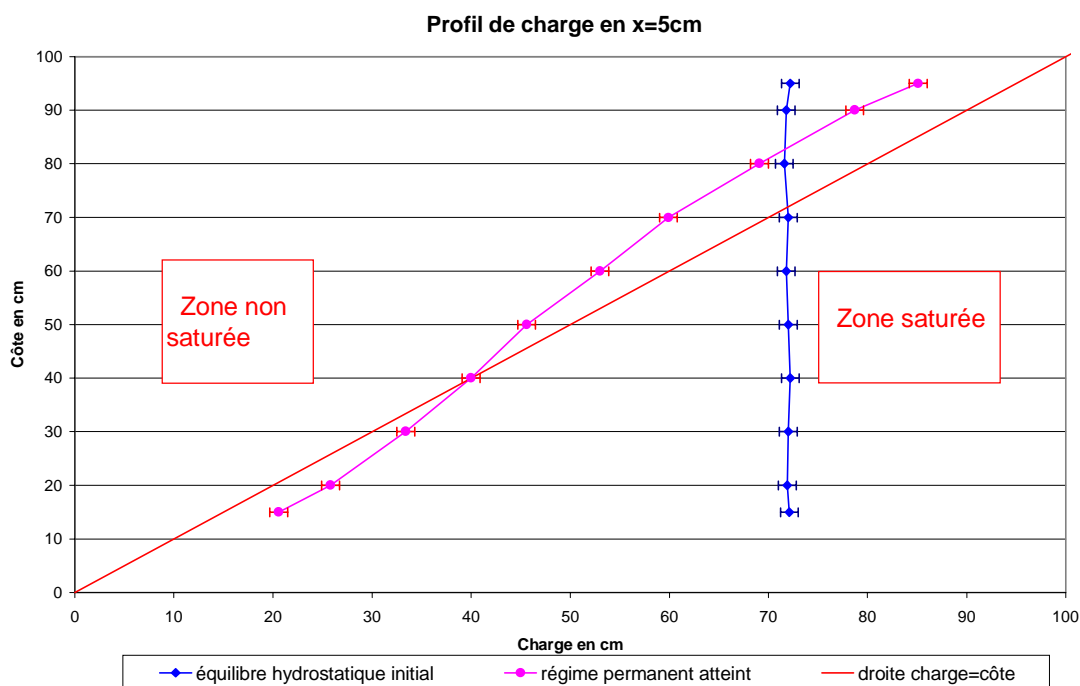


Figure 3.2.3.a : Profil de charge initial et final, en  $x=5$ cm, pour l'essai de régime permanent 19mm/h avec fossé vide.

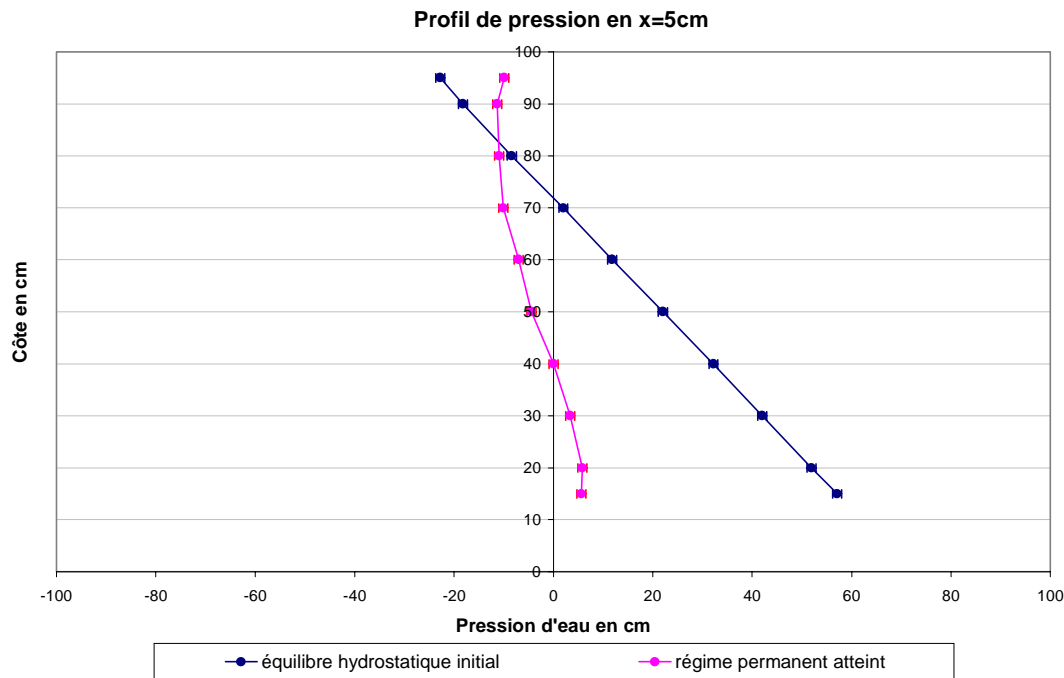
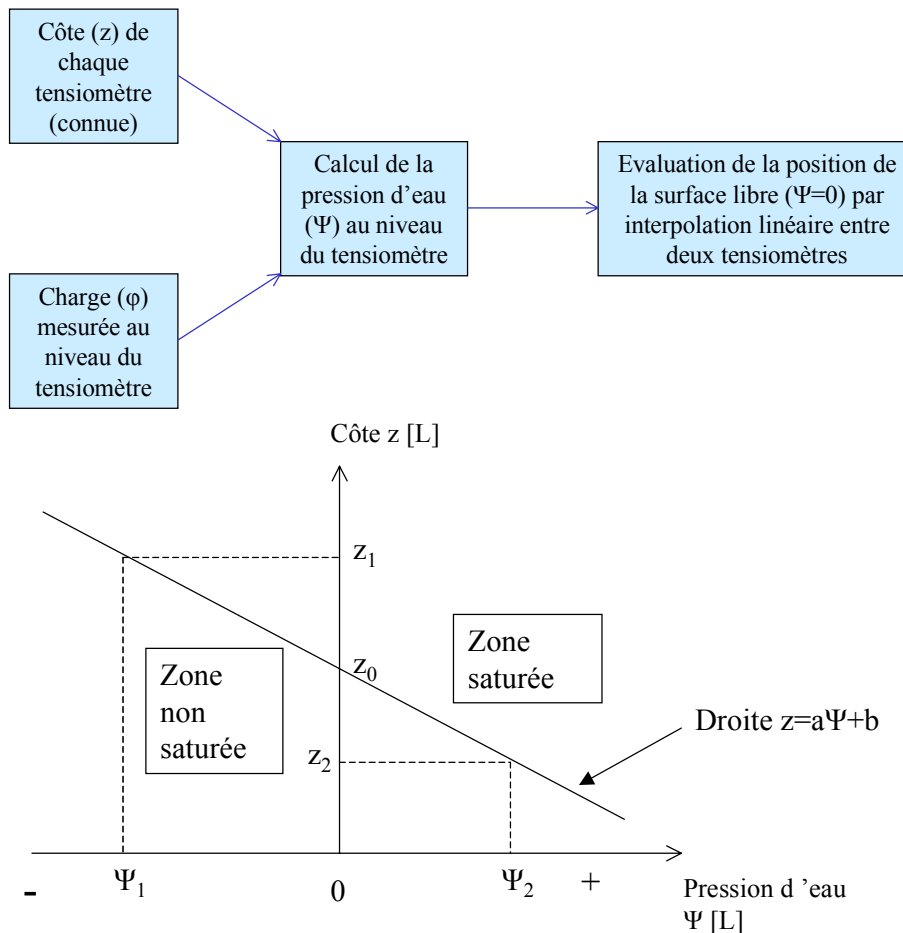


Figure 3.2.3.b : Profils de pression initial et final, en  $x=5\text{cm}$ , pour l'essai de régime permanent  $19\text{mm/h}$  avec fossé vide.

On voit que ceux-ci rendent compte de façon satisfaisante de ce qui se passe au niveau d'une surface de suintement. Toutefois, il a été envisagé d'évaluer la position de la surface libre en  $x=0$  en l'extrapolant linéairement à partir de la position de la surface libre estimée en  $x=5\text{cm}$  et  $x=30\text{cm}$ . Cette idée a rapidement été abandonnée, et ce pour plusieurs raisons. Tout d'abord, nous ne savions pas si l'extrapolation linéaire était la plus adaptée pour cette évaluation. Ensuite, le fait d'extrapoler la position de la surface libre à partir de la position évaluée sur deux autres verticales, ajoute une incertitude sur la valeur ainsi calculée. En effet, nous avons déjà une incertitude sur la position de la surface libre évaluée en  $x=5\text{ cm}$  et en  $x=30\text{ cm}$ , à laquelle va s'ajouter l'incertitude liée à l'extrapolation elle-même. De plus, d'un point de vue pratique, il aurait fallu suivre la tensiométrie en  $x=5$  et  $x=30\text{cm}$ , alors que nous avons vu qu'en régime transitoire, en raison de la rapidité des phénomènes observés, il est préférable de scruter le moins de tensiomètres possibles. Il en aurait résulté une diminution de la signification des charges mesurées en terme de représentativité de l'état du système à un instant donné. Pour finir, l'analyse des profils de pression en  $x=5$  a montré que ce que l'on observe sur cette verticale peut-être considéré comme étant représentatif d'une surface de suintement. Le fait de chercher à recalculer la hauteur de suintement par des moyens indirects aurait donc pu amener à avoir une évaluation moins bonne de la hauteur de suintement que si l'on utilise la position de la surface libre évaluée en  $x=5\text{cm}$ .

Pour chacune de ces périodes de scrutation, on va transformer les charges mesurées ( $\phi$ ) en pression d'eau ( $\Psi$ ), ce qui nous permettra de déterminer la position de la surface libre ( $\Psi=0$ ) de la nappe. Cette position est calculée sur une ou plusieurs verticale(s) donnée(s) par interpolation linéaire entre deux tensiomètres consécutifs dont un se trouve dans la zone saturée ( $\Psi>0$ ), et l'autre dans la zone non saturée ( $\Psi<0$ ) (voir figure 3.2.3.b). Cependant, lorsque la côte de la surface libre est inférieure à la côte du tensiomètre le plus bas sur une verticale, l'extrapolation se fait à partir du dernier ( $z=15\text{cm}$ ) et de l'avant avant dernier tensiomètre ( $z=30\text{cm}$ ) (tous les deux alors situés dans la zone non saturée). Cela est parfois nécessaire, notamment lorsque la surface de suintement est peu développée (essais de tarissement, ou régimes permanents avec recharge en surface de faible intensité). En raison de l'allure très régulière des profils, on estime que cette extrapolation, dans le cas où les deux tensiomètres sont situés dans la zone non saturée, n'apporte pas d'erreur supplémentaire comparé au cas où l'on avait un tensiomètre situé dans la zone saturée, et l'autre dans la zone non saturée.



