

Un test pour la prévision du risque de colmatage minéral des drains agricoles

Ch. LENNOZ-GRATIN⁽¹⁾

RESUME

Le risque de colmatage minéral des drains est lié à l'instabilité relative des sols drainés soumis à un écoulement d'eau convergent vers le drain. A partir de l'approche théorique de Terzaghi, un test pratique a été conçu pour déterminer expérimentalement le gradient hydraulique maximum que peut supporter un massif de sol sans perturbation dans son arrangement.

Dix sols ont été testés, ils ont alors été classés en fonction de leur stabilité vis-à-vis d'un écoulement d'eau vertical ascendant. Leur stabilité a été reliée à des critères granulométriques.

MOTS CLEFS : Drainage - Colmatage minéral - Perméamètre - Gradient hydraulique critique - Granulométrie.

PREDICTING SUBSURFACE DRAINAGE MINERAL CLOGGING HAZARDS

Movements of soil particles in the vicinity of the drain lead to mineral clogging of drain pipes. These movements are caused by instability of cohesionless or weak soil materials. Terzaghi's theory of critical hydraulic gradient explains structural break-up of the soil sample by waterflow towards the drain pipe. From this theoretical approach, a laboratory test has been designed to determine experimental values of hydraulic gradient causing soil breaking. Ten soil materials have been tested this way : the most sensitive materials are sandy soils and the most stable materials are those with the highest clay content. Those results are in good agreement with field observations : mineral clogging most frequently occurs in uniform sandy soils.

KEY WORDS : Drainage - Mineral clogging - Permeameter - Critical hydraulic gradient - Soil textural curve.

INTRODUCTION

Le colmatage minéral des drains est une des premières causes de la diminution de l'efficacité des réseaux de drainage dans le temps. C'est un phénomène irréversible, qui peut revêtir deux formes :

- *Le colmatage externe* : les perforations du drain sont obturées totalement ou partiellement et/ou la zone proche du drain voit sa perméabilité décroître de façon sensible.
- *Le colmatage interne* : le dépôt de particules minérales dans le drain pouvant aller jusqu'à l'obstruction complète du tuyau, crée un obstacle à l'écoulement. Le colmatage minéral est lié à deux phénomènes complémentaires. :
- le mouvement des particules dans le sol

(1) CEMAGREF, Division Drainage et Assainissement Agricoles, Parc de Tourvoie, B.P. 121, 92164 Antony Cédex.

-- le cycle transport/sédimentation/érosion des particules dans la lumière du drain : le comportement des particules ayant pénétré dans le drain dépend de la fois de leur taille et de la vitesse de l'eau. Par exemple les particules fines sont très faciles à transporter et sédimentent difficilement mais elles forment par contre des dépôts difficiles à éroder.

En pratique des risques importants de colmatage existent dans les sols à faible stabilité structurale, de texture sableuse. Des cas de colmatage minéral ont été également observés dans des matériaux de textures plus fines en particulier dans les limons à faible cohésion (LENNOZ-GRATIN, 1987).

La prévention du colmatage minéral repose d'abord sur la qualité de pose du réseau (pente régulière, bouches de décharge et émissaires bien entretenus, tranchée de drainage fonctionnelle).

L'enrobage de matériau filtrant est requis dans les seuls cas où le risque de colmatage minéral inhérent à la nature du sol est bien établi.

La complexité du phénomène général conduit à décomposer l'analyse du processus conduisant au colmatage minéral en deux parties : le mouvement des particules dans le sol et leur pénétration dans le drain, d'une part, et le devenir des particules dans la lumière du drain, d'autre part. Dans cette étude, seul le premier phénomène sera pris en compte.

Après avoir précisé les bases théoriques nécessaires pour décrire la déstabilisation autour du drain, les résultats d'études expérimentales seront discutés et un test pratique issu de ces études sera présenté. Enfin les résultats obtenus grâce à l'utilisation de ce test pour plusieurs types de sol seront détaillés et discutés.

I. BASES THEORIQUES

Nous nous intéressons tout d'abord aux lois régissant les écoulements dans les milieux poreux et à l'action exercée par le liquide en mouvement sur le milieu qu'il traverse.

A) ECOULEMENT DE L'EAU DANS UN MILIEU POREUX - LOI DE DARCY

Les écoulements en milieux poreux saturés sont régis par la loi de Darcy que nous écrivons sous la forme :

$$V = Ki \quad (1)$$

avec V = vitesse apparente de filtration (L)(T)⁻¹
 K = conductivité hydraulique du milieu (L)(T)⁻¹
 i = gradient hydraulique (—)

$$i = - \frac{dh}{ds} \quad (2)$$

avec h = charge hydraulique (L)
 s = abscisse curviligne le long des lignes de courant (L)

Pour un fluide donné, et pour un milieu poreux donné, la loi de Darcy n'est applicable que dans une plage de vitesse restreinte et donc pour une certaine plage de charge hydraulique.

Pour des charges hydrauliques trop élevées, on constate que le débit croît moins vite que ne le prévoit la loi de Darcy. Cette déviation apparaît pour des valeurs de la charge hydraulique d'autant plus faibles que les pores sont plus grands et que la viscosité du liquide filtrant est plus faible.

Le nombre de Reynolds est un nombre adimensionnel qui exprime le rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité s'appliquant sur le fluide.

$$Re = \frac{Vd}{\nu} \quad (3)$$

avec : V : vitesse apparente du liquide (L)(T)⁻¹
 d : diamètre moyen des pores (L)
 ν : viscosité cinématique du liquide (L)²(T)⁻¹

C'est un nombre caractéristique de l'écoulement. Tous les auteurs s'accordent pour situer la limite maximale de la loi de Darcy à un nombre de Reynolds compris entre 1 et 10 (MUSKAT 1946, POLUBARINOVA-KOCHINA 1962, SCHNEEBELI 1966).

