



HAL
open science

Hydraulique à l'interface sol-drain : application à la prévision du risque de colmatage minéral des drains agricoles

Christiane Lennoz-Gratin

► **To cite this version:**

Christiane Lennoz-Gratin. Hydraulique à l'interface sol-drain : application à la prévision du risque de colmatage minéral des drains agricoles. Cemagref Editions, pp.316, 1991, Coll. Etudes du Cemagref, série Hydraulique agricole, n° 9, 2-85362-237-1. hal-02576180

HAL Id: hal-02576180

<https://hal.inrae.fr/hal-02576180v1>

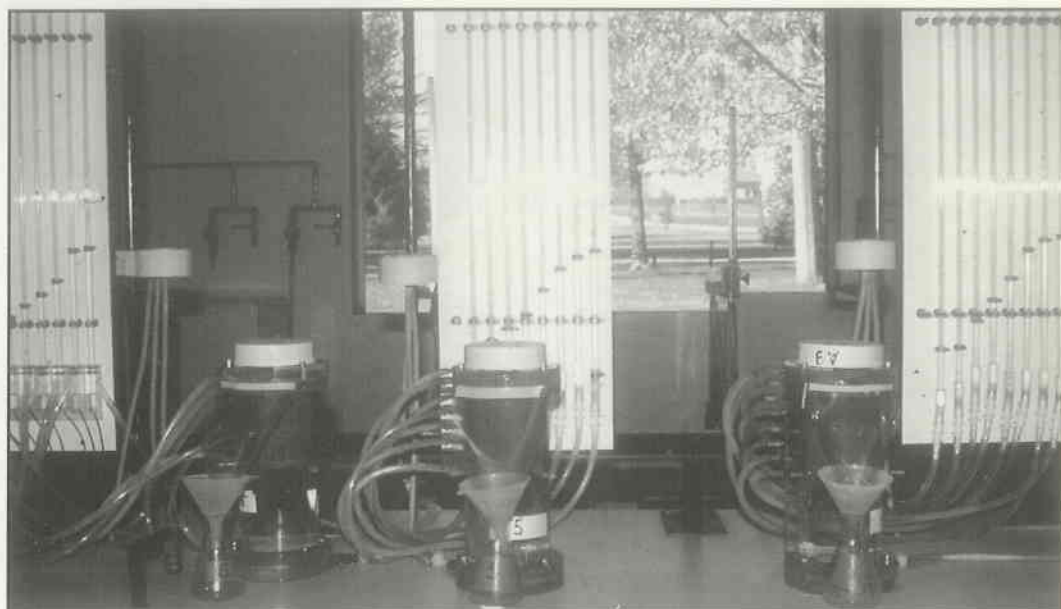
Submitted on 24 Apr 2023

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

PUB 0000 2988

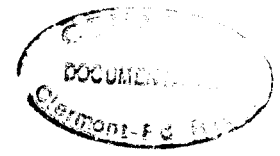
n° 9



Hydraulique à l'interface sol-drain.
Application à la prévision du risque
de colmatage minéral des drains agricoles

Christiane Lennoz-Gratin

DOUBLE



HYDRAULIQUE A L'INTERFACE SOL/DRAIN

Application à la prévision du risque de colmatage minéral des drains agricole

Ch. Lennoz-Gratin

USTL Université des Sciences et Techniques du Languedoc,
Laboratoire d'Hydrologie - Place Eugène Bataillon, 34060
MONTPELLIER CEDEX - Tél. 67 63 33 39 - Télécopie 67 52 28 29



CENTRE NATIONAL
DU MACHINISME AGRICOLE
DU GÉNIE RURAL
DES EAUX ET DES FORÊTS

GROUPEMENT D'ANTONY
Parc de Tourvoie
BP 121, 92185 Antony Cedex
Tél. : (1) 40 96 61 21 - Télex : 632 672 F
Télécopie : (1) 40 96 60 36

Les *ÉTUDES* du CEMAGREF

Série : Ressources en eau

N° 1 - Potentiel d'électrode de platine en épuration biologique. 1990, 164 pages, 72 illustrations - Prix : 200 F

N° 2 - Le phosphore et l'azote dans les sédiments du fleuve Charente : variations saisonnières et mobilité potentielle - 1990, 228 pages, illustrations - Prix : 250 F

N° 3 - Typologie aquacole des marais salants de la côte atlantique - 1991, 232 pages - Prix : 200 F

Série : Hydraulique agricole

N° 1 - Etude de la qualité des eaux de drainage. Diagnostic de risque de lessivage d'azote en fin de campagne culturale. La tranchée de drainage. Une nouvelle expression de la hauteur équivalente. A propos des coefficients de forme de la nappe libre drainée - 1986, 21 x 29,7 - 182 pages - Prix : 200 F

N° 2 - Hydraulique au voisinage du drain. Méthodologie et premiers résultats. Application au diagnostic du colmatage minéral des drains - 1987, 21 x 29,7 - 220 pages - Prix : 200 F

N° 3 - Secteurs de références drainage. Recueil des expérimentations - 1988, classeur 20 x 26 - 92 fiches, 106 illustrations - Prix : 150 F

N° 4 - Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés : débits de pointe et modèle SIDRA - 1989, 334 pages, 98 illustrations - Prix : 250 F

N° 5 - Transferts hydriques en sols drainés par tuyaux enterrés. Compréhension des débits de pointe et essai de typologie des schémas d'écoulement - 1989, 322 pages, 117 illustrations - Prix : 250 F

N° 6 - Réseaux collectifs d'irrigation ramifiés sous pression. Calcul et fonctionnement - 1989, 140 pages, 85 illustrations - Prix : 150 F

N° 7 - Géologie des barrages et des retenues de petites dimensions - 1990, 144 pages, illustrations - Prix : 200 F

N° 8 - Estimation de l'évapotranspiration par télédétection. Application au contrôle de l'irrigation - 1990, 180 pages, illustrations couleurs - Prix : 250 F

N° 9 - Hydraulique à l'interface sol/drain - 1991, 246 pages - Prix : 250 F

N° 10 - Le fonctionnement du drainage : approche pédo-hydraulique - 1991, 246 pages - Prix : 200 F

Série : Equipement des IAA

N° 1 - Carbonisateur à pailles et herbes pour les pays en développement - 1990, 56 pages, illustrations - Prix : 100 F

Série : Forêt

N° 1 - Annales 1988. 1989, 126 pages, 30 dessins et photos - Prix : 150 F

N° 2 - Le Massif Central Cristallin. Analyse du milieu - Choix des essences - 1989, 104 pages, 14 illustrations - Prix : 150 F

N° 3 - Les stations forestières du pays d'Othe, 1990, 174 pages, 45 illustrations - Prix : 150 F

N° 4 - Culture d'arbres à bois précieux en prairies pâturées en moyenne montagne humide - 1990, 120 pages, illustrations - Prix : 150 F

N° 5 - Annales 1989. 1991, 196 pages, illustrations. Prix 150 F

Série : Production et économie agricoles

N° 1 - GEDE Logiciel d'aide à la décision stratégique pour l'exploitation agricole - 1991, 244 pages - Prix : 200 F

ACADEMIE DE MONTPELLIER
UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNIQUES DU LANGUEDOC

T H E S E

Présentée à l'Université des Sciences et Techniques du Languedoc
pour obtenir le diplôme de DOCTORAT

(Spécialité : Science de l'eau et aménagement)

HYDRAULIQUE A L'INTERFACE SOL/DRAIN

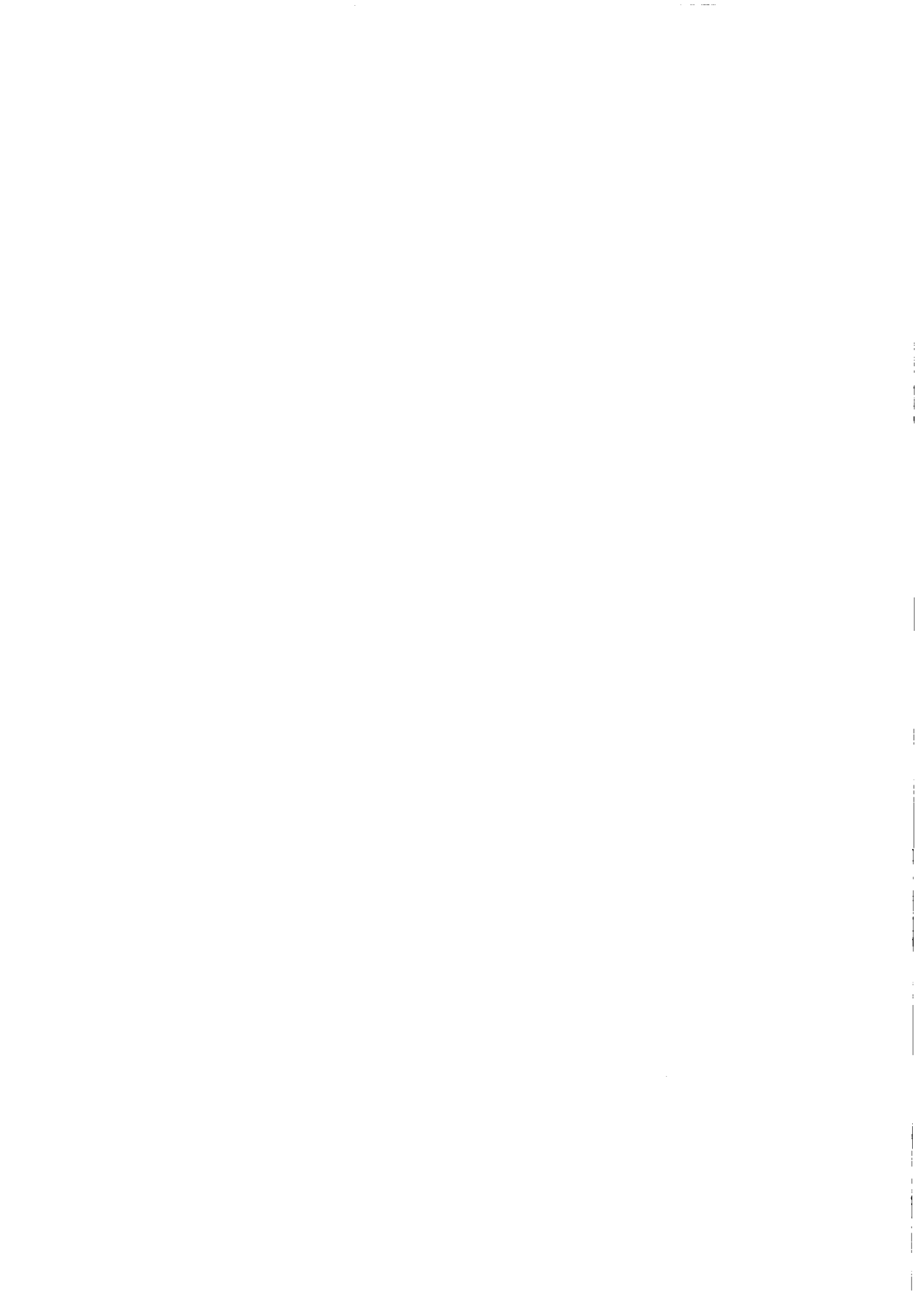
**APPLICATION A LA PREVISION DU RISQUE
DE COLMATAGE MINERAL DES
DRAINS AGRICOLES**

par

Christiane LENNOZ-GRATIN

Soutenue le 15 décembre 1989 devant le jury composé de :

M. C. BOCQUILLON	Président
MM. W. DIERICKX C. THIRRIOT	Rapporteurs
MM. A. FAURE R. LAGACE B. LESAFFRE	Examineurs



Le CEMAGREF est un organisme de recherches dans les domaines de l'eau, de l'équipement pour l'agriculture et l'agroalimentaire, de l'aménagement et de la mise en valeur du milieu rural et des ressources naturelles.

En contact permanent avec les agents économiques et les collectivités, il cherche à constituer des outils mieux adaptés dans différents secteurs d'activités :

- eau
- risques naturels et technologiques
- montagne et zones défavorisées
- forêts
- machinisme agricole
- équipement des industries agroalimentaires
- production et économie agricoles.

Le CEMAGREF est un Etablissement Public à caractère Scientifique et Technologique sous la tutelle des ministères de la Recherche et de l'Agriculture.

Il emploie 970 agents dont 420 scientifiques répartis en 10 groupements : Aix-en-Provence, Antony, Bordeaux, Clermont-Ferrand, Grenoble, Lyon, Montpellier, Nogent-sur-Vernisson, Outre-Mer (La Martinique), Rennes.

AVANT-PROPOS

L'ensemble du travail présenté dans ce mémoire est le produit de cinq années de recherche mais aussi le fruit d'une réflexion sur le colmatage minéral des drains progressivement menée, par la division Drainage du CEMAGREF, au cours des dix dernières années. Cette connaissance du colmatage minéral a conduit cette division à participer activement à l'élaboration des produits d'enrobage des drains et à leur normalisation.

L'ensemble des travaux de laboratoire qui sont à l'origine de ce mémoire résulte de l'activité d'une équipe que je tiens à remercier ici, en particulier *Philippe Canault* avec qui tous les dispositifs expérimentaux ont été conçus, *Francis Goéta* pour la réalisation des essais, *Antoine Cucinella* pour la maintenance des appareils et aussi *Thierry Cestre* qui a été à l'origine de la réflexion sur le thème du colmatage des drains.

Mes remerciements vont également à l'ensemble de la division Drainage et, en particulier :

- à *Emile Lorre*, avec qui la modélisation aux éléments finis a été réalisée ;
- à *Michel Penel*, *Daniel Zimmer* et *Marie-Pierre Arlot* dont les conseils et la relecture ont été précieux ;
- à *Régine Douet* et *Louis Badarello* qui ont largement contribué à la mise en forme de ce mémoire.

Je ne saurais oublier les stagiaires qui ont contribué à ce travail : *E. Tiligadas*, *K. Zaïdi*, *H. Bluhm*, *A. Bentarzi*, *N. Badirou* et *S. Zidat*.

Merci enfin aux membres du jury de s'être intéressés à ce travail et d'avoir contribué à l'améliorer tant sur le fond que sur la forme. Merci à *C. Bocquillon*, Professeur à l'Université des Sciences et Techniques du Languedoc qui a accepté de diriger cette thèse et de présider le jury ; à *C. Thirriot*, Professeur à l'Institut National Polytechnique de Toulouse et rapporteur ; à *A. Faure*, Chargé de recherche à l'Inra et *R. Lagacé*, Professeur à l'Université Laval à Québec, examinateurs de mon travail.

Je tiens aussi à remercier tout particulièrement *Willy Dierickx*, Chef de la section drainage de la station de Génie Rural de Merelbeke en Belgique pour les conseils qu'il m'a prodigués et pour avoir accepté d'être rapporteur de cette thèse ainsi que *Benoît Lesaffre*, Chef du département Hydraulique Agricole du CEMAGREF, qui a suivi ce travail depuis l'origine, dont les conseils et la relecture m'ont été précieux et qui participe à ce jury.

RESUME DE LA THESE de Ch. LENNOZ-GRATIN

HYDRAULIQUE A L'INTERFACE SOL/DRAIN

Application à la prévision du risque de colmatage minéral des drains agricoles

Les réseaux de drainage peuvent être victimes d'accidents de fonctionnement compromettant leur pérennité. Un des accidents les plus graves concerne le colmatage minéral des drains, c'est un phénomène irréversible conduisant à la "mort" de la partie du réseau impliquée. Or, ce type d'accident peut, dans de nombreux cas, être prévenu par l'utilisation de drains enrobés, plus coûteux que les drains habituels. La prévention implique l'identification du risque lors des études préalables au drainage.

Il existe des critères granulométriques pour la prévision du risque de colmatage minéral des drains agricoles, mais leurs limites ont été de nombreuses fois mises en évidence par la pratique du drainage. A l'heure où la rentabilité économique est le premier critère d'évaluation de la réussite d'une opération de drainage, il n'est pas possible d'utiliser les drains enrobés sans nécessité ni de tolérer l'éventualité de redrainer une partie du réseau à cause du colmatage. C'est pourquoi une méthode d'évaluation du risque de colmatage minéral suffisamment précise et fiable est requise.

Prévoir le risque de colmatage minéral des drains c'est connaître et comprendre le comportement du sol près du drain.

Trois grands types de phénomènes ont été mis en évidence à l'interface sol/drain :

- l'organisation de l'écoulement dans le sol à l'approche du drain ;
- l'action de l'eau en mouvement sur le sol traversé ;
- le cycle sédimentation/érosion/transport des particules de sol à l'intérieur du drain.

Seuls les deux premiers phénomènes sont abordés au cours du présent travail ; ils permettent de comprendre la première partie du colmatage minéral interne des drains, c'est-à-dire la pénétration de particules de sol par les perforations.

Une série d'expériences en cuve de sable couplée avec un modèle numérique aux éléments finis permet de visualiser l'organisation de l'écoulement à l'interface sol/drain et de connaître les valeurs maximales atteintes par le gradient hydraulique, donc d'évaluer les forces hydrodynamiques qui s'exercent sur les particules de sol.

Parallèlement, un test a été mis au point qui permet d'évaluer la résistance des sols à l'action de l'eau s'écoulant vers les perforations du drain. Les résultats de tests associés à des données de terrain ont permis de valider un nouveau critère granulométrique et de proposer une typologie des comportements des sols.

Le classement des sols ainsi obtenu permet de proposer, pour chaque type, une méthode de diagnostic du risque de colmatage minéral, soit par application d'un critère granulométrique, soit par utilisation d'un test de laboratoire, soit, dans les cas extrêmes, par expérimentation in situ.

SOMMAIRE

Pages

INTRODUCTION GENERALE	15
------------------------------------	-----------

PREMIERE PARTIE

CARACTERISATION DES ECOULEMENTS A PROXIMITE DU DRAIN

CHAPITRE I - INTRODUCTION	37
--	-----------

1.1 LES ECOULEMENTS A PROXIMITE DU DRAIN	41
1.1.1 Le drain et son voisinage	41
1.1.2 Drain idéal-drain réel. Résistance d'entrée.....	43
1.2 ECOULEMENTS A L'ECHELLE DE LA PARCELLE.....	50
1.3 PRISE EN COMPTE DE LA GEOMETRIE DU DRAIN DANS UNE APPROCHE GLOBALE DU DRAINAGE	53
1.3.1 Niveau d'eau dans le sol au-dessus du drain	55
1.3.2 Travaux de Youngs	55
1.3.3 Importance de la caractérisation du sol autour du drain	57
1.3.4 Applications pratiques	58

CHAPITRE II - ETUDE EXPERIMENTALE DES ECOULEMENTS AU VOISINAGE DU DRAIN	61
--	-----------

2.1 METHODOLOGIE	65
2.1.1 Les cas traités	65
2.1.2 Le matériel expérimental	67
2.1.2.1 La cuve.....	67
2.1.2.2 Le matériau de remplissage.....	67
2.1.2.3 Le drain.....	67

2.1.2.4	L'alimentation en eau	75
2.1.2.5	Les prises de pression	75
2.1.3	Le protocole expérimental	75
2.1.4	Le modèle numérique	78
2.1.4.1	Définition du domaine	79
2.1.4.2	Le maillage	79
2.1.4.3	Calage	79
2.2	RESULTATS ET DISCUSSION	81
2.2.1	Organisation de l'écoulement. Validité du modèle radial.....	83
2.2.1.1	Lignes équipotentielles	83
2.2.1.2	Validité du modèle radial	89
2.2.1.3	Relation entre débit mesuré et charge hydraulique.....	93
2.2.2	Gradients hydrauliques	99
2.2.2.1	Calcul du gradient hydraulique de sortie	99
2.2.2.2	Répartition du gradient hydraulique autour du drain	105
2.2.2.3	Discussion sur le gradient hydraulique	109
2.2.3	Calcul d'un terme de résistance apparente d'entrée pour les expériences en cuve	113
2.3	DETERMINATION DU GRADIENT HYDRAULIQUE DE SORTIE.....	115
CHAPITRE III - DETERMINATION DU COEFFICIENT DE RESISTANCE D'ENTREE D'UN DRAIN		119
3.1	METHODES DE DETERMINATION DE LA RESISTANCE D'ENTREE	119
3.2	ENONCE DU PROBLEME.....	123
3.2.1	Les cas traités	123
3.2.2	Les hypothèses.....	127
3.2.3	Décomposition de l'écoulement	131
3.2.4	Repère choisi	137
3.3	RESOLUTION ANALYTIQUE EN TROIS DIMENSIONS.....	139
3.3.1	Disposition régulière des perforations. Première partie de l'écoulement	139
3.3.2	Disposition alternée des perforations	143

3.3.3	Deuxième partie de l'écoulement	145
3.3.4	Calcul du coefficient de résistance d'entrée	147
3.4	APPLICATIONS NUMERIQUES ET DISCUSSION	149
3.4.1	Validation de la formule analytique avec les résultats expérimentaux	151
3.4.2	Comparaison avec la formule de Dierickx	151
3.4.3	Variation du coefficient de résistance d'entrée en fonction du rayon R_1	153
3.4.4	Etude d'un cas particulier à l'aide du modèle aux éléments finis	154
3.5	CONCLUSION DU CHAPITRE III	155
	CHAPITRE IV - CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE	157

DEUXIEME PARTIE

RESISTANCE DU SOL VIS-A-VIS DE
L'ACTION
DES FORCES HYDRODYNAMIQUES

	CHAPITRE I - INTRODUCTION	161
	CHAPITRE II - ACTION DE L'EAU INTERSTITIELLE SUR LE MILIEU POREUX	165
2.1	LE PRINCIPE DES CONTRAINTES EFFECTIVES	165
2.1.1	Expérience de Terzaghi	165
2.1.2	Postulat de Terzaghi (1923)	167
2.1.3	Développements ultérieurs de la théorie	168
2.2	EXPRESSION DE LA CONTRAINTE EFFECTIVE DANS UN SOL SATURE	169
2.2.1	Le soulèvement hydrostatique	169
2.2.2	Écoulements verticaux	173
2.2.3	Le gradient hydraulique critique	174

2.3	APPLICATION DE LA NOTION DE GRADIENT HYDRAULIQUE CRITIQUE	175
CHAPITRE III - LES MATERIAUX EXPERIMENTAUX.....		177
3.1	CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES MATERIAUX NATURELS	179
3.2	COMPORTEMENT IN SITU DES MATERIAUX CHOISIS.....	181
3.2.1	Les matériaux de référence : le limon d'Arrou et le sable de Champlan	181
3.2.1.1	Le limon d'Arrou (28).....	181
3.2.1.2	Le sable de Champlan (91)	183
3.2.2	Les cas de colmatage	185
3.2.2.1	Le Marais-Vernier (27)	185
3.2.2.2	Brémontier-Merval (76)	186
3.2.2.3	Saint-Folquin (62)	186
3.2.2.4	Pfaffenhoffen (67).....	187
3.2.2.5	Boursay (41)	187
3.2.3	Les sols à risque de colmatage.....	188
3.2.3.1	Le limon de Scaër (29).....	188
3.2.3.2	Landas (59)	189
3.2.3.3	Les sols non drainés	189
3.2.4	Echelle de risque de colmatage minéral secondaire	191
3.3	DETERMINATION DU GRADIENT HYDRAULIQUE CRITIQUE	191
3.3.1	Calcul du gradient hydraulique critique.....	191
3.3.2	Limites de l'intérêt du calcul du gradient hydraulique critique	193
CHAPITRE IV - DETERMINATION EXPERIMENTALE DU RISQUE DE COLMATAGE MINERAL		195
4.1	PRINCIPE ET HISTORIQUE DU TEST.....	195
4.1.1	Principe du perméamètre	195
4.1.2	Principe de la mesure de la charge hydraulique.....	197
4.1.3	Utilisation du perméamètre dans les études de stabilité des sols drainés.....	199
4.1.4	Quelques définitions	201

4.2	LE DISPOSITIF EXPERIMENTAL	201
4.2.1	Le perméamètre	201
4.2.2	Le système de mesure	203
	4.2.2.1 Principe des mesures et appareils	203
	4.2.2.2 Chaîne de saisie des données	205
4.2.3	Le dispositif complet.....	205
4.3	LE PROTOCOLE EXPERIMENTAL.....	207
4.3.1	Mise en place du massif poreux	207
	4.3.1.1 Prélèvement du matériau in situ	207
	4.3.1.2 Conditionnement du matériau.....	208
	4.3.1.3 Remplissage du perméamètre	208
	4.3.1.4 Analyse critique de la méthode de mise en place.....	208
4.3.2	Déroulement du test.....	210
	4.3.2.1 Mise en place du dispositif	210
	4.3.2.2 Conduite des essais	210
	4.3.2.3 Détection du régime pseudo-permanent.....	210
	4.3.2.4 Arrêt de l'essai.....	211
4.3.3	Traitement des mesures.....	211
	4.3.3.1 La densité apparente sèche.....	211
	4.3.3.2 Les pertes de charge hydraulique	212
	4.3.3.3 Les gradients hydrauliques	212
	4.3.3.4 La conductivité hydraulique	212
4.4	RESULTATS OBTENUS SUR LES 16 MATERIAUX TESTES.....	213
4.4.1	Détermination du gradient hydraulique critique expérimental	213
4.4.2	Evolution interne des massifs.....	217
4.4.3	Observation de l'interface sol/drain	220
4.5	DISCUSSION DES RESULTATS	220
4.5.1	Comparaison avec les données de terrain.....	220
4.5.2	Comparaison avec le gradient hydraulique critique théorique	223
4.5.3	Interprétation macroscopique des phénomènes à l'interface sol/drain.....	225
	4.5.3.1 Influence du confinement du massif de sol.....	225
	4.5.3.2 Introduction de la cohésion du matériau.....	226

CHAPITRE V - CONCLUSION DE LA DEUXIEME PARTIE	231
5.1 LES SOLS DEPOURVUS DE COHESION.....	232
5.1.1 Les sols sableux fins.....	233
5.1.2 Les sols limoneux grossiers.....	233
5.1.3 Les sols sableux grossiers.....	234
5.2 LES SOLS COHERENTS	234
5.2.1 Les limons fins	234
5.2.2 Les sols à granulométrie étalée.....	235
CONCLUSION GENERALE	237
NOTATIONS	245
LISTE BIBLIOGRAPHIQUE	251
ANNEXES	259

INTRODUCTION

GENERALE

DIFFERENTS TYPES DE DYSFONCTIONNEMENTS DES RESEAUX DE DRAINAGE
(d'après Favrot et Lesaffre, 1987)

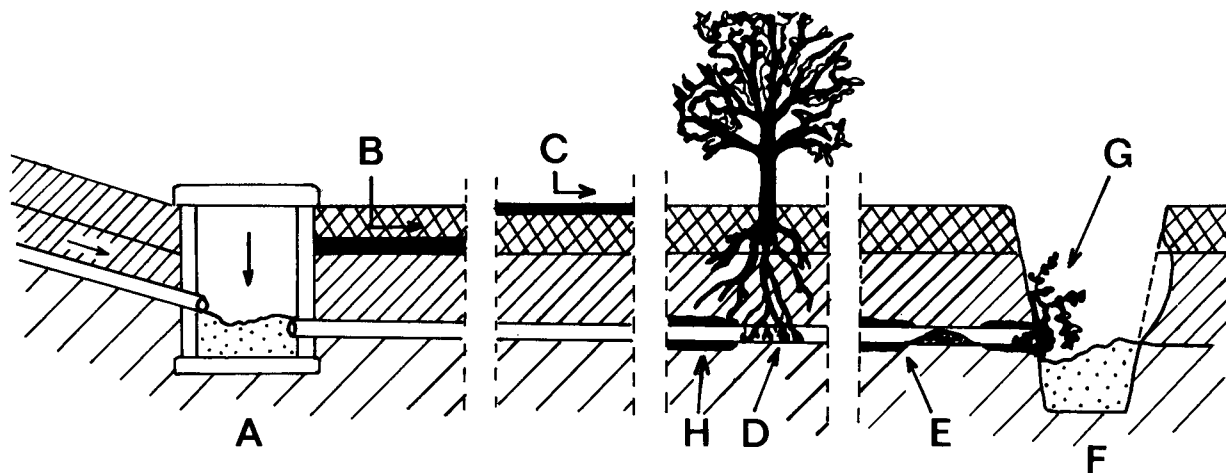
Effet constaté	Type de problème	Causes	Remèdes	
			Préventifs	Curatifs
Croûte de battance	Défaut d'infiltration des précipitations dans le sol	Interventions en sol imparfaitement ressuyé	Amendements calcaires Assolements adaptés	Façons culturales
Tassement de surface			Mise à l'herbe après ressuyage	
Semelle de labour			Interventions culturales en sol ressuyé	Chiselage sous-solage
Reprise en masse de la tranchée	Défaut de connexion hydraulique entre la surface et le drain	Pose en mauvaises conditions	Pose en bonnes conditions Rebouchage immédiat	Sous-solage et gypsage
Disparition de la fissuration			Pose en conditions sèches remblais poreux	Réfection
Sens du labour parallèle aux drains		Mauvaise conception	Conception tenant compte des façons culturales	Changement sens de labour
Perforation des drains défectueuse	Défaut de pénétration dans le drain	Matériaux utilisés de mauvaise qualité	Qualité des matériaux (Normes et Contrôles)	Réfection
Enrobage peu perméable				Réfection
Colmatage externe		Conditions de pose	Pose en bonnes conditions	Réfection
Colmatage enrobage		Produit non adapté au sol	Choix du matériau adopté (essais)	Réfection
Niveau émissaire trop bas	Défaut d'écoulement dans les drains	Manque d'entretien	Bonne conception des ouvrages annexes. Entretien	Curage Nettoyage
Bouche de décharge obstruée				
Drains écrasés		Mauvaise qualité des matériaux	Qualité des matériaux Surveillance des travaux	Réfection
Contre-pente		Problème de pose	Surveillance des travaux	Réfection
Colmatage minéral interne		Nature du sol	Emploi d'un enrobage	Réfection
Colmatage ferrique		Nature du sol Eaux extérieur.	Captage des eaux extérieures	Nettoyage sous pression
Colmatage racinaire		Haie limite de bois. Adventices	Qualité de la pose au niveau des raccords Drains aveugles près des haies	Nettoyage des bouches de décharge

UN PEU D'HISTOIRE

Le drainage par tuyaux enterrés, déjà encouragé au I^{er} siècle de notre ère par le romain espagnol Columelle sous la forme de fossés cachés, ne s'est développé qu'à la fin du XIX^{ème} siècle. Son essor a débuté en France à partir de 1950 du fait de la conjonction de facteurs favorables : évolution des techniques de pose et des matériaux ; restructuration foncière due au remembrement ; développement du crédit et des subventions aux travaux collectifs d'assainissement agricole.

En France, le rythme annuel du drainage par tuyaux enterrés est passé de 20.000 ha en 1970, à environ 130.000 ha dans les années 1980, valeur se maintenant depuis lors. La demande potentielle en drainage reste considérable : en 1989, 2 millions d'hectares sont drainés mais on estime à 5 millions d'hectares les surfaces souffrant encore d'un excès d'eau justifiant un drainage. L'apparente contradiction entre l'importance des besoins en drainage et la stagnation du rythme de drainage observée depuis 1981 s'explique essentiellement par deux phénomènes. Tout d'abord le contexte agricole de surproduction des pays occidentaux et la diminution des marchés solvables, ainsi que les difficultés économiques rencontrées par de nombreuses exploitations, amènent parfois à différer le recours au drainage. D'autre part, alors que les premières réalisations ont principalement touché les sols limoneux, le drainage concerne aujourd'hui une proportion de sols réputés difficiles du fait de leur nature (terrains sableux ou argileux) ou de contraintes particulières liées à la forme de l'excès d'eau.

Ainsi, bien que des gains de productivité considérables aient été obtenus dans la filière drainage - le rapport coût des réseaux/coût du foncier est passé approximativement de 1 à 0,4 entre 1960 et 1980 - la réussite de l'investissement dans le drainage est encore aujourd'hui largement conditionnée par l'efficacité du réseau. Un des éléments essentiels de cette efficacité est la pérennité du réseau. Un réseau de drainage peut espérer une durée de vie supérieure à 20 ans, et on rencontre même quelques réseaux de drains en poterie âgés de plus d'un siècle et toujours fonctionnels. Toutefois, une proportion non négligeable de réseaux de drainage souffre de dysfonctionnements temporaires ou permanents qui peuvent conduire à la nécessité d'une réhabilitation.



**Figure 1 - Accidents possibles sur un réseau de drainage
(d'après Favrot et Lesaffre, 1987)**

A - Regard obstrué
B - Semelle de labour
C - Croûte de battance
D - Colmatage racinaire

E - Colmatage minéral
F - Fossé comblé
G - Bouche de décharge mal entretenue
H - Colmatage biochimique

Dans certains pays européens (Pays-Bas, RFA) qui ont une tradition de drainage plus ancienne que celle de la France, une part importante des travaux de drainage réalisés actuellement concerne la réhabilitation d'anciens réseaux. La garantie de pérennité des réseaux apparaît bien comme un facteur essentiel de la réussite économique des opérations de drainage.

LES TYPES DE DYSFONCTIONNEMENT

Les types de défauts dans le fonctionnement d'un réseau de drainage sont nombreux et de multiples facteurs, souvent fortement interdépendants, sont en jeu (Favrot et al., 1981). Si les accidents possibles peuvent se localiser tout le long du cheminement de l'eau (figure 1), ceux situés à l'aval sont les plus graves, parce qu'ils contrôlent des portions plus importantes de réseau, et parce que la progression du phénomène de colmatage est souvent régressive.

FREQUENCE DES DYSFONCTIONNEMENTS

La fréquence réelle des divers accidents pouvant compromettre la pérennité des réseaux de drainage est mal connue ; elle est variable géographiquement en fonction de la nature des sols, des traditions locales,... Une étude statistique des dysfonctionnements des réseaux, réalisée en Lorraine (Margillard et Féneau, 1987), montre que dans 12 % des cas enquêtés le fonctionnement du réseau n'est pas optimal selon l'enquêteur (temps de ressuyage du sol drainé trop long), mais que seulement 5 % des cas suscitent l'insatisfaction de l'agriculteur. La difficulté d'une estimation objective de la fréquence des dysfonctionnements apparaît ici clairement ; il n'y a pas forcément coïncidence entre l'avis du technicien et celui de l'agriculteur. Les contraintes particulières à chaque exploitation agricole et l'attente de l'agriculteur vis-à-vis du drainage influent sur la perception de la qualité de fonctionnement d'un réseau.