On recherche la position de la surface libre, c'est à dire le lieu où  $\Psi=0$ .  
Soit  $z_0$  la côte de ce point. On a  $z_0=a*0+b$

Sachant que  $z_1=a\Psi_1+b$ , on peut écrire :

$$z_0=z_1-a\Psi_1=z_1-((z_1-z_2)/(\Psi_1-\Psi_2))*\Psi_1$$

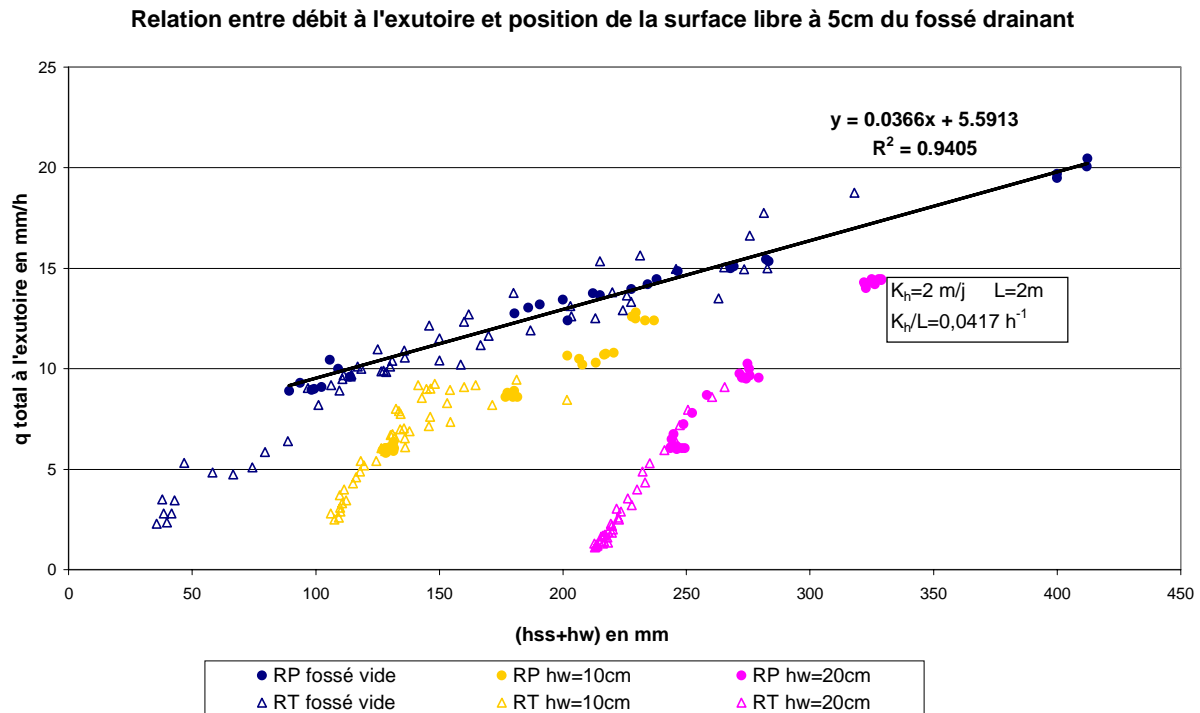
*Figure 3.2.3.c : Principe de l'évaluation de la position de la surface libre de la nappe sur une verticale donnée.*

L'incertitude sur la position de la surface libre mesurée en  $x=5$  a été estimée à 2,5 cm, si on considère un coefficient d'élargissement égal à 2 (voir annexe II).

### **3.3 Résultats**

Pour chaque essai mené, on détermine la position de la surface libre de la nappe en  $x=5$ , et on reporte le débit en fonction de cette valeur. La figure 3.3 récapitule l'ensemble des résultats obtenus : essais de régime permanent, de régime transitoire de pluie, de tarissement, avec ou sans niveau d'eau dans le fossé.





*Figure 3.3 : Relation entre débit à l'exutoire et position de la surface libre évaluée à 5cm du fossé drainant mise en évidence lors des expérimentations (RP=essai de régime permanent, RT=essai de régime transitoire).*

On constate que la relation débit total à l'exutoire/position de la surface libre **dans le cas d'un fossé vide**, présente une portion non linéaire pour de petites surfaces de suintement. Toutefois, lorsque la surface de suintement est suffisamment grande, la relation est bien linéaire. Si on ajuste une droite de régression sur cette portion linéaire de la relation, on obtient une pente de  $0,0366 \text{ h}^{-1}$ , qui, si l'on considère qu'elle correspond au rapport  $K/L$ , donne une perméabilité de  $1,76 \text{ m/j}$ . Cette valeur est très proche de la valeur de la perméabilité totale équivalente à saturation déterminée expérimentalement, à savoir environ  $2 \text{ m/j}$ . Toutefois, on constate que la relation observée n'est pas de la forme  $q=K/L \cdot hss$ , mais de la forme  $q=\alpha K/L \cdot hss + \epsilon$ . Cela tient au fait que l'on ne se situe pas exactement au niveau de la surface de suintement, mais en  $x=5 \text{ cm}$ . La hauteur de suintement que nous avons considéré doit très probablement être une fonction de la hauteur de suintement réelle, ce qui expliquerait que l'on ne retrouve pas strictement la relation  $q=K/L \cdot hss$ , mais une relation approchée. Toutefois, si on tient compte de l'incertitude qui règne sur l'estimation de la perméabilité totale équivalente et de la hauteur de nappe, ainsi que des approximations faites, on peut affirmer que les résultats obtenus sont très satisfaisants.

**Dans le cas d'un fossé avec un niveau d'eau libre**, on voit que la relation tend à rejoindre, de façon non linéaire, celle définie dans le cas d'un fossé vide. Expérimentalement, il n'a pas été possible de mener des essais qui auraient permis de vérifier que les deux se confondent pour de plus grandes valeurs de débit à l'exutoire. En effet, si l'on tente d'imposer au système un débit en surface plus grand que ceux présentés ci-dessus, on sature entièrement le sol et il se forme une lame d'eau en surface. L'extension de la surface de suintement alors observée correspond simplement à la hauteur du système, et n'est donc absolument pas en relation avec le débit mesuré à l'exutoire. Cependant, l'allure des relations avec niveau d'eau dans le fossé laisse supposer que celles-ci rejoignent celle établie dans le cas d'un fossé vide, comme cela avait été montré lors des simulations exploratoires.

Les points expérimentaux obtenus lors des essais de régime permanent sont en bonne harmonie avec ceux obtenus lors des essais de régime transitoire, et il n'est a priori pas possible de les distinguer sur la figure 3.3. Cela confirme que la relation mise en évidence est bien indépendante du régime, ce qui constitue un véritable « point fort » de cette relation.

### 3.4 Conclusion

Les différents essais réalisés en laboratoire sur la maquette MASHYNS ont permis de valider les résultats observés lors des simulations exploratoires. A savoir l'existence d'une relation débit/hauteur de suintement linéaire dans le cas d'un fossé vide, et d'une relation débit/position de la surface libre dans le cas d'un fossé avec niveau d'eau, qui rejoint celle définie dans le cas d'un fossé vide. Ces relations sont bien indépendantes du régime, et sont valables en régime permanent comme en régime transitoire.

**CHAPITRE 4 : Utilisation du code de calcul Hydrus 2D : tentative de calage du modèle sur les résultats expérimentaux**

Suite aux nombreuses expériences menées sur la maquette MASHYNS, nous disposions d'une importante quantité de données. Il était intéressant de voir s'il était possible de caler le code de calcul Hydrus 2D, utilisé lors des simulations exploratoires, sur nos résultats expérimentaux. C'est l'objet de ce quatrième chapitre.

**4.1 Premier calage :**

Nous avons choisi d'effectuer un premier calage sur les données obtenues lors de l'essai de régime permanent avec fossé vide et une recharge en surface de 12,4mm/h.

**4.1.1 Variables d'entrée :**

● *Caractéristiques hydrodynamiques du sol :*

Nous avons déterminé expérimentalement la perméabilité verticale et horizontale à saturation de notre sol (voir § 3.1.4), et nous avons vu qu'il existait très certainement une hétérogénéité verticale, avec une partie supérieure de la cuve un peu moins perméable que la partie inférieure. Enfin que la présence des drains bouchés de chaque côté de la cuve créait une zone de perméabilité très forte dans la cuve. On suppose que seul le drain situé près du fossé drainant a une influence sur l'extension de la surface de suintement. En revanche, nous ne connaissons pas les caractéristiques hydrodynamiques de la zone non saturée. Nous allons tout simplement utiliser les valeurs des paramètres des relations de Van Genuchten (voir §1.2.3) données dans la bibliothèque Hydrus. Ces valeurs sont à choisir en fonction du type de sol considéré (sableux, argileux...). Nous savons que notre sol est de type sablo-limoneux, donc nous devrions prendre les caractéristiques d'un sol dit « loamy sand ». Cependant, vu la valeur de la perméabilité donnée pour ce type de sol (3,50m/j, soit environ 3 à 4 fois la perméabilité que nous avons mesurée in-situ), nous choisissons les paramètres de « sandy loam », pour lesquels la perméabilité verticale à saturation est très proche de celle que nous avons mesurée (1,06m/j, alors que nous avons mesuré une perméabilité verticale à saturation de l'ordre de 1m/j). Notons au passage que les relations de Van Genuchten ont été définies pour une gamme de succion très étendue, et on ne sait pas quelle est leur validité pour de faibles succions comme celles observées à la surface du sol lors de l'essai de régime permanent 12,4 mm/h fossé vide.

Les valeurs choisies pour tous les paramètres énoncés ci-dessus sont données sur la figure 4.1.1.

● *Conditions aux limites :*

La base et l'amont du système sont délimités par des parois étanches. Ce sont donc des limites à flux nul. L'aval est défini comme étant une surface de suintement, et le flux imposé en surface est constant. (voir §3.2.1). Le débit mesuré à l'exutoire, égal à la recharge en surface puisqu'il s'agissait d'un essai de régime permanent, était de 12,4mm/h (voir figure 4.1.1).