Le terme d caractérise le milieu poreux et il peut prendre des valeurs très grandes dans les cas où des fissures ou des cavités existent. En particulier, à proximité des perforations du drain certains auteurs (GALLICHAND et LAGACE, 1987) font l'hypothèse que l'essentiel de l'écoulement se fait par des fentes créées par le départ de particules dans la lumière du drain.

Dans ce cas, il n'est plus possible de se servir de la loi de Darcy pour décrire les écoulements.

Dans cette étude, nous ferons l'hypothèse de la validité de la loi de Darcy, considérant le fait que les massifs de sol étudiés seront toujours constitués de matériaux sableux ou de matériaux composés de petits agrégats mis en place de façon la plus homogène possible.

B) ACTION DE L'EAU INTERSTITIELLE SUR LE MILIEU POREUX - PRINCIPE DE TERZAGHI

L'eau en mouvement exerce une action sur le sol qu'elle traverse. Les efforts se transmettent dans le sol au travers des grains solides et de l'eau interstitielle.

TERZAGHI (1923) a mis en évidence expérimentalement que seule la charge appliquée directement au squelette solide a un effet mécanique sur celui-ci et provoque ainsi une modification du système poral du sol « c'est le principe des contraintes effectives ». Ce principe repose sur trois hypothèses fondamentales :

- (1) le liquide interstitiel est incompressible,
- (2) les grains solides sont incompressibles,
- (3) le milieu poreux est compressible.

A partir des résultats expérimentaux, TERZAGHI a déterminé le mode de calcul des contraintes effectives : soient σ et T les composantes normale et tangentielle de la contraintes totale et u la pression de l'eau en un point ; σ_e et T_e, les composantes de la contrainte effective en ce point, s'écrivent :

$$\begin{array}{l} T_e = T \\ \sigma_e = \sigma - u \end{array} \quad (\text{SKEMPTON} - 1961) \quad (4)$$

La contrainte effective est donc définie comme la différence entre la contrainte totale exercée et la pression de l'eau. En définitive, on pourra donc étudier le comportement du sol, en considérant d'une part le tenseur des contraintes effectives qui gouverne la déformation et la résistance du squelette granulaire, et d'autre part la pression du fluide : pression de l'air ou pression interstitielle de l'eau dont le calcul relève de la mécanique des fluides ou de l'hydraulique » (COSTET et SANGLERAT, 1981).

Dans un sol saturé au repos (hydrostatique), la contrainte effective, à une profondeur z , s'exprime par (TERZAGHI et PECK, 1965) :

$$\sigma_e = z (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \quad (5)$$

Dans le cas d'un écoulement unidimensionnel vertical ascendant à travers un sol, la contrainte effective est donnée en tout point par l'équation (TERZAGHI et PECK, 1965) :

$$\sigma_e = -z (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w (1 + i)) \quad (6)$$

Avec z	= cote du point considéré	(L)
γ_{sat}	= poids volumique apparent du sol à saturation	(M)(L) ⁻² (T) ⁻²
γ_w	= poids volumique de l'eau	(M)(L) ⁻² (T) ⁻²
i	= gradient hydraulique	(—)

La valeur du gradient hydraulique qui annule la contrainte effective est appelée gradient hydraulique critique. Notée i_c , elle vaut d'après l'équation (6) :

$$i_c = \frac{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (7)$$

Lorsque le gradient hydraulique atteint et dépasse la valeur critique, le squelette solide semble soustrait à la pesanteur, il flotte dans l'écoulement. Le sol est déstabilisé et d'importants mouvements de particules se produisent (il y a alors création d'un « renard »).

Les valeurs de i_c varient entre 0,9 et 1,1 dans le cas des sables dont les grains ont une densité de 2,65.

II - DESCRIPTION DES ECOULEMENTS AU VOISINAGE DU DRAIN

Pour évaluer l'effet des écoulements sur les déplacements de particules texturales, il est nécessaire d'étudier préalablement les mouvements de l'eau à proximité du drain et de connaître ainsi la répartition du gradient hydraulique autour du drain.

A) MODÉLISATION DES ÉCOULEMENTS A PROXIMITÉ DU DRAIN

Trois types de méthodes sont couramment utilisés :

La méthode théorique essaie de résoudre le problème par la voie mathématique, conduisant à des solutions analytiques ou numériques. Ces modèles sont basés sur l'application des lois dynamiques et de conservation de la masse, associées aux conditions, aux limites correspondant au problème de drainage souterrain.

Des solutions analytiques exactes ne peuvent être trouvées qu'en simplifiant extrêmement le domaine étudié (ERNST, 1954, WILLARDSON, 1967). L'utilisation de l'analyse numérique (WIDMOSER, 1966, NIEUWENHUIS et WESSELING, 1979) permet de prendre en compte des cas compliqués (drains annelés par exemple).

Les méthodes analogiques utilisent des méthodes physiques de laboratoire qui reproduisent exactement le problème analysé (cuves de sable) ou qui présentent une analogie de comportement (modèles électriques). Les modèles électriques sont basés sur l'analogie de la loi de Darcy et de la loi d'Ohm ; ils permettent une simulation aisée de différentes conditions aux limites (MONKE, 1959, DIERICKX, 1980).

Les modèles en cuves de sable présentent l'avantage de constituer une représentation proche de la réalité et de permettre la prise en compte, non seulement des aspects hydrauliques mais également du comportement du sol.

Différentes formes de cuves ont été utilisées : cuves cylindriques avec un écoulement radial vers le drain, cuves rectangulaires avec un drain horizontal de différentes tailles et avec différents types d'alimentation en eau (TILIGADAS, 1984).

D'importantes conclusions ont pu être tirées de ce type de modèles quant à l'organisation des écoulements à l'interface sol/drain (LENNOZ-GRATIN et ZAIDI, 1987).

B) RÉSULTATS ET LIMITES EN CUVE DE SABLE

L'utilisation de cuves de sable comportant un drain horizontal a permis de connaître l'allure des écoulements vers un drain enterré. L'écoulement s'organise par rapport à la géométrie de la cuve, de la façon suivante : les lignes équipotentiels en amont sont parallèles aux limites d'alimentation et s'incurvent progressivement pour devenir quasi-circulaires autour du drain (Fig. 1).