Il reste une proportion non négligeable (1 à 3 %) des cas où le dysfonctionnement est tel qu'il compromet la vie du réseau.



Figure 2 - Localisation des secteurs de références

Mais, dans tous les cas, c'est dès la conception et l'installation du réseau qu'il faut se donner les moyens de la pérennité du réseau.

COMMENT ASSURER LA PERENNITE DU DRAINAGE ?

Une revue des causes des accidents perturbant le fonctionnement des réseaux de drainage montre que l'exigence de la *qualité* à tous les niveaux d'intervention réduit les risques de problème et accroît la pérennité.

La qualité de la conception permet d'intégrer les risques inhérents à la nature du sol, à la forme de l'excès d'eau et à la topographie de la parcelle. Elle est obtenue grâce à l'organisation des opérations d'aménagement hydroagricole à l'échelle de la petite région naturelle. L'expérience française des "secteurs de références" acquise sur une centaine de petites régions naturelles (figure 2), démontre la faisabilité d'une concertation entre tous les acteurs du drainage pour aboutir à la maîtrise totale de la chaîne des opérations nécessaires à la réalisation d'un drainage efficace et économique (Favrot, 1984). L'opération "secteurs de références" a notamment été à l'origine d'un essor des études de sol préalables au drainage, indispensables pour bien prendre en compte tous les paramètres du milieu.

Lors de la réalisation des travaux, qualité signifie réalisation d'une pente des drains suffisante ($> 0,1 \%$) et surtout régulière : le type d'engin de pose doit être choisi en fonction du type de sol et les conditions extrêmes d'humidité doivent être évitées. Les progrès dans les systèmes de guidage des machines à poser les drains (dans la mesure où ils ne sont pas contrebalancés par les vitesses de pose de plus en plus élevées) contribuent à améliorer la précision de pose.

La qualité des matériaux utilisés permet d'éviter les problèmes liés à une mauvaise tenue mécanique des tuyaux et aux mauvaises performances hydrauliques des drains et produits d'enrobage qui limitent l'efficacité du réseau et/ou favorisent l'apparition des colmatages. La normalisation de la plupart des matériaux utilisés en drainage agricole a permis de faire du tuyau de drainage le maillon le plus sûr de l'assainissement agricole.

RAPPELS SUR LA TYPOLOGIE DES COLMATAGES

Le colmatage des tuyaux de drainage peut revêtir deux formes :

- le colmatage externe : l'obturation totale ou partielle des perforations et/ou la réduction de la conductivité hydraulique du sol au voisinage du drain limitent la pénétration de l'eau ;
- le colmatage interne : la section hydraulique efficace du drain diminue du fait d'obstacle à l'intérieur de celui-ci, ce phénomène peut aboutir à l'obstruction complète du tuyau.

L'origine d'un colmatage peut être unique ou mixte (combinant plusieurs causes). On distingue les causes suivantes :

- Les colmatages minéraux : ils sont provoqués par un dépôt de particules minérales dans le tuyau (colmatage interne) et/ou la formation d'une zone peu perméable autour du drain (colmatage externe).

Le colmatage peut survenir immédiatement après la pose du drain du fait de mauvaises conditions de pose (conditions extrêmes d'humidité) ; on parle dans ce cas de colmatage primaire. La prévention de ce type d'accident repose sur le choix de la machine poseuse de drains et sur l'organisation des chantiers.

Si le colmatage se produit au cours des phases successives de fonctionnement du réseau de drainage, on parle alors de colmatage secondaire. Le risque est lié à la nature du sol, mais il peut être aggravé par une mauvaise qualité de pose.

- Les colmatages 'physico-chimiques' et 'biochimiques' : ils sont dus aux modifications du milieu induites par la pose du réseau ; ils proviennent de la prolifération d'une microflore adaptée aux nouvelles conditions et/ou à des dépôts résultant de transformations chimiques. Les colmatages 'ferriques' en sont le type le plus répandu ; ils combinent des dépôts d'oxyde de fer obstruant les perforations et le développement d'un gel bactérien à l'intérieur du drain (Houot, 1985). Le colmatage des drains par le fer dépend étroitement de certains facteurs du milieu : degré d'anaérobiose, teneur en matière organique, degré d'altération du sol (Kuntze, 1982). Ces facteurs sont fortement influencés par les modalités de conception et de pose du réseau. Un réseau posé en bonnes conditions avec une tranchée fonctionnelle permet une précipitation du fer dans la tranchée et non dans les drains. Il est par ailleurs indispensable de capter les eaux extérieures pour éviter un engorgement réducteur. La qualité de pose est donc un des principaux moyens de prévention du colmatage des drains par le fer, les moyens curatifs n'étant ni faciles à mettre en oeuvre, ni totalement efficaces (Cestre, 1982).

- Les colmatages racinaires : ils sont dus à l'accumulation d'un cheveu racinaire dans le drain. Le drain constitue un milieu privilégié pour l'attraction racinaire du fait qu'il constitue une réserve d'air et d'eau facilement mobilisable. De nombreuses radicules peuvent ainsi pénétrer dans le drain par les perforations mais ce sont les racines mortes qui créent des bouchons dans les tuyaux gênant l'écoulement de l'eau. En conséquence, tous les obstacles à l'évacuation des racines mortes (contre-pentes, mauvais raccords, bouches de décharge mal entretenues...) sont les causes directes du colmatage racinaire. Une qualité de la pose, surtout au niveau des raccords drains sur collecteur, constitue donc la meilleure prévention contre le colmatage racinaire interne à la parcelle. Par contre, en bordure de haie, ou à la traversée d'un bosquet, on aura recours, dans la mesure du possible, à des collecteurs non perforés et à des drains de ceinture.

La qualité de l'entretien vise à maintenir propres les bouches de décharge et les fossés, évitant ainsi les problèmes d'évacuation de l'eau à l'aval du réseau. Les agriculteurs ont pris progressivement conscience de l'importance de l'entretien des réseaux de drainage.

La qualité de l'utilisation d'une parcelle drainée consiste en des interventions culturales respectueuses de l'état du sol. Il reste nécessaire après drainage d'attendre le ressuyage du sol avant de pénétrer sur la parcelle.

QUELS ASPECTS RESTENT A AMELIORER ?

L'exigence de qualité lors de la conception des réseaux de drainage se heurte aux difficultés de prévision des accidents de fonctionnement dus au milieu. Par exemple, les risques de colmatage ferrugineux sont parfois imprévisibles en l'absence d'indices dans le milieu environnant. Les risques de colmatage minéral doivent aussi être identifiés au cours des études pédologiques préalables au drainage afin d'être prévenus par l'utilisation de drains enrobés. Mais les critères de diagnostic du risque de colmatage minéral font encore l'objet de nombreux débats.

Le colmatage minéral des drains est un des accidents les plus fréquents sur les réseaux de drainage ; c'est un phénomène irréversible. Son apparition conduit la plupart du temps à des désordres graves sur tout ou partie du réseau et le seul remède est alors de refaire le drainage de la zone concernée, le nettoyage sous pression des drains ne constituant pas un remède techniquement fiable car il accentue la déstabilisation du sol autour du drain.

DIFFICULTES DE LA PREVISION DU RISQUE DE COLMATAGE MINERAL

Le risque existant dans les sables fins faiblement pourvus en colloïdes argileux a été clairement mis en évidence (Cestre, 1983 ; Stuyt, 1981a ; Lennoz-Gratin, 1987) : les plaines côtières du Nord de l'Europe, majoritairement composées de ces matériaux, sont en conséquence drainées depuis de nombreuses années avec des tuyaux enrobés.

L'identification du risque de colmatage minéral reste cependant plus difficile dans des sols de texture plus fine, alors que des cas de colmatages minéraux sont recensés chaque année en France dans des sols limoneux. En outre, les drains enrobés, du fait du surcoût important que représente leur emploi, doivent être réservés aux seules zones dans lesquelles le risque de colmatage minéral a été clairement identifié.

Pour affiner les critères de risque, il est donc nécessaire de bien connaître tous les mécanismes contribuant au colmatage minéral des drains. Dans ce but, des investigations de terrain ont été réalisées tant en France qu'à l'étranger à partir des années 1970 ; parallèlement, ont débuté des études en laboratoire visant à comprendre l'organisation des écoulements au voisinage du drain et leur contribution aux mécanismes du colmatage minéral.

METHODES D'ETUDE DU COLMATAGE MINERAL

Le colmatage minéral des drains est lié à trois phénomènes successifs et complémentaires :

- les mouvements de particules dans le sol ;
- la pénétration des particules dans le drain à travers les perforations (colmatage interne) ou leur accumulation à l'extérieur (colmatage externe) ;
- le cycle transport-sédimentation-érosion des particules à l'intérieur du drain.

Ces trois phénomènes font intervenir trois éléments de la parcelle drainée : l'eau, le sol et le drain. Par hypothèse, nous situons les phénomènes étudiés dans la zone saturée du sol et ainsi l'air n'apparaît pas comme un compartiment actif.

Nous allons, dans un premier temps, répertorier les données dont nous disposons sur les trois éléments impliqués dans le problème avant de schématiser les relations qui les unissent et aboutir ainsi à un schéma explicatif global du colmatage minéral secondaire interne.

a/ le sol

Le sol est constitué d'un matériau qui possède des caractéristiques physiques propres : composition granulométrique, indice de plasticité, cohésion... Son état structural est le résultat de ses caractéristiques physiques et de son histoire. Dans la zone qui nous intéresse particulièrement, c'est-à-dire autour du drain, c'est le passage de l'outil drainant (trancheuse ou sous-soleuse) qui conditionne essentiellement l'état structural du sol. Les caractéristiques hydrodynamiques du sol (fonctions de sa texture et de sa structure) définissent le type de milieu poreux siège de l'écoulement de l'eau.

La zone de contact avec le drain constitue un ensemble particulier qui se décrit, notamment, en termes de remplissage ou non des annelures, présence ou absence d'arche au-dessus des perforations,...

b/ le drain

Le drain est parfaitement décrit par ses caractéristiques dimensionnelles : rayon ; taille et forme des annelures ; taille, forme, nombre et répartition des perforations. Ces caractéristiques dimensionnelles déterminent la perturbation hydraulique induite par la présence du drain comme condition aval du domaine d'écoulement. Le rapport des dimensions entre les perforations du drain et les particules ou les agrégats du sol constitue également un paramètre important dans l'étude du colmatage minéral.

c/ l'eau

L'eau disponible pour l'écoulement vers le drain a une origine soit extérieure à la parcelle drainée, soit pluviale.

L'analyse des disponibilités en eau au cours du temps se fait en termes hydrologiques ; la charge hydraulique disponible dans le profil de sol peut alors être déterminée.

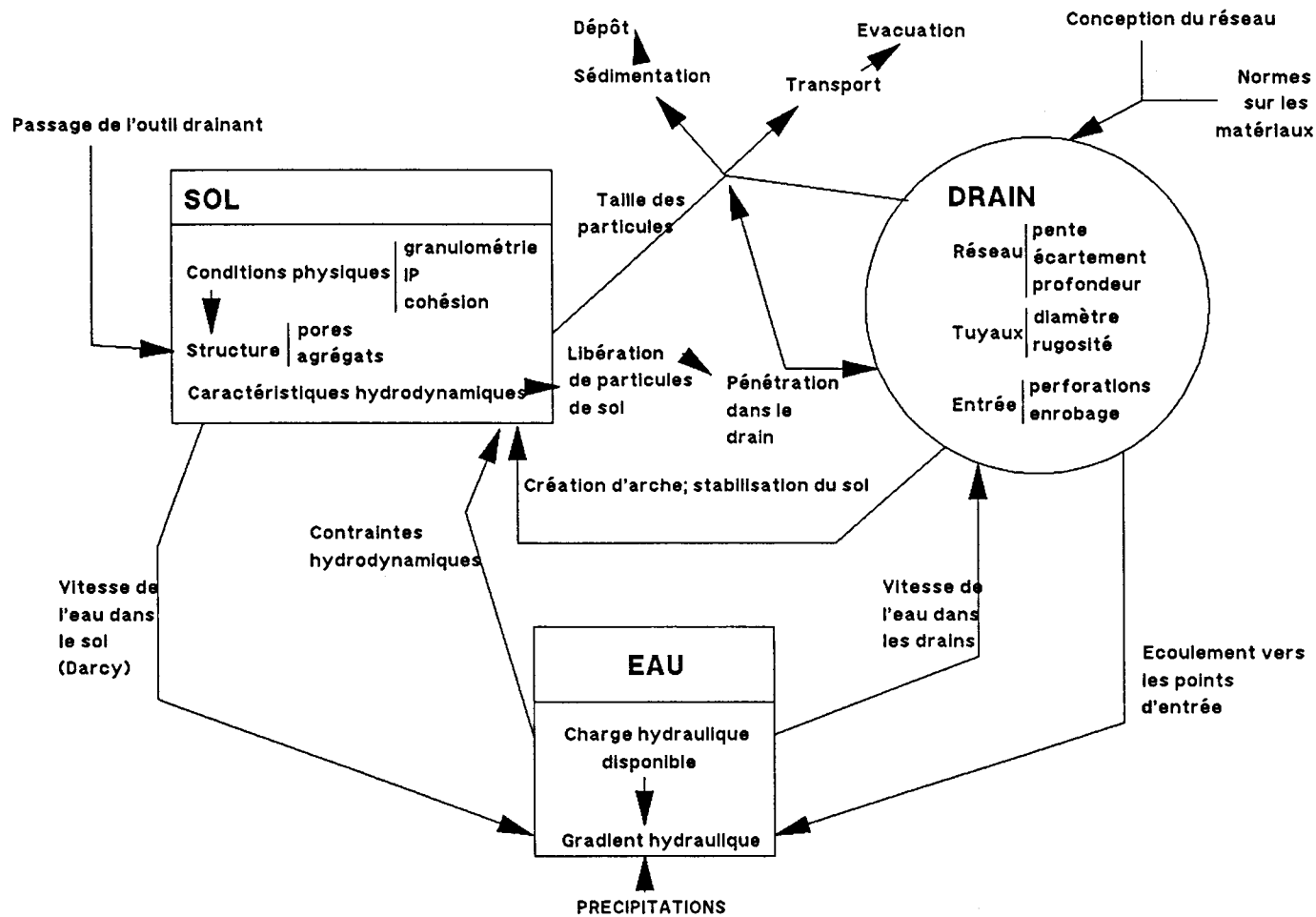


Figure 3 - Interactions entre les trois compartiments : sol/eau/drain.

Grâce à une modélisation des écoulements vers le drain, il est possible de prévoir les gradients hydrauliques existant autour du drain : ils sont fonction de la nature et de l'arrangement du sol, dans l'ensemble de la parcelle et dans la tranchée de drainage (i.e. la zone autour du drain dont l'état est le résultat du passage de l'outil drainant) et de la géométrie du drain. Le gradient hydraulique détermine les forces hydrodynamiques qui s'exercent sur le sol et sont à l'origine des déplacements de particules.

Les interactions entre ces trois éléments sont récapitulées dans la figure 3. De ce schéma global ressortent quelques points clés situés aux interfaces entre les différents compartiments et qui sont gouvernés par des notions physiques simples (tableau 1).

L'interaction entre le sol et l'eau se traduit par deux phénomènes : l'action de l'eau sur le sol, qui peut être caractérisée par le degré de résistance du sol à l'action de l'eau, et l'écoulement de l'eau dans le sol déterminé par la conductivité hydraulique du sol.

L'interface entre le sol et le drain concerne essentiellement le rapport entre la taille des perforations et celle des éléments de sol, et caractérise le rôle de "filtre" que peut jouer le drain vis-à-vis du sol.

L'action du drain sur l'écoulement de l'eau se traduit par la perte de charge hydraulique générée par la pénétration de l'eau dans le drain au travers des perforations.

La maîtrise de ces trois notions permettrait de décrire le comportement des sols drainés. Le schéma de la figure 4 synthétise l'ensemble des phénomènes qui aboutissent, le cas échéant, à la pénétration de particules de sol à l'intérieur du drain, c'est-à-dire à l'amorce d'un colmatage minéral interne.

LES DOMAINES DE CONNAISSANCE IMPLIQUES

La compréhension de cinq notions définies dans le tableau 1 implique de faire progresser la connaissance dans quatre domaines différents.

Interface	Problème posé	Objectifs poursuivis	Résultats escomptés
SOL/EAU	1 Ecoulement de l'eau dans le sol	Préciser l'organisation de l'écoulement	Conductivité hydraulique locale autour du drain
	2 Action de l'eau en mouvement sur le sol	Caractériser le degré de résistance du sol	Gradient hydraulique maximal que peut supporter le sol avant déstabilisation
SOL/DRAIN	1 Pénétration des particules de sol par les perforations du drain	Caractériser le rôle éventuel de filtre joué par le drain	Rapport optimal entre taille des particules et taille des perforations
	2 Sédimentation/érosion/transport des particules dans le drain	Connaître les conditions de formation d'un dépôt dans le drain	Taille minimale des particules qui se déposent en fonction de la pente et la géométrie du drain
EAU/DRAIN	Influence de la convergence de l'écoulement vers les perforations	Caractériser l'effet du drain sur les gradients hydrauliques	Coefficient tenant compte de la géométrie du drain

Tableau 1 - Problèmes posés aux interfaces

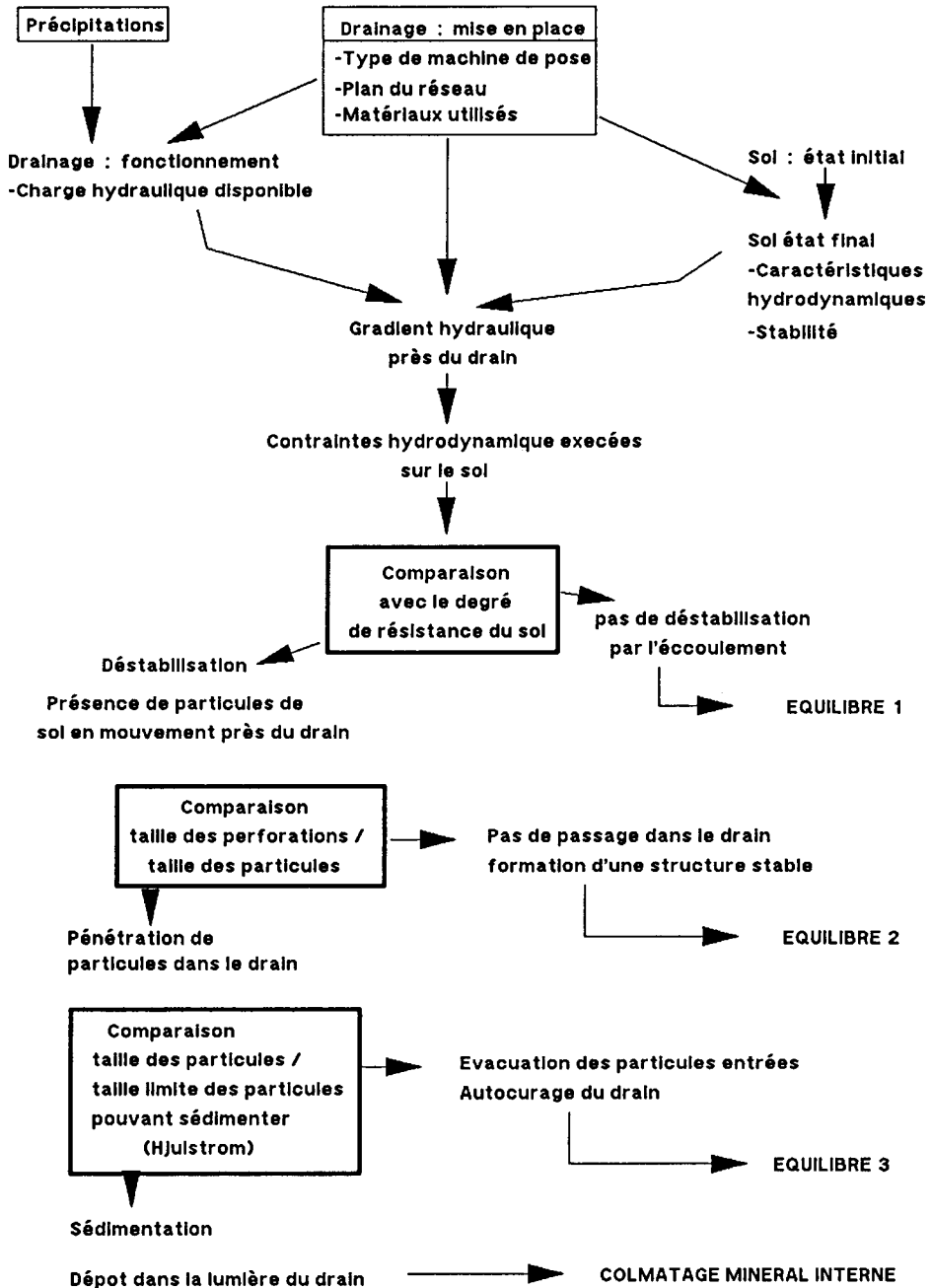


Figure 4 - Schématisation du colmatage minéral interne.

Il s'agit de : a) l'écoulement de l'eau à l'approche du drain ; b) l'action de l'eau sur le sol traversé ; c) l'organisation à l'échelle macroscopique de l'interface sol/drain ; d) le transport solide de particules de sol dans un écoulement à surface libre en canal fermé.

Nous allons brièvement explorer l'état des connaissances dans ces différents domaines pour mettre en évidence les aspects à approfondir pour répondre au problème posé.

a/ Connaissances de l'hydraulique autour du drain

De nombreuses études réalisées entre 1950 et 1980 ont cherché à préciser l'organisation de l'écoulement de l'eau au voisinage immédiat du drain (Kirkham, 1950 ; Luthin et al., 1968 ; Widmoser, 1966 ; Youngs, 1965a ; Wesseling, 1958 ; Dierickx, 1980). Le but initial de ces études était d'améliorer les formules de dimensionnement des réseaux de drainage en précisant l'écoulement près du drain. Mais les résultats obtenus ont concerné essentiellement la quantification de l'influence de différents paramètres du domaine d'écoulement considéré, tels que le niveau de remplissage du drain, la géométrie de ses perforations, la présence d'un enrobage, la présence et l'état de la tranchée... sur l'organisation de l'écoulement autour du drain et sur les forces hydrodynamiques s'exerçant sur les particules à l'interface sol/drain.

Toutefois, il reste à préciser les conditions d'apparition de gradients élevés près des perforations du drain en fonction, notamment, de sa géométrie. Si de nombreux auteurs ont proposé une formule pour le calcul de la résistance d'entrée de l'eau dans le drain, son utilisation pour prévoir l'écoulement, tant à l'échelle de la parcelle que près du drain, n'est pas maîtrisée.

b/ Action de l'eau sur le milieu poreux

L'écoulement de l'eau dans le sol exerce des forces hydrodynamiques sur les particules de sol et peut provoquer un déplacement de ces particules.

La détermination de la sensibilité d'un sol vis-à-vis de ces forces hydrodynamiques constitue la première étape du diagnostic du risque de colmatage minéral des drains.

L'utilisation de notions de mécanique des sols connues depuis longtemps et appliquées au calcul des fondations (Terzaghi et Peck, 1965), telles que le gradient hydraulique critique pour l'étude des mécanismes du colmatage minéral, a débuté aux Etats-Unis (Willardson, 1978 ; Samani, 1979). Elle s'est développée en Europe à partir de 1980 (Stuyt, 1982 ; Dierickx, 1982 ; Bluhm, 1984). Des contacts nombreux entre les laboratoires de la C.E.E. ont permis de mettre en place, dans ce domaine, une coopération qui a amené le développement d'outils de laboratoire communs et d'échanges de résultats (Stuyt et Cestre, 1986 ; Dierickx et al., 1987). Il reste nécessaire de traduire ces tests en termes de risque in situ et de comparer les résultats avec les observations de terrain.

c/ Microscopie de l'interface sol/perforation du drain

Les techniques de micromorphologie pour l'étude du colmatage minéral sont utilisées en France (Sole-Bénet, 1982) et au Canada (Gallichand et al., 1987). Elles permettent de décrire ce qui se passe réellement au niveau de la perforation et, associées à un traitement statistique des observations, elles deviennent un outil de prévision du risque.

d/ Evolution des particules à l'intérieur du drain

Le devenir des particules entrées à l'intérieur du drain est conditionné essentiellement par leur taille et par la vitesse de l'écoulement de l'eau dans le tuyau. Les courbes de Hjulstrom(*) (figure 5) précisent les conditions d'apparition de la sédimentation, de l'érosion et du transport : les particules fines sédimentent difficilement, sont très faciles à transporter (les vitesses nécessaires sont faibles) mais très difficiles à éroder, une fois déposées. Le diamètre des particules susceptibles de sédimenter dans les conditions

(*) cité par Boulaine (1971)

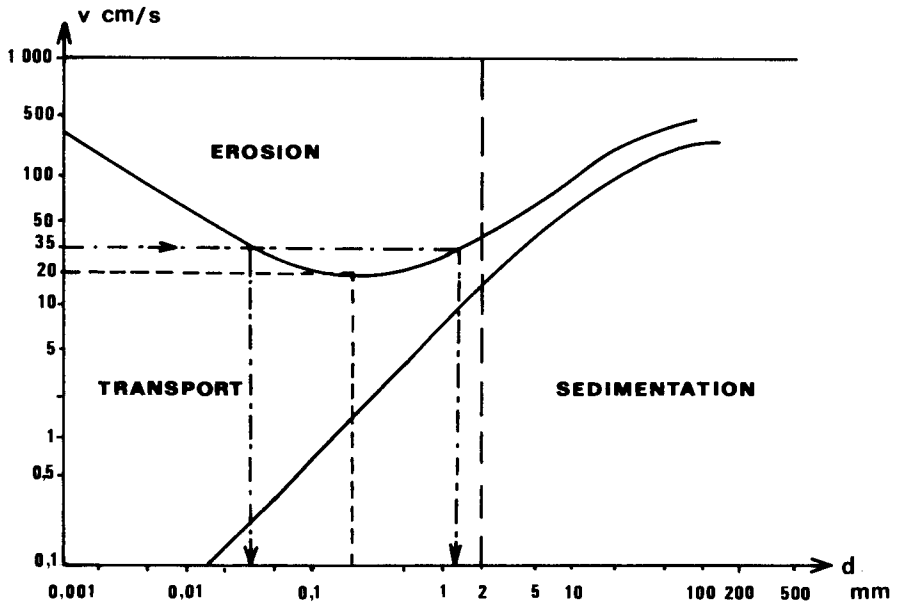


Figure 5 - Courbes de Hjulstrom

**Zones d'apparition du transport, de l'érosion
ou de la sédimentation des particules en fonction de
la taille de celles-ci et de la vitesse de l'eau
(d'après Bouline, 1971)**

habituelles d'écoulement dans un tuyau de drainage est supérieur à 50 μm (Lennoz-Gratin et al., 1987).

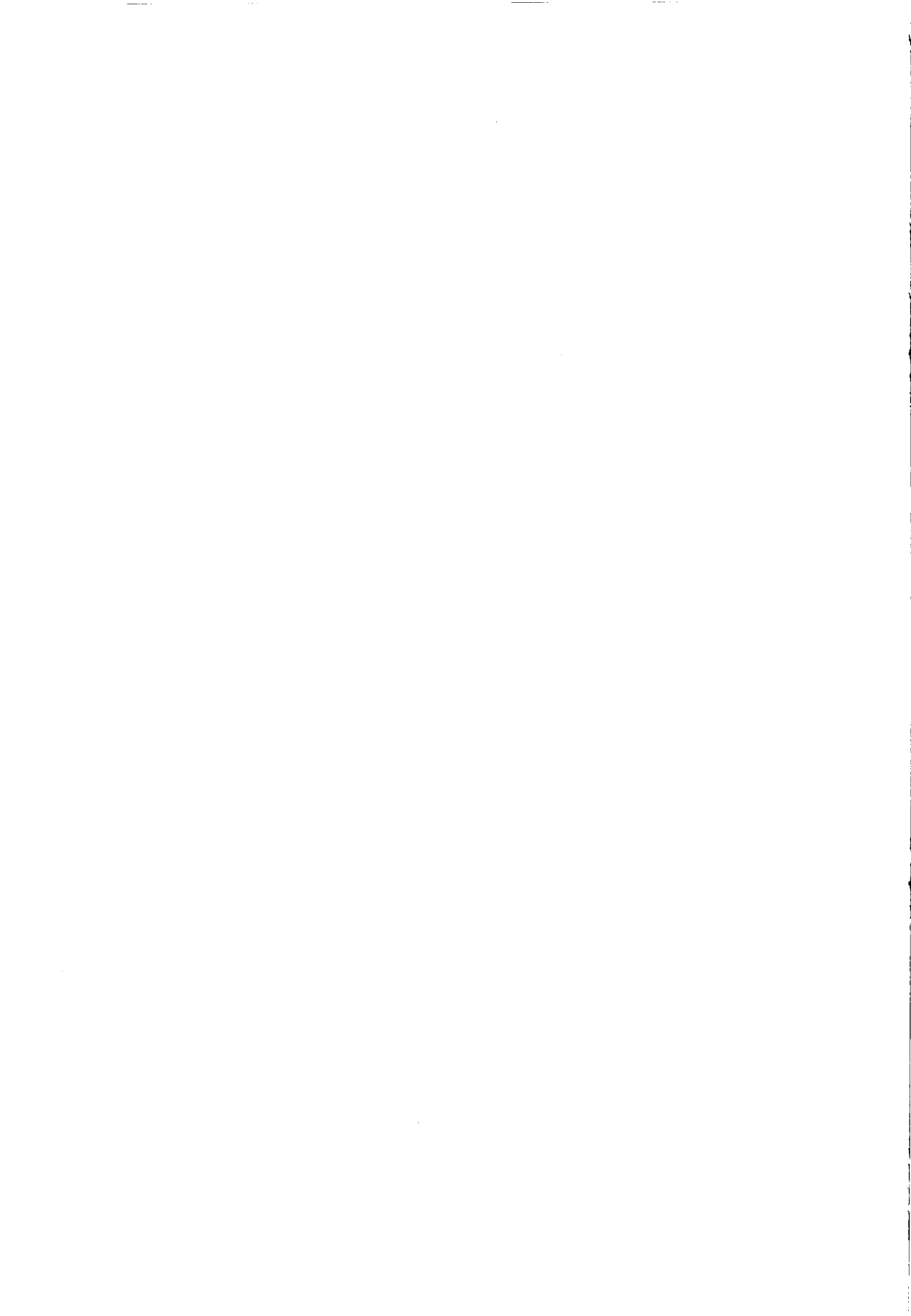
Une étude plus approfondie du cycle "sédimentation-érosion-transport" des particules dans les drains demande une connaissance des conditions d'écoulement à surface libre dans les drains et constitue un sujet de recherche suffisamment complexe pour justifier un travail particulier qui ne sera pas abordé dans ce présent document.

OBJECTIFS ET ORGANISATION DE NOTRE TRAVAIL

Seuls les mécanismes se situant en amont de la pénétration des particules dans le drain seront considérés ; le problème du colmatage minéral des drains ne sera donc pas envisagé dans sa totalité mais uniquement pour sa partie relevant des écoulements en milieu poreux.

Notre but est de prévoir le risque de pénétration de particules dans le drain afin de le prévenir en enrobant ce dernier avec un matériau filtrant.

Notre démarche sera la suivante : dans une première partie, nous chercherons à caractériser l'écoulement à proximité du drain ; l'influence du drain, et plus particulièrement de la géométrie des perforations, sur les schémas d'écoulement sera étudiée et nous déterminerons un coefficient de résistance d'entrée dépendant uniquement de la géométrie du drain. Parallèlement nous caractériserons la sensibilité relative de différents sols vis-à-vis du gradient hydraulique moyen au voisinage du drain. Un test pratique mis au point sera présenté dans la deuxième partie. Les résultats obtenus seront mis en relation avec les propriétés physiques des sols testés et avec les données observées sur le terrain. En conclusion, nous intégrerons l'ensemble des phénomènes à l'interface eau/sol/drain pour en dégager un schéma d'explication de la pénétration des particules dans le drain et une typologie du comportement des sols. Enfin, nous insisterons sur l'importance d'une caractérisation précise du sol à drainer dans la prévention du risque de colmatage minéral.



PREMIERE PARTIE

CARACTERISATION DES ECOULEMENTS
A PROXIMITE DU DRAIN



CHAPITRE I

INTRODUCTION

L'étude du colmatage minéral des drains demande une connaissance précise des écoulements à proximité du drain. En effet, il est nécessaire d'évaluer les valeurs du gradient hydraulique près des perforations du drain pour évaluer les risques d'entraînement de particules. La prévision de ces gradients hydrauliques ne peut se concevoir sans caractérisation de l'organisation des écoulements près du drain.

Toutefois, l'intérêt d'une modélisation des transferts d'eau dans les sols drainés qui prendrait en compte de façon détaillée la zone entourant immédiatement le drain dépasse largement le cadre de l'étude du colmatage minéral des drains. L'exigence accrue de performance et de pérennité des réseaux de drainage conduit à rechercher une limitation des pertes de charge hydraulique tout au long du cheminement de l'eau, et notamment à l'entrée dans le drain : la quantification, par exemple, de l'effet de la géométrie du drain sur les écoulements pourrait ainsi déboucher sur des propositions de modifications du tuyau pour diminuer ces pertes, sous réserve de rester dans les limites d'un coût de fabrication acceptable.

Avant toute autre considération, il est indispensable de bien définir le domaine d'écoulement. Si la pente topographique ne dépasse pas quelques pour-cent, la ligne de partage des eaux correspond à l'interdrain. Les limites horizontales du domaine tridimensionnel ainsi défini sont, d'une part, la surface du sol et, d'autre part, le plancher imperméable limitant l'écoulement vers le bas ; si ce plancher n'est pas identifié, la limite inférieure sera considérée à l'infini. Dans de nombreux cas de sols drainés sur le territoire français, le plancher imperméable est bien identifié et sa profondeur est de l'ordre du mètre.