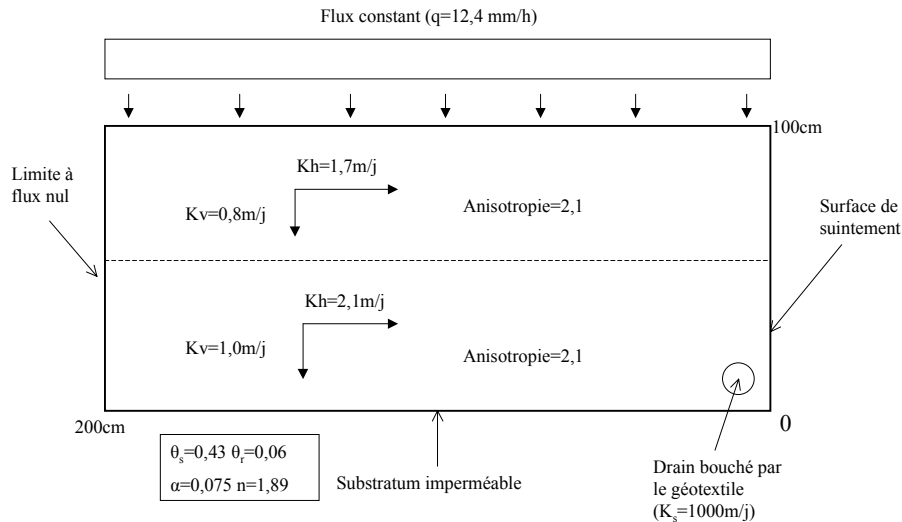


Figure 4.1.1 : Système considéré pour le premier calage du code Hydrus 2D.

#### 4.1.2 Critères de comparaison entre observé et simulé :

Nous avons privilégié le calage de la zone saturée, et plus particulièrement, nous désirions que la position de la surface libre simulée soit comparable à celle observée expérimentalement. Ce choix s'explique d'une part, par les phénomènes que l'on étudie (à savoir l'évolution de la position de la nappe à proximité du fossé drainant), et d'autre part par les connaissances que nous avons de notre système (nous connaissons les caractéristiques de la zone saturée, mais pas celles de la zone non saturée).

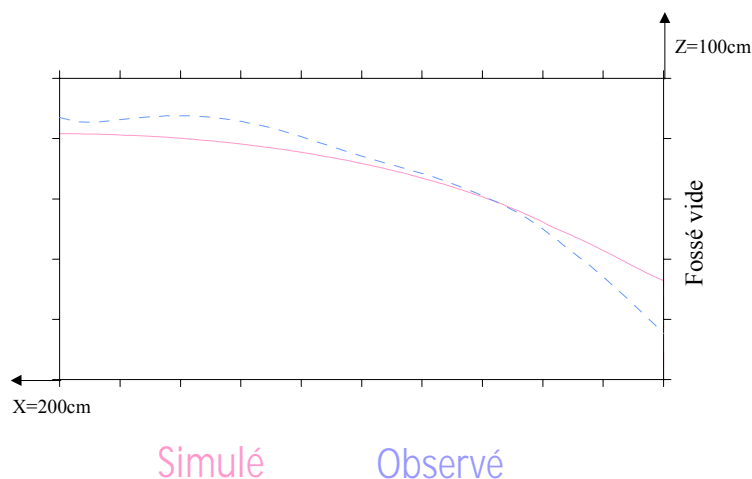
En premier lieu, nous n'avons considéré que la hauteur de suintement et la hauteur de la nappe à l'interdrain. Sur le modèle physique, on ne dispose pas de tensiomètres au niveau de la surface de suintement, les plus proches étant situés à 5 cm du fossé drainant (voir §3.1.3). Cependant, l'analyse des profils de pression a montré que la hauteur de la nappe estimée en  $x=5\text{ cm}$  pouvait être assimilée à la hauteur de suintement (voir §3.1.3). De même, on ne dispose pas de tensiomètres au niveau de la paroi étanche amont ( $x=200\text{ cm}$ ). Les tensiomètres les plus proches sont situés en  $x=195\text{ cm}$ . On considère que la hauteur de la nappe à l'interdrain ( $x=200\text{ cm}$ ) est égale à la hauteur de la nappe estimée en  $x=195\text{ cm}$ . Vu la faible pente de la nappe dans cette zone là, cette approximation est justifiée. On estime qu'approximer la hauteur de la nappe à l'interdrain par celle évaluée en  $x=195\text{ cm}$ , n'ajoute pas d'incertitude sur sa valeur réelle. Lors des expérimentations, la hauteur de suintement observée en  $x=5\text{ cm}$  pour cet essai était de  $18\pm 2,5\text{ cm}$ , et la hauteur de la nappe à l'interdrain en  $x=195\text{ cm}$  de  $86\pm 2,5\text{ cm}$ .

#### 4.1.3 Résultats :

Les hauteurs de nappe simulées par le logiciel Hydrus 2D ont été lues sur l'interface graphique. On considère que l'erreur de lecture faite par l'utilisateur du logiciel est de l'ordre de 0,1 cm.

	Hauteur de la nappe à l'interdrain ( $x=195\text{ cm}$ )	Hauteur de suintement ( $x=5\text{ cm}$ )
Simulé	$81,6\pm 0,1\text{ cm}$	$35,2\pm 0,1\text{ cm}$
Observé	$86\pm 2,5\text{ cm}$	$18\pm 2,5\text{ cm}$

Tableau IV.1.3 : Comparaison des résultats expérimentaux avec ceux simulés par le logiciel Hydrus 2D pour l'essai de régime permanent fossé vide avec une recharge en surface de 12,4 mm/h.



*Figure 4.1.3 : Comparaison de la position de la surface libre observée avec celle simulée lors du premier calage, pour l'essai de régime permanent 12,4mm/h avec fossé vide.*

On voit que la hauteur de la nappe simulée à l'interdrain est plutôt satisfaisante comparée aux résultats expérimentaux. Toutefois, en ce qui concerne la hauteur de suintement, on constate un grand écart entre hauteur simulée et hauteur observée.

Afin de caler le modèle, nous avons procédé à une étude de sensibilité. Celle-ci permet de définir quels sont les paramètres qui influent le plus sur le résultat des simulations, et donc de déterminer quels sont ceux à ajuster en priorité en fonction des critères de comparaison choisis.

#### **4.2 Etude de sensibilité**

Nous avons testé la sensibilité du modèle aux différents paramètres utilisés. Ceux-ci sont présentés de façon hiérarchique, du plus influant au plus insignifiant.

##### **4.2.1 Caractéristiques hydrodynamiques du sol :**

###### **• Perméabilité verticale à saturation**

	$K_v$	$K_h$	Hauteur à l'interdrain	Hauteur de suintement
1 <sup>er</sup> système	1m /j	1,6 m/j	94.8 cm	43.2 cm
2 <sup>ème</sup> système	1,6 m/j	1,6 m/j	89.6 cm	32.7 cm
Différence	0,6m/j, soit 60%	0	-5,2 cm	-10,5 cm

*Tableau IV.2.1.a : Effet de la perméabilité verticale à saturation sur la hauteur de suintement et sur la hauteur de la nappe à l'interdrain.*

La perméabilité verticale à saturation influe de façon importante sur la hauteur de la nappe à l'interdrain et sur la hauteur de suintement, avec toutefois un effet beaucoup plus prononcé sur la hauteur de suintement.

###### **• Perméabilité horizontale à saturation**

	$K_v$	$K_h$	Hauteur à l'interdrain	Hauteur de suintement
1 <sup>er</sup> système	1m /j	1,6 m/j	94.8 cm	43.2 cm
2 <sup>ème</sup> système	1m /j	2,56 m/j	74.4 cm	34.2 cm
Différence	0	0,96 m/j soit 60%	-20,4 cm	-9,0 cm

*Tableau IV.2.1.b : Effet de la perméabilité horizontale sur la hauteur de suintement et sur la hauteur de la nappe à l'interdrain*

La perméabilité horizontale influe sur la hauteur de suintement et sur la hauteur de nappe à l'interdrain de façon encore plus significative que la perméabilité verticale. Mais cette fois-ci, l'effet est deux fois plus fort sur la hauteur de nappe à l'interdrain.

•  $\alpha$  et  $n$

Alpha est un paramètre qui agit sur l'échelle de la courbe  $K(\Psi)$ , et  $n$  un paramètre qui agit sur la forme (voir figure 2.3.3.a, §2.3.3). A priori, on sait comment ces paramètres vont agir sur  $h_{ss}$  et  $h_{id}$  d'un point de vue qualitatif. Quand on augmente  $n$  ou qu'on diminue  $\alpha$ , on diminue moins rapidement la perméabilité proche de la saturation quand la succion augmente (voir figure 2.3.3.a). En ayant une perméabilité proche de la perméabilité à saturation pour de faibles suctions, on favorise l'écoulement horizontal de l'eau au dessus de la nappe, dans la zone non saturée. Cette eau regagne la nappe près du fossé drainant. Ainsi, on aura une hauteur de nappe à l'interdrain plus faible, et une hauteur de suintement plus grande (figure 4.2.1)

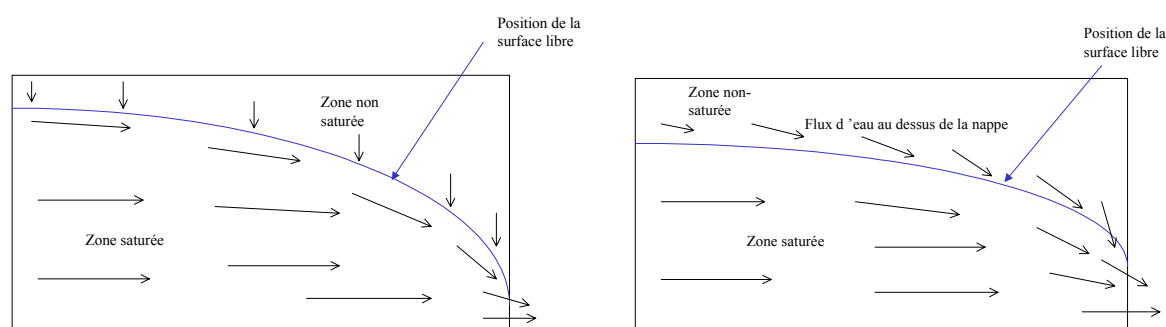


Figure 4.2.1 : Schématisation de l'écoulement dans le système dans le cas où  $n$  est petit ou  $\alpha$  grand (à gauche), où  $n$  est grand ou  $\alpha$  petit (à droite)

Nous allons maintenant voir si, quantitativement, l'effet de ces paramètres sur la position de la nappe est important.