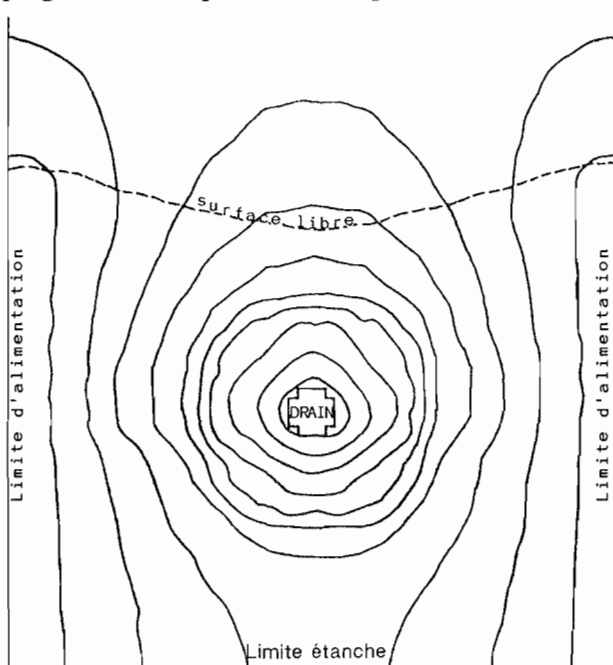


Figure 1 :

Dessin des lignes équipotentiels autour d'un drain placé dans une cuve de sable rectangulaire.

Equipotential lines pattern around the drain pipe in a sand tank.

Distance entre 2 lignes équipotentiels : 20mm

Le calcul du gradient hydraulique en différents points sur l'interface sol/drain montre que les valeurs les plus élevées de ce gradient s'observent en dessous du drain (les écarts avec la moyenne des valeurs sur la circonférence du drain sont de 25 % environ) (ZAIDI, 1986).

Les valeurs atteintes par le gradient hydraulique sont parfois élevées (supérieures à 5), au voisinage immédiat du drain.

Par ailleurs, des dépôts de sable ont été observés à l'intérieur des drains dans les cas où les expériences ont été conduites avec des drains nus ; ce qui indique que le gradient hydraulique a été suffisamment élevé pour provoquer une destabilisation du sol autour du drain.

Les modèles en cuve de sable permettent ainsi l'application de la théorie de TERZAGHI à l'étude des phénomènes de colmatage minéral : les gradients

hydrauliques sont mesurés en différents points, les éventuels dépôts de particules dans le drain sont notés.

Dans la partie inférieure de la cuve de sable où il existe une composante verticale ascendante de l'écoulement, des gradients hydrauliques particulièrement élevés sont observés. D'autre part une destabilisation du massif a effectivement eu lieu puisque des particules se sont déposées dans le drain.

Ces modèles constituent cependant un dispositif expérimental trop lourd à gérer pour l'étude des mouvements de particules sous l'action de l'écoulement.

Il est, de plus, très difficile d'utiliser d'autres matériaux que du sable en raison de la difficulté de réalisation d'une éprouvette homogène de grande dimension avec des matériaux de texture fine. Un dispositif simplifié est donc nécessaire pour l'étude de la stabilité relative de différents matériaux vis-à-vis de l'écoulement de l'eau.

C) APPLICATION DU PRINCIPE DE TERGHAZI A L'ÉTUDE DU COLMATAGE MINÉRAL

Sur le terrain, la majorité des cas de colmatage minéral interne rencontrés correspond à des matériaux sableux à faible cohésion. Dans ce cas, il est possible d'utiliser la formule de TERZAGHI. Le calcul direct du gradient hydraulique critique suivant la formule (7), à partir de la mesure de la masse volumique apparente du sol saturé, est alors possible, l'hypothèse de non cohésion du matériau étant supposée vérifiée.

Quelques cas de colmatage minéral ont été rencontrés sur des matériaux limoneux qu'il est impossible de considérer comme cohésifs. On recherche une méthode de diagnostic du risque de colmatage minéral applicable à tous les matériaux. Une méthode empirique peut être directement dérivée de l'application du principe de TERZAGHI.

Il s'agit d'un test qui mesure directement la valeur du gradient hydraulique provoquant une destabilisation du sol. Il n'y a alors aucun besoin d'introduire une hypothèse concernant la cohésion du matériau étudié.

III. APPLICATION : LE TEST EN PERMEAMETRE

A partir de ces considérations, un dispositif expérimental simple a été conçu à partir d'un perméamètre — un perméamètre sensu stricto est destiné à mesurer la perméabilité de Darcy d'un sol — sur la base des travaux de WILLARDSON et WALKER (1978), DIERICKX et YUNCUOGLU (1982).

A) PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL

1. Principe

Une éprouvette de terre est soumise à un écoulement vertical ascendant avec un gradient hydraulique croissant dans le temps.

Dès que des perturbations dans l'arrangement de l'éprouvette (soulèvement du massif, fissuration, départ de particules...) sont observées, l'expérience est arrêtée et le gradient hydraulique générant l'écoulement à cet instant est appelé « gradient hydraulique critique expérimental » et noté i_c expérimental.

Ce gradient est alors considéré comme caractéristique de la stabilité du sol vis-à-vis du drainage.

La comparaison des valeurs obtenues pour différents sols conduit à une hiérarchisation du risque de colmatage minéral.

2. Mode opératoire

Le dispositif expérimental (AFNOR - Norme NF U51 D...) est constitué d'une batterie de perméamètres. Chaque perméamètre permet de soumettre une éprouvette cylindrique de 11 cm de diamètre et 12 cm de hauteur à une charge hydraulique croissante (Fig. 2), appliquée sur le bas du massif.