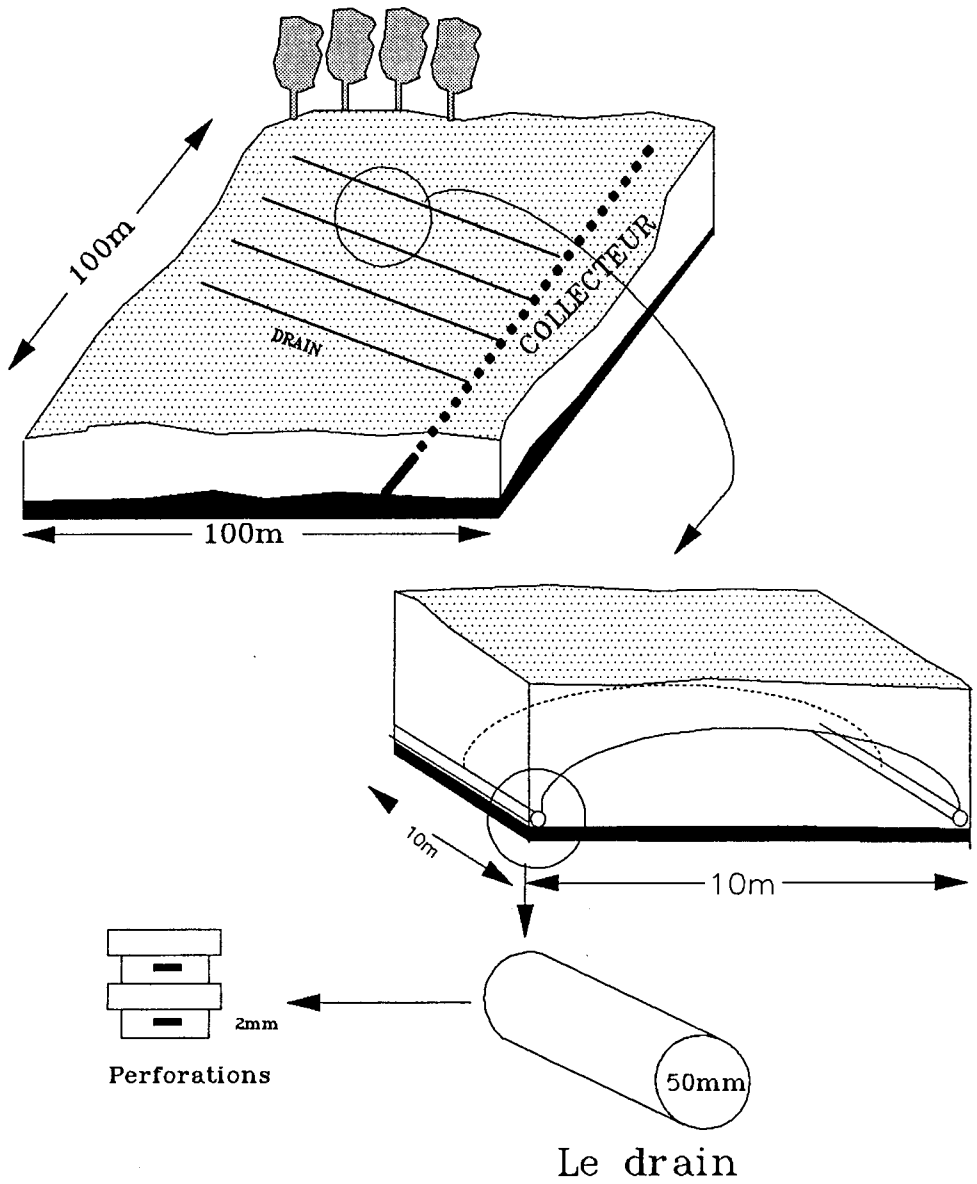


Figure 6 - Le drainage de la parcelle à la perforation.

La superficie de la parcelle drainée est généralement de l'ordre de 1 hectare, avec des dimensions latérales de l'ordre de la centaine de mètres. Sur la parcelle sont installés plusieurs drains parallèles enterrés, leur écartement est de l'ordre de la dizaine de mètres et leur longueur de l'ordre de la centaine de mètres. La profondeur des drains est d'environ 1 mètre, leur diamètre est de quelques centimètres et la largeur des perforations de l'ordre du millimètre (figure 6). Il existe donc un facteur 10^5 entre les dimensions extrêmes du domaine.

En conséquence, avant le développement des méthodes d'analyse numérique et la disponibilité de moyens de calcul suffisants, il n'était pas possible d'obtenir une solution globale générale au problème de l'écoulement dans le domaine ci-dessus défini. D'une part, les écoulements dans l'ensemble du domaine étaient étudiés avec une condition à la limite aval sur le drain simplifiée, sans prise en compte de sa dimension radiale. D'autre part, un domaine d'écoulement de taille réduite, souvent de forme circulaire et centré sur le drain, était envisagé pour l'étude des écoulements près du drain et de la pénétration de l'eau par ses perforations. Le problème se pose alors du "raccordement" entre ces deux approches : comment intégrer les connaissances acquises sur l'écoulement au voisinage du drain dans une approche globale du drainage à la parcelle ?

Les techniques de calcul du type "éléments finis" permettent une approche globale qui prend en compte la géométrie exacte du domaine. Toutefois, ces techniques impliquent des calculs très lourds. De plus, il semble, que pour le concepteur d'un réseau de drainage, une approche simplifiée soit suffisante pour répondre aux problèmes concrets de dimensionnement de réseaux.

C'est pourquoi, la plupart des auteurs continuent de séparer le domaine en deux zones, de traiter à part les écoulements au voisinage du drain tout en proposant des solutions pour rattacher les deux approches. Dans la suite de ce chapitre, après avoir détaillé les connaissances acquises sur les écoulements autour du drain, nous verrons comment ils peuvent être pris en compte dans une approche globale des écoulements.

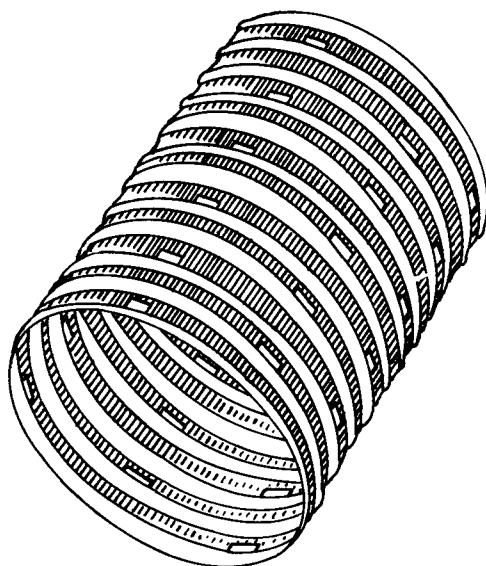


Figure 7 - Portion de drain annelé.

1.1. LES ECOULEMENTS A PROXIMITE DU DRAIN

1.1.1. Le drain et son voisinage

Les tuyaux de drainage utilisés actuellement en Europe de l'Ouest sont en polychlorure de vinyle (P.V.C.) ; ils sont annelés et présentent des perforations transversales ovalisées, situées dans les vallées des annelures. Souples, enroulables en bobines, ils existent en différentes tailles, la plus courante correspondant aux diamètres intérieur et extérieur de 44 et 50 mm (figure 7).

En France, une marque de qualité "NF-drains agricoles" garantit les caractéristiques des matériaux utilisés en drainage agricole. Pour bénéficier de cette marque, les drains doivent obéir aux spécifications décrites dans la norme AFNOR NF U51-101 qui impose, entre autres, des tests de contrôle des qualités mécaniques et des caractéristiques dimensionnelles des tuyaux.

Les spécifications portant sur les perforations imposent que la surface totale perforée ne soit pas inférieure à 20 cm par mètre de drain et que la largeur des perforations soit comprise entre 0,9 et 2 mm.

Dans la suite de ce travail nous utiliserons quelques grandeurs caractéristiques de la géométrie du drain, définies dans le tableau 2.

Lorsqu'un risque de colmatage minéral est diagnostiqué, un produit d'enrobage peut être recommandé. En France, il s'agit généralement d'un textile synthétique de type non-tissé, d'épaisseur relativement faible (de l'ordre de 1 à 2 mm) qui entoure complètement le drain. Il protège les perforations du sol avoisinant. Du point de vue hydraulique, le produit d'enrobage apparaît comme un milieu poreux infiniment plus perméable que le sol en place et intercalé entre celui-ci et le drain.

La pose des drains crée, dans la plupart des cas, une zone perturbée autour du tuyau, appelée saignée ou tranchée suivant le mode de pose. La tranchée peut être naturelle, c'est-à-dire remblayée avec le sol en place simplement remanié par le passage de l'outil, ou conditionnée grâce à un traitement chimique, soit enfin artificielle. Les

Notation	Grandeur décrite	Dimension
R_0	Rayon extérieur du drain	L
R_0	Rayon intérieur du drain	L
S	Surface perforée par longueur de drain	L
l	Largeur d'une perforation	L
L	Longueur d'une perforation	L
N	Nombre de rangées de perforations	-
n	Nombre de perforations par unité de longueur de drain et par rangée	-
N	Nombre total de perforations par unité de longueur de drain $N = n.N$	-
β	Largeur d'une annelure	L
λ_p	Distance entre deux perforations sur une même rangée	L

Tableau 2 - Caractéristiques dimensionnelles des drains

remblais artificiels sont d'origines très diverses mais le plus utilisé reste le gravier malgré un prix parfois prohibitif.

1.1.2. Drain idéal-drain réel - Résistance d'entrée

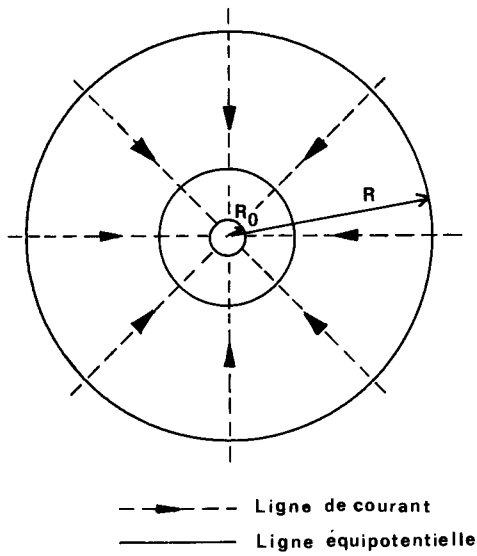
Le concept de "drain idéal" constitue une hypothèse simplificatrice commune à la plupart des théories du drainage. Le "drain idéal" est, par définition, un tuyau dont la paroi est totalement perméable et, de ce fait, n'offre aucune résistance particulière au passage de l'eau ; il est entouré d'un sol homogène.

Les drains utilisés en pratique ne sont pas entièrement perméables à l'eau. L'eau pénètre par des perforations localisées sur une paroi étanche. La surface de passage pour l'eau étant très petite par rapport à la surface du drain ($< 2\%$), la localisation des surfaces de passage induit une convergence des lignes de courant à l'approche du drain ; de ce fait, l'écoulement vers un drain réel rencontre une résistance supplémentaire et donc une perte de charge additionnelle par rapport à l'écoulement vers un drain idéal.

Cette résistance supplémentaire est appelée *résistance d'entrée* dans le drain. Elle peut être définie comme la différence entre la résistance à l'écoulement constatée pour un drain réel et la résistance constatée pour un drain idéal de même diamètre dans les mêmes conditions d'écoulement.

Il n'est possible de calculer un terme de résistance à l'entrée que si on se place dans un schéma simple d'écoulement vers le drain. L'hypothèse d'un écoulement radial autour du drain permet d'écrire facilement les lois de perte de charge.

Considérons un écoulement radial vers un drain idéal coulant à pleine section et placé dans un sol homogène et isotrope (figure 8). La limite extérieure du domaine d'écoulement est un cylindre équipotentiel coaxial au drain et de rayon R ; et le drain idéal constitue une surface équipotentielle de rayon R_0 .



R_0 : rayon du drain

R : rayon d'un cylindre équipotentiel coaxial au drain

Figure 8 - Ecoulement radial vers un drain idéal.

La loi de Darcy s'écrit, en tout point de ce domaine :

$$\frac{dh}{dr} = \frac{q}{2\pi K} \frac{1}{r} \quad (1)$$

avec h : charge hydraulique
 q : débit par unité de longueur du drain
 K : conductivité hydraulique en sol saturé
 r : coordonnée cylindrique.

En intégrant l'équation (1) entre R_0 et R , il vient, h_r étant la perte de charge entre les équipotentielles de rayons R_0 et R :

$$\Delta h_r = \frac{q}{2\pi K} \ln \frac{R}{R_0} \quad (2)$$

Ernst (1962) définit alors la résistance radiale à l'écoulement $W_r = \frac{\Delta h_r}{q}$:

$$W_r = \frac{1}{2\pi K} \ln \frac{R}{R_0} \quad (3)$$

Un coefficient adimensionnel de résistance radiale à l'écoulement est ensuite écrit comme :

$$\alpha_r = KW_r = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{R}{R_0} \quad (4)$$

Par analogie avec cette démarche, il est possible de définir, pour un drain réel, un coefficient de résistance d'entrée α_e à partir d'un terme de résistance d'entrée, W_e :

$$\alpha_e = KW_e \quad (5)$$

Wesseling et Homma (1967) montrent à partir d'expériences de laboratoire en cuve de sable que α_e peut être considérée comme une constante ne dépendant que de la géométrie du drain tant que la valeur de la conductivité hydraulique ne dépasse pas 10 m/j. Cette approche permet une définition plus précise (et plus restrictive) de la résistance d'entrée : "la résistance d'entrée d'un drain réel est égale à la différence entre la résistance totale à l'écoulement vers ce drain et la résistance radiale vers un drain idéal de même diamètre" (Dierickx, 1980).

En 1958, Childs et Youngs mettent en évidence que la substitution d'un tuyau réel, avec des parois imperméables percées localement, au drain idéal est équivalente à une réduction de diamètre de ce drain théorique : un drain réel peut donc être remplacé dans les calculs par un drain idéal de plus petit rayon. Ce rayon, noté R_{eff} , est appelé "rayon effectif" du drain réel.

La perte de charge totale ΔH_t vers un drain réel s'écrit, Δh_e étant la perte de charge due à l'entrée dans le drain :

$$\Delta h_t = \frac{q}{K} \alpha_t \quad (6)$$

$$\Delta h_t = \Delta h_r + \Delta h_e \quad (7)$$

$$\frac{q}{K} \alpha_t = \frac{q}{K} (\alpha_r + \alpha_e) \quad (8)$$

en remplaçant α_r par son expression (4), nous obtenons :

$$\alpha_t = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{R}{R_0} + \alpha_e \quad (9)$$

En assimilant le drain réel à un drain idéal de rayon R_{eff} , nous trouvons une seconde expression de α_t :

$$\alpha_t = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{R}{R_{eff}} \quad (10)$$

En égalant les deux expressions de α_t , nous obtenons l'expression du rayon effectif :

$$R_{eff} = R_0 e^{-2\pi\alpha_e} \quad (11)$$

La définition d'un rayon effectif n'est qu'une formulation différente de celle du coefficient de résistance d'entrée : elle dépend aussi de *l'hypothèse de l'écoulement radial autour du drain*.

Si l'écoulement radial ne se fait que vers une partie de la circonférence du drain, Boumans (1963) propose une correction du coefficient α_e :

$$\alpha_e^* = \frac{2\pi}{\beta} \alpha_e \quad (12)$$

où β représente l'angle du secteur concerné par un écoulement radial.

Cavelaars en 1970, dans le cas où le domaine d'écoulement ne correspond pas à la section d'un cercle complet (figure 9), propose un angle équivalent $\beta_{eq} > \beta$.

Dierickx (1980) montre que l'on peut étendre la notion de résistance d'entrée au cas des écoulements radiaux asymétriques. Il utilise la formule de Muskat (1946, p. 170) donnant la perte de charge pour un écoulement "radial asymétrique" vers un drain idéal coulant à section pleine (figure 10) :

- β : angle du secteur d'écoulement radial
- β_{eq} : angle équivalent si le domaine d'écoulement ne correspond pas à un cercle complet

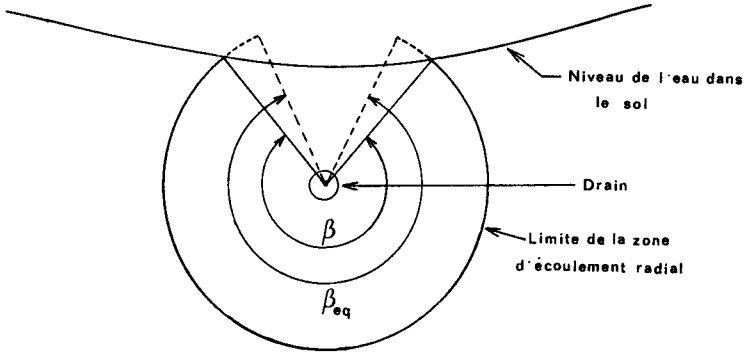
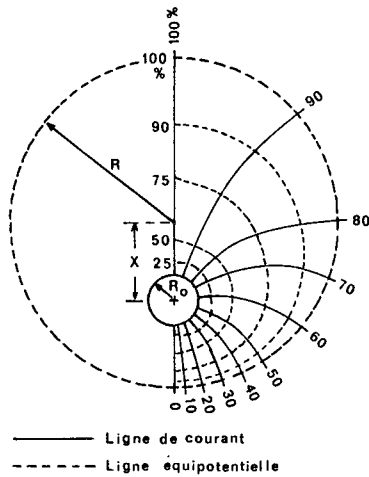


Figure 9 - Ecoulement radial incomplet.
(d'après Dierickx, 1980)



- R_0 : rayon du drain
- R : rayon du cylindre équipotentiel limitant le domaine d'écoulement
- X : excentricité du drain par rapport au cylindre limitant le domaine

Figure 10 - Ecoulement radial asymétrique.
(d'après Dierickx, 1980)

$$\Delta h_t = \frac{q}{2\pi K} \ln \left(\frac{R^2 - X^2}{R \cdot R_0} \right) \quad (13)$$

où X représente l'excentricité du centre du drain par rapport au centre de l'équipotentielle limitant extérieurement le domaine.

Dans l'expression (13), on peut individualiser un terme correspondant à un écoulement strictement radial et un terme "supplémentaire" négatif ou nul.

$$\Delta h_t = \frac{q}{2\pi K} \ln \frac{R}{R_0} + \frac{q}{2\pi K} \ln \left(1 - \frac{X^2}{R^2} \right) \quad (14)$$

Le coefficient de résistance total à un écoulement vers un drain réel s'écrit alors :

$$\alpha_t = \alpha_r + \alpha_{as} + \alpha_e \quad (15)$$

α_{as} est le coefficient de résistance dû à l'asymétrie de l'écoulement.

Dierickx (1980) étend la formule (15) à tous les cas où l'on ne peut pas considérer l'écoulement comme strictement radial, notamment les cas où le drain ne coule pas plein. Le terme supplémentaire n'a pas alors d'expression analytique simple et il peut être négatif.

Dans le cas de l'hypothèse d'un écoulement radial autour du drain, de nombreux auteurs ont proposé une méthode de calcul du coefficient de résistance d'entrée intrinsèque à chaque type de drain : une analyse de l'intérêt comparé de ces méthodes sera réalisée au Chapitre II. Auparavant, nous envisagerons les schémas d'écoulement proposés à l'échelle de la parcelle pour voir comment intégrer les écoulements près du drain à une approche globale des écoulements en sols drainés.

1.2. ÉCOULEMENTS A L'ÉCHELLE DE LA PARCELLE

Le domaine d'écoulement ici considéré correspond à la parcelle drainée. Le dispositif drainant est composé de tuyaux (les drains) installés dans le sol au-dessus d'un plancher imperméable à une distance d de celui-ci ($d \geq 0$). Avec les modèles dits saturés, six groupes d'hypothèses caractérisent le système drainant ; nous reprenons ci-dessous la présentation qu'en a faite Lesaffre (1989).

1. L'écoulement dans la zone saturée du sol est bidimensionnel car perpendiculaire aux drains ; il suit la loi de Darcy.
2. Le tenseur de la conductivité hydraulique est diagonal dans le système d'axes naturels. Le sol est anisotrope, homogène horizontalement et hétérogène verticalement.
3. L'eau et le sol sont incompressibles.
Il n'y a ni source, ni puits dans le domaine.
4. Sur la limite inférieure du domaine, c'est-à-dire le plancher imperméable, la condition est de Neumann :

$$V_z(x, -d, t) = 0 \quad \text{ou} \quad \frac{\partial h(x, -d, t)}{\partial z} = 0$$

avec t = temps ;

x = abscisse à partir de l'interdrain ;

z = cote à partir de l'axe des drains ;

$h(x, z, t)$ également noté h = potentiel total de l'eau ou potentiel hydraulique ou charge hydraulique, égal à la somme de la cote z et de la pression effective de l'eau exprimée en mètres de colonne d'eau ;

$V_z(x, z, t)$ = composante verticale de la vitesse de l'eau.

5. La limite supérieure du domaine est une surface libre d'équation $z = h(x, t)$ sur laquelle existent deux conditions aux limites :

- Une condition de Dirichlet : $h(x,z,t) = z$, c'est-à-dire le potentiel hydraulique est égal à la cote (la pression de l'eau est égale à la pression de l'air) ;
 - une condition de Fourier : lorsque la nappe fluctue, le volume d'eau évacué ou stocké par unité de volume de sol est égal à la porosité de drainage.
6. Les limites verticales du domaine correspondent aux abscisses $x = 0$ (interdrain) et $x = L$ (drain) :
- en $x = 0$, axe de symétrie, la condition est de Neumann : le débit unitaire $q(0,t)$ est nul ;
 - en $x = L$, le drain est considéré comme complètement perméable à l'eau, son diamètre est supposé négligeable par rapport aux autres dimensions du domaine et il est supposé ne jamais se mettre en charge.

Dans le cas où le substratum est infiniment profond, il est possible de linéariser l'équation du potentiel (Hooghoudt, 1940). Le débit permanent évacué par les drains est alors proportionnel à la charge hydraulique et le coefficient de proportionnalité ne dépend que de la géométrie du domaine. Cette situation correspondant au cas de nombreux sols néerlandais, Ernst (1954) a développé sa théorie des résistances basée sur la linéarité de la relation entre débit et charge hydraulique.

$$\Delta h = qW \quad (16)$$

avec q : débit par unité de longueur de drain ;
 W : résistance à l'écoulement ;
 Δh : perte de charge hydraulique.

Ernst (1962) décompose l'écoulement vers le drain en quatre écoulements élémentaires (figure 11) :

- un écoulement vertical ;

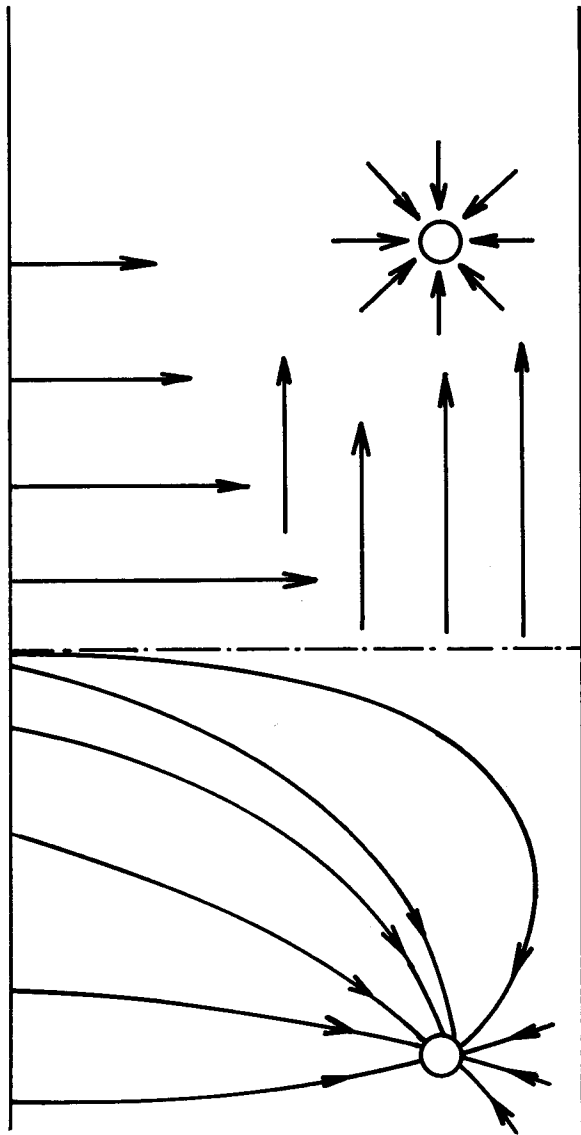


Figure 11 - Décomposition de l'écoulement (d'après Ernst 1962).

- un écoulement horizontal ;
- un écoulement radial ;
- un écoulement convergent vers les perforations.

La résistance à l'écoulement se décompose alors en quatre termes :

$$\Delta h = q (W_v + W_h + W_r + W_e) \quad (17)$$

où W_v , W_h , W_r et W_e représentent respectivement la résistance verticale, horizontale, radiale et à l'entrée dans le drain (figure 12).

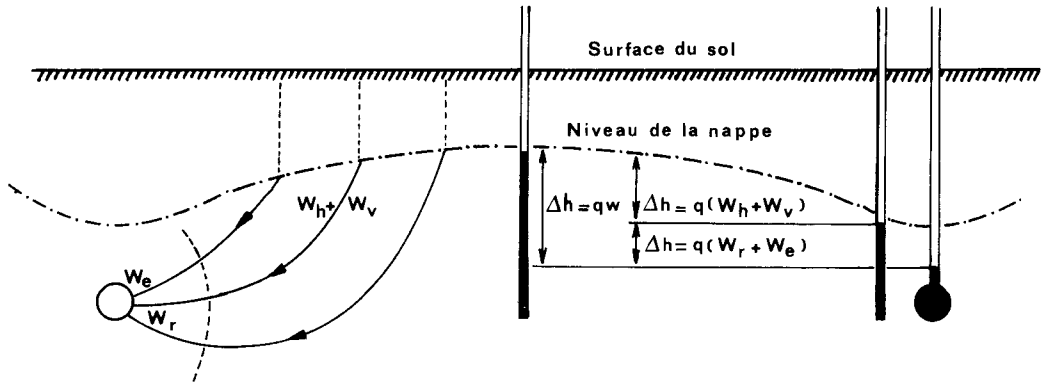
Cette approche permet de rattacher la résistance d'entrée définie au paragraphe précédent aux écoulements à l'échelle de la parcelle.

Les travaux de Boussinesq (1904), puis en France de Guyon (1981) et Lesaffre (1989), dans le cas général, mettent en évidence la non linéarité de la relation entre débit et charge hydraulique. Il n'est alors pas possible de rattacher un écoulement radial près du drain à l'écoulement général sur la parcelle.

1.3. PRISE EN COMPTE DE LA GEOMETRIE DU DRAIN DANS UNE APPROCHE GLOBALE DU DRAINAGE

De nombreux auteurs ont alors cherché à intégrer l'effet de la convergence des écoulements vers les perforations du drain dans les théories générales du drainage par tuyaux enterrés. Une des méthodes les plus simples consiste à remplacer, dans les formules de calcul de l'écartement des drains, le rayon du drain par son rayon effectif, déterminé théoriquement ou expérimentalement (Skaggs, 1978 ; Dennis et Trafford, 1975). Le rayon effectif étant inférieur au rayon réel des drains, cette démarche conduit généralement à diminuer l'écartement des drains. Cependant, dans le cas de drains enrobés d'un filtre ou entourés d'un massif de gravier, l'écartement peut au contraire être augmenté.

Cette approche n'est strictement valable que dans le cas où existe une relation linéaire entre débit et charge hydraulique à l'échelle de la parcelle.



- Δh : perte de charge hydraulique
- q : débit
- W : résistance à l'écoulement
- W_v : résistance verticale à l'écoulement
- W_h : résistance horizontale à l'écoulement
- W_r : résistance radiale à l'écoulement
- W_e : résistance d'entrée

Figure 12 - Décomposition des résistances.

1.3.1. Niveau d'eau dans le sol au-dessus du drain

Pour certains auteurs, la résistance d'entrée de l'eau dans le drain se traduit directement par l'élévation du niveau d'eau dans le sol au-dessus du drain. Wesseling (1979), à partir de la théorie du drainage de Ernst, calcule la résistance d'entrée comme la différence entre la résistance radiale sans submersion du drain et la résistance radiale dans le cas où le niveau de la nappe est au-dessus du drain. Il en déduit alors directement la hauteur de la nappe à l'interdrain. Il montre que la submersion du drain, et donc la résistance d'entrée, a un faible effet sur la hauteur de la nappe à l'interdrain. De plus, avec l'utilisation d'un drain enrobé, la valeur de la résistance d'entrée décroît, si bien qu'il est alors possible de négliger la résistance d'entrée dans la conception des réseaux de drainage.

Fipps et Skaggs (1987) proposent d'intégrer l'élévation de la nappe au-dessus du drain, due à la résistance d'entrée, dans l'équation de Hooghoudt pour améliorer la précision des modèles de prévision du fonctionnement du drainage.

1.3.2. Travaux de Youngs

Youngs (1967) montre que le rayon effectif ne dépend pas seulement de la géométrie du drain, mais également de la géométrie de tout le domaine d'écoulement. Il n'est pas possible d'introduire simplement dans les formules de drainage un facteur prenant en compte la géométrie du drain ; il est nécessaire de repenser la théorie en y incluant ce qui se passe très près du drain.

Youngs (1974) propose une relation entre la hauteur de la nappe à l'interdrain et le débit du drain pour les deux cas extrêmes de position du drain par rapport à l'imperméable : imperméable infiniment profond et drains reposant sur le plancher. Dans le cas d'un sol de profondeur infinie, il introduit le rayon effectif dans les formules obtenues par la méthode de l'hodographe (Youngs, 1970).

Il propose alors la relation :

$$\frac{2H_m}{E} = \frac{q/K}{(1 - q/K)} \left(\ln \left(\frac{R_0}{R_{eff}} \right) + \ln \left(\frac{E}{2\pi R_0} \right) \right) \quad (18)$$

H_m étant la hauteur de la nappe à l'interdrain au dessus de l'axe du drain

E étant l'écartement entre les drains

L'équation (18) s'écrit aussi, en remplaçant le rayon effectif par la résistance d'entrée :

$$\frac{2H_m}{E} = \frac{\pi q/K}{(1 - q/K)} \left(2 \alpha_e + \frac{1}{\pi} \ln \left(\frac{E}{2\pi R_0} \right) \right) \quad (19)$$

Dans le cas du drain reposant sur le plancher imperméable, Youngs (1965a) utilise l'analyse de Tcharny (1951) appliquée au cas où il n'y a pas d'eau dans les fossés (cas correspondant à celui du drain placé dans une tranchée très perméable) et il aboutit à l'inégalité suivante :

$$\frac{4H_m'^2}{E^2} > \frac{q}{K} (1 + A) > \frac{4H_m'^2}{E^2} - \frac{4qH_m'^2}{KE^2} \quad (20)$$

A est un coefficient dépendant de la géométrie du système

H'_m : la hauteur de nappe au-dessus du plancher à l'interdrain.

Il est alors possible de se ramener au cas du drainage par fossés, en posant que le niveau d'eau dans ceux-ci (i.e. la charge dans le drain) est égal à $\sqrt{q A/K} \cdot \frac{E}{2}$. Cette charge théorique doit être dissipée par une résistance d'entrée W'_e :

$$W'_e = \frac{\sqrt{qA/K} E/2}{q \frac{E}{2}} = \sqrt{\frac{A}{qK}} \quad (21)$$

En considérant la symétrie du problème, on peut évaluer le terme W_e' à $2 \alpha_e / K$.

En remplaçant le terme A par sa valeur calculée à partir de la relation (51) dans l'inégalité (20), on obtient alors :

$$\frac{2H_m}{E} + \frac{2R_0}{E} > \sqrt{q/K (1 + 4\alpha_e^2 q/K)} \quad (22)$$

Des expériences en cuve de sable avec des drains de géométrie différente ont permis de confirmer les résultats théoriques et de montrer que, pour les grandes valeurs de la résistance d'entrée α_e la différence entre les deux relations énoncées liant $2H_m/E$ et q/K s'estompait, et que ces relations pouvaient, avec une bonne approximation, être remplacées par la relation unique :

$$\frac{H_m}{E} \approx \alpha_e \frac{q}{K} \quad (23)$$

La relation linéaire (23) peut être considérée comme vraie tant que α_e est supérieur à une valeur approximativement égale à 2,5 : cela signifie que la résistance d'entrée est surtout influencée par la géométrie du drain et dépend assez peu de l'épaisseur de sol considérée autour du drain.

L'intérêt de l'approche de Youngs est de démontrer ce qui, jusque-là, était admis : la part prépondérante de la géométrie du drain dans la résistance d'entrée, ce qui justifie *l'utilisation du coefficient de résistance d'entrée calculé dans le cas simplifié de l'écoulement radial pour d'autres configurations de l'écoulement.*

1.3.3. Importance de la caractérisation du sol autour du drain

Schwab et al. (1969) ont utilisé une parcelle expérimentale dans l'Iowa comportant plusieurs types de drains placés dans les mêmes conditions. A partir de mesures de débit et de piézométrie, ils ont mis en évidence l'effet positif de la multiplication du nombre de perforations sur le drainage. Mais, surtout, ils ont souligné l'importance de la

configuration de l'interface sol/drain et de la présence d'une zone plus perméable autour du drain. Leur étude portant sur un grand nombre d'années (de 1951 à 1958) a permis de montrer l'évolution dans le temps de l'effet du drain liée à l'évolution du sol placé immédiatement autour de lui.

Wesseling et Homma (1967), à partir d'expériences en cuves de sable, ont calculé la charge hydraulique consommée par la résistance d'entrée dans le drain en fonction de la conductivité hydraulique du sol autour du drain. Ils ont ainsi mis en évidence le rôle prépondérant de cette zone : une zone suffisamment perméable au voisinage du drain compense l'effet de la résistance d'entrée. Mais, dans ce cas, c'est non plus le drain mais les limites de cette zone perturbée qui peuvent être considérées comme la limite aval du système drainant .