	$\alpha$	Hauteur à l'interdrain	Hauteur de suintement
1 <sup>er</sup> système	$0.02 \text{ cm}^{-1}$	97.8 cm	45.6 cm
2 <sup>ème</sup> système	$0.1 \text{ cm}^{-1}$	99.7 cm	43.3 cm
Différence	$0.08 \text{ cm}^{-1}$ soit 400%	1,9 cm	-2,3 cm

Tableau IV.2.1.c : Influence de  $\alpha$  sur la hauteur de la nappe à l'interdrain et sur la hauteur de suintement

	$n$	Hauteur à l'interdrain	Hauteur de suintement
1 <sup>er</sup> système	1.4	77.7 cm	24.4 cm
2 <sup>ème</sup> système	1.89	76 cm	26.3 cm
Différence	0,59 soit 35%	-1,7 cm	1.9 cm

Tableau IV.2.1.d : Influence de  $n$  sur la hauteur de la nappe à l'interdrain et sur la hauteur de suintement.

On constate que plus  $\alpha$  est grand (ou  $n$  petit), plus la hauteur de suintement diminue et plus la hauteur de la nappe à l'interdrain augmente. L'effet de  $n$  est plus marqué que celui de  $\alpha$ , mais l'influence de ces deux paramètres sur la position de la nappe reste somme toute très modeste.

•  $\theta_r$  et  $\theta_s$

L'effet de ces deux paramètres sur la position de la nappe est totalement nul.

### 4.2.2 Conditions aux limites :

#### ● Débit imposé en surface

	Débit imposé en surface	Hauteur à l'interdrain	Hauteur de suintement
Cas 1	13 mm/h	97,8 cm	46 cm
Cas 2	12 mm/h	92,5 cm	43,2 cm
Différence	1 mm/h	-5,3 cm	-2,8 cm

Tableau IV.2.2.a : Influence du débit imposé en surface sur la hauteur de suintement et la hauteur de la nappe à l'interdrain.

On est tenté dire que le débit imposé en surface a un effet spectaculaire sur la position de la nappe. Une variation aussi négligeable que 1 mm/h provoque une variation de plusieurs cm. Devant l'influence prépondérante de cette grandeur, nous avons été amenés à tester l'effet d'une hétérogénéité spatiale de la recharge en surface, sur la forme de la nappe. En effet, des expériences ont montré que le système d'aspersion dispensait une lame d'eau plus importante au centre que sur les bords de la cuve. Jusqu'à présent, nous avons considéré que cette hétérogénéité était sans conséquence sur la position de la nappe dans le système, mais à la vue de la forte sensibilité du modèle au débit imposé en surface, nous avons reconsidéré la question...

#### ● Hétérogénéité de la recharge

Pour pouvoir recréer l'hétérogénéité de la recharge en surface, nous avons discrétisé la pluie en petits sous ensembles, de façon à ce que le flux total reste identique à celui imposé dans le cas d'une recharge homogène, mais de telle façon que les bords reçoivent environ 45% d'eau en moins que le centre (c'est ce qui avait été déterminé expérimentalement) (voir figure 4.2.2.a).

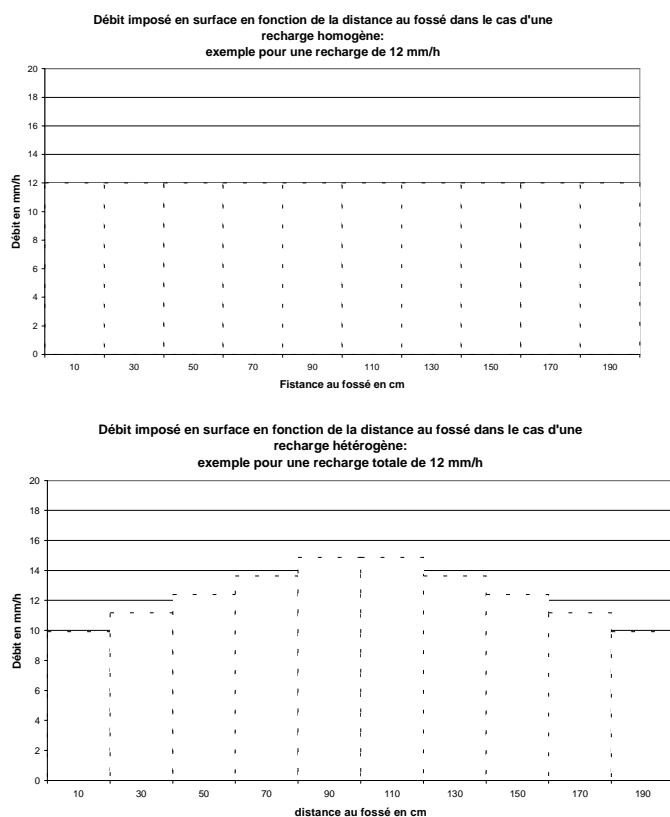


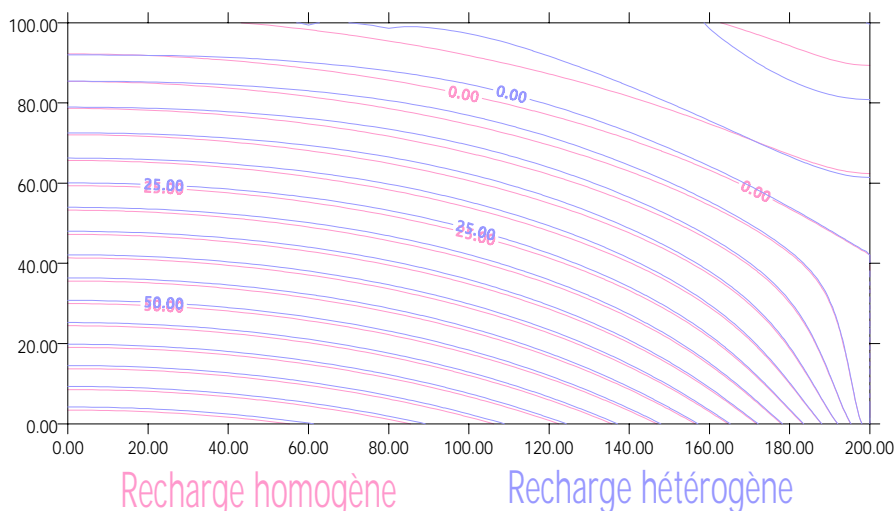
Figure 4.2.2.a : Exemple de discrétisation de la recharge en surface pour simuler une pluie hétérogène.

	Hauteur à l'interdrain	Hauteur de suintement
--	------------------------	-----------------------

Recharge homogène 12 mm/h	92,2 cm	42 cm
Recharge hétérogène 12 mm/h	92 cm	42 cm
Différence	0,2 cm	0

*Tableau IV.2.2.b : Effet de l'hétérogénéité de la recharge sur la hauteur de suintement et sur la hauteur de la nappe à l'interdrain.*

On constate que l'hétérogénéité de la recharge n'a pas d'effet sur la hauteur de suintement et la hauteur de la nappe à l'interdrain. Toutefois, pour vérifier qu'elle n'agit pas non plus sur la forme de la nappe plus au centre du système, nous avons comparé les positions des deux surfaces libres simulées (figure 4.2.2.b).



*Figure 4.2.2.b : Comparaison des isobares simulées dans le cas d'une recharge homogène de 12mm/h avec celles simulées dans le cas d'une recharge hétérogène de 12mm/h.*

On voit que l'hétérogénéité de la recharge n'agit pas sur la position de la nappe. Ce résultat est pour le moins surprenant vu la sensibilité du modèle au débit imposé en surface.

#### 4.2.3 Particularités de notre système

- Présence des drains de chaque côté de la cuve

Lors du premier calage, nous avons supposé que seul le drain situé près du fossé drainant (côté droit de la cuve) devait avoir une influence sur l'extension de la surface de suintement (voir § 3.1.4). Cette hypothèse a été testée :

	Hauteur à l'interdrain	Hauteur de suintement
Pas de drain 	97,8 cm	46 cm
Prise en compte du drain droit seul 	96,2 cm	43,3 cm
Prise en compte du drain gauche seul 	97,8 cm	46 cm
Prise en compte des deux drains 	96,2 cm	43 cm



**Tableau IV.2.3 :** Effet de la présence des drains sur la hauteur de la nappe à l'interdrain et la surface de suintement.

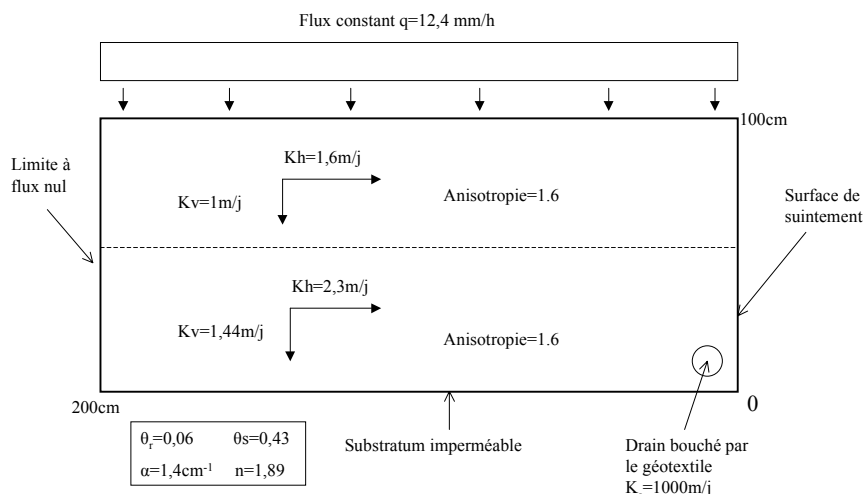
On constate que seul le drain droit a une influence sur l'extension de la surface de suintement et sur la hauteur de la nappe à l'interdrain. Le fait qu'il soit situé près du fossé drainant contribue à augmenter la capacité de drainage de tout le système, engendrant ainsi une nappe moins haute, même à l'interdrain.