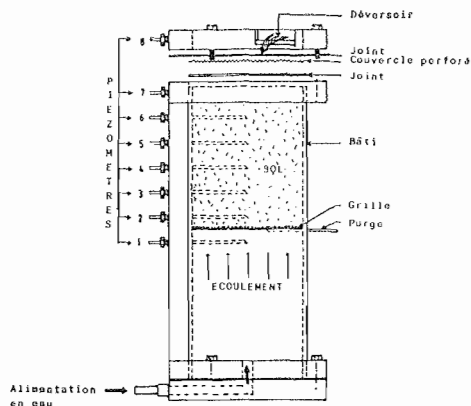


Figure 2 : Coupe centrale d'un perméamètre.
Permeameter apparatus.

L'éprouvette de terre est surmontée d'un couvercle perforé simulant la présence d'un drain, il est équipé de huit prises de pression constituées d'aiguilles fines (1,5 mm de diamètre) enfoncées jusqu'au centre de l'éprouvette pour éviter les « effets de parois » (DUDGEON, 1967).

Les prises de pression sont réparties sur toute la hauteur de l'éprouvette ; un piézomètre à la base du dispositif donne la charge hydraulique amont et un autre est placé au dessus du couvercle, dans le déversoir aval.

Les éprouvettes sont constituées à partir de sol sec tamisé à 2 mm. Le matériau est introduit dans le dispositif par couche de 10 à 20 mm d'épaisseur et la saturation est réalisée progressivement par le bas pour éviter un litage du matériau par sédimentation et le piégeage de bulles d'air en son sein.

La charge hydraulique est augmentée régulièrement chaque jour de 10 à 30 mm ; les mesures de débit et de la piézométrie sont réalisées dès que le régime permanent est atteint.

Pratiquement, on considère que le gradient hydraulique critique expérimental est atteint quand on observe une sortie de particules de sol par les perforations du couvercle.

Chaque test en perméamètre comporte trois réplifications (mêmes matériaux, traités simultanément et suivant le même protocole).

A partir des données issues directement de l'essai (débit et piézométrie en huit points correspondant à chaque valeur de la charge hydraulique amont et gradient hydraulique critique expérimental) et des caractéristiques géométriques des éprouvettes, différentes représentations des résultats sont utilisées :

- évolution des conductivités hydrauliques locales en fonction du gradient hydraulique,
- évolution de la perte de charge hydraulique au passage du couvercle en fonction du gradient hydraulique.

Des dispositifs très voisins équipent plusieurs laboratoires européens travaillant sur le thème du colmatage minéral des drains (STUYT et CESTRE, 1986 ; DIERICKX et al., 1987).

3. Sols testés

Dix sols ont été testés dans le but de déterminer la valeur du gradient hydraulique critique expérimental et de comparer leurs stabilités respectives.

Les textures de ces matériaux varient du sable fin au limon argileux. Leurs granulométries sont présentées dans le Tableau I.

Tableau I : Composition granulométrique des sols étudiés (en % de chaque fraction).
Soils characteristics.

Sol	Argile > 2 μm	Limons fins 2-50 μm	Limons grossiers 20-50 μm	Sables fins 50-200 μm	Sables grossiers 200-2000 μm
Champlan (91)	2	0,5	2	95,5	—
Marais-Vernier (27)	6	4	53,5	36	0,5
Guéméné-Penfao (44)	5	62	13	10	10
Chavagnes (85)	12	27	45	12	4
Vilette de Vienne (38)	15	30	22	28	5
Arrou (28)	13	27	53,5	4	2,5
Scaer (29)	4,5	33	39	23	0,5
Chassignoles (36)	14	14	6	17	49
Marchienne (62)	18	34	19	11	18
Landas (59)	15	12	33	23	17

Les numéros entre parenthèses indiquent les départements.

B) LE GRADIENT HYDRAULIQUE CRITIQUE EXPÉRIMENTAL

Les valeurs du gradient hydraulique critique expérimental ont été déterminées pour les dix sols testés, et les écarts-types entre les valeurs obtenues ont été calculés pour chaque sol.

Les valeurs obtenues (Tableau II - valeurs de i_c expérimental) varient de la valeur 1 à une valeur supérieure à 3 (non précisée car le test est arrêté à ce stade du fait des limites physiques du dispositif expérimental).

Tableau II : Valeurs du gradient hydraulique critique expérimental.
Natural critical hydraulic gradient values.

Sol	Texture (GEPPA)	Nombre de tests effectués	Nombre de valeurs déterminées	i_c expérimental moyen	Ecart-type
Champlan (91)	SS	3	9	1,0	0,06
Marais-Vernier (27)	SL à LS	1	3	1,6	0,10
Guéméné-Penfao (44)	LL	2	6	1,9	0,20
Chavagnes (85)	L	1	3	2,0	0,12
Vilette de Vienne (38)	Lsa	1	3	2,2	0,15
Arrou (28)	L	1	3	> 3	—
Scaer (29)	Ls à LL	1	3	1,1	0,05
Chassignoles (36)	S	1	3	2,5	0,50
Marchienne (62)	Lsa*	1	3	1,4	0,10
Landas (59)	Sal	1	3	1,2	0,26

* Matériau particulier : Tuf calcaire.

Les plus faibles valeurs du gradient hydraulique critique s'observent sur des matériaux faiblement pourvus en argile ou en limons fins. Cette classe est constituée d'une part de matériaux quasiment dépourvus d'argile, qu'ils soient sableux (Champlan) ou limoneux (Scaer), et d'autre part de matériaux présentant une rupture dans leur courbe granulométrique au niveau des limons fins (Landas, Marais-Vernier).

Les valeurs du gradient critique les plus élevées se rencontrent dans le cas des sols à granulométrie très étalée (Arrou, Vilette de Vienne).

La granulométrie des 10 sols testés, a été replacée sur un triangle de textures (Fig. 3). Le premier facteur de stabilité d'un sol est sa teneur en argile : les sols les moins stables se situent tous dans le bas du triangle (moins de 10 % d'argile). Le second facteur est la teneur en sable : les sols instables se situent surtout à gauche du triangle (teneur en sable élevée).