1.3.4. Applications pratiques

Le but principal de notre travail étant l'étude des phénomènes participant aux colmatages minéraux des tuyaux de drainage, le principal enseignement que nous tirons de cette revue bibliographique concerne la possibilité d'utiliser un modèle radial d'écoulement autour du drain. Le drain est pris en compte par l'intermédiaire de son coefficient de résistance d'entrée intrinsèque ; ce coefficient peut être corrigé pour intégrer l'effet d'une géométrie particulière du domaine ; remplissage partiel du tuyau, profondeur du plancher imperméable, ...

L'amélioration des pratiques de conception des réseaux de drainage est hors de notre propos mais il est intéressant d'évoquer les possibilités de prise en compte de la géométrie du drain dans les formules de dimensionnement. L'acceptation d'un modèle radial près du drain autorise le calcul du rayon effectif du drain et son introduction dans les formules lorsque celles-ci utilisent le rayon du drain comme paramètre.

Dans les cas, nombreux, où le rayon du drain est négligé, eu égard à sa dimension comparée aux autres dimensions du domaine d'écoulement, la prise en compte de la résistance d'entrée se fera au travers de la condition aval du système drainant imposée au niveau du drain. La hauteur d'eau H_m au-dessus du drain sera calculée à partir du

coefficient de résistance d'entrée corrigé (Youngs, 1965b). Ainsi, la géométrie du drain influera directement sur la forme de la nappe à son voisinage et sur l'évolution de cette forme au cours des différentes phases d'écoulement. Toutefois, l'effet de la géométrie du drain pourra être atténué par la conductivité hydraulique du sol l'entourant. Nous reviendrons par la suite sur l'importance de la caractérisation hydrodynamique de la zone au voisinage du drain.

Dans le chapitre suivant, nous présenterons une démarche expérimentale pour vérifier l'allure de l'écoulement au voisinage du drain et le caractériser par la détermination des gradients hydrauliques survenant dans cette zone. Nous mettrons en évidence l'influence des différents paramètres caractéristiques de l'écoulement, dont la résistance d'entrée du drain sur ces gradients hydrauliques. C'est dans le chapitre III que nous proposerons une méthode de calcul de la résistance d'entrée des drains à partir de leurs caractéristiques géométriques afin de pouvoir caractériser l'écoulement autour du drain, et notamment de prévoir les gradients hydrauliques à partir de paramètres simples : débit du drain, conductivité hydraulique du sol, géométrie du drain, etc...



CHAPITRE II

ETUDE EXPERIMENTALE DES ECOULEMENTS AU VOISINAGE DU DRAIN

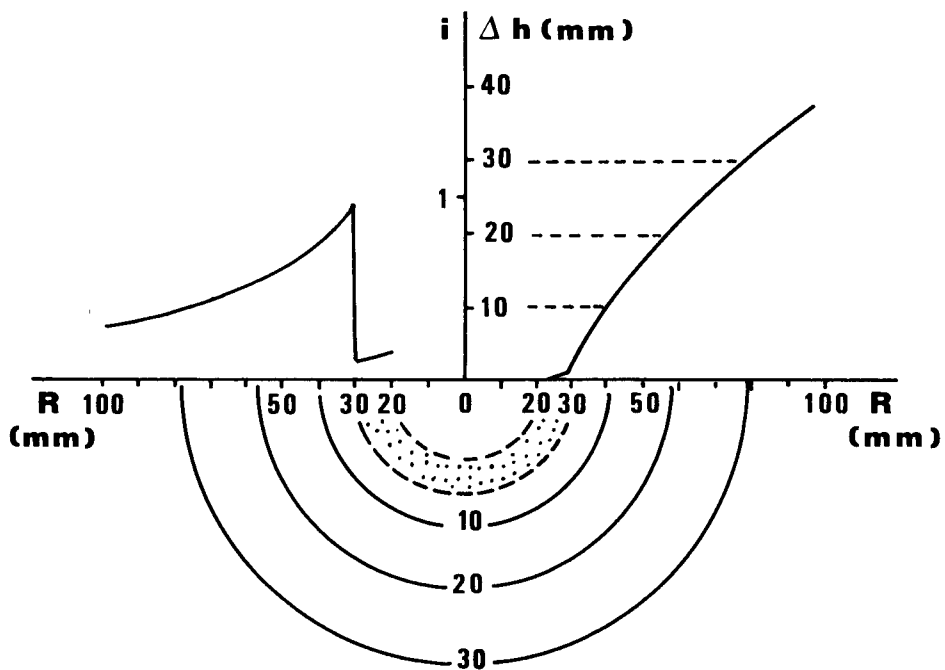
Après avoir replacé notre étude expérimentale dans la continuité des travaux effectués à partir des cuves de sable pour caractériser les écoulements autour du drain, nous mettrons en évidence son originalité, à savoir l'utilisation d'un modèle aux éléments finis. Nous vérifierons la validité du modèle radial puis nous calculerons les gradients hydrauliques à l'interface sol-drain.

Les modèles en cuve de sable ont l'avantage de constituer une représentation très proche de la réalité tout en permettant des mesures faciles de charge hydraulique et de débit ; mais ils nécessitent une longue préparation pour assurer une homogénéité du massif suffisante. Cette homogénéité est une condition nécessaire de la reproductibilité d'un essai à l'autre. Néanmoins, d'importants résultats sont issus de ce type de modèles. Ils concernent essentiellement l'organisation générale de l'écoulement autour du drain (Binsack, 1961 ; Wesseling et Homma, 1967 ; Luthin et Haig, 1972 ; Burghardt, 1977 et 1978 ; Tiligadas, 1984).

Même s'il est malaisé d'aboutir à une valeur exacte du coefficient de résistance d'entrée par cette méthode, il est possible de caractériser l'influence des différents paramètres descriptifs du milieu et de la géométrie du drain sur l'écoulement.

Ainsi, Mohammad et Skaggs (1982) montrent que la surface captante ne doit pas être inférieure à 6 cm par mètre linéaire pour que le drainage soit performant. Ils montrent également que la résistance à l'écoulement diminue quand le nombre de perforations augmente mais qu'elle ne dépend que très peu de la position des perforations.

Il apparaît que c'est bien le nombre de perforations qui influe le plus directement sur l'écoulement : une fragmentation maximale de la surface captante minimise la résistance



- Δh : perte de charge hydraulique
- R : distance radiale à partir du centre du drain
- i : gradient hydraulique

Figure 13 - Diminution du gradient hydraulique grâce à la présence d'un enrobage autour du drain. (d'après Dierlckx, 1980)

d'entrée (Cavelaars, 1967 ; Dierickx, 1980 ; Lennoz-Gratin, 1984). Mais peu nombreux sont les auteurs qui ont cherché à traduire la résistance à l'écoulement en terme de gradient hydraulique survenant à l'interface sol/drain. A partir de l'analyse de Van Der Beken (1968) qui montre que le gradient hydraulique est maximal sur la circonférence du drain, Dierickx (1980) étend cette approche aux drains réels en écoulement radial en remplaçant le rayon du drain par le rayon effectif. Mais surtout il montre que lorsque le drain est enrobé le gradient diminue fortement (figure 13).

Zaïdi (1986), sur un essai en cuve de sable, calcule les valeurs maximales atteintes par le gradient hydraulique ; il étudie plus particulièrement le cas des drains enrobés ou placés dans une tranchée remblayée par un matériau plus perméable que le sol en place. Nous reviendrons sur ses résultats dans la suite de cet exposé.

Pour préciser la localisation et l'intensité des gradients hydrauliques élevés près du drain, nous avons travaillé dans le prolongement des études de Tiligadas (1984) et Zaïdi (1986) menées au sein de la division Drainage du CEMAGREF, en complétant le nombre de cas étudiés par la même méthode et avec le même matériel et en retraitant leurs données avec de nouveaux outils. L'ensemble des cas ainsi traités permet de bien discerner l'influence de différents paramètres sur les valeurs du gradient hydraulique et de dégager une relation liant le gradient hydraulique moyen maximum à différents paramètres caractéristiques du milieu dont la résistance d'entrée.

Nous rappellerons d'abord la méthodologie et, surtout, les aspects nouveaux par rapport à Tiligadas (1984) et Zaïdi (1986), puis nous discuterons les résultats avant de dégager un schéma prédictif des valeurs prises par le gradient hydraulique à l'interface sol/drain.

Alimentation latérale					Alimentation par le haut	Alimentation par le bas
drain nu	coco	géotextile	tranchée	drain sur le plancher		
50 mm	100 mm	100 mm	100 mm	90 mm	560 mm	200 mm
D. vide	D. vide	D. vide	D. vide	D. vide	D. vide	D. vide
D. mi-plein	D. mi-plein	D. mi-plein	D. mi-plein		D. plein	
D. plein	D. plein	D. plein	D. plein	230 mm		300 mm
				D. vide	650 mm	D. vide
120 mm	300 mm	300 mm	300 mm	D. mi-plein	D. vide	D. mi-plein
D. vide	D. vide	D. vide	D. vide	D. plein		D. plein
D. mi-plein	D. mi-plein	D. mi-plein	D. mi-plein		700 mm	
D. plein	D. plein	D. plein	D. plein	390 mm	D. vide	400 mm
				D. vide		D. vide
480 mm	500 mm	500 mm	500 mm	D. mi-plein	740 mm	D. mi-plein
D. vide	D. vide	D. vide	D. vide	D. plein	D. vide	D. plein
D. mi-plein	D. mi-plein	D. mi-plein	D. mi-plein		D. plein	
D. plein	D. plein	D. plein	D. plein	490 mm		7 cas
				D. vide	6 cas	
9 cas	9 cas	9 cas	600 mm	D. plein		
			D. vide			
			D. mi-plein	590 mm		
			D. plein	D. vide		
				D. plein		
			12 cas			
				11 cas		

D. : Drain

Tableau 3 - Récapitulatif des expériences réalisées en cuve de sable.

- Valeur de la charge hydraulique amont
- Condition aval sur le drain

2.1. METHODOLOGIE

2.1.1. Les cas traités

Tiligadas (1984) et Zaïdi (1986) ont réalisé leurs expériences en combinant différentes positions des limites d'alimentation de la cuve, plusieurs types d'enrobage, la présence d'une tranchée perméable et, pour chacune des combinaisons, différentes charges amont et plusieurs niveaux de remplissage du drain (condition aval). Dans tous les cas, le drain était placé à une distance ($d = 20$ cm) constante du fond de la cuve. Nous avons en plus réalisé une série d'essais avec une cuve où le drain repose sur le plancher imperméable, ce qui permet d'élargir l'expérience en testant un paramètre supplémentaire, la distance du drain au plancher et qui prend tout son intérêt dans le cadre de l'interrogation sur la validité d'un schéma d'écoulement radial près du drain.

A partir d'une cuve à base rectangulaire avec un drain horizontal en son sein, trois positions des limites d'alimentation sont réalisées ; par le haut avec une lame d'eau en surface du massif, par le bas ou latéralement. Ces surfaces d'alimentation sont considérées comme des surfaces de Dirichlet (charge hydraulique constante).

Dans le cas de l'alimentation latérale, le drain est placé à une distance variable du plancher imperméable. Un même type de drain annelé enrobé ou non est utilisé dans tous les cas.

Pour chaque configuration du système, plusieurs charges hydrauliques d'alimentation et plusieurs niveaux de remplissage du drain sont successivement appliqués. Les 63 cas ainsi traités sont présentés dans le tableau 3.

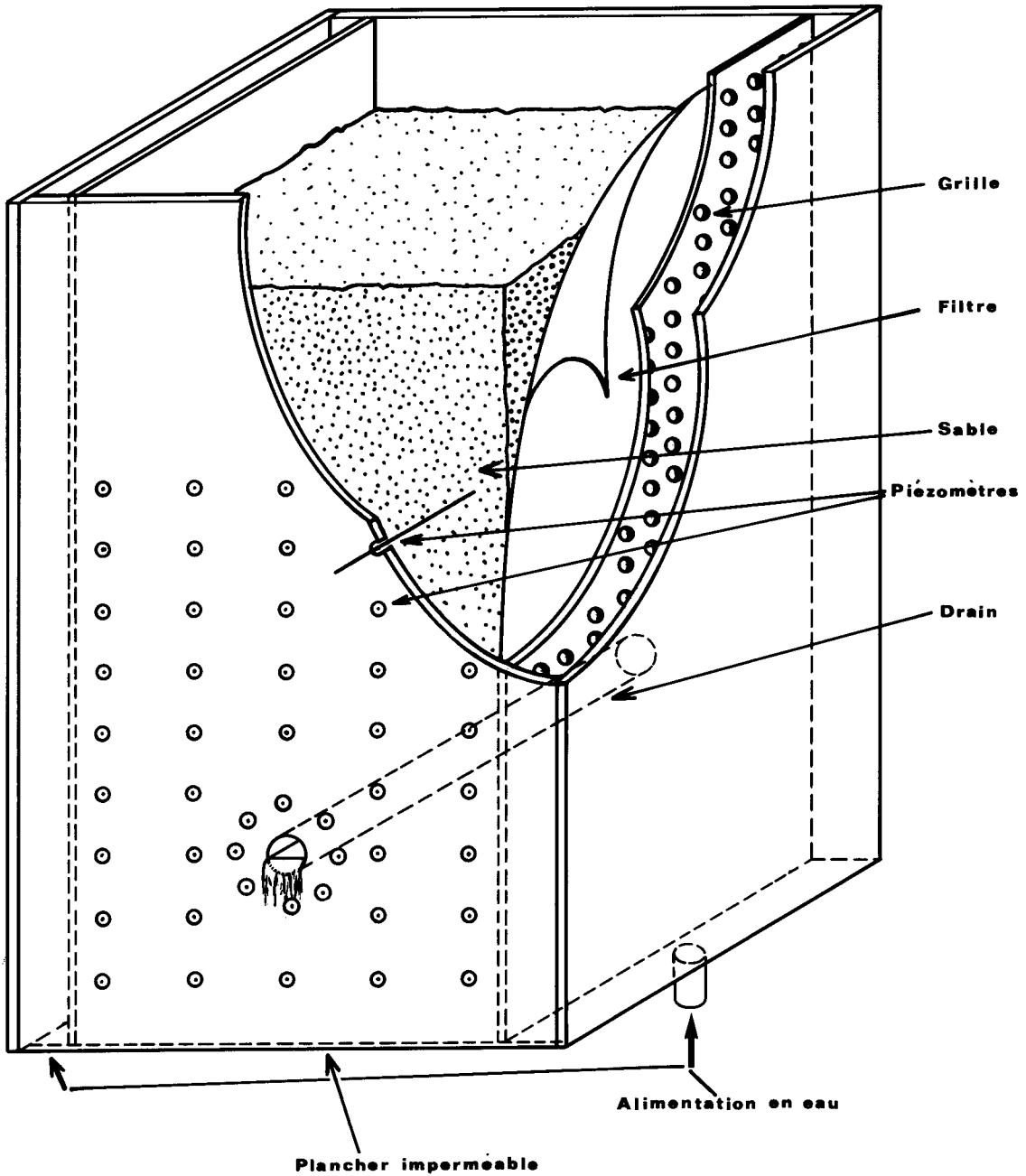


Figure 14 - Schéma de la cuve en alimentation latérale

2.1.2. Le matériel expérimental

2.1.2.1. La cuve

Elle est de forme parallélépipédique et de dimensions 600 x 600 x 1000 mm (figure 14). Les parois sont en polychlorure de vinyle, la face arrière est percée pour laisser passer le drain, les faces latérales et le fond sont équipés de réservoirs pour l'alimentation en eau séparés du massif par des plaques perforées recouvertes d'un filtre textile. Ces réservoirs sont indépendants les uns des autres. La face avant est en plexiglas pour permettre l'observation du massif en place. Elle est équipée de prises de pression destinées à recevoir des piézomètres.

2.1.2.2. Le matériau de remplissage

Le massif est constitué de sable de CHAMPLAN, un sable fin (100 μm) et uniforme (figure 15). Ce matériau est quasiment dépourvu d'argile, ce qui permet d'obtenir aisément un massif uniforme.

Le massif est mis en place à partir de sable sec tamisé à 2 mm ; la cuve est remplie par couches successives d'environ 5 cm d'épaisseur ; le sable est déversé en quantités constantes (25 kg) ; il est saturé par le bas pour éviter le piégeage de bulles d'air.

La densité apparente sèche du massif est calculée et sa conductivité hydraulique est mesurée avant et après chaque essai (Annexe N° 1).

2.1.2.3. Le drain

Le drain est installé en position horizontale à l'emplacement prévu dans la cuve. Nous utilisons un segment long de 800 mm d'un drain annelé en PVC de diamètre extérieur 50 mm. Il s'agit d'un drain normalisé dont les caractéristiques dimensionnelles sont fournies dans le tableau 4 avec les notations définies au paragraphe 1.1 (tableau 2, page 40).

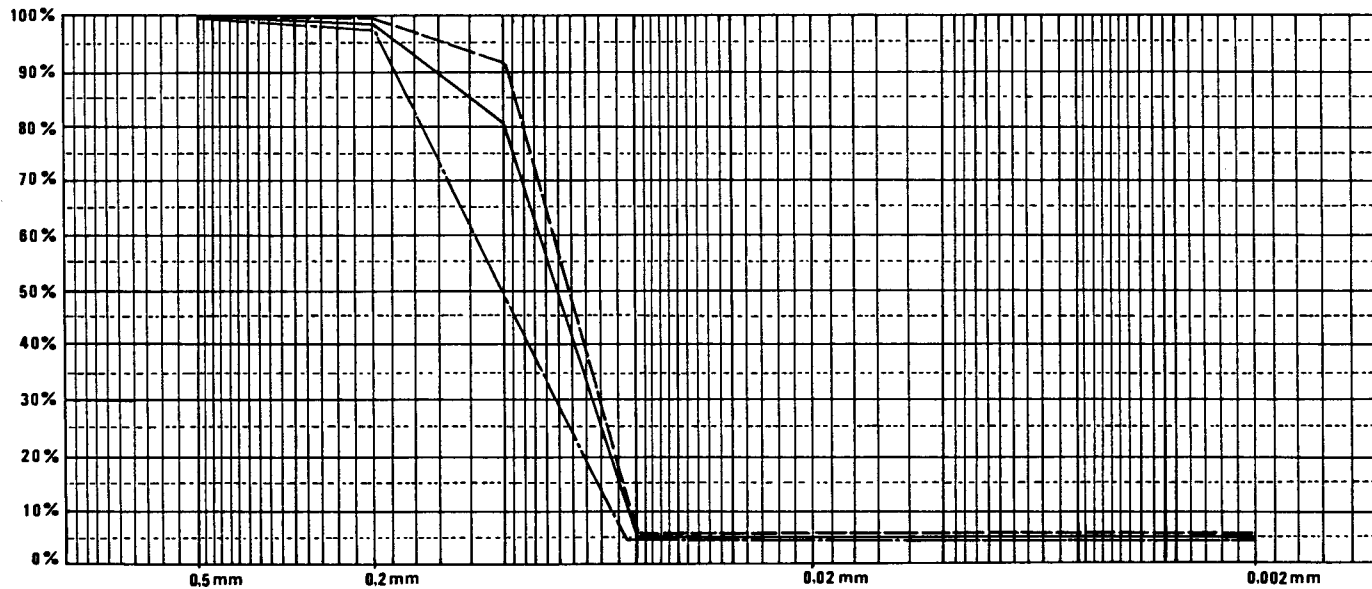


Figure 15 - Fuseau granulométrique du sable de Champlan

- . - - - - - courbe granulométrique extrême du sable de Champlan
- - - - - courbe granulométrique moyenne du sable de Champlan
- - - - - courbe granulométrique extrême du sable de Champlan

Tableau 4

Caractéristiques dimensionnelles du drain
 utilisé (d'après les notations définies
 dans le tableau 2, page 40)

Grandeur	Valeur
R_0	25 mm
R'_0	22 mm
S	0,0028 m
l	1,2 mm
L	5 mm
N	8
n	62
N	496
β	3 mm
λ_p	16 mm

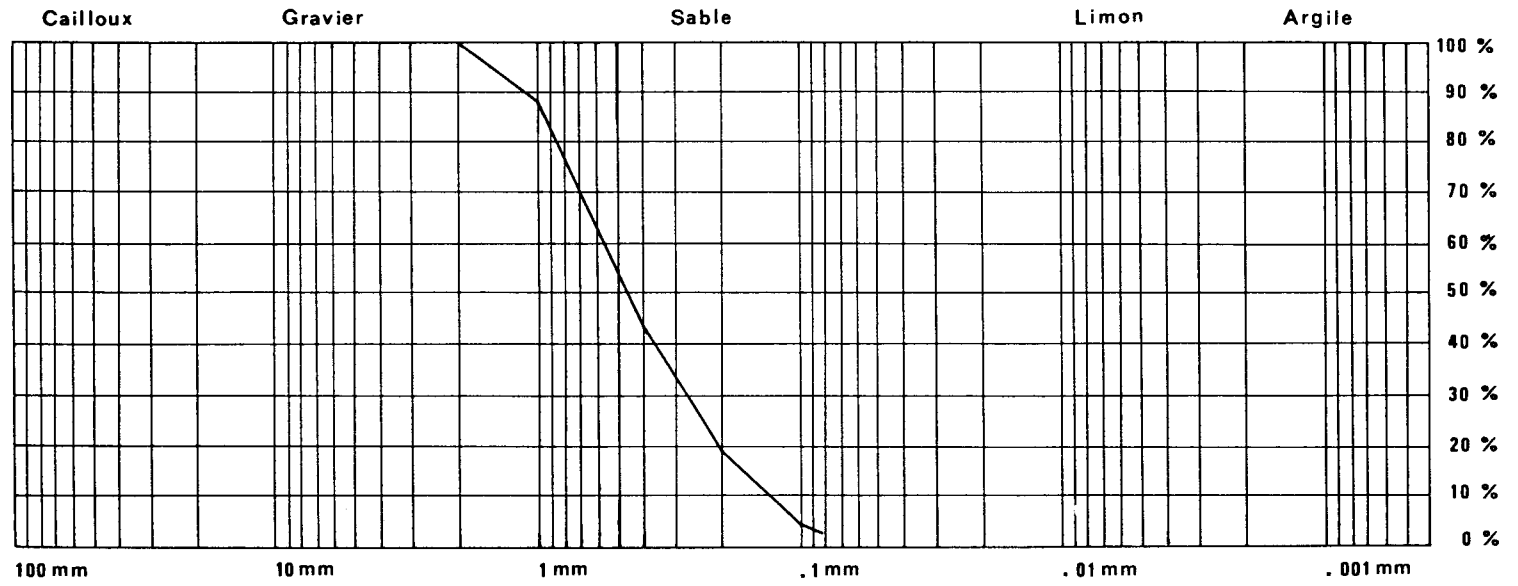


Figure 16 - Courbe granulométrique du matériau utilisé comme remblai poreux.

L'extrémité du drain en contact avec la face avant de la cuve est hermétiquement close, l'autre extrémité débouche à l'extérieur de la cuve. Sur cette dernière extrémité, un coude pivotant autour de l'axe du drain permet de régler le niveau d'eau dans le drain et de fixer ainsi la condition aval.

Deux types d'enrobage du drain sont utilisés dans les essais :

- Enrobage de fibres de coco : il est considéré comme un enrobage épais. D'épaisseur 10 mm, il est constitué de fibres végétales cardées provenant du fruit du *coco nucifera*. Sa perméabilité est très élevée, de l'ordre de 10^{-2} m/s. Ce type d'enrobage n'est plus utilisé en France depuis le début de la décennie 1980, à la suite d'observations, faites au champ par le CEMAGREF, montrant que les fibres de coco se décomposent au bout de quelques années dans le sol et n'assurent plus leur rôle de filtration (Cestre, 1984). Toutefois, il est intéressant d'étudier expérimentalement le rôle hydraulique d'un enrobage épais et très perméable, voisin des produits utilisés dans certains pays (Belgique, Pays-Bas...).
- Enrobage géotextile : il est considéré comme un enrobage mince. C'est un géotextile non tissé aiguilleté à base de filaments continus de polyester. Son épaisseur est de 2 mm, sa masse surfacique de 170 g/m². Son ouverture de filtration déterminée selon la norme AFNOR G 38-017 est de 105 µm. Sa perméabilité est de l'ordre de $2 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Le remblai poreux formant une tranchée de drainage est constitué à partir d'un sable grossier prélevé sur les bords de la Seine. Sa courbe granulométrique est représentée à la figure 16. La tranchée est installée sur une largeur de 150 mm centrée sur le drain à partir de la profondeur de pose du drain jusqu'au sommet du massif (figure 17). Sa conductivité hydraulique est de $12,3 \cdot 10^{-5}$ m/s. La mesure de la conductivité hydraulique de la tranchée et du massif de sable est détaillée dans l'Annexe N° 1.

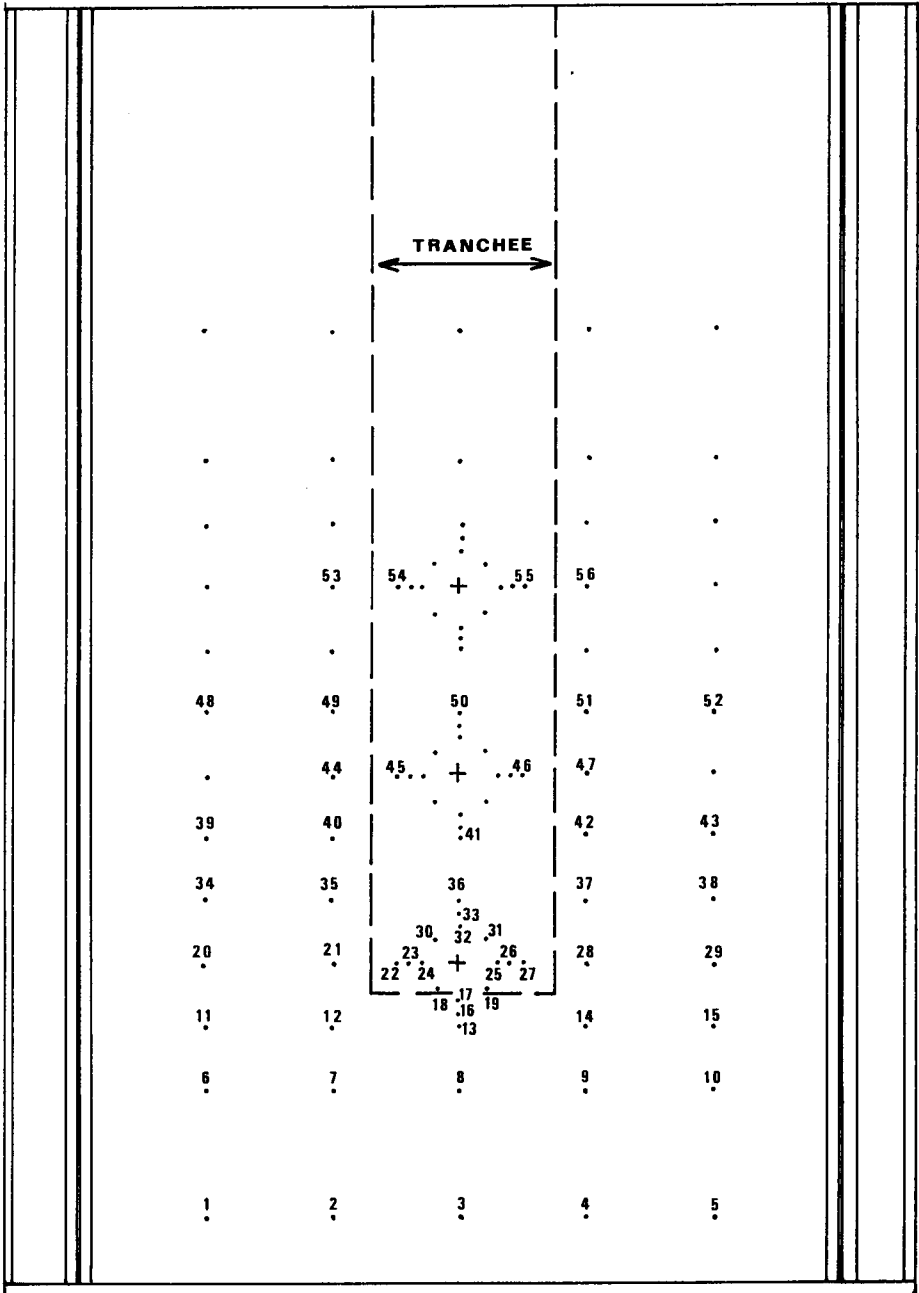


Figure 17 - Schéma de la cuve avec tranchée et position des 56 prises de pression.

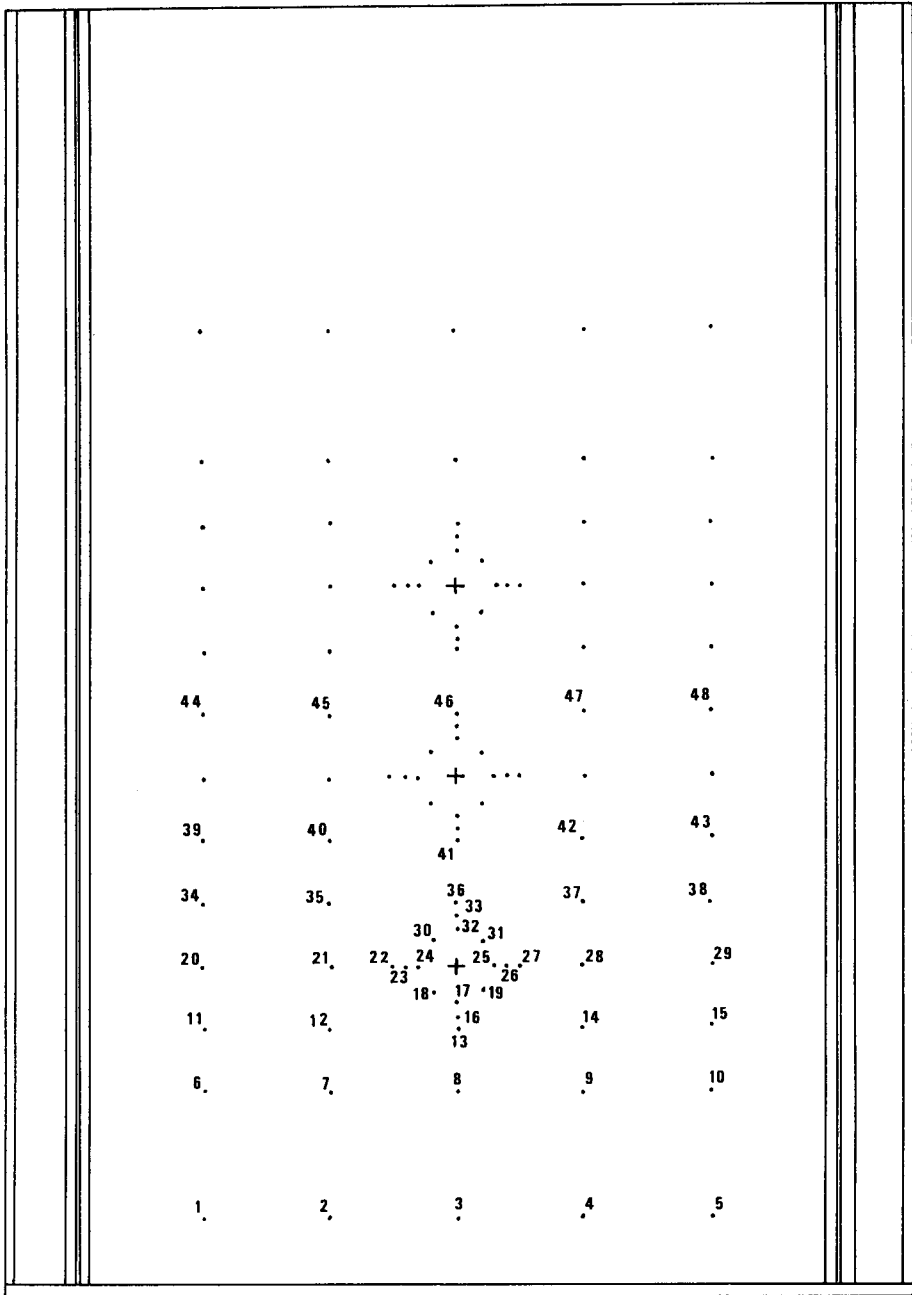


Figure 18 - Position des prises de pression sur la face avant de la cuve.

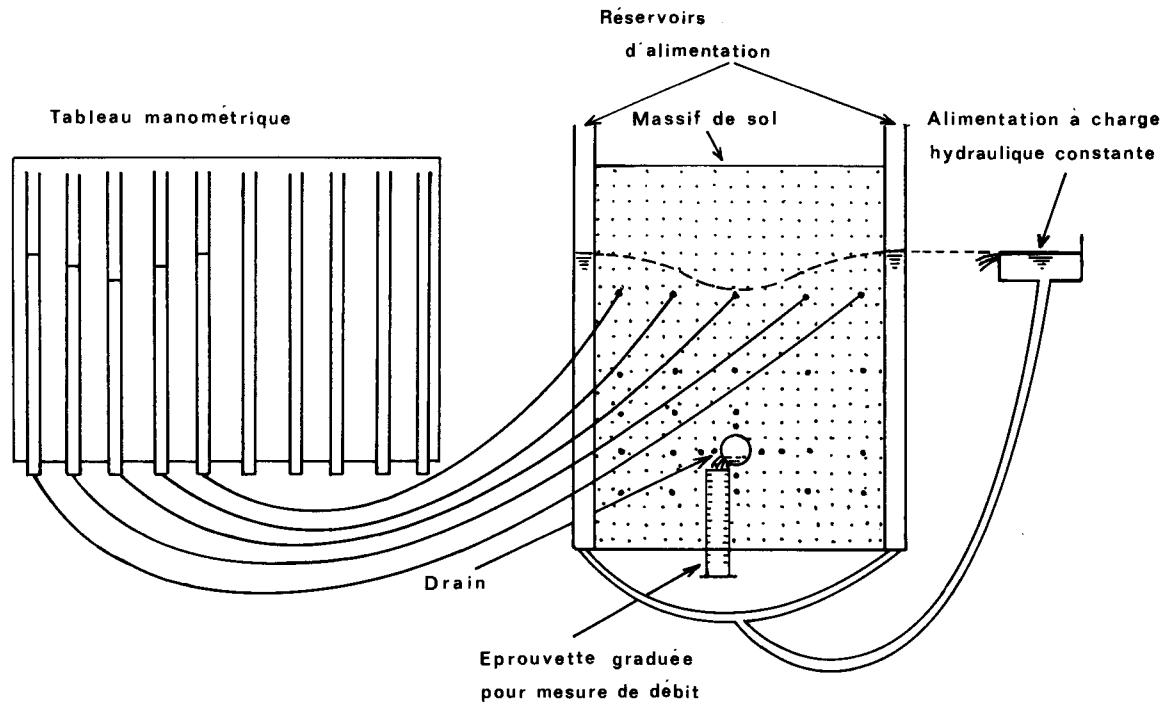


Figure 19 - Schéma du dispositif complet pour les essais en cuve.