L'étude de sensibilité a montré que le débit imposé en surface, la perméabilité verticale, et la perméabilité horizontale sont les paramètres dont l'influence sur la position de la nappe est prépondérante. Les autres ont un effet modéré ( $n$ ,  $\alpha$ ), voir inexistant ( $\theta_r$ ,  $\theta_s$ ), en ce qui concerne la zone saturée. Maintenant que nous avons hiérarchisé l'importance de chaque paramètre, nous allons tenter de caler le modèle.

#### **4.3 Essai de calage du modèle et résultats**

La tentative de calage s'est faite sur le régime permanent 12,4 mm/h fossé vide. Notre but n'était pas de réaliser une optimisation, mais de caler le modèle de façon à ce qu'il soit robuste pour d'autres essais de régime permanent.

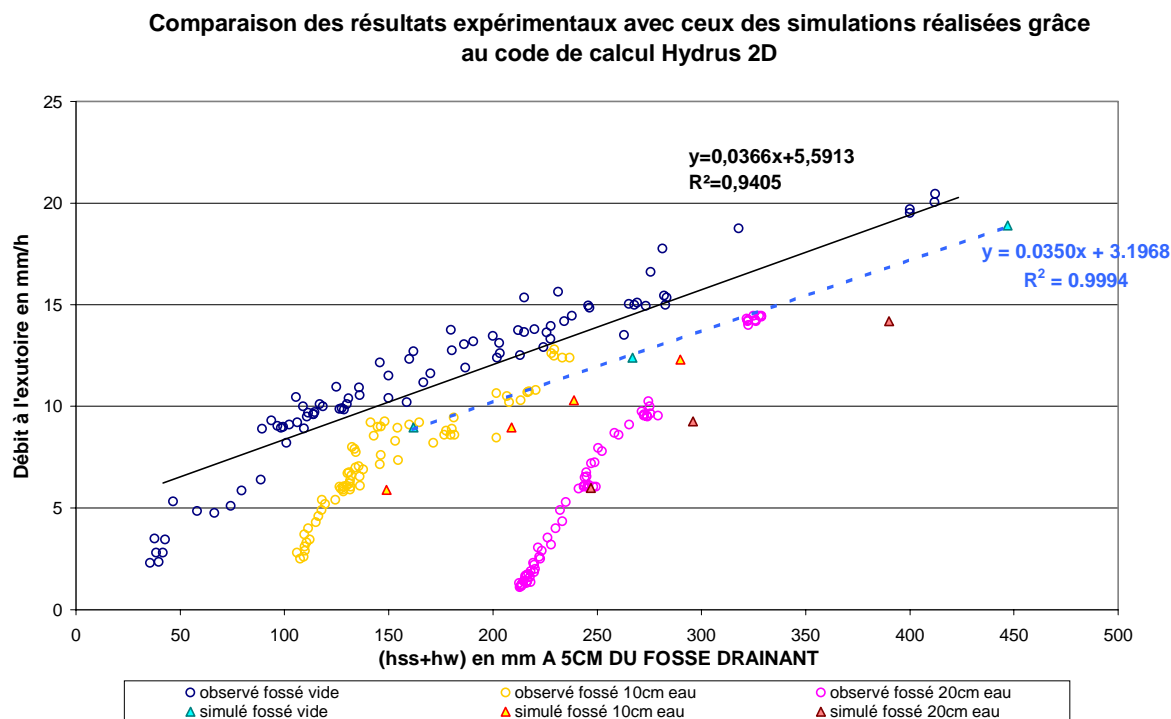
Lorsque l'on entre les données brutes déterminées expérimentalement dans le modèle, on obtient une surface de suintement de 35,2 cm, et une hauteur de la nappe à l'interdrain de 81,6 cm (voir §4.1). Nous avons donc augmenté la perméabilité verticale à saturation afin de diminuer la surface de suintement simulée, et diminué la perméabilité horizontale à saturation pour augmenter la hauteur de la nappe à l'interdrain. Nous avons aussi modifié un peu  $\alpha$ . Au final, le système considéré est le suivant (figure 4.3.a) :



**Figure 4.3.a :** Système considéré lors de la tentative de calage du code de calcul Hydrus 2D.

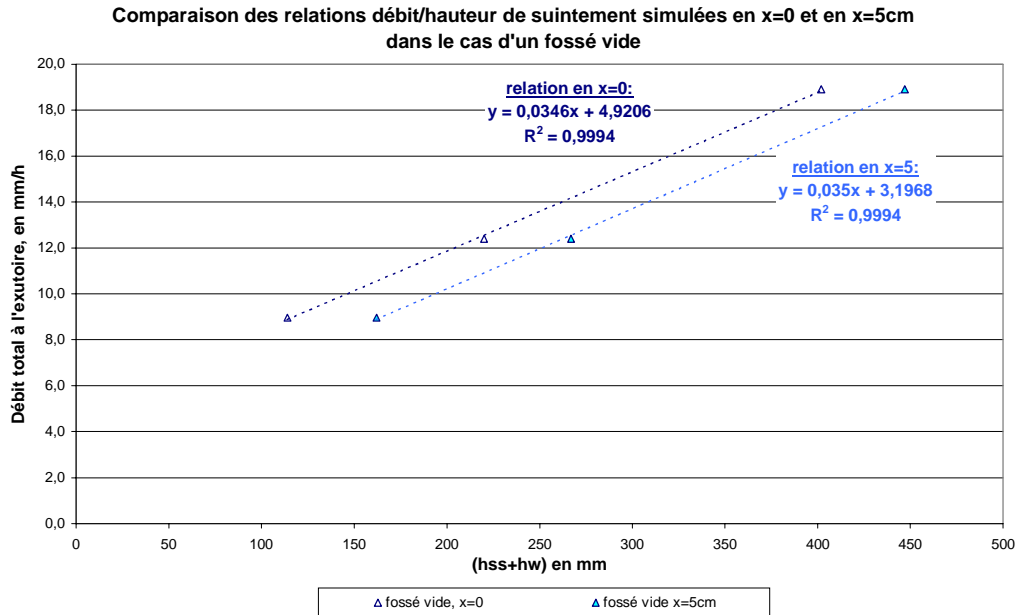
La hauteur de suintement simulée est de 22 cm, et la hauteur de la nappe à l'interdrain de 79,1 cm (figure 4.3.b). Cela est quand même assez éloigné des valeurs observées expérimentalement (respectivement  $18 \pm 2,5$  cm et  $86 \pm 2,5$  cm). Le modèle aurait très certainement pu être mieux calé. D'un autre côté, il convient de ne pas oublier que les données expérimentales qui sont utilisées sont entachées d'erreurs. Donc, lorsqu'on compare les résultats expérimentaux aux résultats des simulations numériques, il faut considérer qu'il existe une certaine marge d'erreur, et ne pas rechercher à tout prix à retrouver précisément les valeurs expérimentales, qui ne sont pas des données exactes. Cette marge d'erreur est à prendre en compte aussi bien au niveau des paramètres qui sont entrés dans le modèle (perméabilité verticale à saturation, caractéristiques hydrodynamiques de la zone non saturée...), qu'au niveau des résultats obtenus en sortie (hauteur de suintement, hauteur de nappe à l'interdrain). Ainsi, si l'on considère une incertitude de 1 cm sur la pression d'eau calculée par Hydrus (cette valeur de 1 cm a été choisie car elle correspond à peu près à l'incertitude expérimentale sur la charge), la position de la surface libre de la nappe simulée à 5 cm du fossé drainant varie de l'ordre de  $\pm 3$  cm.

Malgré ce calage médiocre, nous avons utilisé le système présenté figure 4.3.a pour simuler les autres cas de régime permanents étudiés expérimentalement (avec ou sans niveau d'eau). On reporte alors le débit total à l'exutoire en fonction de la position de la surface libre de la nappe simulée à 5cm du fossé drainant. Les résultats sont présentés figure 4.3.c :



*Figure 4.3.c : Comparaison des résultats expérimentaux observés et des simulations réalisées avec le code de calcul Hydrus 2D.*

Etonnamment, on constate que la relation débit à l'exutoire/position de la surface libre à 5cm du fossé drainant simulée est relativement proche de celle observée expérimentalement. Là encore, dans le cas d'un fossé vide, la relation n'est pas strictement de la forme  $q=K/L \cdot hss$ , mais d'une forme approchée  $q=aK/L \cdot hss + e$ . Cette fois-ci, nous pouvons comparer la relation  $q=f(hss+hw)$  simulée en  $x=5$  avec celle simulée en  $x=0$ . Ces résultats sont présentés figure 4.3.d.



*Figure 4.3.dx : Comparaison de la relation débit/hauteur de suintement simulée en  $x=0$  avec celle simulée en  $x=5\text{cm}$*

On constate que la relation en  $x=0$  est là encore de la forme  $q=\alpha K/L \cdot hss + \epsilon$ . En réalité, le système modélisé est très complexe du point de vue de la perméabilité : on a un système hétérogène verticalement, anisotrope, et comprenant une zone locale de forte perméabilité qui influe sur l'extension de la surface de suintement (drains) (voir § 4.2). Ce type de système complexe permet de poser le problème de la définition de la perméabilité à utiliser dans la relation théorique  $q=K/L \cdot hss$  ( $K$ =perméabilité verticale ?, horizontale ?, totale équivalente ?...). Dans le cas du système que nous avons modélisé, si l'on définit une perméabilité  $K'$  telle que  $K'$  soit égale à la pente de la droite multipliée par la longueur du système, on obtient une valeur de 1,68m/j. Cette valeur est proche de la perméabilité verticale équivalente (1,18m/j), de la perméabilité horizontale équivalente (1,95m/j), et de la perméabilité totale équivalente de notre système (2,28m/j), mais ne correspond précisément à aucune de ces valeurs. C'est très probablement une combinaison complexe de ces différentes grandeurs. Il est alors légitime de se demander si une perméabilité déterminée de façon ponctuelle sur le terrain, assortie d'un pourcentage d'incertitude, pourra être utilisée de façon satisfaisante pour estimer la surface de suintement à partir de la relation linéaire  $q=K/L \cdot hss$ .