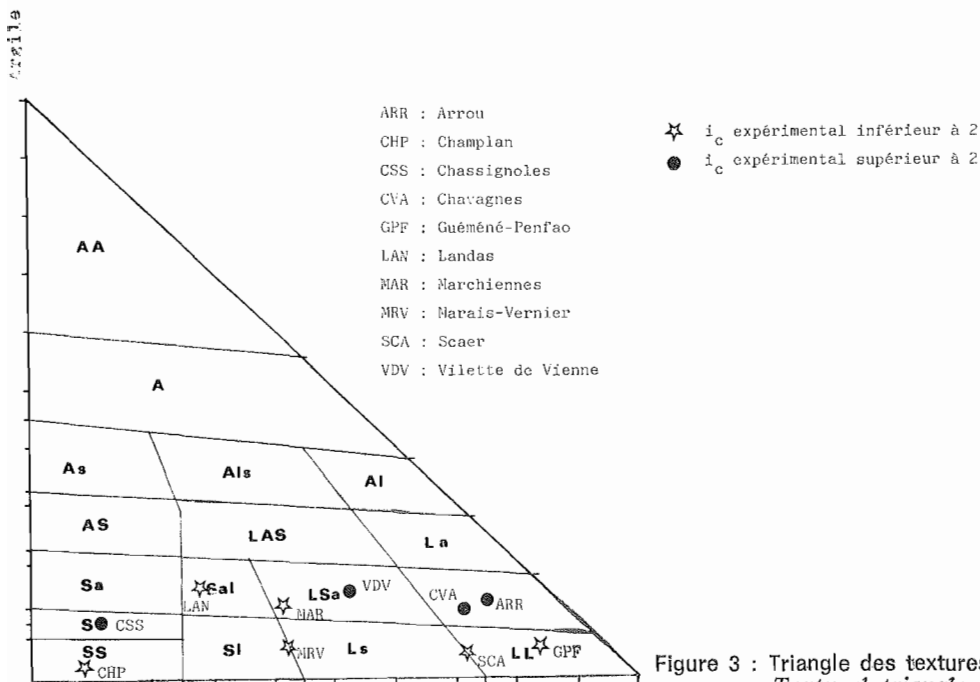


Figure 3 : Triangle des textures.
Textural triangle.

Le sable de Chassignoles constitue un cas particulier : il comporte de grosses particules de sable (> 1 mm) qui obstruent partiellement les perforations du couvercle du perméamètre et freinent ainsi les sorties de particules, la valeur du gradient hydraulique critique expérimental est ainsi plus élevée que pour les autres sols sableux. La valeur élevée de l'écart-type est un indice supplémentaire du comportement particulier de ce sol.

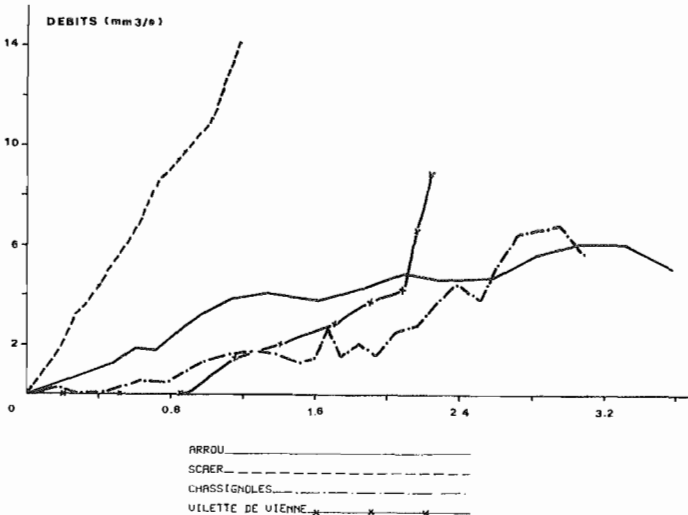
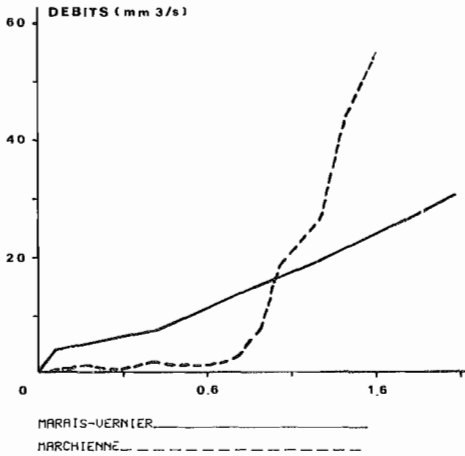
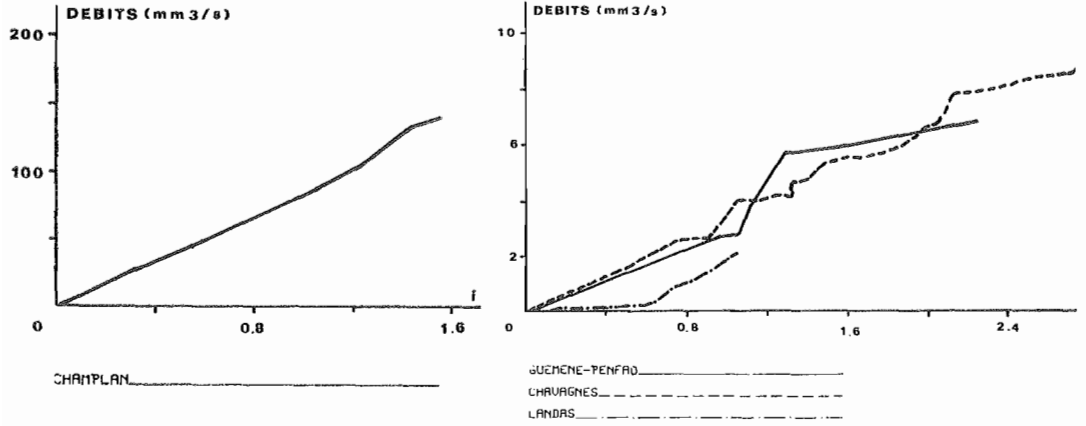


Figure 4, 5, 6, 7 : Evolution du débit en fonction du gradient hydraulique.
Discharge rate, function of hydraulic gradient.
 Association Française pour l'Etude du Sol - www.afes.fr - 2010

C) ÉVOLUTION DES MASSIFS DE SOL AU COURS DU TEMPS

La relation entre les débits mesurés et la charge hydraulique totale est présentée sur les figures 4 à 7. Le nombre de Reynolds correspondant aux vitesses maximales atteintes par l'écoulement étant très inférieur à 1 (de l'ordre de 10^{-3} à 10^{-2}), la loi de Darcy est globalement valide sur le domaine d'écoulement (cf. § I A).