2.1.2.4. L'alimentation en eau

L'alimentation se fait à partir d'un réservoir à niveau constant réglable en hauteur qui permet de fixer la condition amont pour les cas à alimentation latérale et alimentation par le bas. Ce réservoir est relié aux réservoirs de distribution de l'eau de la cuve : les deux réservoirs latéraux en communication ou le réservoir du dessous.

Pour la cuve alimentée par le haut, l'eau est répartie à la surface du massif formant, grâce à un trop-plein, une lame d'eau d'épaisseur constante.

L'eau utilisée provient du réseau urbain : elle est traitée avec un agent bactéricide et algicide.

2.1.2.5. Les prises de pression

Situées sur la face avant de la cuve, elles sont au nombre de 48 (56 dans le cas de la tranchée). Leur répartition est présentée dans la figure 18.

Elles sont équipées de piézomètres en acier inoxydable de diamètre intérieur 1 mm et de 230 mm de long. Ces piézomètres sont équipés à leur extrémité d'un système filtrant anticontaminant. Ils sont enfoncés dans le massif jusqu'à 150 mm de la paroi de la cuve pour éviter les effets de bordure.

Les piézomètres sont reliés par des tuyaux souples à un tableau manométrique constitué de tubes de verre de 10 mm de diamètre (figure 19). Les valeurs des charges piézométriques dans le massif sont lues sur ce tableau.

2.1.3. Le protocole expérimental

Nous appelons "essai" chaque série de mesures effectuées sur un dispositif différent : alimentation différente ou drain différent. Entre chaque essai, la cuve est vidée et le massif est reconstitué. Sept essais ont été réalisés (cf. tableau 3 du paragraphe 2.1.1.).

Tableau 5

Valeurs mesurées de la conductivité hydraulique K
du massif de sable.

	K avant essais (10^{-5} m/s)	K après essais (10^{-5} m/s)
drain nu	3,0	3,1
drain nu sur le plancher	0,59	1,95
drain dans la tranchée	1,90	
enrobage coco	1,48	1,55
enrobage géotextile	2,45	2,36

Nous appelons "expérience" chaque mesure effectuée donc chaque couple (condition amont, condition aval). Pour chaque essai, de 3 à 12 expériences sont réalisées et le nombre total d'expériences est de 63.

Pour chaque essai, le protocole suivant a été adopté : après constitution du massif et mise en place du drain, la conductivité hydraulique du massif est mesurée suivant un protocole détaillé dans l'Annexe N° 1.

Nous imposons une valeur initiale de charge hydraulique amont et nous choisissons une condition aval entre "drain vide", "drain mi-plein" ou "drain plein". Nous laissons s'établir un écoulement permanent durant au moins 24 heures. Nous mesurons le débit par empotement et une correction est effectuée en fonction de la température de l'eau pour tenir compte des variations de la viscosité cinématique de l'eau : les valeurs des débits sont ainsi ramenées à 20°C. Les charges hydrauliques sont lues dans les tubes manométriques. Le sable éventuellement évacué par le drain est recueilli, et pesé quotidiennement après séchage.

Le passage d'une expérience à la suivante se fait en changeant la condition amont ou la condition aval.

A la fin d'un essai, quand les n expériences correspondantes ont été réalisées, la conductivité hydraulique du massif est à nouveau mesurée avant la vidange de la cuve. Les valeurs de conductivité hydraulique avant et après chacun des cinq essais sont répertoriées dans le tableau 5.

Pour chaque expérience, nous disposons d'un relevé discret de la piézométrie dans le massif et du débit corrigé à 20°C.

Etant donné la complexité du problème tridimensionnel que représente la modélisation de l'écoulement dans la cuve, nous ne disposons pas de relation théorique liant la charge hydraulique amont et le débit au drain. Pour chaque essai, si le nombre d'expériences est suffisant, il est possible de déterminer une relation empirique liant débit et charge hydraulique, mais ce n'est pas suffisamment précis pour renseigner sur les écoulements près du drain.

Pour chaque expérience, l'évolution de la charge hydraulique en fonction de la distance au drain peut être représentée graphiquement : le gradient hydraulique est calculé en différents points du massif comme la pente de la tangente aux courbes obtenues.

Nous utiliserons les valeurs mesurées de la piézométrie pour caler une modélisation du problème de l'écoulement dans la cuve. Nous ne sommes capables de proposer une modélisation tant analytique que numérique que pour un problème bidimensionnel, à cause de la complexité de la géométrie du domaine d'écoulement. Une analyse en 2 dimensions implique une hypothèse forte au niveau du drain : soit un drain idéal totalement perméable, soit un drain muni de fentes longitudinales continues.

La modélisation analytique de l'écoulement dans une cuve est difficile, voire impossible, si le drain n'est pas supposé ponctuel. L'utilisation des formules analytiques du drainage choisies en fonction des différents essais n'offre que peu d'intérêt dans la mesure où les proportions des domaines d'écoulement ne sont pas respectées ; en effet, dans la cuve, le drain est à une profondeur quasiment identique à la réalité (de l'ordre de grandeur du mètre), tandis que l'espacement latéral est considérablement réduit.

L'ensemble de ces raisons nous a conduit à utiliser plutôt l'analyse numérique pour résoudre le problème en 2 dimensions, les valeurs mesurées servant alors à caler le modèle.

2.1.4. Le modèle numérique

MEFPORE simule les écoulements stationnaires ou instationnaires en milieux poreux variablement saturés. Ce module, mis au point en étroite collaboration entre la société C.S.I. (Compiègne Science Industrie) et le CEMAGREF, est intégré dans un logiciel plus général de simulation aux éléments finis de différents problèmes physiques, MEFMOSAIC, élaboré par C.S.I.

Le contenu du modèle MEFPORE est détaillé en Annexe n° 2.

2.1.4.1. Définition du domaine

Nous considérons la coupe verticale de la cuve correspondant à l'extrémité des piézomètres. Les conditions aux limites sur les 4 faces de la cuve dépendent de l'essai considéré : elles sont récapitulées dans le tableau 6.

Le drain est représenté par un cercle. Sur sa partie imperméable est imposée une condition de flux nul ; les perforations sont considérées comme des limites à potentiel imposé ou des limites de suintement suivant leur position et le niveau de remplissage du drain.

La conductivité hydraulique initialement injectée dans le modèle est constante : c'est celle mesurée sur les cuves de sable. En l'absence de mesure, la loi de variation dans la partie non saturée a été introduite sous forme d'une courbe analytique paramétrée de Mualem - Van Genuchten.

2.1.4.2. Le maillage

Le programme permet un maillage très fin du domaine bidimensionnel étudié. Les mailles utilisées ici sont quadratiques. Des maillages différents ont été utilisés pour les sept essais (Annexe N° 2). Un fort raffinement du maillage a été opéré à proximité du drain.

2.1.4.3. Calage

Le massif constitué dans la cuve possède une conductivité hydraulique que l'on peut supposer a priori comme hétérogène et isotrope, mais nous ne disposons d'aucun moyen direct de mesure des conductivités hydrauliques locales. Une procédure de calage du modèle numérique avec les résultats expérimentaux va permettre d'établir une carte des hétérogénéités locales de la conductivité hydraulique. Une table de correspondance est établie entre les piézomètres de la cuve et les noeuds du maillage les plus proches ; cette méthode est rendue possible par le grand nombre de mailles. Les valeurs de la charge hydraulique mesurées sur la cuve et celles calculées par

Tableau 6

Conditions aux limites du domaine étudié

Alimentation	Conditions aux limites			Remarques
	Inférieure	Latérale	Supérieure	
par le haut	Imperméable Neumann homogène $q = 0$	Imperméable Neumann homogène $q = 0$	Alimentation à charge constante Dirichlet non homogène $h = \text{constante}$	Domaine d'écoulement totalement saturé
par le bas	Alimentation à charge constante Dirichlet non homogène $h = \text{constante}$	Imperméable Neumann homogène $q = 0$	Condition de flux nul Neumann homogène $q = 0$	Il existe une zone non saturée et la position de la surface libre constitue une inconnue supplémentaire pour le problème
latéralement	Imperméable Neumann homogène $q = 0$	$z < h$ Dirichlet non homogène $z > h$ Neumann homogène	Condition de flux nul Neumann homogène $q = 0$	

MEFPORE sont comparées. A partir de cela, les valeurs de la conductivité hydraulique sont ajustées par zones (de une ou plusieurs mailles) jusqu'à constater un écart entre les valeurs de charge hydraulique inférieur à 10 %.

Les hétérogénéités locales sont ainsi mises en évidence. L'unicité de la solution trouvée n'est pas prouvée.

2.2. RESULTATS ET DISCUSSION

L'organisation générale de l'écoulement est déduite de l'allure des lignes équipotentielles. Ces lignes seront soit extrapolées à partir des mesures piézométriques (Tiligadas, 1984 ; Zaïdi, 1986), soit dessinées par le module MEFPORE à partir d'une simulation de l'écoulement. A la suite de cette observation, nous pouvons tester le modèle radial d'écoulement à proximité du drain. Nous calculerons un terme de résistance à l'écoulement à partir de la relation établie entre perte de charge totale et débit à la sortie du drain (Lennoz-Gratin et Zaïdi, 1987).

Le gradient hydraulique est abordé de deux façons. La première méthode (Zaïdi, 1986) est inspirée de Dierickx (1980) ; dans la partie radiale de l'écoulement vers le drain une relation linéaire est ajustée entre la charge hydraulique et le logarithme de la distance au centre du drain. La perte de charge totale due à l'écoulement radial vers un drain réel s'écrit, à partir de (6) et (15) :

$$\Delta h_t = \frac{q}{K} (\alpha_r + \alpha_{as} + \alpha_e) \quad (24)$$

à partir de la relation (4), elle s'écrit aussi :

$$\Delta h_t = \frac{q}{K} \left(\frac{1}{2\pi} \ln \frac{R}{R_0} + \alpha_{as} + \alpha_e \right) \quad (25)$$

qui correspond à une relation de la forme :

$$\Delta h_t = a \ln R + b \quad (26)$$

avec

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \frac{q}{2\pi K} \\ b = \frac{q}{K} \left(\alpha_{as} + \alpha_e - \frac{1}{2\pi} \ln R_0 \right) \end{array} \right.$$

La dérivée de cette relation par rapport à R fournit une expression simple du gradient hydraulique :

$$i = \frac{a}{R} \quad (27)$$

Le maximum du gradient hydraulique correspond à $R = R_0$, c'est-à-dire à la limite du drain ; ce maximum est appelé gradient hydraulique de sortie et noté i_s :

$$i_s = \frac{a}{R_0} \quad (28)$$

Le modèle MEFPORÉ permet une autre approche du gradient hydraulique à l'interface sol/drain ; il détermine le gradient hydraulique en chaque noeud du maillage et il est ainsi possible d'obtenir le sens et l'intensité du gradient hydraulique en tout point du massif, ainsi que leur évolution sur n'importe quelle ligne de courant.

Un terme de "résistance apparente d'entrée" (α'_e) (Zaïdi, 1986) incluant la résistance d'entrée sensu stricto et un terme dû à une éventuelle asymétrie de l'écoulement radial peut être calculé dans la partie radiale de l'écoulement :

$$\Delta h_t = \frac{q}{K} \alpha_t \quad (29)$$

$$\alpha'_e = \alpha_{as} + \alpha_e = \frac{K\Delta h_t}{q} - \frac{1}{2\pi} \ln \frac{R}{R_0} \quad (30)$$

R étant ici le rayon limite de la zone considérée pour le calcul.

2.2.1. Organisation de l'écoulement - Validité du modèle radial

2.2.1.1. Lignes équipotentiellles

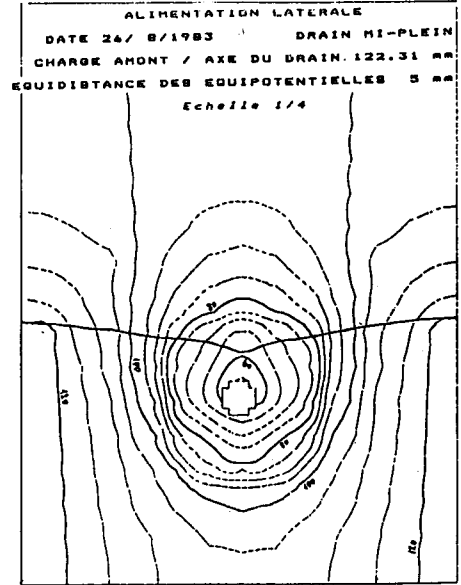
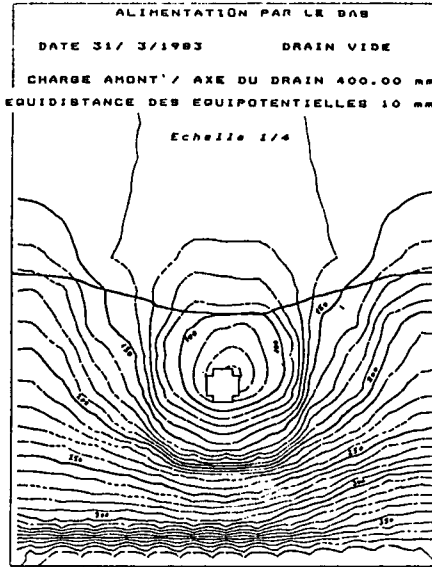
Les dessins des lignes équipotentiellles obtenues sont rassemblés en Annexe N° 3 et en figure 20. La modélisation avec MEFPORE permet une prise en compte des perforations et une visualisation très détaillée au voisinage du drain (figure 21).

Les lignes équipotentiellles sont parallèles en amont à la (aux) limite(s) alimentée(s) à charge constante et, à l'approche du drain, elles s'incurvent pour devenir quasi-circulaires. Le décentrage entre ces lignes équipotentiellles et le drain traduit la pénétration préférentielle de l'eau par une partie du drain dont l'étendue dépend du remplissage et du mode d'alimentation. La convergence de l'écoulement vers les perforations se marque sensiblement sur le dessin des lignes équipotentiellles dans une zone d'extension très limitée autour du drain. Cette zone peut être assimilée à un disque concentrique au drain de rayon inférieur à trois fois le rayon du drain (figure 22).

L'influence de la charge hydraulique amont se traduit essentiellement par le décentrage des lignes équipotentiellles près du drain ; l'écoulement est radial quasi-symétrique pour les charges hydrauliques élevées. Dans le cas où le drain repose sur le plancher imperméable, toutes les équipotentiellles sont perpendiculaires à ce plancher et, près du drain, elles revêtent la forme d'un demi-cercle (figure 23). L'organisation de l'écoulement vers les perforations du bas du drain est modifiée (figure 24).

Lorsque le drain est enrobé, l'écoulement est radial et symétrique à proximité du drain même quand celui-ci n'est pas plein (figure 25) : cela est vrai aussi bien pour le produit mince que pour le produit épais.

Dans le cas où le drain est installé dans une tranchée 6 à 7 fois plus perméable que le massif en place, les lignes équipotentiellles tendent à suivre les contours de la tranchée à son approche (Zaïdi, 1986). En effet, trois sens différents d'écoulement sont repérables :



ALIMENTATION PAR LE HAUT
 DATE 23/11/1983 DRAIN PLEIN
 CHARGE AMONT / AXE DU DRAIN 565.08 mm
 EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES 25 mm
 Echelle 1/4

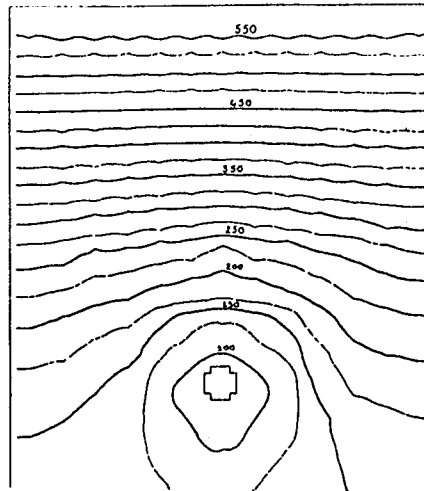


Figure 20 - Dessin des lignes équipotentielles dans un plan recoupant le massif perpendiculairement au drain.
 (d'après Tillgadas, 1984)

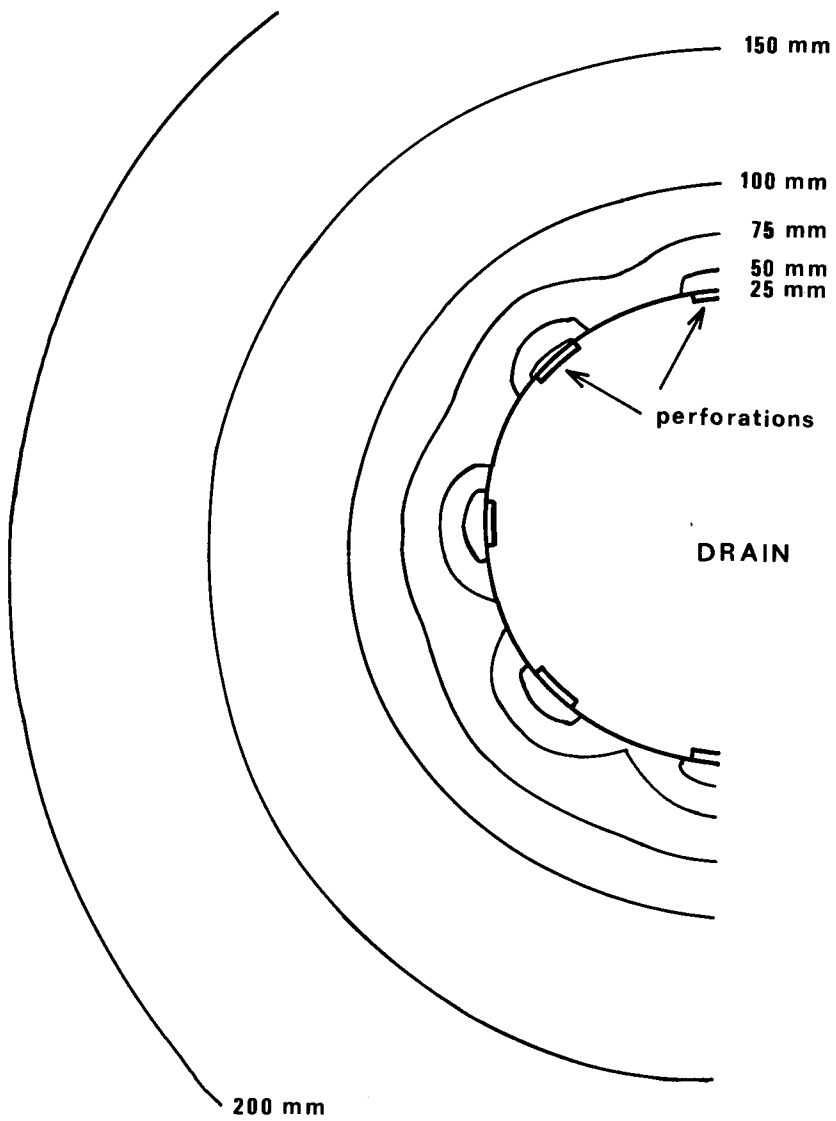


Figure 21 - Lignes équipotentielle au voisinage du drain coulant demi-plein, déterminées avec le modèle MEFPORÉ.

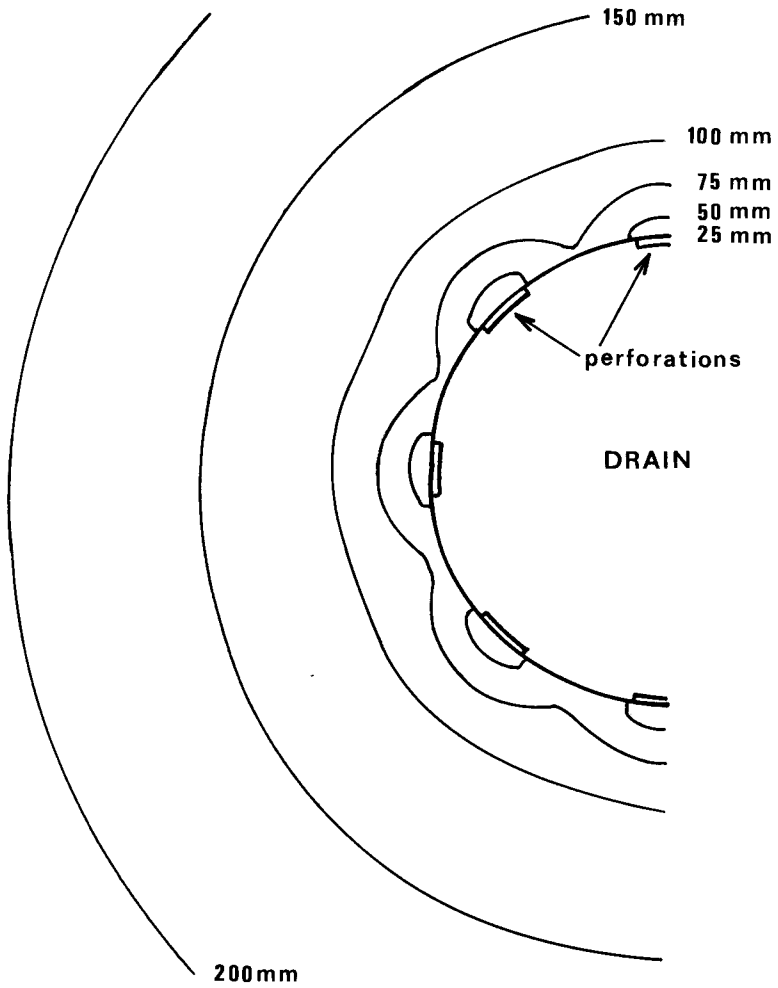


Figure 22 - Lignes équipotentiellles au voisinage d'un drain coulant plein, déterminées avec le modèle MEFPORE.

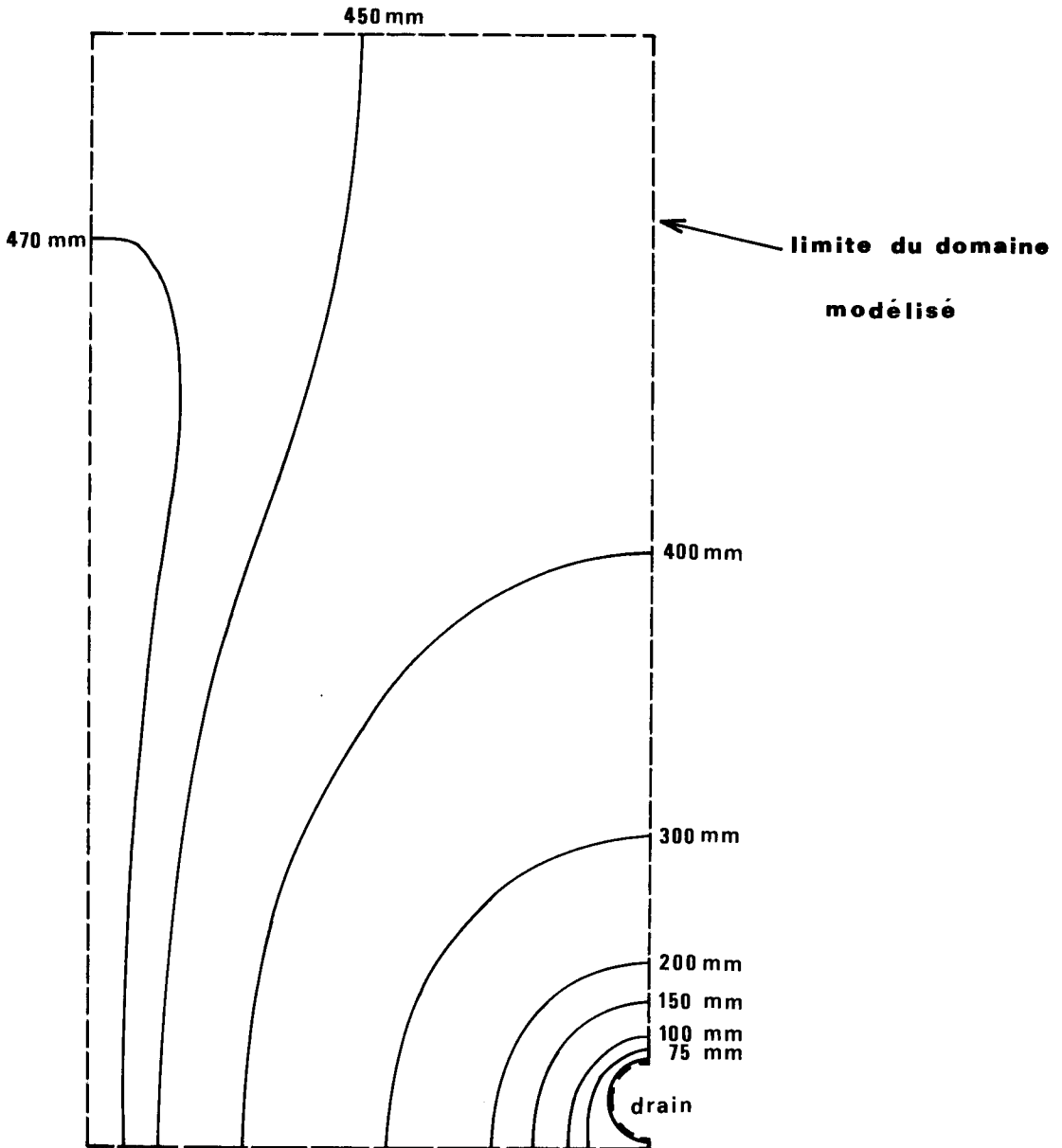


Figure 23 - Dessin des lignes équipotentielles dans le cas où le drain repose sur le plancher imperméable, déterminées avec le modèle MEFPORÉ.

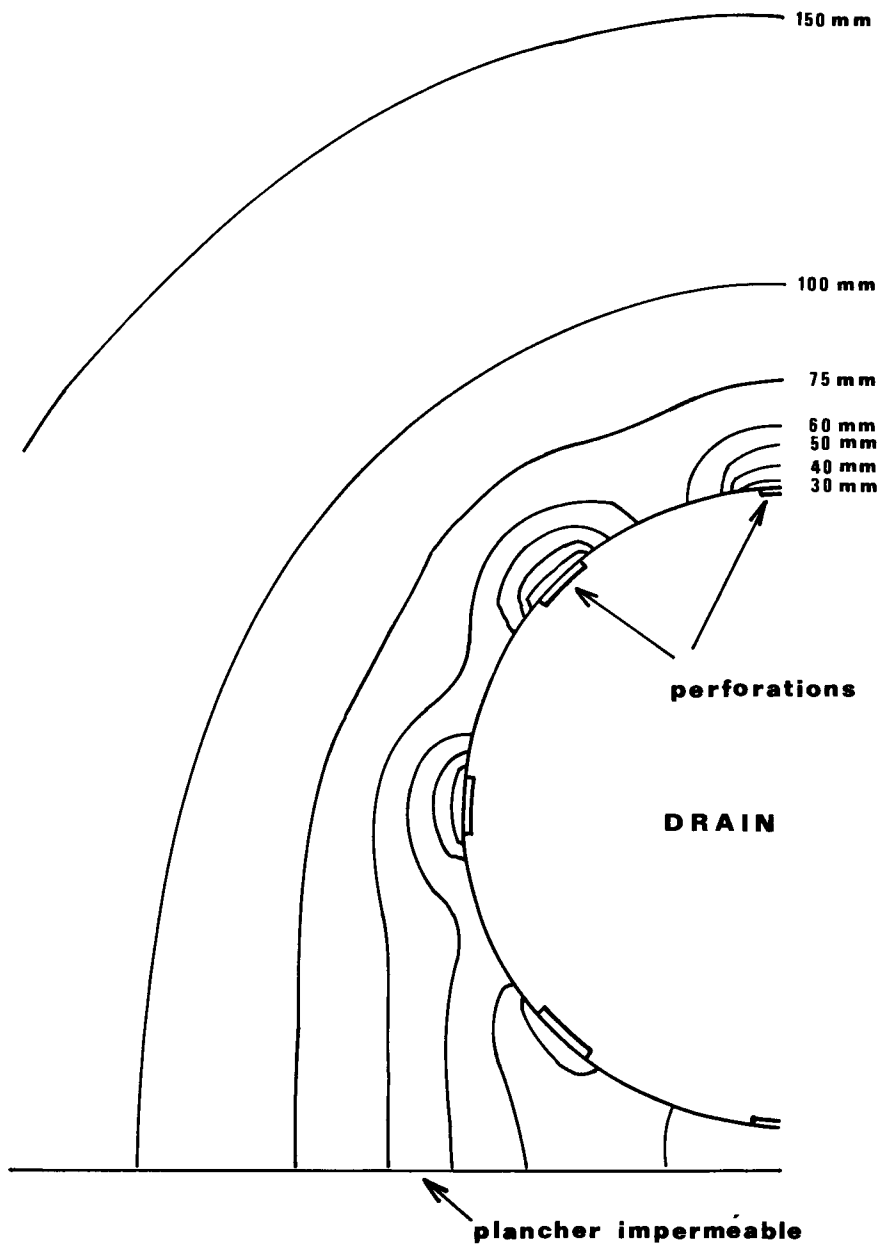


Figure 24 - Lignes équipotentiellles au voisinage du drain placé sur le plancher imperméable, déterminées avec le modèle MEFPORE.

- dans la tranchée, les équipotentiels sont quasi-horizontales et parallèles, ce qui traduit un écoulement vertical descendant ;
- au voisinage de la tranchée, les lignes équipotentiels sont quasi-parallèles aux bords latéraux de la tranchée, l'écoulement est horizontal vers la tranchée ; cependant, dans le cas où la plus grande partie du massif est non saturée (charge amont faible), on observe une alimentation de la zone non saturée à partir de la zone saturée par un écoulement ascendant par capillarité à travers la surface piézométrique (figure 26) ;
- au voisinage de la base de la tranchée, les équipotentiels sont quasi-horizontales, l'écoulement vertical ascendant.

La zone d'écoulement radial se trouve fortement réduite et n'apparaît qu'à l'intérieur de la tranchée au voisinage très immédiat du drain. La convergence vers les perforations commence également plus tard et ne concerne qu'un cercle de rayon de l'ordre de $2 R_0$ (figure 27).

L'influence de la condition aval ne se fait sentir qu'à l'intérieur de la tranchée par un décentrage des équipotentiels au voisinage immédiat du drain dans le cas du drain vide, du fait de la convergence des lignes de courant vers la partie mouillée.

Dans le cas où une lame d'eau existe à la surface du massif, l'écoulement est quasi-radial sur tout le massif : la tranchée étant alors alimentée à la fois par le haut et par les côtés (figure 28). Dans toute la tranchée se produit un écoulement vertical descendant.