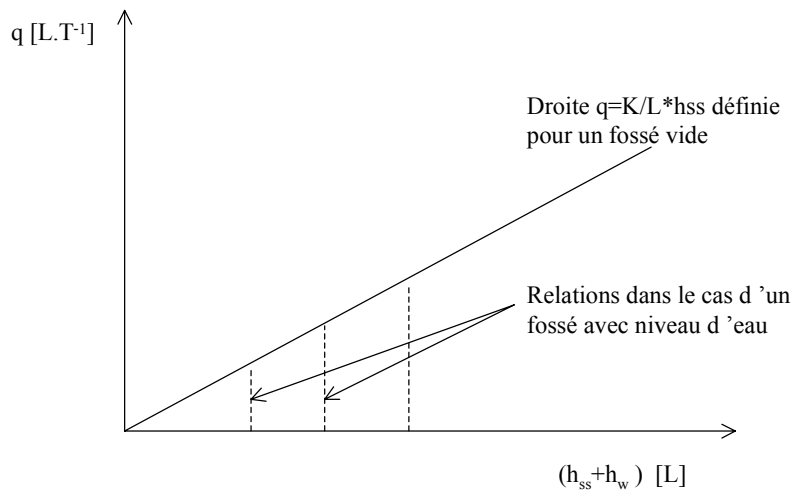
La modélisation d'un système relativement complexe comme la maquette MASHYNS par un modèle d'écoulement saturé/non saturé est assez difficile. Malgré un calage approximatif du code de calcul Hydrus 2D, la relation débit à l'exutoire/ hauteur de nappe simulée est assez proche de celle observée expérimentalement. Cette relation simulée permet aussi de poser le problème de la perméabilité à utiliser lors de l'application de la relation  $q=K/L \cdot hss$  dans l'estimation de la surface de suintement.

### Conclusion et perspectives

A travers la bibliographie, on constate que le phénomène de suintement reste assez mal connu, et qu'il n'est pas toujours pris en compte dans la modélisation des nappes superficielles (voir §1.2.4). Négliger ce phénomène induit une sous estimation de la position de la surface libre de la nappe, notamment à proximité du fossé drainant (voir §1.2.1), mais le prendre en compte rend obligatoire l'utilisation de modèles d'écoulement 2D, qui sont difficiles à mettre en œuvre. Des solutions analytiques ont été développées par les auteurs pour l'estimer, mais elles ont été définies dans un cadre théorique restreint, et ne fournissent pas une estimation exacte. Le but du travail de DEA était de caractériser expérimentalement, à l'échelle macroscopique, la dynamique du phénomène de suintement. Il ne s'agissait pas pour nous de comprendre précisément quels sont les processus physiques responsables de ce phénomène, mais plutôt de trouver une relation entre la hauteur de suintement et d'autres grandeurs physiques facilement mesurables à l'échelle macroscopique. Une des possibilités, était de chercher une relation entre débit mesuré à l'exutoire, et l'extension de la surface de suintement. La relation développée par Engelund (1951), bien qu'elle ait une validité limitée, (voir §1.3.2) a alors constitué une première piste de travail. Celui-ci propose une estimation de la hauteur de suintement dans le cas d'un régime permanent avec fossé vide et une recharge à débit constant en surface. Si on considère que dans la majorité des cas présents dans la nature, la hauteur de suintement est petite devant la longueur du système, la relation d'Engelund peut être simplifiée sous la forme linéaire  $q = K/L \cdot h_{ss}$ . Des simulations numériques utilisant les équations de Laplace et de Richards ont alors été réalisées (voir §1.2.2, §1.2.3, §2.3.2). Plusieurs cas ont été testés : régime permanent, régime transitoire, avec ou sans niveau d'eau dans le fossé aval. Dans le cas d'un fossé vide, les résultats ont montré que la relation entre le débit à l'exutoire et la hauteur de suintement était linéaire pour une gamme de  $h_{ss}/L < 0.5$ , et qu'au delà, la relation était de **forme** identique à celle donnée par la relation d'Engelund. Lorsqu'il y a un niveau d'eau dans le fossé, la relation entre le débit et la position de la surface libre rejoint, avec une portion non linéaire, celle établie dans le cas d'un fossé vide. Ce phénomène n'avait jamais été mis clairement en évidence auparavant. Une autre originalité de la relation observée est qu'elle est indépendante du régime : elle est vérifiée aussi bien en régime permanent qu'en régime transitoire. Cela constitue une découverte intéressante, surtout lorsque l'on sait que les relations proposées jusqu'à présent pour estimer la hauteur de suintement se limitaient au cadre purement théorique du régime permanent. Afin de vérifier la validité des observations faites lors des simulations, une série d'expérimentations ont été menées sur un modèle physique de sol développé au Cemagref d'Antony. On a procédé à des essais de régime transitoire et de régime permanent, avec ou sans niveau d'eau dans le fossé. Les données obtenues ont une incertitude faible, et l'on peut donc considérer qu'elles sont de bonne qualité. Cependant, certaines approximations ont dû être faites, et notamment l'assimilation de la position de la surface libre à 5 cm du fossé drainant comme étant la hauteur de suintement. Si l'on tient compte de ces approximations, on peut considérer que les résultats expérimentaux valident ceux obtenus lors des simulations exploratoires. Par la suite, il a été tenté de retrouver les résultats expérimentaux par de nouvelles simulations effectuées avec le code de calcul Hydrus 2D, utilisé lors des simulations exploratoires. Il n'a toutefois pas été possible de caler ce modèle de façon satisfaisante. Ceci s'explique en partie par la méconnaissance de certains paramètres utilisés par le modèle, et aussi, d'une certaine façon, par le manque de temps.

Le travail réalisé pendant le DEA s'inscrit dans des recherches actuelles qui ont amené des connaissances nouvelles dans la compréhension du phénomène de suintement. Certes l'approche présentée se limite à une étude macroscopique du phénomène, mais elle a permis de proposer une nouvelle façon d'estimer la hauteur de suintement, qui soit à la fois simple, et utilisable dans des cas peu étudiés jusqu'à présent (cas où l'on a un niveau d'eau dans le fossé, cas du régime transitoire). Toutefois il reste un problème à résoudre quant à la détermination de la perméabilité à utiliser lors de l'estimation de la surface de suintement pour des systèmes hétérogènes et/ou anisotropes.

On peut imaginer introduire la relation nouvellement mise en évidence dans un modèle d'écoulement saturé 1D, afin de disposer d'un outil de prédiction de hauteur de nappe facile à mettre en œuvre, mais qui tienne compte du suintement. La relation serait introduite en tant que condition à la limite aval du système. En première approche, la relation dans le cas d'un fossé avec niveau d'eau pourrait être assimilée à une droite  $(h_{ss} + h_w) = cte$  qui rejoindrait la droite  $q = K/L \cdot h_{ss}$  établie pour un fossé vide (voir figure 5).



Avec:

$q$ =débit à l'exutoire [ $\text{L.T}^{-1}$ ]

$K$ =perméabilité à saturation [ $\text{L.T}^{-1}$ ]

$h_{ss}$ =hauteur de suintement [ $\text{L}$ ]

$h_w$ =niveau d'eau dans le fossé [ $\text{L}$ ]

$L$ =longueur du système [ $\text{L}$ ]

*Figure 5 : Première correction des modèles d'écoulement saturés 1D envisagée pour la prise en compte du phénomène de suintement.*

Par la suite, si l'on réussit à déterminer un paramètre correctif permettant de passer de la relation d'Engelund à celle définie dans le cas réel, on pourra proposer une estimation plus précise de la hauteur de suintement.

La validité du modèle saturé 1D corrigé serait ensuite testée par comparaison avec des résultats expérimentaux. Si tel était le cas, ce nouveau modèle pourrait être couplé avec des modèles déjà existants de ruissellement, de transfert de polluants, ou avec tout autre modèle de simulation à l'échelle parcellaire qui utilise des hauteurs de nappe gérées par un modèle d'écoulement 1D. Cela permettrait de déterminer si le fait de prendre en compte le phénomène de suintement améliore de façon significative la qualité des simulations réalisées.

On peut aussi imaginer élargir le champ d'application des résultats trouvés, en proposant un modèle amélioré de genèse du ruissellement à l'échelle du bassin versant comprenant une gestion plus fine des zones contributives que ce qui est fait à l'heure actuelle.

Le travail qui a été mené avant et pendant le DEA peut paraître très pointu au premier abord, mais en définitive les possibles utilisations des résultats trouvés sont multiples et variées....

<u>Bibliographie :</u>
------------------------

- ATAIE-ASHTIANI B., VOLKER R. E., LOCKINGTON D.A, 1999. Numerical and experimental study of the seepage in unconfined aquifers, with a periodic boundary condition. *J. Hydrol.*, 222, pp 165-184.
- BENHAMOUCHE A., 1996. Influence du sol sur le temps de réponse du tensiomètre : vers une nouvelle approche de mesure de la conductivité hydraulique. Mémoire de DESS.
- BOUARFA S., 1995. Drainage en périmètre irrigué : prise en compte de l'évaporation dans la modélisation saturée du drainage. Chapitre 3 : modélisation du fonctionnement hydraulique du drainage : état de l'art. Texte remanié d'une thèse de doctorat de l'Université Louis Pasteur de Strasbourg.
- CLEMENT T. P., WISE R. W., MOLZ J-F., 1996. A comparison of modelling approaches for steady state unconfined flow. *J. Hydrol.*, 181, pp 189-209.
- HAITJEMA H. M., 1995. Analytic element modelling of groundwater flow. Academic Press editor.
- HANKS R. J., ASHCROFT G. L., 1927. Applied soil physics. Unit 2 : Water potentials. Unit 3 : Water flow in soil. Advanced Series in Agricultural Sciences. 8. Springer-Verlag editor.
- LEDOYEN L., 2000. Evaluation métrologique d'une maquette de recherche sur l'hydraulique du drainage. Rapport de D.U.T Mesures Physiques, IUT de Créteil Paris XII.
- MUSKAT M., 1937. The flow of homogeneous fluid through porous media. International series in physics editor.
- MUSY A., SOUTTER M., 1991. Physique du sol. Collection Gérer l'environnement 6, Editions Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- SANFORD W. E., PARLANGE J-Y., STEENHUIS T. S., 1993. Hillslope drainage with sudden drawdown : closed form solution and laboratory experiments. *Water Resour. Res.*, 29 (7), pp 2313-2321.
- SCHNEEBELI G., 1966. Hydraulique souterraine. Eyrolles éditions.
- SHAMSAI A. NARASIMHAN T. N., 1991. A numerical investigation of free surface-seepage face relationship under steady state flow conditions. *Water Resour. Res.*, 27 (3), pp 409-421.
- SOUTTER M., MUSY A., 1993. Impacts du drainage sur l'environnement : dimensionnement de zones tampons hydrologiques. Compte rendu de l'Académie d'Agriculture Française, 79 (7), pp 103-113.
- TANG S., 1999. Automatisation du pilotage d'une maquette de recherche sur l'hydraulique du drainage. Rapport d'I.U.P. Génie électrique et Informatique industrielle.
- TANG Y. K., SKAGGS R. W., 1977. Experimental evaluation of theoretical solutions for subsurface drainage and irrigation. *Water Resour. Res.*, 13 (6).
- TZIMOPOULOS C., TERZIDIS G., 1975. Ecoulement non permanent dans un sol drainé par des fossés parallèles. *J. Hydrol.*, 27, pp 73-93.
- VACHAUD G., 1968. Sur le temps de réponse des capteurs de pression associés aux tensiomètres. 2<sup>ème</sup> thèse, Université de Grenoble.
- VACHAUD G., 1969. Mesure des pressions capillaires dans les sols non saturés. Bulletin du BRGM, 2<sup>ème</sup> série, section III, n°4, pp 15-20.