En supposant, maintenant, que la loi est vérifiée partout localement, on peut étudier la relation entre débit et charge hydraulique.

Cette relation est linéaire dans tous les cas, ce qui permet d'affirmer que la conductivité hydraulique (K) de chaque éprouvette reste constante au cours des tests.

Par contre les valeurs de K calculées sont très différentes suivant le type de matériau. K varie d'un facteur 20 entre le sable de Champlan, le matériau le plus perméable, et les matériaux limoneux.

Il est à noter que la conductivité hydraulique saturée, mesurée en perméamètre est beaucoup plus faible que la conductivité hydraulique en milieu saturé, mesurée dans les sols in situ par pompage hydrodynamique. Par exemple, pour le limon d'Arrou, la conductivité hydraulique verticale équivalente de la base du labour à la profondeur du drain est de 3.10^{-6} m/s alors que la conductivité hydraulique en perméamètre est de l'ordre de 10^{-7} m/s. Cela s'explique par le mode de constitution des éprouvettes qui ne permet pas de reproduire la macroporosité des sols telle qu'elle existe à l'état naturel. On peut donc supposer que les gradients hydrauliques mesurés en perméamètre seront plus élevés que ceux existant réellement sur le terrain.

Le dispositif expérimental permet de vérifier l'homogénéité des éprouvettes grâce aux prises de pression qui équipent le perméamètre sur toute sa dimension verticale.

Les plus faibles valeurs du gradient hydraulique critique s'observent sur des matériaux faiblement pourvus en argile ou en limons fins. Cette classe est constituée d'une part de matériaux quasiment dépourvus d'argile, qu'ils soient sableux (Champlan) ou limoneux (Scaer), et d'autre part de matériaux présentant une rupture dans leur courbe granulométrique au niveau des limons fins (Landas, Marais-Vernier).

L'évolution des conductivités hydrauliques correspondant à cinq « tranches » successives d'une éprouvette de limon de Chavagnes est présentée en figure 8. On observe très peu de différence dans l'évolution des conductivités hydrauliques des différentes tranches : le massif se comporte comme un ensemble homogène du début à la fin du test.

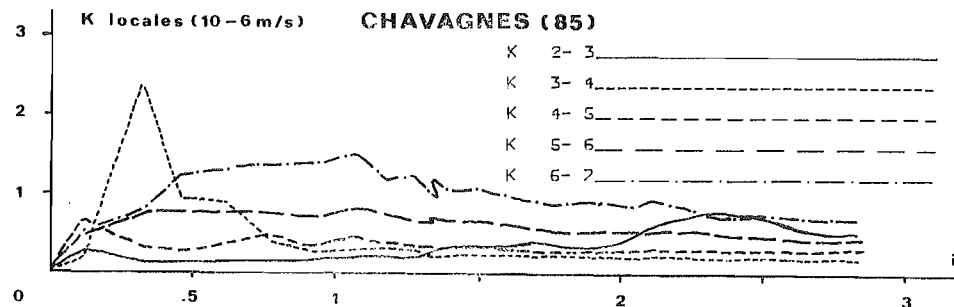


Figure 8 : Evolution des conductivités hydrauliques locales en fonction du gradient hydraulique.

Local hydraulic conductivities, function of hydraulic gradient.

La tendance à la dispersion des conductivités hydrauliques locales dans les cas du sable de Champlan et du limon de Guéméné-Penfao est illustrée par la figure 9, à partir des coefficients de variation.

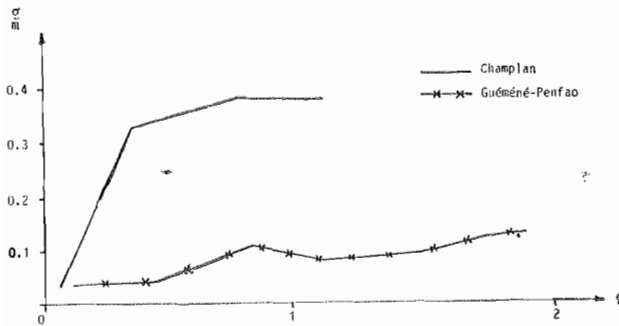


Figure 9 :

Evolution du coefficient de variation des conductivités hydrauliques locales en fonction du gradient hydraulique.

Local hydraulic conductivities coefficient of variation function of hydraulic gradient.

Le calcul du coefficient de variation utilise la moyenne arithmétique (m) des n conductivités hydrauliques locales (K_{ij}) qui ne doit pas être confondue à la conductivité hydraulique « globale » (K).

Les conductivités hydrauliques locales évoluent peu dans le cas des matériaux limoneux.

Par contre, dans le cas du sable, la conductivité hydraulique du bas de l'éprouvette a tendance à augmenter, alors que celle des couches du haut diminue. Dans ce matériau uniforme et dépourvu de cohésion, les mouvements de particules ont lieu dans l'ensemble sous l'action de l'écoulement, alors que dans des limons beaucoup plus cohérents, l'approche du gradient critique se traduit plutôt par des fissures quasi horizontales qui divisent le massif en blocs.

L'observation de la perte de charge hydraulique au niveau de l'interface sol/couvercle offre généralement peu d'intérêt (elle reste négligeable par rapport aux pertes de charge hydraulique dans le massif).