2.2.1.2. Validité du modèle radial

Dans tous les cas étudiés, il semble qu'il est possible de déterminer une zone proche du drain où l'organisation générale de l'écoulement est radiale avant la convergence vers la perforation. L'extension de cette zone d'écoulement radial est variable et dépend notamment de la charge hydraulique amont. Toutefois, elle occupe toujours un disque de

DRAIN ENROBE DE FIBRES DE COCO

MESURE DU 19 04 84
DRAIN VIDE
CHARGE AMONT : 101.5 mm
EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES : 10 mm
ECHELLE : 0.25

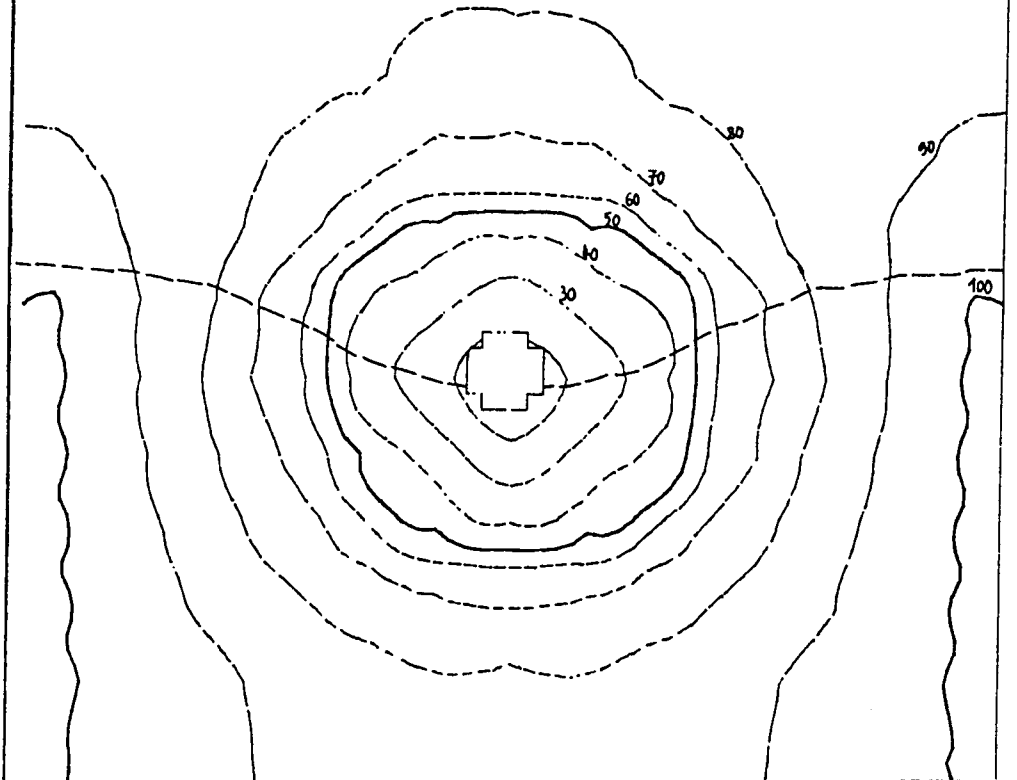


Figure 25 - Lignes équipotentiellles autour d'un drain enrobé de fibres de coco et coulant vide. (d'après Zaïdi, 1986)

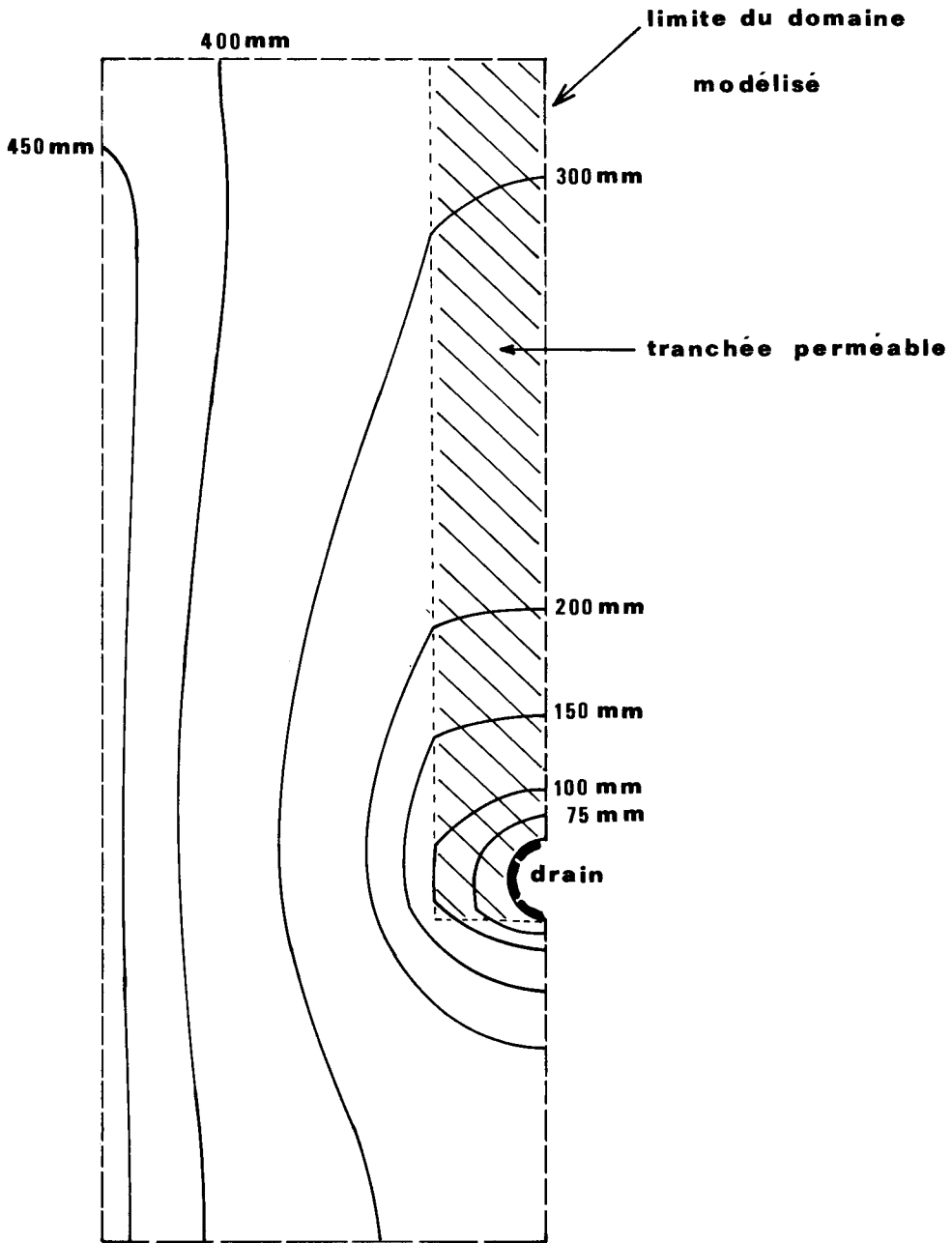


Figure 26 - Dessin des lignes équipotentiels dans le cas du drain placé dans une tranchée plus perméable que le sol en place, réalisé par le modèle MEFPORÉ.

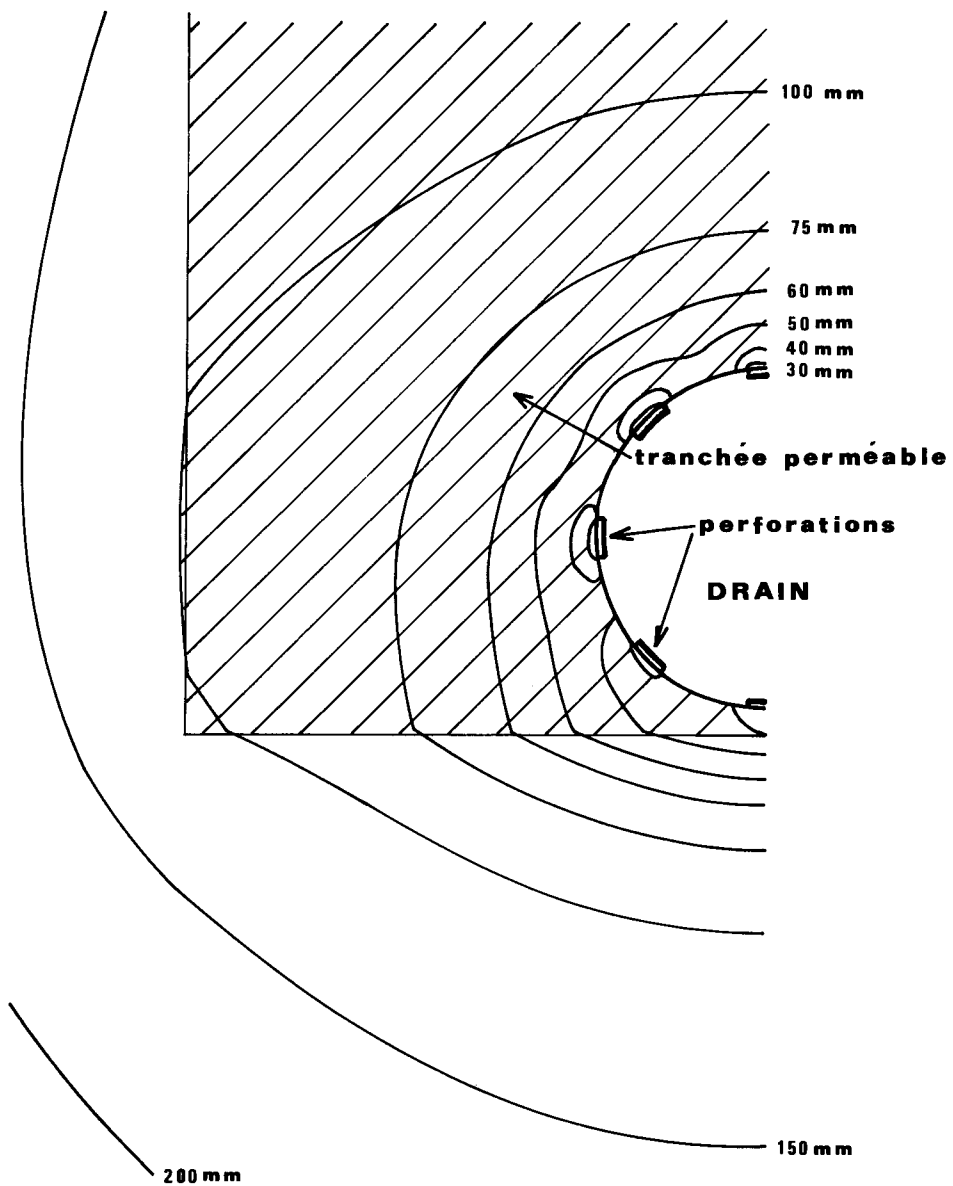


Figure 27 - Lignes équipotentiels au voisinage du drain placé dans une tranchée, déterminées avec le modèle MEFPORE.

rayon au moins égal à 5 fois celui du drain. Cet écoulement n'est complet et symétrique (c'est-à-dire centré sur le drain) que dans les cas suivants : (a) le drain coule à plein, (b) le drain est enrobé et, dans tous les cas, le drain étant distant de plus de 100 mm du plancher imperméable et la charge hydraulique amont étant supérieure à 200 mm par rapport à l'axe du drain. Dans le cas d'un drain nu partiellement plein, l'écoulement est radial mais excentré par rapport au drain ; il est alors possible de se rattacher à l'écoulement radial en utilisant la correction proposée par Dierickx (1980) intégrant l'excentricité des équipotentiels.

Quand le drain repose directement sur le plancher imperméable, on observe un écoulement radial incomplet ; les équipotentiels autour du drain forment des demi-cercles appuyés sur le plancher, il est possible d'étendre la théorie de l'écoulement radial à ce cas en utilisant la correction proposée par Boumans (1963).

Dans le cas de la tranchée, un écoulement radial est observable à l'intérieur de celle-ci : d'extension considérablement réduite, il est symétrique ou non selon le remplissage du drain. Une part importante de la perte de charge a lieu avant la tranchée et ce qui se passe autour du drain devient relativement moins important dans la caractérisation de l'écoulement.

Dans tous les cas étudiés dans cette série d'expériences en cuves de sable, un écoulement radial (plus ou moins strict) a été mis en évidence autour du drain. Bien que ce résultat soit à vérifier sur terrain, nous admettons la validité du modèle radial concernant l'écoulement près du drain et nous pourrions utiliser le coefficient de résistance d'entrée calculé dans l'hypothèse d'un écoulement radial.

2.2.1.3. Relation entre débit mesuré et charge hydraulique

En déterminant empiriquement le type de relation existant entre débit et charge hydraulique, nous caractérisons l'écoulement dans la cuve. Pour chaque essai - en comptant les essais sensu stricto, définis dans le tableau 3 de la page 62, et des essais intermédiaires de débit et de charge hydraulique réalisés en régime permanent d'écoulement -, la relation entre débit et charge hydraulique amont est représentée graphiquement (figure 29). Pour chaque condition aval, des régressions polynomiales de degré 2 sont réalisées, les résultats sont regroupés dans le tableau 7.

DRAIN NU DANS LA TRANCHEE

MESURE DU 07 04 86

DRAIN PLEIN

CHARGE AMONT : 605.1 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES : 50 mm

ECHELLE : 0.25

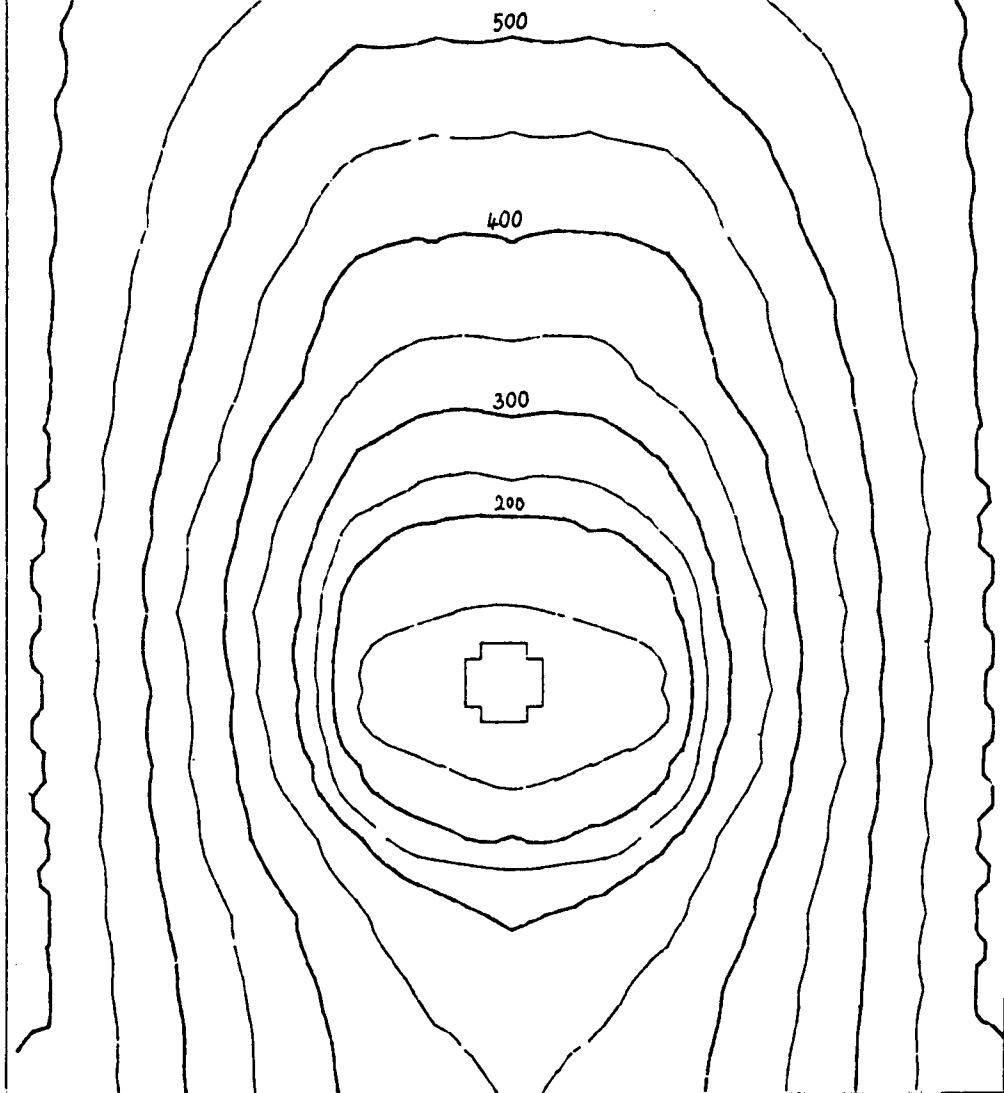


Figure 28 - Lignes équipotentiellles dans la cuve avec une tranchée et une lame d'eau en surface. (d'après Zaïdi, 1986)

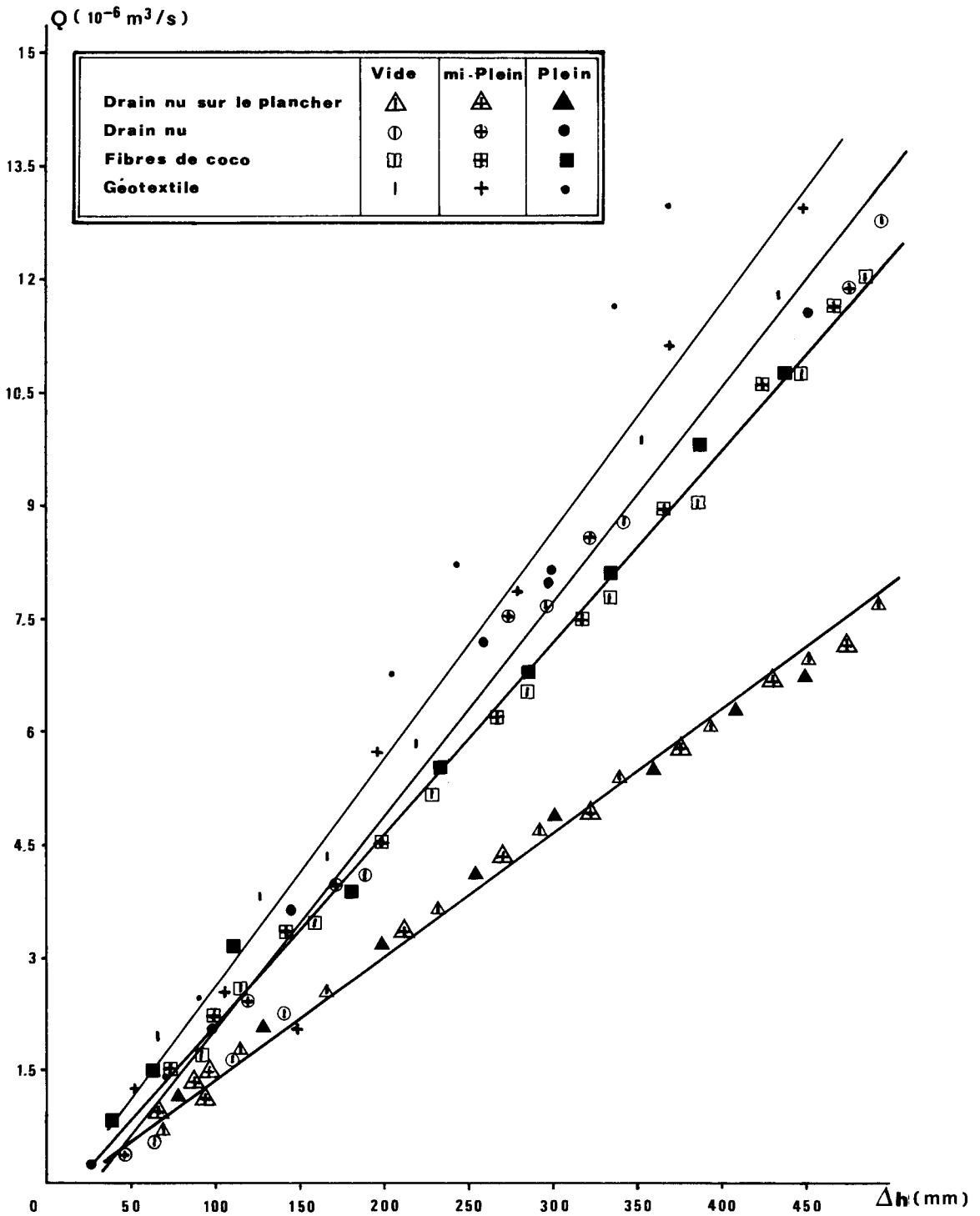


Figure 29 - Relation entre charge hydraulique et débit.

		Relation établie	Coefficient de détermination R ²	Hypothèse "coefficient du terme de second degré nul"	
Alimentation latérale	Drain nu	Vide Mi-plein Plein	Q = 0,174 h + 1,75 10 ⁻³ h ² Q = 0,241 h + 1,39 10 ⁻⁴ h ² Q = 0,271 h - 4,03 10 ⁻⁴ h ²	0,994 0,996 0,998	rejetée à 1 % acceptée à 0,5 % acceptée à 0,5 %
	Coco	Vide Mi-plein Plein	Q = 0,149 h + 2,7 10 ⁻⁴ h ² Q = 0,153 h + 1,1 10 ⁻⁴ h ² Q = 0,144 h + 2,7 10 ⁻⁴ h ²	0,997 0,992 0,991	acceptée à 0,5 % acceptée à 0,5 % acceptée à 0,5 %
	Géotextile	Vide Mi-plein Plein	Q = 0,208 h + 6,2 10 ⁻⁴ h ² Q = 0,216 h + 6,2 10 ⁻⁴ h ² Q = 0,220 h + 5,6 10 ⁻⁴ h ²	0,998 0,999 0,999	acceptée à 0,5 % acceptée à 0,5 % acceptée à 0,5 %
	Drain sur le plancher	Vide Plein	Q = 0,044 h + 1,25 10 ⁻³ h ² Q = 0,081 h + 7,9 10 ⁻⁴ h ²	0,986 0,949	rejetée à 1 % acceptée à 0,5 %
	Tranchée	Vide Mi-plein Plein	Q = 0,219 h + 6,43 10 ⁻³ h ² Q = 0,298 h + 5,47 10 ⁻³ h ² Q = 0,331 h + 5,32 10 ⁻³ h ²	0,998 0,997 0,995	acceptée à 0,5 % acceptée à 0,5 % acceptée à 0,5 %
Alimentation par le haut Drain vide		Q = 4,34 10 ⁻² h + 5,77 10 ⁻⁴ h ²	0,998	rejetée à 1 %	
Alimentation par le bas Drain vide		Q = 0,151 h - 1,02 10 ⁻³ h ²	0,887	rejetée à 1 %	

h en 10⁻² m

Q en 10⁻⁶ m³/s

Tableau 7 - Résultats des régressions polynomiales

Ces résultats sont significatifs au seuil de 1 % : les coefficients de détermination sont supérieurs à 0,99, sauf pour l'essai alimenté par le bas. Les résidus de ces régressions suivent une distribution normale, ce qui permet d'utiliser des tests statistiques classiques.

Nous avons testé l'hypothèse "coefficient du terme du second degré nul" avec un test t de Student. Pour les essais conduits avec un drain nu, l'hypothèse est rejetée au seuil de 1 % pour la condition aval, drain vide. Elle est par contre acceptée au seuil de 0,5 % pour les autres conditions aval. Pour les essais conduits avec les drains enrobés, l'hypothèse est toujours acceptée au seuil de 0,5 %.

La relation linéaire obtenue dans la majorité des cas permet d'utiliser dans la cuve l'analyse de l'écoulement en termes de résistances proposée par Ernst. Mais l'interprétation du coefficient (de dimension $[L]^2 [T]^{-1}$) du terme de 1er degré reste difficile et sa décomposition est quasiment impossible à réaliser en raison de la complexité du domaine d'écoulement. Par contre, nous avons établi que l'écoulement près du drain est radial avant de converger vers les perforations. Ceci est d'ailleurs vrai dans tous les cas, même quand la relation caractérisant l'écoulement global dans la cuve est quadratique.

Le coefficient du terme de premier degré dans la relation liant débit et charge hydraulique peut être utilisé pour comparer les performances de différents systèmes drainants, à géométrie de la cuve constante. Un coefficient de résistance à l'écoulement est calculé comme l'inverse du rapport du coefficient du terme de premier degré sur la conductivité hydraulique du massif multipliée par la longueur du drain dans la cuve ; les valeurs obtenues pour les différents essais sont réunies dans le tableau 8.

Pour le drain nu, la résistance totale à l'écoulement est significativement plus grande dans le cas où le drain repose sur le plancher imperméable (au seuil de 0,5 %), cela peut s'expliquer par la perturbation de l'écoulement dans la partie inférieure du drain. Le coefficient de résistance à l'écoulement est plus faible dans le cas de drains enrobés et d'autant plus que l'enrobage est plus épais. Cela peut s'expliquer par la diminution du coefficient de résistance d'entrée, lequel est en effet compris dans le coefficient de résistance à l'écoulement : l'enrobage, surtout s'il est épais, rend le drain plus proche

Tableau 8

Valeurs du coefficient de résistance à l'écoulement calculées
à partir des résultats des essais en cuve de sable

	Drain dans la tranchée	Drain nu à 20 cm du plancher	Drain enrobé de coco	Drain enrobé de géotextile	Drain nu sur le plancher
Drain vide	0,52	1,03	0,61	0,69	1,73
Drain mi-plein	0,38	0,75	0,59	0,66	-
Drain plein	0,34	0,66	0,63	0,65	0,94

d'un drain idéal, donc tend à annuler sa résistance d'entrée. Enfin, lorsque le drain est enrobé, son niveau de remplissage n'influe pas sur la résistance à l'écoulement ; par contre, quand le drain est nu, la résistance à l'écoulement augmente quand le niveau d'eau dans le drain décroît. Ainsi, dans la pratique, lorsque le drain se vide parce que le débit diminue ou quand à l'échelle de la parcelle, la hauteur de nappe est plus basse, la perte de charge d'entrée ne décroît pas aussi vite.

Sur la figure 30 représentant la variation du débit en fonction de la charge hydraulique disponible, dans le cas du drain placé dans un remblai poreux, deux phases de comportement sont discernables. Zaïdi (1986) ajuste une loi linéaire à chacune des deux phases. La première phase correspond à une charge hydraulique totale inférieure à 150 mm, c'est-à-dire une surface piézométrique placée très bas dans la tranchée, donc une faible partie de la tranchée poreuse participe effectivement à l'écoulement. Au cours de la deuxième phase, la contribution de la tranchée à l'écoulement est beaucoup plus importante, la pente de la courbe est beaucoup plus forte. Le coefficient de résistance à l'écoulement calculé sur cette phase est beaucoup plus faible que celui correspondant au drain enrobé de fibre de coco (tableau 8).

2.2.2. Gradients hydrauliques

2.2.2.1. Calcul du gradient hydraulique de sortie

La relation (26) $\Delta h_t = a \ln R + b$ est testée en utilisant les données issues de relevés piézométriques sur deux axes orthogonaux passant par le centre du drain. Dans tous les cas, le coefficient de détermination de l'ajustement logarithmique entre Δh et R est supérieur à 0,97, ce qui permet de valider cette relation. A titre d'exemple, nous avons dessiné sur une même figure la charge piézométrique mesurée en 10 points de l'axe horizontal et les courbes issues de l'ajustement logarithmique (figure 31). Les valeurs calculées du gradient hydraulique de sortie i_s à partir de la formule (28) sont récapitulées en Annexe N° 4.

Les plus forts gradients s'observent dans tous les cas dans la direction perpendiculaire à la(aux) limite(s) d'alimentation :

- pour l'alimentation latérale, c'est l'axe horizontal ;

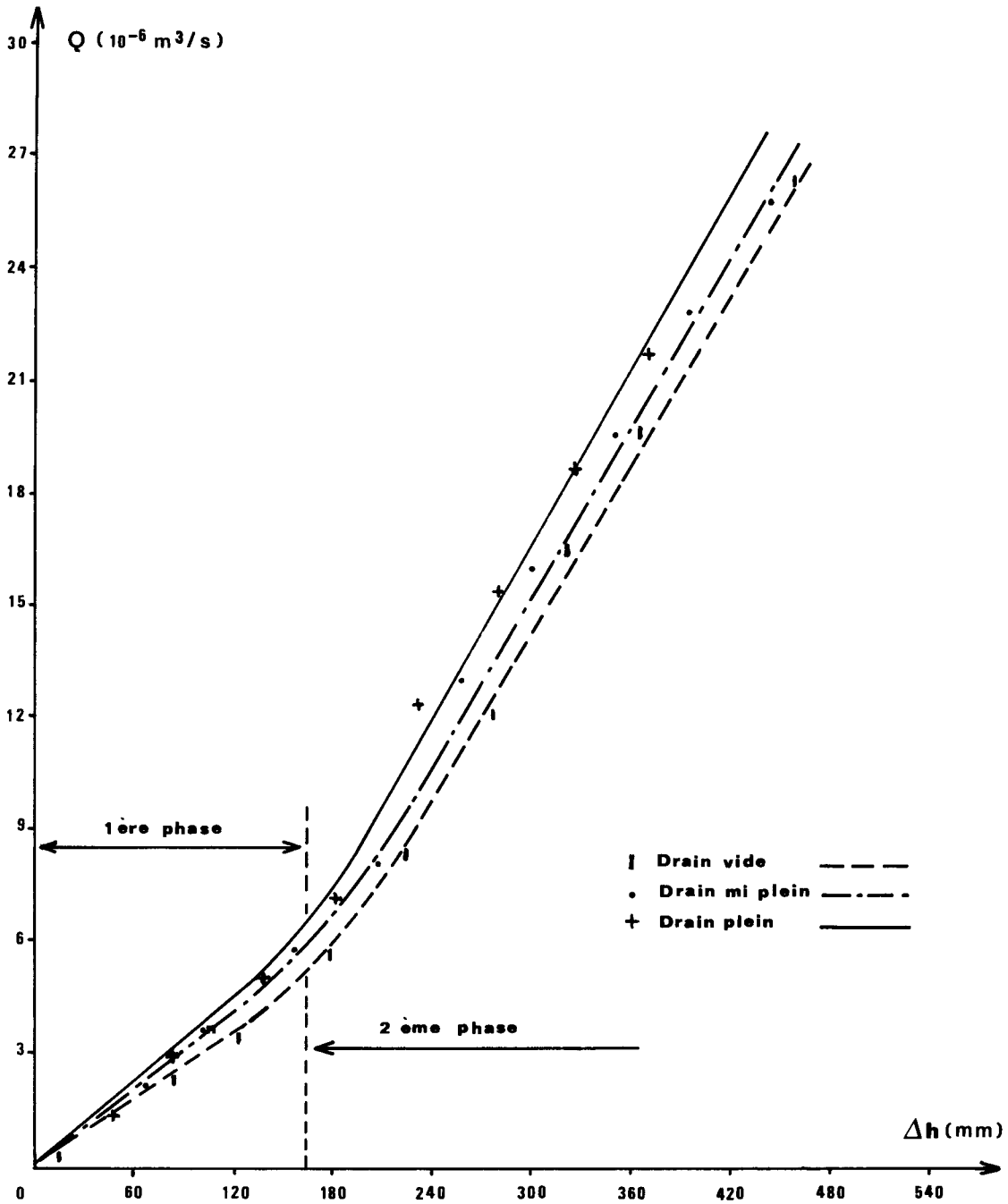


Figure 30 - Drain entouré d'un remblai poreux.
Relation entre charge hydraulique et débit.

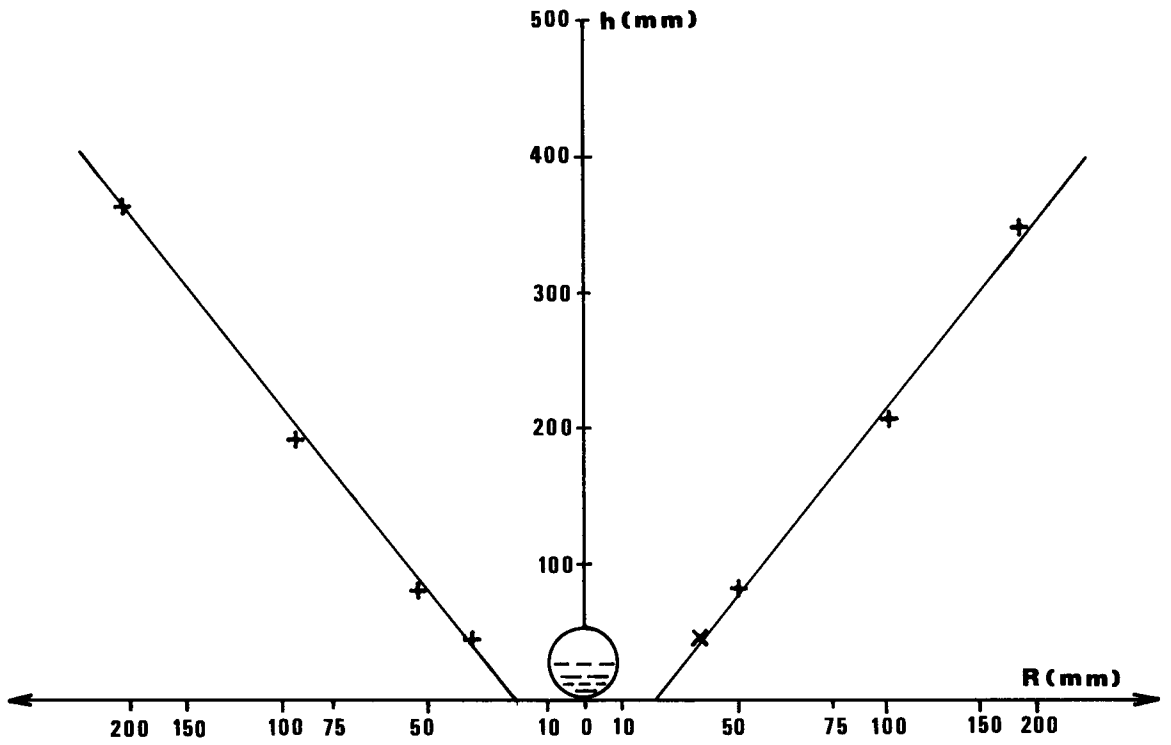


Figure 31 - Evolution de la charge hydraulique en fonction de la distance au centre du drain, en échelle semi-logarithmique.

- (1) Fibres de coco ● Plein
 (2) Géotextile □ Mi plein
 (3) Drain nu * Vide

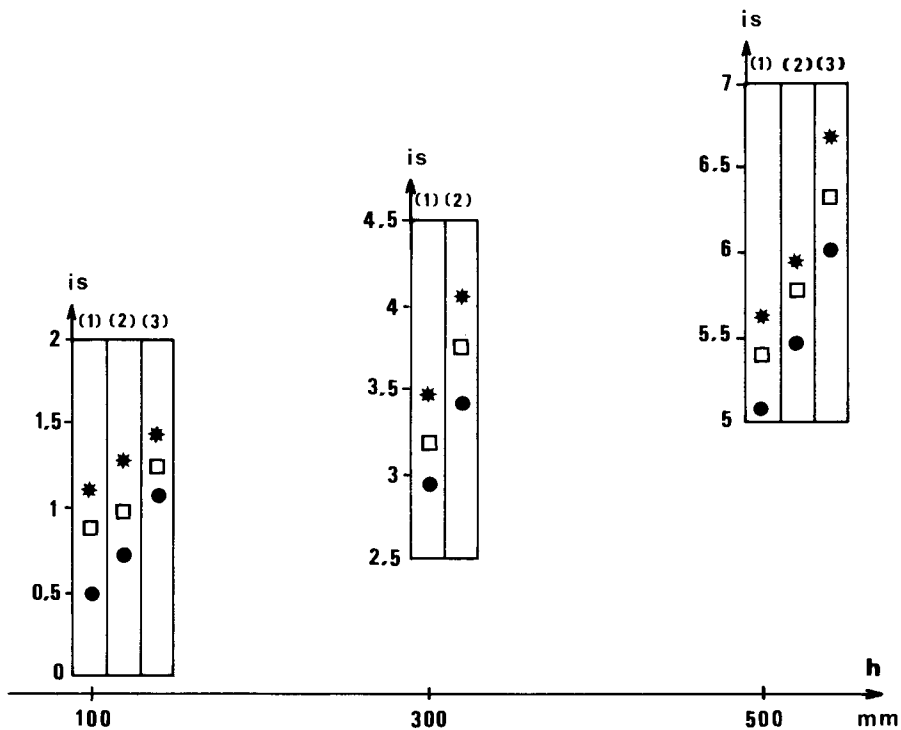


Figure 32 - Gradient hydraulique de sortie (i_s) en fonction de la charge hydraulique amont, pour différents niveaux de remplissage et différents types de drain.