- VACHAUD G., VAUCLIN M., KANJI D., 1976. Etude expérimentale et numérique du drainage et de la recharge des nappes à surface libre, avec prise en compte de la zone non saturée. *Journal de mécanique*, 15 (2).
- VACHAUD G., VAUCLIN M., KANJI D., 1979. Experimental and numerical study of a transient, two-dimensional unsaturated-saturated water table recharge problem. *Water Resour. Res.*, 15 (5).
- YOUNGS E. G., 1990. An examination of computed steady-state water table heights in unconfined aquifers : Dupuit-Forcheimer estimates and exact analytical results. *J. Hydrol.*, 119, pp 201-214.

**ANNEXE I :****Simplification de la relation d'Engelund**

On part de la solution d'Engelund qui permet d'estimer la position de la nappe dans le cadre d'un régime permanent, condition amont de flux nul, fossé vide à l'aval, recharge à débit constant en surface :

$$h_{ss} = \sqrt{\left( \frac{L^2 q}{K - q} - L^2 \frac{q}{K} \right)}$$

$$h_{ss}^2 = \frac{L^2 q}{K - q} - L^2 \frac{q}{K}$$

$$h_{ss}^2 = \frac{K L^2 q}{K(K - q)} - L^2 \frac{q(K - q)}{K(K - q)}$$

$$h_{ss}^2 = \frac{KL^2 q - L^2 Kq + L^2 q^2}{K^2 - Kq}$$

$$h_{ss}^2 = \frac{L^2 q^2}{K^2 - Kq}$$

$$K^2 h_{ss}^2 - Kq h_{ss}^2 = L^2 q^2$$

$$L^2 q^2 + K h_{ss}^2 q - K^2 h_{ss}^2 = 0$$

$$\Delta = K^2 h_{ss}^4 + 4L^2 K^2 h_{ss}^2 = K^2 h_{ss}^2 (h_{ss}^2 + 4L^2)$$

$$\Delta > 0$$

Le discriminant est positif, donc on a deux racines solutions de l'équation :

$$q_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \quad \text{et} \quad q_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

Comme le flux ne peut pas être négatif :

$$q = \frac{-K h_{ss}^2 + K h_{ss} \sqrt{(h_{ss}^2 + 4L^2)}}{2L^2}$$

$$q = K \left( -\frac{1}{2} \frac{h_{ss}^2}{L^2} + \frac{1}{2} \frac{h_{ss}}{L} \sqrt{\frac{h_{ss}^2}{L^2} + 4} \right)$$

Si on considère que  $h_{ss}$  est petite devant  $L$ , alors  $h_{ss}^2/L^2$  est négligeable :

$$q \cong K \frac{h_{ss}}{L}$$



**ANNEXE II****Calcul des incertitudes**

Pour calculer les incertitudes sur certaines données expérimentales, on utilise la méthode du GUM. Celle-ci est définie de la façon suivante :

Soit  $u(y)$  l'incertitude que l'on cherche à calculer sur la variable  $y$  :

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

$$u^2(y) = \sum_{i=1}^n \left\{ \left( \frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 u^2(x_i) \right\}$$

On peut alors définir un intervalle d'incertitude autour de la variable  $y$  :

$$I = [y - u(y); y + u(y)]$$

Cet intervalle signifie statistiquement que pour une valeur de  $y$  mesurée, on a 68.7% de chances que  $y$  se trouve réellement dans l'intervalle  $I$ . Si on veut augmenter les chances statistiques d'être dans l'intervalle  $I$ , on peut utiliser des coefficients d'élargissement.

Par exemple :

Coefficient d'élargissement égal à 1 :

$$I = [y - u(y); y + u(y)]$$

Chances d'être dans l'intervalle  $I$  : 68.26%

Coefficient d'élargissement égal à 2 :

$$I = [y - 2u(y); y + 2u(y)]$$

Chances d'être dans l'intervalle  $I$  : 95,44%

Coefficient d'élargissement égal à 3 :

$$I = [y - 3u(y); y + 3u(y)]$$

Chances d'être dans l'intervalle  $I$  : 99,74%

Nous avons choisi, pour nos calculs, de prendre un coefficient d'élargissement égal à 2.

1) Incertitude sur la perméabilité verticale  $K_v$  :

$$K_v = \frac{Q \times \Delta L}{S \times \Delta \varphi}$$

avec :  $Q$ = débit transitant verticalement à travers le massif de sol [ $L^3.T^{-1}$ ]  
 $\Delta L$ = distance entre les deux tensiomètres [ $L$ ]  
 $S$ = section [ $L^2$ ]  
 $\Delta \varphi$ = différence de charge mesurée entre les deux tensiomètres [ $L$ ]

$$\Delta \varphi = \varphi_1 - \varphi_2$$

$$u^2_{(\Delta \varphi)} = u^2_{(\varphi_1)} + u^2_{(\varphi_2)} = 2u^2_{(\varphi)}$$

$$u^2(K_v) = \left( \frac{\Delta L}{S \times \Delta \phi} \right)^2 u^2(Q) + \left( \frac{Q}{S \times \Delta \phi} \right)^2 u^2(\Delta L) + \left( \frac{Q \times \Delta L}{\Delta \phi} \cdot \frac{-1}{S^2} \right)^2 u^2(S) + \left( \frac{Q \times \Delta L}{S} \cdot \frac{-1}{(\Delta \phi)^2} \right)^2 u^2(\Delta \phi)$$

Si on considère que les erreurs sur L et sur S sont négligeables (valeurs d'usage), on obtient :

$$u^2(K_v) \approx \left( \frac{\Delta L}{S \times \Delta \phi} \right)^2 u^2(Q) + \left( \frac{Q \times \Delta L}{S} \cdot \frac{-1}{(\Delta \phi)^2} \right)^2 u^2(\Delta \phi)$$

**AN :**  $Q = 13,7 \text{ mm/h} = 0,3288 \text{ m}^3/\text{j}$      $S = 0,97 \text{ m}^2$      $\Delta L = 5 \cdot 10^{-2} \text{ m}$      $\Delta \phi = 2,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}$   
 $u(Q) = 0,075 \text{ mm/h} \rightarrow u^2(Q) = 3,24 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{j}^2$   
 $u(\phi) = 4,5 \cdot 10^{-3} \text{ m} \rightarrow u^2(\Delta \phi) = 4,05 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$

$$u^2(K_v) \approx \left( \frac{5 \cdot 10^{-2}}{0,97 \times 2,2 \cdot 10^{-2}} \right)^2 \times 3,24 \cdot 10^{-6} + \left( \frac{0,3288 \times 5 \cdot 10^{-2}}{0,97} \times \frac{-1}{(2,2 \cdot 10^{-2})^2} \right)^2 \times 4,05 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{j}^2$$

$$u^2(K_v) \approx 0,0497 \text{ m}^2/\text{j}^2 \rightarrow u(K_v) \approx 0,22 \text{ m}/\text{j}$$

$$\Rightarrow K_v = 0,80 \pm 0,44 \text{ m}/\text{j} \text{ pour un coefficient d'élargissement égal à 2}$$

## 2) Incertitude sur la position de la surface libre de la nappe estimée en x=5

Pour déterminer la position de la surface libre de la nappe en x=5, on recherche la côte du point auquel la pression d'eau est nulle. Pour cela, soit on l'interpole à partir d'un tensiomètre situé dans la zone saturée, et un autre dans la zone non saturée ; soit on l'extrapole à partir de deux tensiomètres situés dans la zone non saturée.

Soient  $\phi_1$ ,  $\Psi_1$ ,  $z_1$  la charge, la pression d'eau et la côte, respectivement, au niveau du premier tensiomètre, et  $\phi_2$ ,  $\Psi_2$ ,  $z_2$  les mêmes grandeurs au niveau du deuxième tensiomètre. La position  $z_0$  de la surface libre de la nappe est calculée de la façon suivante :

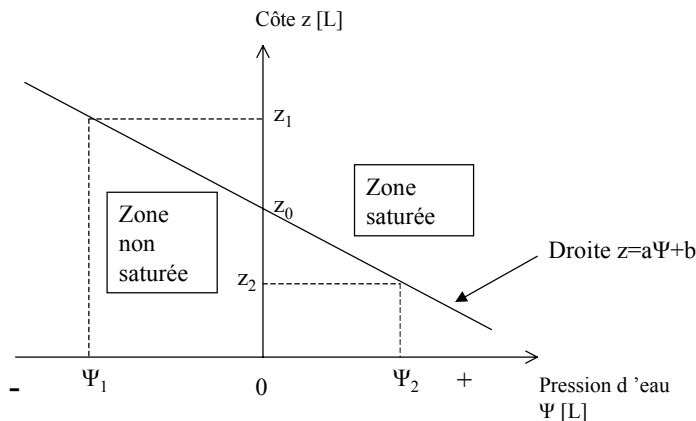


Figure xxx : Exemple d'interpolation pour le cas où un tensiomètre est situé dans la zone saturée, et l'autre dans la zone non saturée

On recherche la position de la surface libre, c'est à dire le lieu où  $\Psi=0$ .