Dans le cas du sable de Chassignoles (Fig. 10), cette perte de charge « de sortie » augmente très sensiblement au cours de l'essai. Cette observation confirme l'obstruction des perforations du couvercle par les particules de sable grossier à l'origine de l'apparente stabilité de ce matériau sableux.

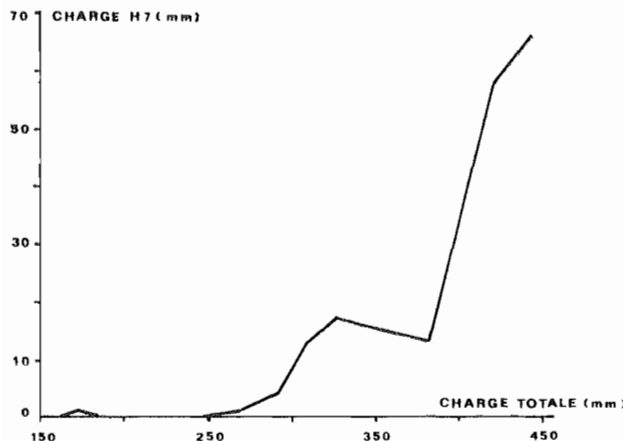


Figure 10 :

Perte de charge au passage du couvercle perforé en fonction de la perte de charge totale.

Hydraulic head loss through the perforated lid, versus total head loss.

D) DISCUSSION DES RÉSULTATS

1. Comparaison du gradient hydraulique critique expérimental avec la formule de Terzaghi

On a vérifié la coïncidence entre les valeurs du gradient hydraulique critique expérimental et du gradient hydraulique critique calculé à partir de la formule (7) pour cinq matériaux.

Les résultats sont portés dans le tableau III.

Tableau III : Comparaison des gradients hydrauliques critiques théorique et expérimental.
Comparison between theoretical and experimental critical hydraulic gradient values.

	Champlan (sable)	Guéméné- Penfao (limon)	Chassignoles	Landas	Marais- Vernier	Chavagnes
Masse volumique apparente sèche à saturation 10^3 kg/m^3	1,50	1,10	1,37	1,49	1,48	1,27
Masse volumique apparente 10^3 kg/m^3	1,89	1,61	1,84	1,98	1,96	1,73
i_c théorique	0,9	0,6	0,8	1	1	0,7
i_c expérimental	1	1,9	2,5	1,2	1,6	2,0

La masse volumique à saturation (ρ_{sat}) est mesurée directement par pesée d'un cylindre de sol saturé de dimensions connues.

Dans le cas des sables non cohérents on constate effectivement une quasi coïncidence entre le gradient hydraulique critique calculé par la formule de TERZAGHI et celui déterminé en perméamètre. Les quelques différences constatées peuvent être imputées aux incertitudes sur la détermination du gradient hydraulique générant les premiers passages de particules (difficultés d'évaluation visuelle des premiers départs, augmentations discrètes du gradient hydraulique...).

Ceci reste vrai tant que la taille des particules sableuses est largement inférieure à celle des perforations.

Le cas du sable de Chassignoles illustre la divergence entre la théorie et l'expérimentation due à la « finalisation » du test perméamètre : la taille des perforations du couvercle ne permet pas la sortie de particules alors que l'éprouvette a été effectivement destabilisée. Ce phénomène souligne l'intérêt du test par rapport à un calcul théorique : dans la pratique, le sable de Chassignoles peut être considéré comme exempt de risque de colmatage minéral (bien que réellement instable) puisque les particules ne peuvent pas pénétrer dans le drain.

Dans le cas des matériaux suffisamment pourvus en colloïdes argileux ou organique et présentant de ce fait une cohésion non négligeable, la présence du drain « bloque » le soulèvement de l'éprouvette quand les forces hydrodynamiques compensent les forces de gravité, et l'eau en mouvement doit exercer une force supplémentaire pour rompre les liens entre les particules.

C'est pourquoi une grande différence peut être observée entre les valeurs théoriques et expérimentales dans le cas des limons de Guéméné-Penfao et de Chavagnes.

Il serait peut-être possible, à l'issue d'une approche en mécanique des sols, de déterminer une relation entre le gradient hydraulique critique expérimental et la cohésion du matériau ; cette cohésion peut être mesurée en laboratoire.

2. Comparaison des résultats expérimentaux avec les observations de terrain

Cinq seulement des dix sols testés dans cette étude sont drainés. Le sable de Champlan, le sol du Marais-Vernier et le limon de Scaer ont généré un colmatage minéral interne des réseaux de drainage.

Par contre, les limons d'Arrou et de Vilette de Vienne sont drainés depuis plusieurs années sans qu'aucun cas de colmatage minéral n'ait été observé.

Pour les autres sols testés, le test en perméamètre est un moyen de déterminer le risque de colmatage minéral, ces sols n'ayant encore jamais été drainés et apparaissant a priori comme susceptibles de manque de stabilité.

A partir des connaissances acquises, il est possible d'établir une échelle de risque de colmatage minéral prenant en compte la valeur du gradient hydraulique critique expérimental déterminé en perméamètre.

Une valeur de 2 pour le gradient hydraulique critique expérimental semble constituer une borne satisfaisante pour établir la limite supérieure du risque de colmatage minéral.

Il est prévisible que ce critère expérimental qui semble pertinent dans plusieurs cas ne sera pas suffisant dans certains types de sols qui, par leur nature chimique ou par leur origine particulière, présentent des comportements inhabituels.

Par exemple, le tuf calcaire de Marchienne ou le limon de Guéméné-Penfao issu d'une altérite de schiste peuvent présenter in situ un comportement particulier non reproductible dans le milieu limité du perméamètre.

Seule l'expérience du terrain pourra permettre d'accumuler les connaissances sur le comportement de ces sols vis-à-vis du drainage.