- pour l'alimentation par le haut : le demi-axe vertical supérieur ;
- et pour l'alimentation par le bas : le demi-axe vertical inférieur ;

ces directions correspondent logiquement aux lignes de courant les plus courtes. Le gradient hydraulique de sortie augmente évidemment avec la charge hydraulique amont. Mais pour une charge amont donnée, il diminue quand le niveau d'eau dans le drain augmente, et ceci d'autant plus que la charge amont est plus faible (figure 32).

L'enrobage du drain permet une diminution de i_s et l'utilisation d'un enrobage plus épais a un effet très sensible sur cette diminution.

Dans le cas du drain placé dans une tranchée poreuse, le gradient hydraulique à l'interface sol/tranchée est également pris en compte. A l'extérieur de la tranchée, l'écoulement latéral est parallèle quasi-horizontale et la relation entre la charge hydraulique et la distance R au centre du drain est linéaire (figure 33). A l'intérieur de la tranchée, la forme quasi-circulaire des équipotentielles autorise l'hypothèse d'un écoulement quasi-radial et donc d'une relation logarithmique entre Δh et R.

Les deux types de courbes d'équation $h(R)$ se raccordent par extrapolation en $R = 75$ mm.

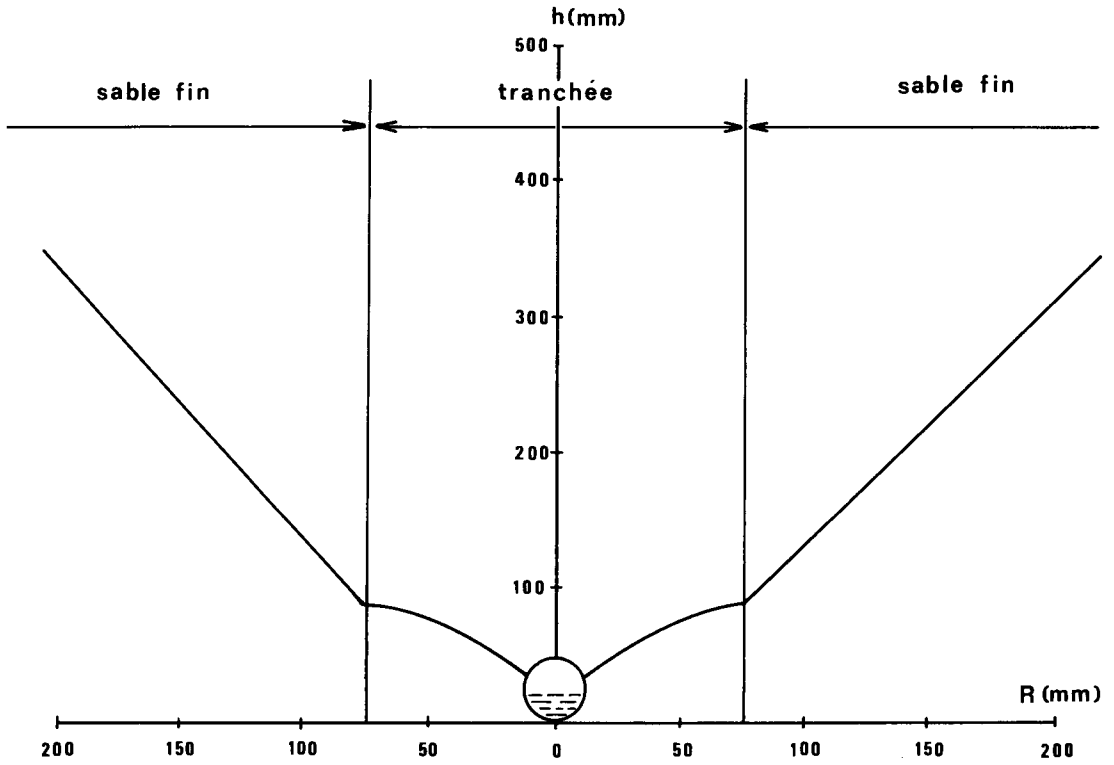
$$h_t(R) = a \ln R + b \quad 0 < R < 75 \text{ mm} \quad (31)$$

$$h_m(R) = \alpha R + \beta \quad R > 75 \text{ mm}$$

A l'interface entre sol et tranchée, la continuité de la charge hydraulique est assurée, c'est-à-dire :

$$h_t(75) = h_m(75) \quad (32)$$

Les notations du gradient hydraulique à l'interface sont, d'une part, i_T : gradient hydraulique dans la tranchée et, d'autre part, i_m : gradient hydraulique à l'extérieur de la tranchée.



**Figure 33 - Drain entouré d'un remblai poreux.
Evolution de la charge hydraulique en fonction de la
distance au centre du drain.**

$$\begin{cases} i_T = \frac{dh_T}{dR} \Big|_{R = 75^- \text{ mm}} \\ i_m = \frac{dh_m}{dR} \Big|_{R = 75^+ \text{ mm}} \end{cases} \quad (33)$$

Les valeurs calculées de i_T et i_m en fonction du débit sont représentées dans la figure 34. Nous constatons une variation linéaire de i_T et i_m en fonction du débit et il apparaît que :

$$i_m \simeq 6 i_T \quad (34)$$

La tranchée joue donc un rôle atténuateur des gradients hydrauliques. En outre, il apparaît que le rapport i_m/i_T est quasiment égal à celui du rapport des conductivités hydrauliques ($\sim 6,5$) ; ceci met en évidence le phénomène de conservation de la vitesse normale de l'écoulement à l'interface sol/tranchée (Lennoz-Gratin, 1989a).

Le gradient hydraulique de sortie peut aussi être calculé par la relation (28), les résultats sont regroupés dans le tableau 9. Ils appellent deux commentaires :

- en l'absence d'enrobage, i_S est plus faible dans le cas du drain placé dans une tranchée poreuse (3 à 4 fois) ;
- i_S diminue toujours quand le remplissage du drain augmente.

2.2.2.2. Répartition du gradient hydraulique autour du drain

Par interpolation entre les valeurs de la charge hydraulique calculées aux noeuds du maillage, MEFPORÉ permet de connaître le sens et l'intensité du vecteur gradient hydraulique en tout point du domaine. La figure 35 compare la répartition du gradient hydraulique près du drain pour l'alimentation latérale dans le cas où le drain coulant plein repose sur le plancher, d'une part, et celui où il en est éloigné, d'autre part. La pose du drain sur le plancher a pour effet principal de détruire la symétrie observable dans la répartition du gradient hydraulique autour du drain. Les valeurs atteintes par le gradient hydraulique deviennent alors plus élevées dans la partie supérieure du drain,

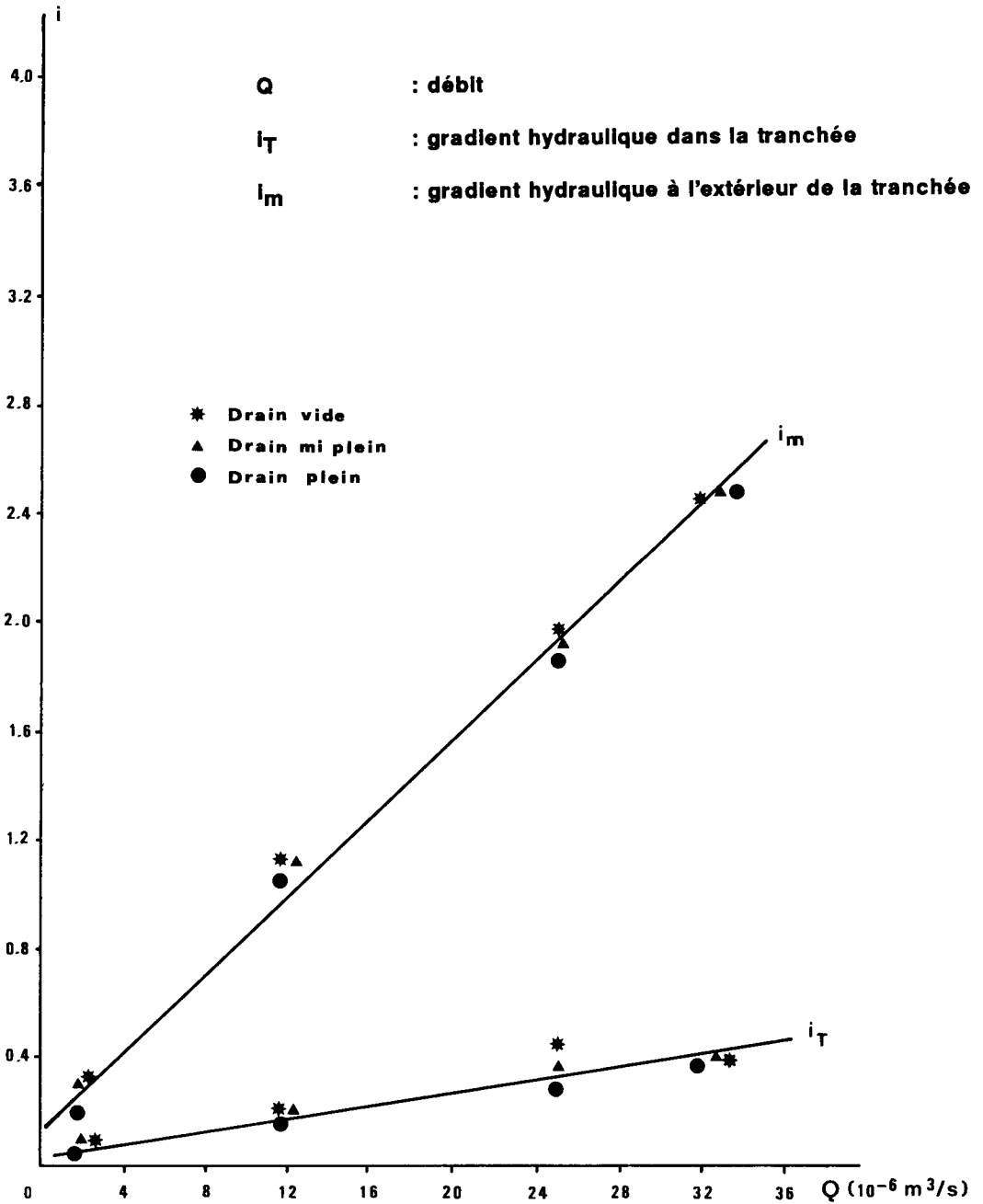
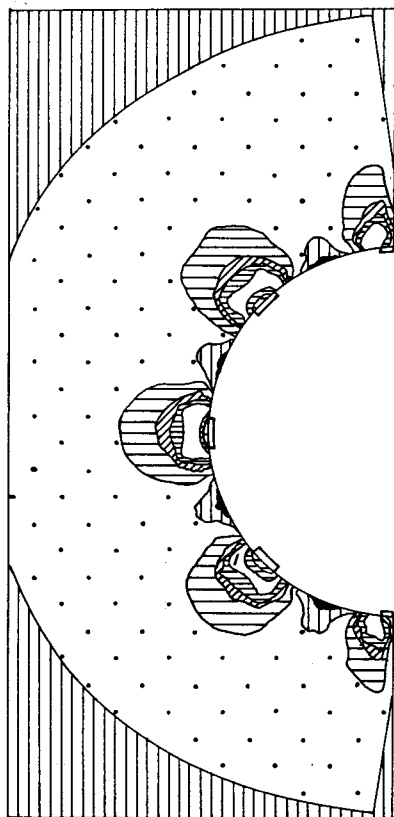
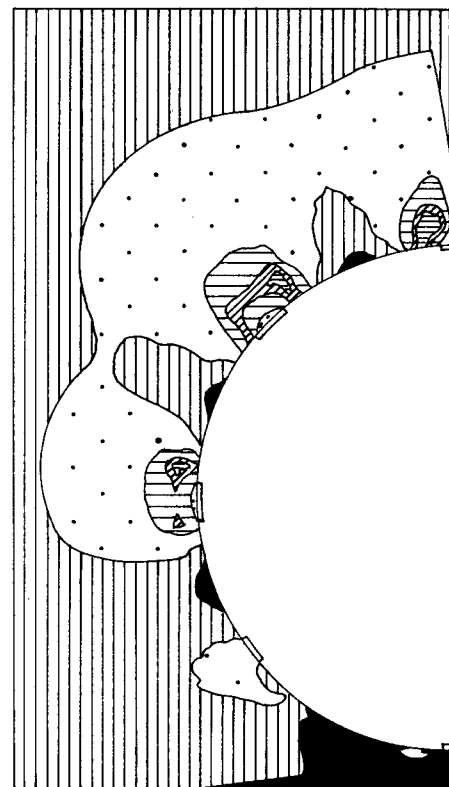
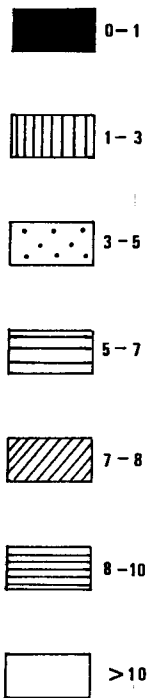


Figure 34 - Gradient hydraulique de part et d'autre de l'interface sol/tranchée.



a. Drain éloigné du plancher imperméable.

VALEUR DU GRADIENT HYDRAULIQUE



b. Drain reposant sur le plancher imperméable.

Figure 35 - Représentation de la norme du vecteur gradient hydraulique au voisinage du drain coulant plein.

Tableau 9 - Valeurs du gradient hydraulique à la périphérie du drain nu placé dans une tranchée.

	Charge amont 100 mm	Charge amont 300 mm	Charge amont 500 mm	Charge amont 600 mm
Drain vide	0,14	0,71	1,20	1,39
Drain mi-plein	0,33	0,63	1,10	1,33
Drain plein	0,11	0,48	1,00	1,27

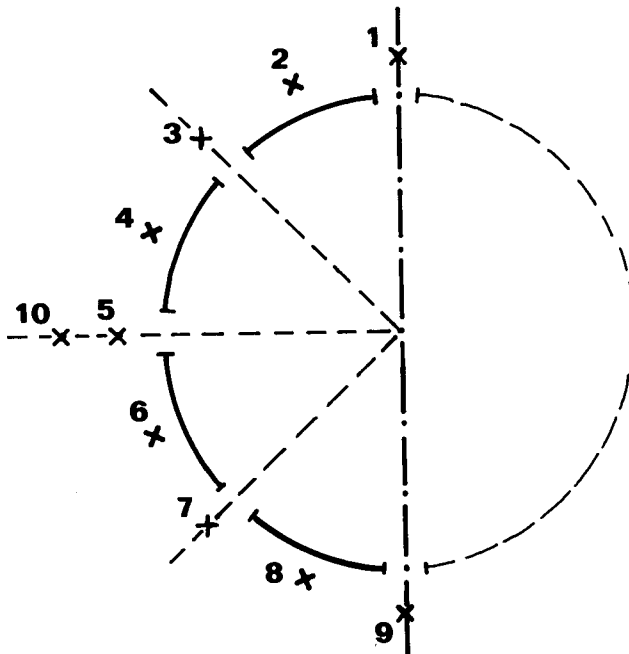


Figure 36 - Localisation des 10 points de mesure du gradient hydraulique autour du drain.

ce qui traduit en fait une pénétration préférentielle de l'eau par les perforations du haut.

Ce type de représentation des résultats est toutefois difficile à exploiter ; c'est pourquoi la valeur absolue du gradient hydraulique est calculée en quelques points remarquables de l'interface sol/drain (figure 36). Les valeurs en ces dix points sont comparées pour différentes géométries du drain (avec des charges amont et aval comparables) dans le tableau 10. Les valeurs sont globalement plus faibles dans le cas du drain entouré d'un remblai poreux et les plus élevées pour le drain nu, la répartition entre les dix points est comparable sauf dans le cas du drain posé sur le plancher.

Le tableau 11 permet la comparaison des trois niveaux de remplissage du drain pour le drain nu et pour une même charge hydraulique amont. Dans le cas du drain vide, la pénétration préférentielle de l'eau par les perforations du bas du drain se marque par une augmentation du gradient hydraulique dans la partie inférieure. L'évolution de la composante horizontale du gradient hydraulique sur des droites coupant le massif est représentée sur la figure 37 pour le cas du drain placé dans la tranchée poreuse ; cela met en évidence la réduction du gradient hydraulique au niveau de la tranchée et cela explique les faibles valeurs au niveau de l'interface sol/drain.

2.2.2.3. Discussion sur le gradient hydraulique

L'enrobage du drain ou la présence d'un remblai poreux permettent de réduire les gradients hydrauliques près du drain. Le remblai poreux permet une réduction quasi-égale au rapport des conductivités hydrauliques entre le sol et le remblai autour du drain. Par contre, le remblai poreux se comporte différemment de l'enrobage - par exemple, il n'atténue pas l'effet du remplissage partiel du drain. L'enrobage du drain, au moins dans le cas d'un enrobage épais, rapproche le drain du drain idéal (annule la résistance d'entrée), alors que le remblai poreux modifie le domaine d'écoulement près du drain.

Dans cette expérience, nous n'avons testé qu'un seul type de drain ; toutefois, grâce à l'enrobage, nous introduisons différentes valeurs de la résistance d'entrée. Le drain utilisé a un coefficient de résistance d'entrée α_e non nul qui sera calculé ultérieurement, le drain enrobé de fibre de coco peut être considéré comme idéal ($\alpha_e = 0$) et le drain

Tableau 10

Valeurs ponctuelles du gradient hydraulique autour du drain,
dans le cas du drain coulant plein.

N° du point (cf figure 36)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Drain nu	13	1,8	11,1	2	11,3	1,9	10,6	1,7	9,1	8,1
Drain nu sur le plancher	9,1	1,8	7,3	1,75	6,8	1,3	3,7	0,5	0,5	4,9
Drain dans la tranchée	5,6	0,7	1,6	0,7	4,2	0,5	3,1	0,3	0,7	3,3
Enrobage coco	5,3	5,3	5,2	5,2	5,2	5	4,8	4,8	4,8	4,7
Enrobage géotextile	6,1	6,1	6,1	6	6	5,8	5,5	5,5	5,5	5,3

Charge amont de l'ordre de 500 mm - Drain plein

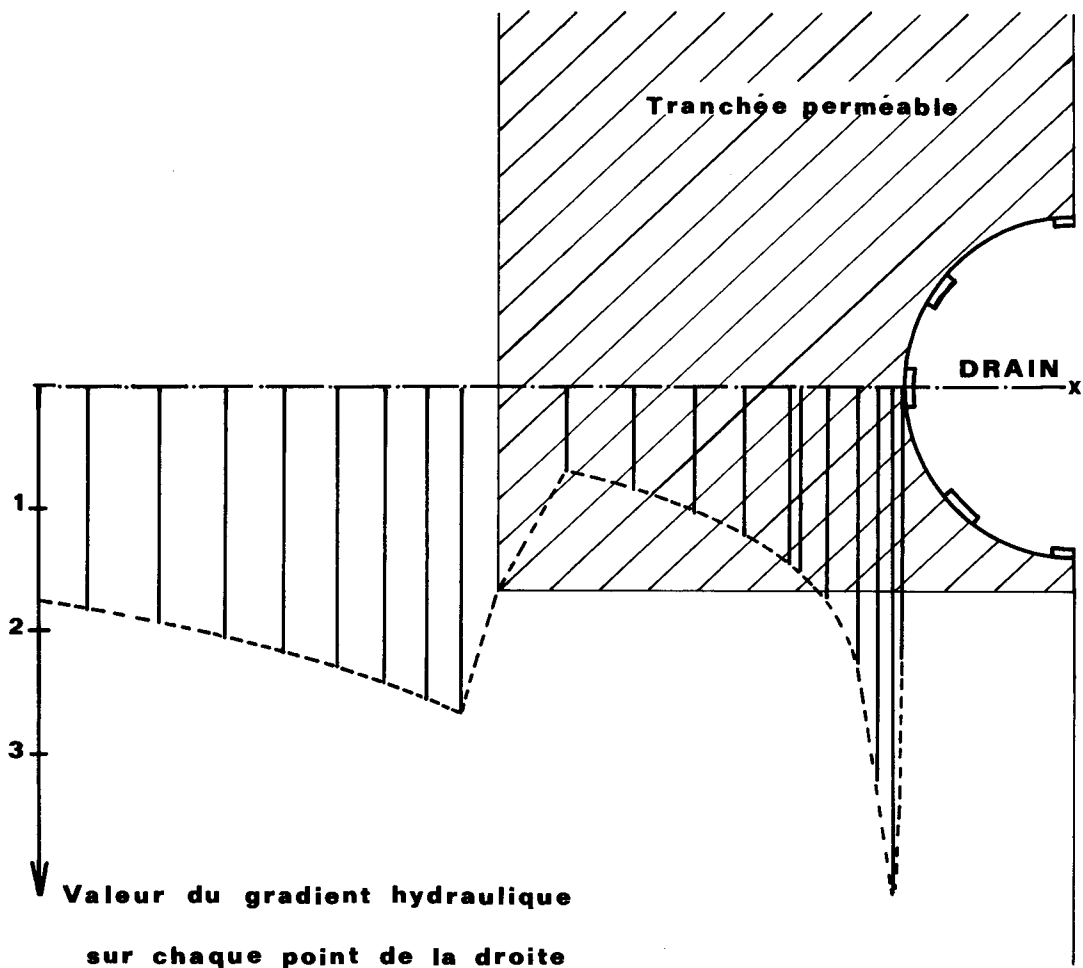


Figure 37 - Evolution du gradient hydraulique dans la cuve sur une droite horizontale coupant le domaine et passant par le centre du drain.

Tableau 11 - Valeurs ponctuelles du gradient hydraulique autour du drain dans le cas du drain nu, pour les trois niveaux de remplissage -les points sont repérés sur la Figure 36-.

N° des points	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Drain plein	13	1.8	11.1	2	11.3	1.9	10.6	1.7	9.1	8.1
Drain mi-plein	13,2	1.8	10.9	2.2	12.7	2.1	11.3	1.8	13	9
Drain vide	13	1.8	10.8	2.1	12	2.3	12.2	1.9	14.2	8.7

Drain nu - charge amont de 480 mm

Tableau 12 - Valeurs de la conductivité hydraulique dans la cuve de sable alimentée latéralement pour plusieurs configurations du drain, celui-ci coulant plein. (Le rapport entre la conductivité hydraulique globale et celle de la zone entourant le drain a été déterminé par le calage du modèle numérique).

	Drain nu	Géotextile	Coco
K Global (10^{-5} m/s)	3	2,4	1,5
<u>K autour du drain</u> K global	5,5	3	3
K près du drain (10^{-5} m/s)	16.5	7.2	4,5

enrobé de géotextile doit posséder un coefficient de résistance d'entrée intermédiaire, de valeur très faible (Dierickx, 1980, pp. 140, 141).

Le gradient hydraulique de sortie i_s est un bon outil pour la comparaison de différentes géométries du domaine et de différents systèmes drainants ; par contre, il ne rend pas compte exactement de différences pouvant exister sur le pourtour du drain, notamment en cas de remplissage partiel de celui-ci. De plus, son calcul est tributaire d'une estimation de la conductivité hydraulique dans la zone concernée. C'est toutefois i_s que nous choisissons pour caractériser le gradient hydraulique près du drain car il constitue une valeur moyenne sur tout le pourtour du drain alors que la valeur maximale atteinte (qui peut-être fournie par MEFPORE) a une localisation variable suivant les essais, ce qui introduit une variable supplémentaire.

2.2.3. Calcul d'un terme de résistance apparente d'entrée pour les expériences en cuve

Nous avons évoqué la possibilité de calculer un terme de résistance apparente d'entrée (α_e) à partir de la formule (30). Un problème se pose surtout dans le cas des essais avec drain nu : la zone prise en compte pour ce calcul est celle qui entoure le drain jusqu'à un rayon d'environ $2 R_0$; or, du fait de la pénétration de particules constatée dans le drain, il est probable que la conductivité hydraulique de cette zone a augmenté par rapport au reste du massif. Nous n'avons pas de moyen de mesurer les conductivités hydrauliques locales, donc il est impossible de déterminer la valeur de K à utiliser dans la formule (30). Le calage de la modélisation numérique peut toutefois nous fournir des indications quant aux rapports de conductivité entre différentes zones du massif. Les résultats ainsi obtenus sont résumés pour trois essais dans le tableau 12. Il est nécessaire d'en souligner encore le caractère très approximatif, puisque rien ne prouve l'unicité de la solution obtenue à l'issue de la procédure de calage.

A partir des valeurs ainsi estimées de la conductivité hydraulique dans la zone proche du drain, il est possible de calculer les valeurs du coefficient de résistance apparente d'entrée (α'_e) ; les résultats sont réunis dans le tableau 13. La résistance d'entrée dépend du niveau de remplissage du drain : dans le cas d'un drain vide, le

Tableau 13

Valeurs du coefficient de résistance apparente d'entrée α'_e dans les expériences en cuve de sable pour différentes configurations du drain et différents niveaux de remplissage.

	Drain vide	Drain mi-plein	Drain plein
Drain nu	1,18	1,07	1,07
Géotextile	0,37	0,36	0,35
Coco	0,08	0,07	0,07

terme $\alpha_{a,s}$ dans α'_e augmente car l'asymétrie de l'écoulement radial augmente du fait de la pénétration préférentielle de l'eau par les perforations du bas du drain qui sont "noyées", la majorité de l'écoulement ayant lieu à travers la partie saturée du massif.

La résistance apparente d'entrée est très faible dans le cas du drain enrobé de fibre de coco, elle est de l'ordre de 1 pour le drain nu, et de 0,3 pour le drain enrobé de géotextile. Dans le cas du drain coulant à plein et étant éloigné du plancher imperméable, générant donc un écoulement radial quasi-symétrique, le coefficient α'_e peut être confondu avec α_e le coefficient de résistance d'entrée du drain.

Le gradient hydraulique a été estimé expérimentalement ou prévu par un modèle numérique, ce sont deux méthodes également lourdes à mettre en place, bien que pour des raisons toutes différentes. C'est pourquoi nous tenterons de caler sur ces résultats une formule empirique d'expression simple permettant de prévoir une valeur du gradient hydraulique de sortie en fonction de paramètres descriptifs du sol et du drain.

2.3. DETERMINATION DU GRADIENT HYDRAULIQUE DE SORTIE

Le gradient hydraulique de sortie est déterminé par différents paramètres descriptifs de l'écoulement tels que le débit passant par le drain, la conductivité hydraulique du sol autour du drain, la résistance apparente d'entrée,... Une relation est recherchée qui permettrait de prévoir les valeurs de i_s , connaissant ces différents paramètres.

Pour un essai donné et une condition aval donnée, le rapport i_s/Q est constant à 1 % près avec un coefficient de détermination toujours supérieur à 0,998 (tableau 14). Les trois essais considérés varient par leur coefficient de résistance apparente d'entrée α'_e et par la conductivité hydraulique du sol autour du drain K . Le coefficient de proportionnalité entre Q et i_s est donc une fonction de α'_e et K , notée $f(\alpha'_e, K)$.

Le trop faible nombre de cas étudiés en regard des 2 variables à considérer ne permet pas d'explicitier la fonction $f(\alpha'_e, K)$.

$$i_s = Q \cdot f(\alpha'_e, K) \quad (35)$$

Tableau 14

Valeurs du rapport du gradient hydraulique sur le débit au drain, mesurées dans une cuve de sable alimentée latéralement pour différentes configurations du drain, celui-ci coulant plein.

	Drain nu	Géotextile	Coco
i_s/Q (s/m ³)	$5 \cdot 10^5$	$6 \cdot 10^5$	$8 \cdot 10^5$

Il serait nécessaire de multiplier les essais en faisant varier α'_e et K pour pouvoir préciser la relation (35). Mais malgré tout son intérêt théorique, cette formule se heurterait à un obstacle quasi-insurmontable pour sa mise en pratique : il s'agit de l'appréciation de la conductivité hydraulique à prendre en compte. Le caractère très approximatif des valeurs utilisées, déduites grâce à la procédure de calage du modèle MEFPORE avec les données expérimentales, a déjà été souligné. En fait, il n'existe que très peu de moyens d'estimer de façon précise et sûre la valeur de la conductivité hydraulique du sol autour du drain, même dans les cuves de sable.

La relation (35) ne pourrait donc être utilisée que dans une approche qualitative et comparative. Connaissant le débit Q mesuré en cuve et sachant que α'_e est de l'ordre de 1 et K , de 10^{-4} m/s, des valeurs de i_s peuvent être déterminées. A partir de la connaissance des débits sur le terrain (grâce aux études hydrométriques menées sur les parcelles expérimentales de drainage), il est possible de prévoir les valeurs de i_s à condition d'apporter une correction pour tenir compte des variations de α'_e et de K . Dans le chapitre suivant, nous développerons une méthode pour calculer le coefficient de résistance d'entrée à partir de la géométrie du drain. Par contre, l'estimation de la conductivité hydraulique près du drain ne pourra se faire que sur la base de références pédologiques sur différents types de sols et de conditions de pose des drains.



CHAPITRE III

DETERMINATION DU COEFFICIENT DE RESISTANCE D'ENTREE D'UN DRAIN

Dans ce chapitre, nous récapitulerons les différentes méthodes envisageables pour la détermination du coefficient de résistance d'entrée puis nous proposerons un calcul basé à la fois sur un modèle numérique et une approche analytique du problème, et calé sur des expériences en cuve avec des billes de verre.

Le calcul de la résistance d'entrée implique de faire des hypothèses sur l'organisation générale de l'écoulement dans le sol vers le drain. L'hypothèse la plus simple est celle de l'écoulement radial autour du drain et, de fait, la plupart des méthodes reposent sur cette hypothèse. Toutefois, les travaux de Youngs (1974) commentés au Chapitre I montrent que la résistance d'entrée ne dépend que très peu de la géométrie de l'écoulement mais essentiellement des caractéristiques du drain. Il est donc possible de calculer un coefficient de résistance d'entrée en écoulement radial et de l'utiliser ensuite comme un coefficient intrinsèque au drain et valable quelle que soit la géométrie de l'écoulement. En outre, nous avons vu au Chapitre II qu'il est possible de corriger ce coefficient, de le transformer en un coefficient de résistance apparente d'entrée pour tenir compte par exemple d'un écoulement radial incomplet autour du drain.

3.1. METHODES DE DETERMINATION DE LA RESISTANCE D'ENTREE

Nous renvoyons le lecteur qui désirerait une revue exhaustive des travaux concernant la détermination de la résistance d'entrée des drains à la thèse de Dierickx (1980). Nous nous contenterons ici de récapituler les méthodes utilisées et les cas étudiés.

Pour évaluer la résistance d'entrée dans les drains nus ou enrobés, on a recours généralement à deux types de méthodes :

- a) Les méthodes théoriques qui tentent de résoudre le problème par la voie mathématique et aboutissent à des solutions analytiques ou numériques.
- b) Les méthodes analogiques qui utilisent des modèles physiques qui reproduisent le phénomène étudié ; ils sont régis par des lois analogues ou identiques à celles régissant le phénomène étudié.

Les modèles mathématiques sont basés sur la loi de Darcy associée aux conditions aux limites correspondant au problème étudié. Cette méthode ne peut fournir des solutions analytiques exactes que dans des cas très simplifiés comme celui du drain idéal, car on peut alors considérer la surface extérieure du drain comme une surface équipotentielle. Ainsi Willardson (1967) propose une formule pour un drain idéal partiellement plein.

Pour caractériser les drains en poterie, Kozeny (1933), Kirkham (1950), Engelund (1953) déterminent des formules approchées de α_e pour des drains lisses avec des ouvertures circonférentielles. Pour des géométries de drain plus compliquées, ce sont des solutions numériques qui sont généralement recherchées. On a d'abord recours aux transformations conformes pour simplifier le domaine d'étude (Widmoser, 1966, 1968 ; Nieuwenhuis et Wesseling, 1979). L'écoulement radial est transformé en écoulement parallèle dans le plan complexe ; une solution numérique est ensuite recherchée.

Des formules ont ainsi été déterminées pour des drains lisses avec des perforations longitudinales ou circonférentielles discontinues (Cavelaars, 1970 ; Huisman, 1972 ; Sneyd et Hosking, 1976). Aucune solution mathématique complète n'a encore été déterminée dans le cas des drains annelés, la perforation étant alors circonférentielle discontinue et placée au fond d'une annelure.

Les méthodes analogiques recouvrent deux types de modèles très différents par leur mise en oeuvre : les modèles électriques et les modèles hydrauliques dont nous avons vu

une application au chapitre II. Les modèles électriques sont basés sur l'analogie existant entre la loi de Darcy et la loi d'Ohm (36) écrites en milieu homogène et isotrope :

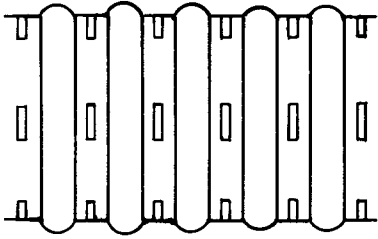
$$I = \delta_c \text{ grad. } U \quad (36)$$

- I : intensité du courant
- δ_c : conductivité électrique
- U : potentiel électrique.

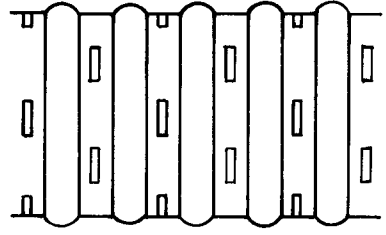
Les deux lois expriment qu'en tout point le flux varie linéairement avec le gradient du potentiel (électrique ou hydraulique). Les constantes de proportionnalité, respectivement conductivités hydraulique et électrique, caractérisent le milieu dans lequel s'effectue le transport. L'analogie est complète lorsque la correspondance entre les conditions aux limites est réalisée. Pratiquement, le modèle électrique consiste en une cuve réalisée dans un matériau non conducteur, remplie d'une solution faible de sulfate de cuivre. On introduit dans cette solution un modèle ayant la même configuration aux limites que le problème étudié. Les limites équipotentielles sont réalisées en métal, tandis que les limites à condition de flux nul sont en matériau isolant. Un courant alternatif est alors appliqué aux bornes du système. Les modèles électriques sont utilisés à cause de leur facilité de montage, de la rapidité de changement des conditions aux limites et de la précision de la mesure électrique.