Soit  $z_0$  la côte de ce point. On a  $z_0 = a \cdot 0 + b$

Sachant que  $z_1 = a\Psi_1 + b$ , on peut écrire :

$$z_0 = z_1 - a\Psi_1 = z_1 - ((z_1 - z_2)/(\Psi_1 - \Psi_2)) \cdot \Psi_1$$

On a défini  $\Psi = \phi - z$

$u_{(\Psi)}^2 = u_{(\varphi)}^2 + u_{(z)}^2 \approx u_{(\varphi)}^2$  si on considère que l'erreur sur z est négligeable

On note  $\Psi_1 - \Psi_2 = \Delta\Psi$ , et  $z_1 - z_2 = \Delta z$

$$u_{(\Delta\Psi)}^2 = 2u_{(\Psi)}^2 = 2u_{(\varphi)}^2$$

$$z_0 = z_1 - \left( \frac{z_1 - z_2}{\Psi_1 - \Psi_2} \times \Psi_1 \right) = z_1 - \left( \frac{\Delta z}{\Delta\Psi} \times \Psi_1 \right)$$

$$u_{(z_0)}^2 = u_{(z_1)}^2 + \left( \frac{\Psi_1}{\Delta\Psi} \right)^2 \times u_{(\Delta z)}^2 + \left( \Delta z \times \Psi_1 \times \frac{-1}{(\Delta\Psi)^2} \right)^2 \times u_{(\Delta\Psi)}^2 + \left( \frac{\Delta z}{\Delta\Psi} \right)^2 \times u_{(\Psi_1)}^2$$

Si on considère que  $u^2(\Delta z)$  et  $u^2(z_1)$  sont négligeables, on a :

$$u_{(z_0)}^2 \approx \left( \Delta z \times \Psi_1 \times \frac{-1}{(\Delta\Psi)^2} \right)^2 \times u_{(\Delta\Psi)}^2 + \left( \frac{\Delta z}{\Delta\Psi} \right)^2 \times u_{(\Psi_1)}^2$$

C'est à dire :

$$u_{(z_0)}^2 \approx \left( \Delta z \times \Psi_1 \times \frac{-1}{(\Delta\Psi)^2} \right)^2 \times 2u_{(\varphi)}^2 + \left( \frac{\Delta z}{\Delta\Psi} \right)^2 \times u_{(\varphi)}^2$$

**AN :** L'application numérique n'a été réalisée que sur une dizaine d'essais, pris au hasard :

On obtient une valeur moyenne  $u(z_0) = 1,23 \text{ cm}$

$\Rightarrow z_0 = z_0 \text{ calculé} \pm 2,5 \text{ cm}$ pour un coefficient d'élargissement égal à 2.
----------------------------------------------------------------------------------------------------------

### 3) Incertitude sur la perméabilité horizontale :

$$K_H = \frac{Q \times \Delta L}{S \times \Delta h}$$

avec : Q= débit transitant horizontalement à travers le massif de sol [ $\text{L}^3 \cdot \text{T}^{-1}$ ]

$\Delta L$ = distance entre les deux lignes de tensiomètres [L]

S= section [ $\text{L}^2$ ]

$\Delta h = h_1 - h_2$  = différence de hauteur de nappe estimée, entre les deux lignes de tensiomètres [L]

Préalablement, on a défini :

$$S = h_m \times l$$

avec :  $h_m$  = hauteur de nappe moyenne entre les deux rangées de tensiomètres [L]

$$h_m = \left( \frac{h_1 + h_2}{2} \right)$$

et l largeur de la maquette [L]

$$u_{(h_m)}^2 = \frac{1}{4} \times u_{(h_1)}^2 + \frac{1}{4} \times u_{(h_2)}^2 = \frac{1}{2} \times u_{(h)}^2$$

$u_{(S)}^2 = l^2 \times u_{(h_m)}^2 + h_m^2 \times u_{(l)}^2 \approx l^2 \times u_{(h_m)}^2 \approx \frac{1}{2} \times u_{(h)}^2 \times l^2$  si on considère que  $u_{(l)}$  est négligeable ( $l$  est une valeur donnée à l'usinage).

$$u_{(\Delta h)}^2 = u_{(h_1)}^2 + u_{(h_2)}^2 = 2u_{(h)}^2$$

$$u^2(K_H) = \left( \frac{\Delta L}{S \times \Delta h} \right)^2 u^2(Q) + \left( \frac{Q}{S \times \Delta h} \right)^2 u^2(\Delta L) + \left( \frac{Q \times \Delta L}{\Delta h} \cdot \frac{-1}{S^2} \right)^2 u^2(S) + \left( \frac{Q \times \Delta L}{S} \cdot \frac{-1}{(\Delta h)^2} \right)^2 u^2(\Delta h)$$

Si on considère que  $u(\Delta L)$  est négligeable :

$$u^2(K_H) \approx \left( \frac{\Delta L}{S \times \Delta h} \right)^2 u^2(Q) + \left( \frac{Q \times \Delta L}{\Delta h} \cdot \frac{-1}{S^2} \right)^2 u^2(S) + \left( \frac{Q \times \Delta L}{S} \cdot \frac{-1}{(\Delta h)^2} \right)^2 u^2(\Delta h)$$

$$u^2(K_H) \approx \left( \frac{\Delta L}{S \times \Delta h} \right)^2 u^2(Q) + \left( \frac{Q \times \Delta L}{\Delta h} \cdot \frac{-1}{S^2} \right)^2 \times \frac{1}{2} u^2(h) \times l^2 + \left( \frac{Q \times \Delta L}{S} \cdot \frac{-1}{(\Delta h)^2} \right)^2 \times 2u^2(h)$$

**AN :**  $\Delta L = 25.10^{-2} \text{m}$        $S = 0,144 \text{m}^2$        $\Delta h = 23,9.10^{-2} \text{m}$        $Q = 0,306 \text{m}^3/\text{j}$   
 $u(Q) = 0,075 \text{mm/h} \rightarrow u^2(Q) = 3,24.10^{-6} \text{m}^2/\text{j}^2$   
 $u^2(h) = (1,23.10^{-2})^2 = 1,51.10^{-4} \text{m}^2$

$$u^2(K_H) \approx \left( \frac{25.10^{-2}}{0,144 \times 23,92.10^{-2}} \right)^2 \times 3,24.10^{-6} + \left( \frac{0,306 \times 25.10^{-2}}{23,92.10^{-2}} \times \frac{-1}{(0,144)^2} \right)^2 \times 0,5 \times 1,51.10^{-4} \times (0,48)^2$$

$$+ \left( \frac{0,306 \times 25.10^{-2}}{0,144} \times \frac{-1}{(23,92.10^{-2})^2} \right)^2 \times 2 \times 1,51.10^{-4} \quad \text{m}^2 / \text{j}^2$$

$$u^2(K_H) \approx 0,03 \text{ m}^2 / \text{j}^2 \rightarrow u(K_H) \approx 0,17 \text{ m} / \text{j}$$

$\Rightarrow K_H = 2,13 \pm 0,34 \text{ m} / \text{j}$  pour un coefficient d'élargissement égal à 2

### **Résumé :**

Lorsqu'une nappe superficielle reposant sur un substratum horizontal est en contact avec une rivière ou un fossé drainant, il existe une surface à travers laquelle l'eau sort du système directement en contact avec l'air, appelée surface de suintement. Le phénomène de suintement est assez mal connu, et n'est pas toujours pris en compte dans la modélisation des nappes superficielles. Négliger ce phénomène induit une sous estimation de la position de la surface libre de la nappe, notamment à proximité du fossé drainant, mais le prendre en compte rend obligatoire l'utilisation de modèles d'écoulement 2D, qui sont difficiles à mettre en œuvre. Des solutions analytiques permettant de l'estimer existent, mais elles ont été définies dans un cadre théorique restreint, et ne fournissent pas une estimation exacte. L'une d'entre elles, la relation d'Engelund (1951) a été utilisée comme piste de travail par l'équipe Ouvrages pour le Drainage et l'étanchéité du Cemagref d'Antony dans le cadre de recherches sur la dynamique du phénomène de suintement, à l'échelle macroscopique. Ces études ont donné lieu à de nombreuses simulations numériques utilisant les équations de Laplace et de Richards (1933).

Il a alors été mis en évidence qu'il existait une relation entre le débit à l'exutoire du système ( $q$ ) et la hauteur de suintement ( $h_{ss}$ ) de la forme  $q=K/L \cdot h_{ss}$  dans le cas d'un fossé vide, pour une gamme de  $h_{ss}/L < 0,5$  ( $K$  étant la perméabilité du système, et  $L$  la longueur du système). Lorsqu'il y a un niveau d'eau dans le fossé, la relation entre le débit et la position de la surface libre rejoint, avec une portion non linéaire, celle établie dans le cas d'un fossé vide. Cette relation est vérifiée aussi bien en régime permanent qu'en régime transitoire.

Ces observations nécessitaient d'être validées par une série d'expérimentations menées sur un modèle physique de sol. Plusieurs essais ont donc été réalisés sur une maquette de recherche développée par le Cemagref d'Antony. Malgré les approximations qu'il a été indispensable de faire lors de l'interprétation des données, on peut affirmer que les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux obtenus lors des simulations exploratoires.

Par la suite, il a été tenté de retrouver les résultats expérimentaux en utilisant les mêmes codes de calcul que ceux utilisés lors des investigations. Il n'a toutefois pas été possible de caler ce modèle de façon satisfaisante.

### **Abstract :**

When shallow water tables are drained by ditches or rivers, a surface through which water flows out directly in contact with air called seepage face exists. This phenomenon isn't very well known, and isn't always considered when modelling shallow water tables. Ignoring this phenomenon induces an underestimation of the water table position, particularly near the ditch or the river, thus taking it into account makes the estimation really harder. Few analytical relations defined in a restricted theoretical context had been developed, but they only give an approximation of the real seepage face height. Researches on the dynamic of the seepage face led at the Cemagref by the "Ouvrages pour le Drainage et l'Etanchéité" team used one of them (Engelund's relation, 1951) as a starting point.

Numerous simulations were done, and showed that (i) a linear relation between the flow passing by the seepage face ( $q$ ) and the height of the seepage face ( $h_{ss}$ ), in the case of an empty ditch or river, can be defined as  $q=K/L \cdot h_{ss}$  (for  $q/K < 0.5$ ), where  $K$  is the hydraulic conductivity, and  $L$  the length of the system (ii) in the case of a ditch with a water level, the relation between the flow out and the water table position reaches, in a non linear way, the relation defined in the case of an empty ditch (iii) these relations are valid under steady and unsteady state conditions.

Experimental data obtained in a slab of soil with various boundary conditions confirm the validity of these relations, in spite of the approximations that were made. A calibration of a saturated/unsaturated flow model with experimental data have vainly been attempted.