CONCLUSION

Le test en perméamètre défini ici, apparaît comme un moyen relativement fiable d'évaluer la stabilité des sols au voisinage des drains agricoles et d'apprécier les risques de colmatage minéral des tuyaux.

Les résultats obtenus pour les sols testés sont confirmés par la pratique dans le cas où le drainage a été réalisé.

L'utilisation d'un dispositif comportant un couvercle perforé de manière voisine à celle d'un drain normalisé permet de se replacer dans des conditions très proches de celles du terrain (LENNOZ-GRATIN et al., 1987) et de considérer réellement le « pouvoir colmatant » des sols et non pas leur stabilité (cf. le sol de Chassignoles).

L'observation de l'évolution de l'éprouvette de terre dans le perméamètre permet d'anticiper le comportement du sol une fois drainé.

Il ne faut toutefois pas oublier qu'une seule partie du processus du colmatage minéral a été abordée, il reste encore à connaître le devenir des particules ayant pénétré dans le drain. Pour certains sols apparaissant instables, le colmatage minéral peut être évité parce que les particules sont évacuées par l'écoulement après leur passage dans la lumière du drain et ainsi ne constituent pas de dépôt.

Le test perméamètre permet aussi, une fois établi le risque de colmatage minéral, de choisir le produit d'enrobage adapté au sol considéré et ainsi de réaliser une prévention effective du colmatage minéral des drains.

Reçu pour publication : Décembre 1988

Accepté pour publication : Mai 1989

BIBLIOGRAPHIE

- AFNOR** Norme U51D, 1989. — Essai en perméamètre. Méthode d'essai.
- COSTET J.** et **SANGLERAT G.**, 1981. — Cours pratique de Mécanique des sols. Tome 1. Plasticité et calcul des tassements, 3^e édition. Dunod, 283 pages.
- DIERICKX W.**, 1980. — « Electrolytic analogue study of the effect of openings and surrounds of various permeabilities on the performance of field drainage pipes ». Communication of National Institute for Agr. Eng. Merelbeke, Belgium, N° 77 : 1-238.
- DIERICKX W.**, **YUNCUOGLU H.**, 1982. — Factors affecting the performance of drainage envelope materials in structural unstable soils. *Agric. Water Management* 5, 215-225.
- DIERICKX W.**, **LENNOZ-GRATIN C.**, **STUYT L.C.P.M.**, 1987. — Joint european research into land drainage envelopes. *Drainage design and Management*, ASAE, Chicago, 406-415.
- DUDGEON C.R.**, 1967. — Wall effects in permeameters, *Journal of Hydraulics Division, Proceedings of the A.S.C.E.* Vol. 93, 137-148.
- ERNST L.F.**, 1954. — Het berekenen van stationaire grondwaterstromingen, welke proefstation en Bodemk. Inst. T.N.O. Groningen, 55 pages.
- GALLICHAND J.**, **LAGACE R.**, 1987. — Modeling sediment movement into perforated subsurface drains, *Transactions of the A.S.A.E.*, Vol. 30, N° 1, 119-124.
- LENNOZ-GRATIN C.**, 1987. — « The Use of Geotextiles as Drain Envelopes in France in Connection with Mineral Clogging Risks ». *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 5, N° 2 : 71-89.
- LENNOZ-GRATIN C.**, and **ZAIDI K.**, 1987. — « Hydraulique au voisinage du drain ». *Etudes du CEMAGREF*, 2 : 1-139.
- LENNOZ-GRATIN C.**, **LESAFFRE B.**, **MICHEL R.**, 1987. — Pérennité des réseaux de drainage et matériaux utilisés. *C.R. Acad. Agric. Fr.* 73, N° 4 : 101-116.
- MONKE E.J.**, 1959 — « A study of water flow patterns near subsurface drains. Unpublished P. D. Thesis. University of Illinois : 1-156.
- MUSKAT Ph. D.**, 1946. — The flow of homogeneous fluids through porous media. J.W. Edwards Inc. — Ann. Arbor, Michigan, Mc Graw-Hill éditeur, 763 pages.
- NIEUWENHUIS G.J.A.**, and **WESSELING J.**, 1979. — « Effect of perforation and filter material on entrance resistance and effective diameter of plastic drain pipes ». *Agr. Water Manag* 2 : 1-9.
- POLUBARINOVA-KOCHINA P.**, 1962. — Theory of groundwater movement. Princeton University Press, 613 pages.
- SCHNEEBELI G.**, 1966. — Hydraulique souterraine. Chap. VII, Action de l'eau interstitielle sur les milieux poreux. Eyrolles, 362 pages.
- SKEMPTON A.W.**, 1961. — « Pore pressure and suction in soils ». Butterworths, Londres, p. 4-16.
- STUYT L.**, and **CESTRE T.**, 1986. — « Common lines in research on drainage envelopes in France and in the Netherlands ». *Agri. Water Management* Arnhem, The Netherlands, Balkena éditeur : 163-173.

- TERZAGHI K.**, 1923. — « Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungsercheinung ». Sitz. Akad. Wissen. Wien Math. — Naturw. Kl. IIa, 132, 105-124.
- TERZAGHI J.** and **PECK R.B.**, 1965. — « Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment ». Dunod, Paris : 565 pages.
- TILIGADAS E.**, 1984. — « Hydraulique au voisinage du drain agricole ». Thèse Université Paris VI : 147 pages.
- WIDMOSER P.**, 1966. — « Potentialströmung zu geschlitzten Rohren ». Schweizerische Bauzeitung 84, 52 : 913-919.
- WILLARDSON L.S.**, 1967. — « Water netry into partially fill subsurface drains ». Unpublished Ph. D. Thesis. Ohio State University, Colombus : 194 pages.
- WILLARDSON L.S.**, and **WALKER R.E.**, 1978. — « Protecting subsurface drains from sedimentation », Research paper Utah State University 16 pages.
- ZAIDI K.**, 1986. — « Hydraulique au voisinage du drain enrobé ou placé dans une tranchée de drainage ». Thèse de 3^e cycle - Université Paris VI - CEMAGREF : 122 pages.