Cette méthode a permis de vérifier la validité de nombreuses formules théoriques et de comparer les résistances d'entrée dans les cas où aucune solution théorique n'avait été trouvée (Schwab et Kirkham, 1951 ; Widmoser, 1966 ; Monke, 1959 ; Bravo et Schwab, 1977 ; Dierickx et Van der Molen, 1981). Dierickx (1980) propose ainsi une formule semi-empirique pour l'évaluation de la résistance d'entrée des drains annelés en fonction de leurs caractéristiques géométriques.

Un exemple de modèle hydraulique est celui que nous avons mené (Lennoz-Gratin, 1984) sur une cuve remplie de billes de verre calibrées de 1,4 mm de diamètre. La



a. perforations disposées régulièrement.



b. perforations décalées

Figure 38 - Les deux types de disposition des perforations habituelles des drains en P.V.C. annelés.

taille des billes a permis de constituer un milieu homogène, isotrope, parfaitement reproductible entre deux essais, et non colmatant - le diamètre des billes ne permettant pas leur entrée dans les drains - et néanmoins darcyen dans la gamme des débits considérés. Ce modèle, en utilisant 15 drains différents par le nombre, la taille et la répartition des perforations, a permis un calcul du coefficient de résistance d'entrée. Une analyse statistique des données en composantes principales a mis en évidence l'influence prépondérante du nombre total des perforations sur le coefficient de résistance d'entrée.

Nous proposons ici un calcul analytique du coefficient de résistance d'entrée des drains annelés munis de perforations transversales discontinues placées au fond des annelures. Le cas a déjà été traité par Dierickx (1980), qui a utilisé un modèle analogique (cuve électrolytique). Nous rappellerons d'abord les hypothèses choisies et les raisons de ces choix, étayées en partie par les résultats obtenus grâce à l'utilisation en 3 dimensions du modèle numérique MEFPORE. La formule analytique obtenue sera ensuite validée à partir des résultats de l'expérimentation avec des billes de verre citée ci-dessus. Les résultats numériques seront comparés à ceux obtenus grâce à l'utilisation de la formule de Dierickx (1980) sur les mêmes types de drain.

3.2. ENONCE DU PROBLEME

3.2.1. Les cas traités

Le premier cas traité correspond à un drain annelé dont les perforations sont disposées régulièrement sur des rangées parallèles (figure 38-a). Les perforations sont au fond des annelures.

Nous traiterons un deuxième cas où les perforations sont disposées en quinconce, c'est-à-dire les rangées sont décalées deux à deux, réalisant ainsi une répartition plus homogène des perforations sur la surface du drain (figure 38-b).

Le système de notation utilisé pour décrire la géométrie du drain est celui du Chapitre I (page 40).

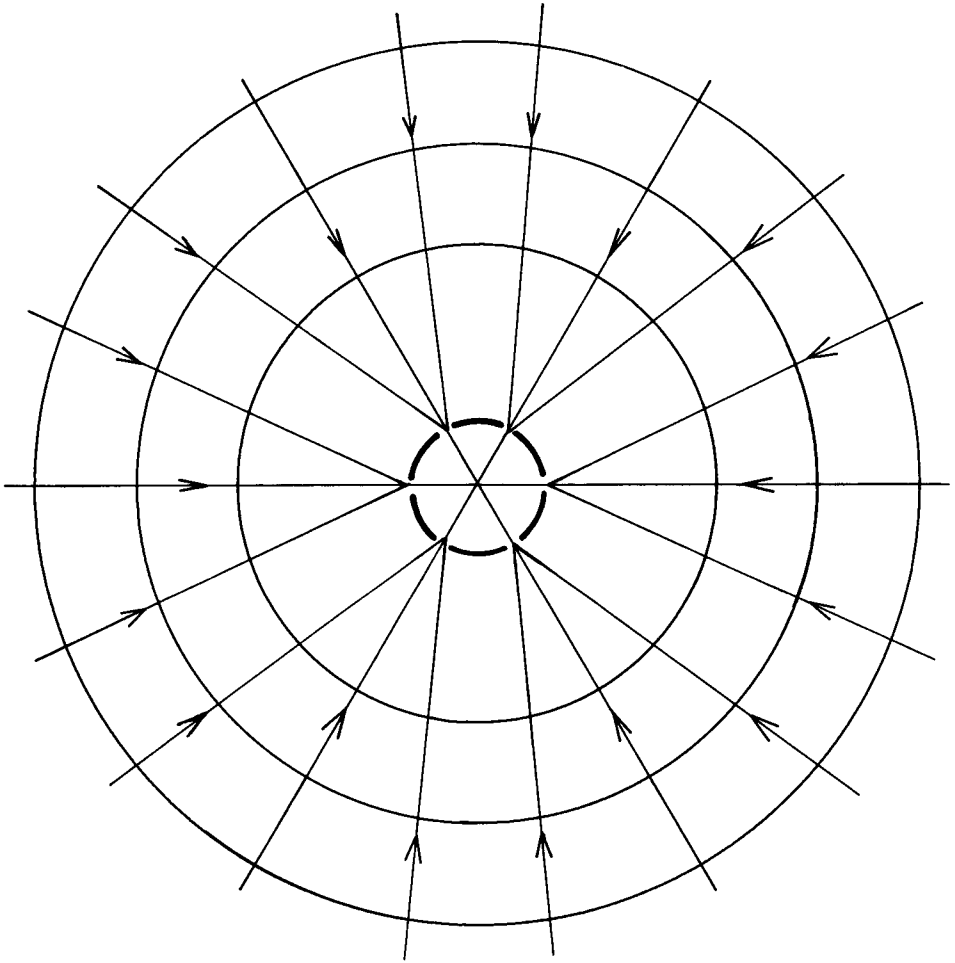
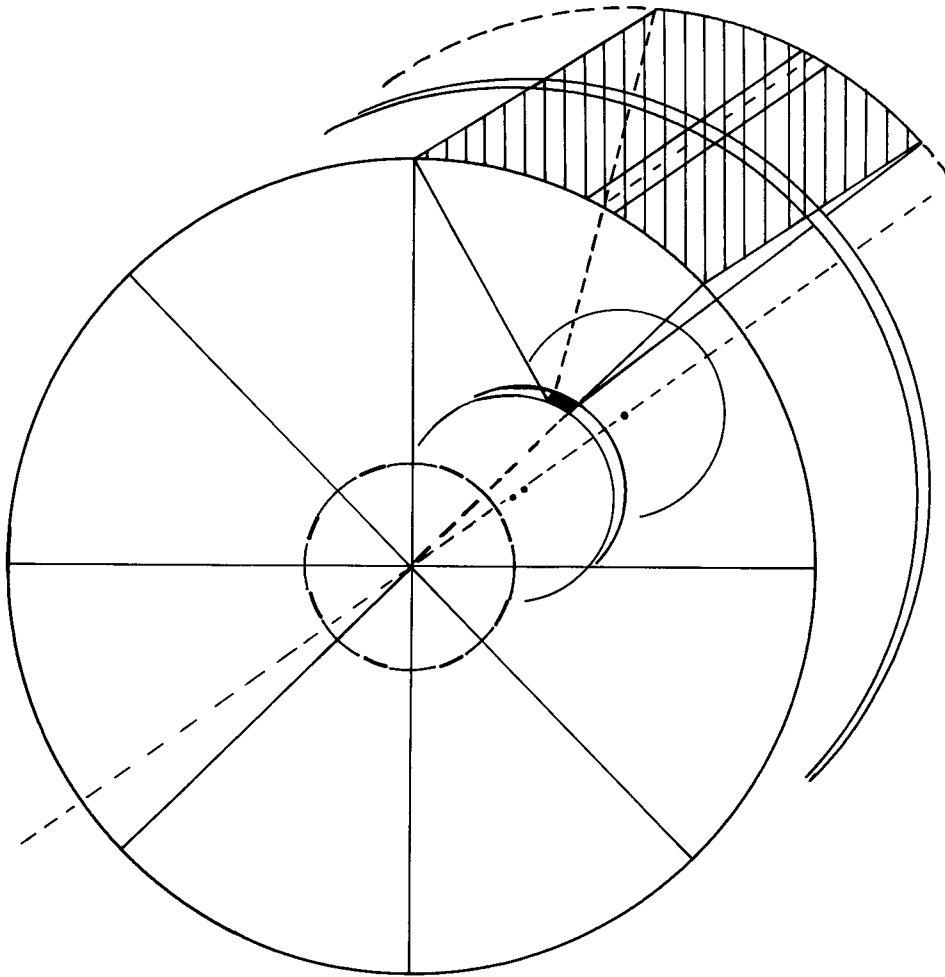


Figure 39 - Convergence de l'écoulement vers le drain réel.



perforation



zone d'influence de la perforation déterminée par symétries sur le cylindre limitant le domaine

Figure 40 - Domaine tridimensionnel considéré.

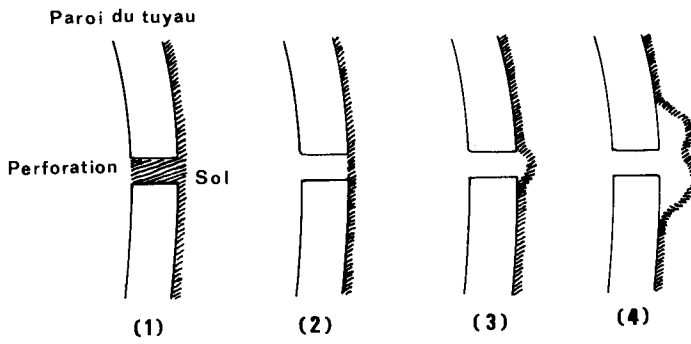
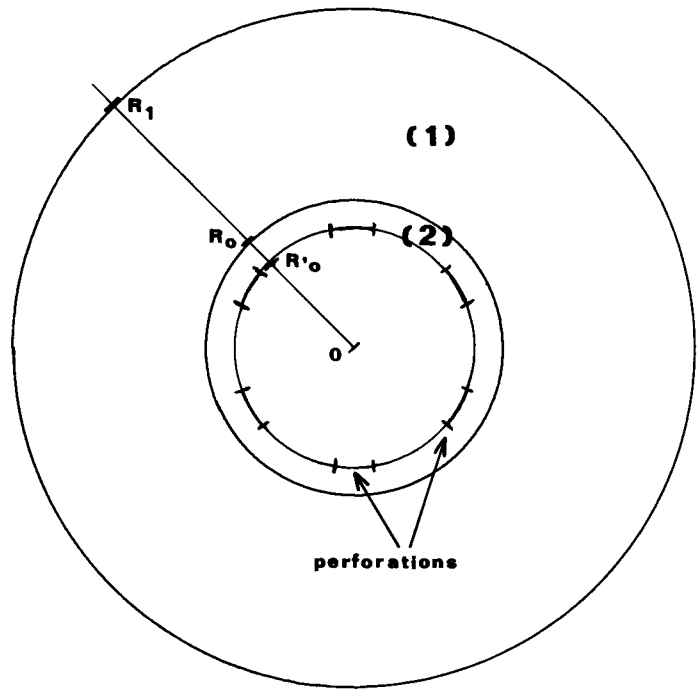


Figure 41 - Différents types de limites entre sol et perforation du drain.

3.2.2. Les hypothèses

Nous considérons le cas d'un écoulement en milieu parfaitement saturé dans un sol homogène et isotrope, globalement *radial* vers le drain *coulant plein*. Les surfaces équipotentielle sont alors des cylindres coaxiaux au drain jusqu'à une certaine distance de celui-ci (figure 39). Nous nous plaçons sur la dernière surface équipotentielle parfaitement cylindrique avant le début de la convergence de l'écoulement vers les perforations du drain. Nous verrons par la suite comment déterminer la position de cette équipotentielle. Le drain coulant à plein, toutes les perforations constituent de petites surfaces au même potentiel. Le rayon de la surface équipotentielle cylindrique constituant la limite du domaine d'écoulement sera noté R_1 . Par raison de symétrie, on considère une longueur de drain égale à la distance entre deux perforations (λ_p) et centrée sur une perforation et une portion de la section du cylindre. Etant dans la partie strictement convergente de l'écoulement, il est possible de limiter le domaine tridimensionnel considéré à celui compris entre deux portions de cylindres coaxiaux (dont l'une est la perforation) et 4 plans convergents (figure 40).

Cavelaars (1970) décrit 4 types de limites entre le sol en place et la perforation du drain (figure 41). Les cas les plus fréquemment considérés (Widmoser, 1968 ; Dierickx, 1980) sont les cas (2) et (3) appelés : "limite plane" et "limite en arche". La limite en arche correspond aux cas où il y a eu départ de particules vers l'intérieur du drain. Nous considérons une limite plane comme étant le cas le plus général. C'est-à-dire que nous ferons l'hypothèse que les annelures sont remplies par de la terre et que la frontière entre cette terre et la perforation est plane. Dierickx (1980) se place dans la même hypothèse.



Coupe normale à l'axe du drain

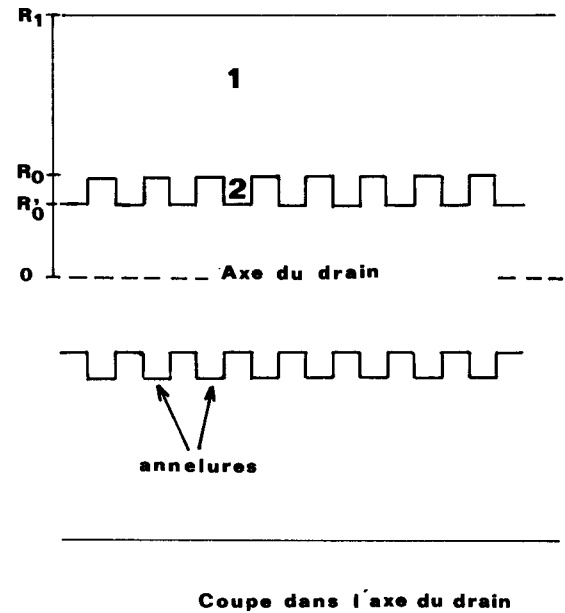
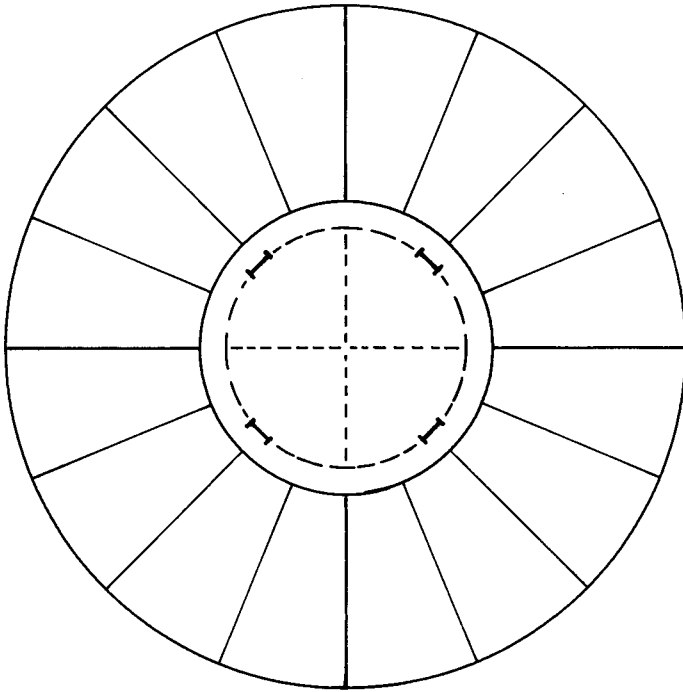
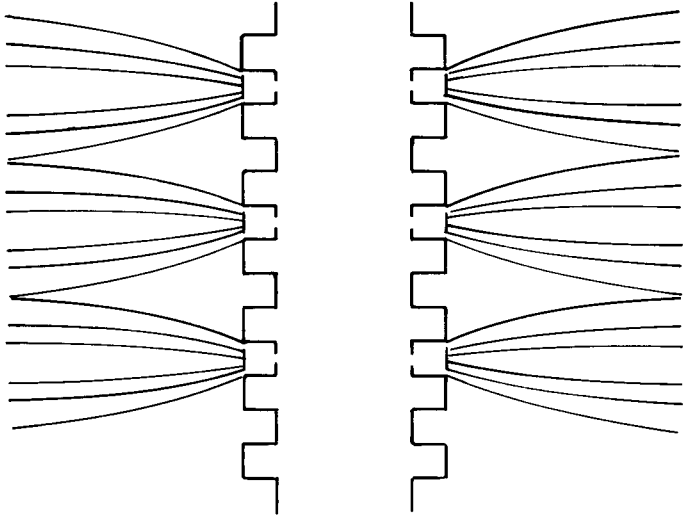


Figure 42 - Décomposition du domaine d'écoulement.

- (1) Domaine s'étendant jusqu'au rayon externe du drain
- (2) Intérieur de l'annelure



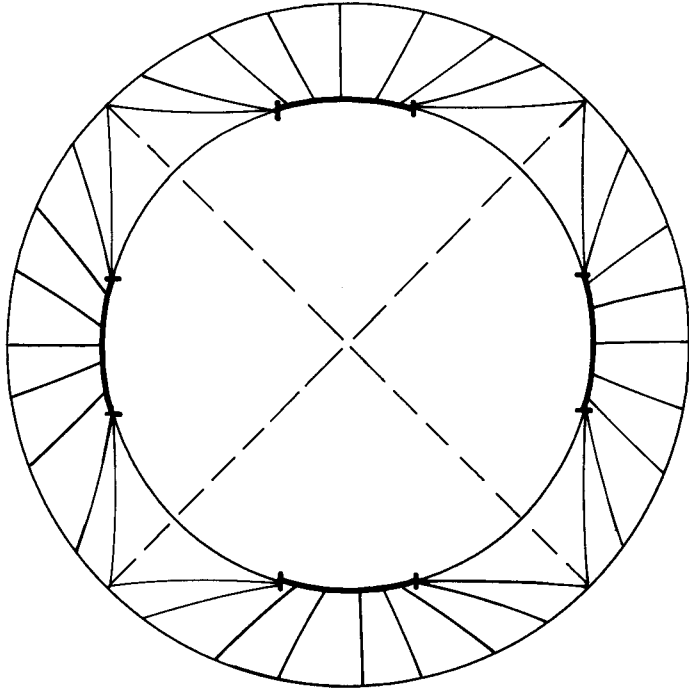
Coupe transversale



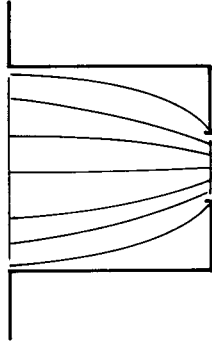
Coupe longitudinale

Figure 43 - Décomposition de l'écoulement vers les perforations par Dierickx (1980)

* 1ère partie : écoulement jusqu'au rayon externe du drain



Coupe transversale



Coupe longitudinale

Figure 44 - Décomposition de l'écoulement vers les perforations par Dierickx (1980)

* 2ème partie : écoulement à l'intérieur de l'anneau

3.2.3. Décomposition de l'écoulement

Pour effectuer les calculs, l'écoulement sera séparé en deux parties : tout d'abord un écoulement convergent vers la surface externe du drain (cylindre de rayon R_0), puis un écoulement convergent à l'intérieur de l'annelure jusqu'à la perforation (figure 42).

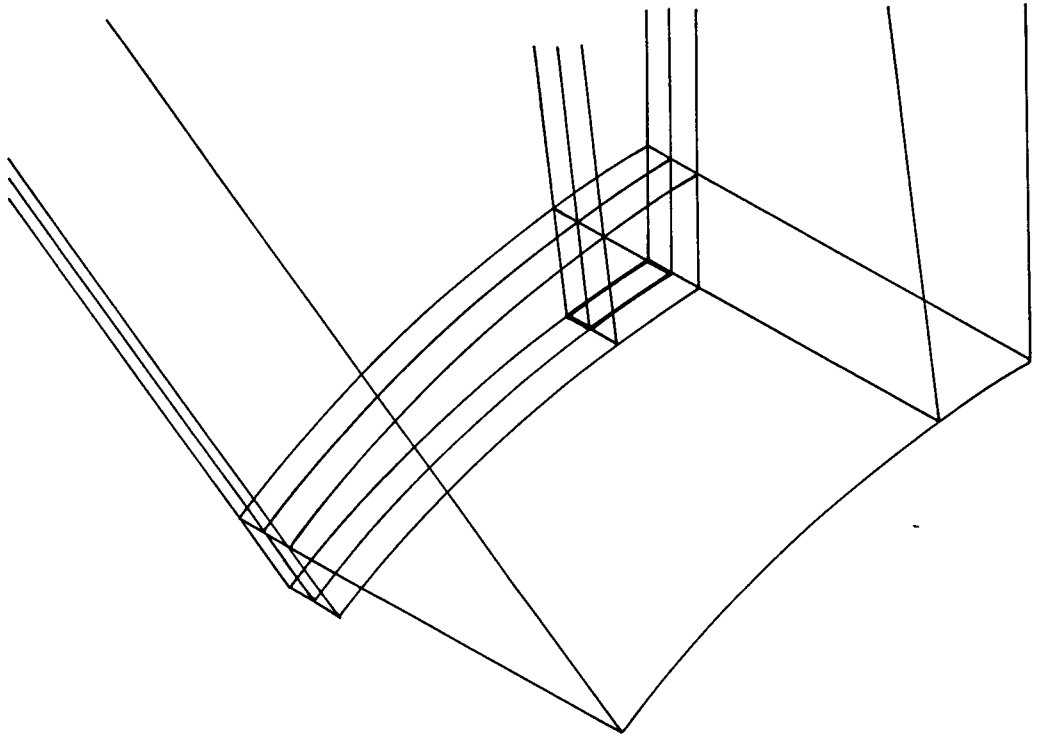
Le problème se pose alors de savoir comment organiser la continuité de l'écoulement entre les deux domaines ainsi définis.

Dierickx (1980) propose dans le premier domaine un écoulement convergent vers la totalité de l'annelure porteuse des perforations. Il s'agit là d'un écoulement du type de celui vers un drain lisse à perforation circonférentielle (drain en poterie, par exemple). La figure 43 schématise ce type d'écoulement sur des coupes longitudinale et transversale du drain. Cela lui permet d'utiliser pour le calcul du coefficient de résistance d'entrée, correspondant à cette première partie de l'écoulement, la solution analytique de Englund (1953) corrigée par Sneyd et Hosking (1976).

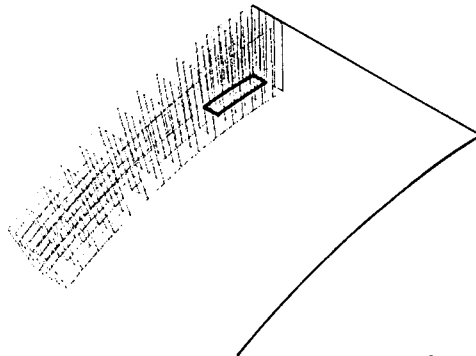
Dans le second domaine, l'écoulement est alors convergent vers les perforations à partir d'une surface équipotentielle cylindrique de rayon R_0 et de longueur égale à celle de l'annelure (figure 44). Dierickx détermine alors théoriquement le coefficient de résistance d'entrée, correspondant à cette seconde partie de l'écoulement, ce qu'il vérifie grâce aux résultats obtenus avec son modèle électrolytique.

Afin de vérifier ou d'infirmer la validité de l'analyse de Dierickx concernant la décomposition de l'écoulement, le programme de résolution numérique aux éléments finis MEFPORE a été utilisé en 3 dimensions.

Le domaine considéré est cylindrique et concentrique au drain et de rayon suffisamment grand ($R > 10 R_0$). Par raison de symétrie (et en considérant une disposition



a - Organisation générale du maillage



b - Détail dans la zone autour de la perforation

Figure 45 - Maillage tridimensionnel du domaine d'écoulement.

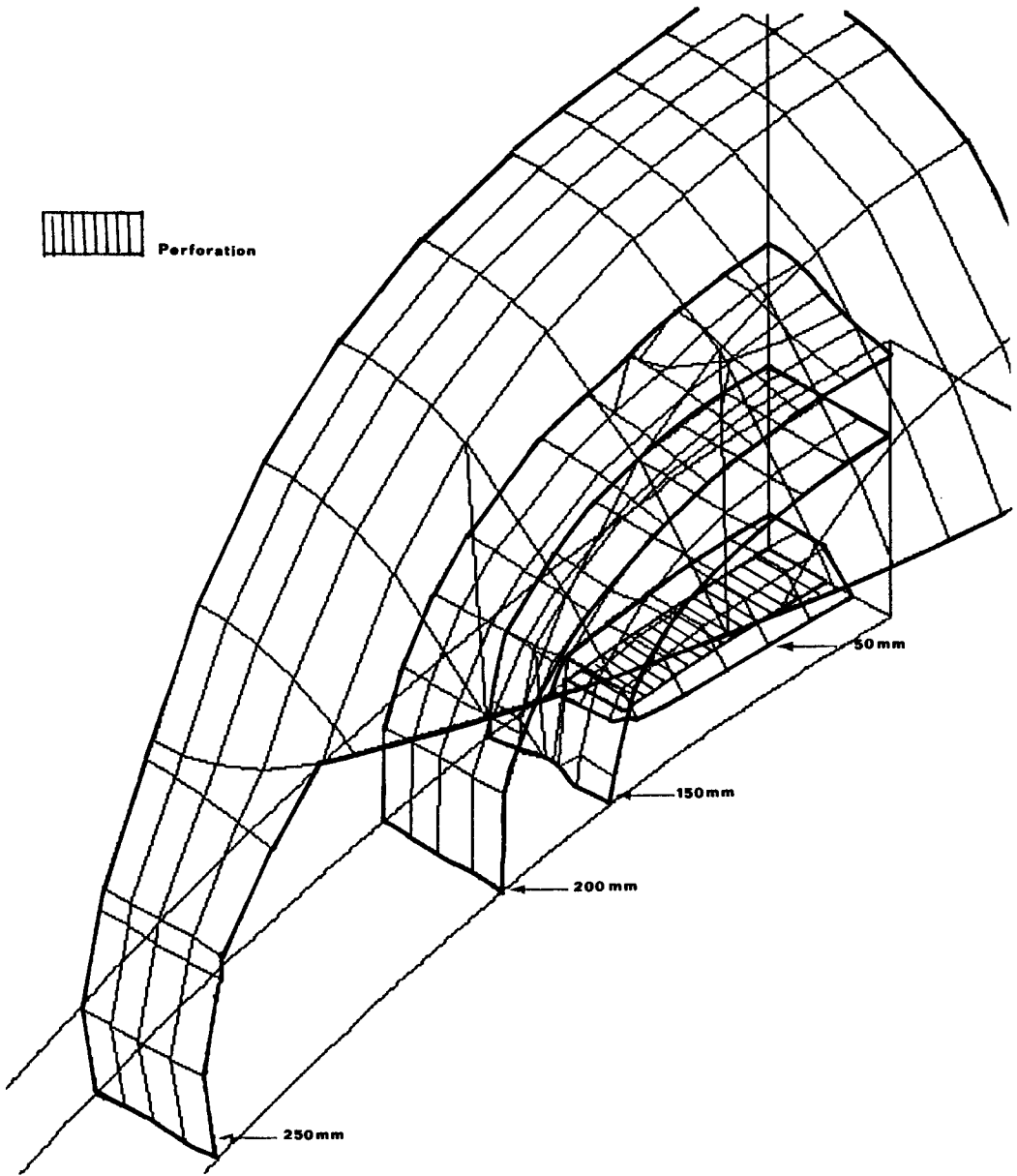
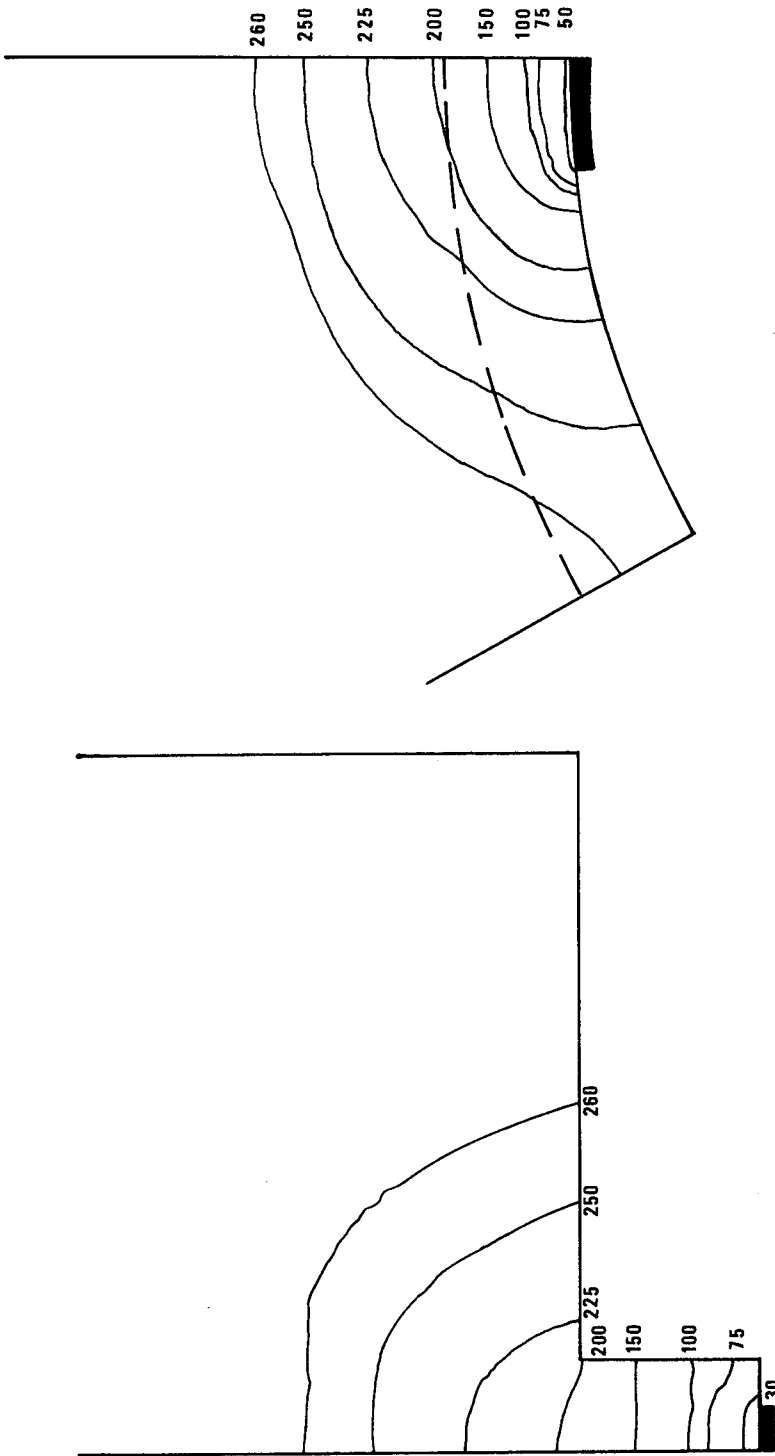


Figure 46 - Surfaces équipotielles près d'une perforation placée dans une anelure.



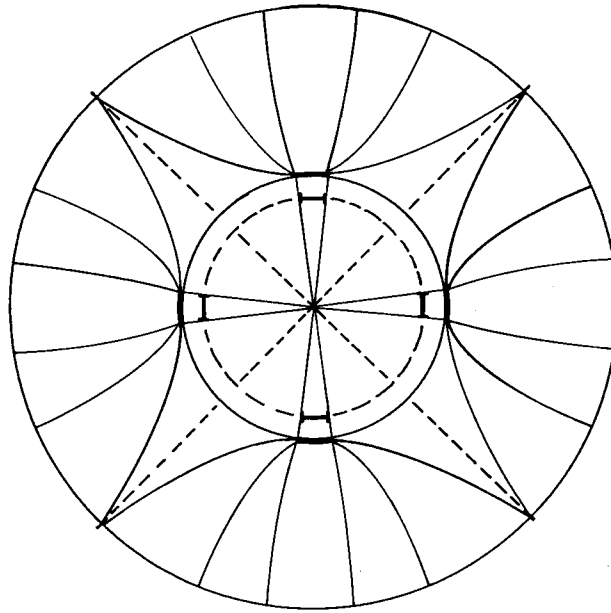
a

b

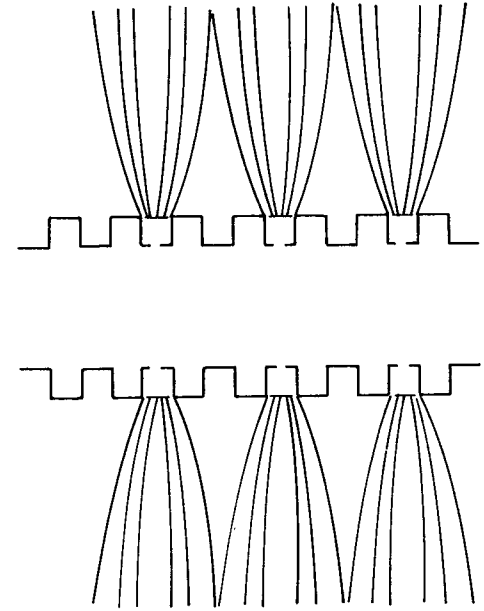
a. Coupe dans l'axe du drain, passant par une perforation.

b. Coupe normale à l'axe du drain.

Figure 47 - Lignes équipotentielles près de l'annelure sur deux plans de coupe du domaine.



Coupe transversale



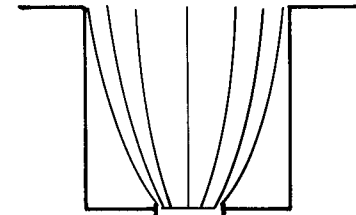
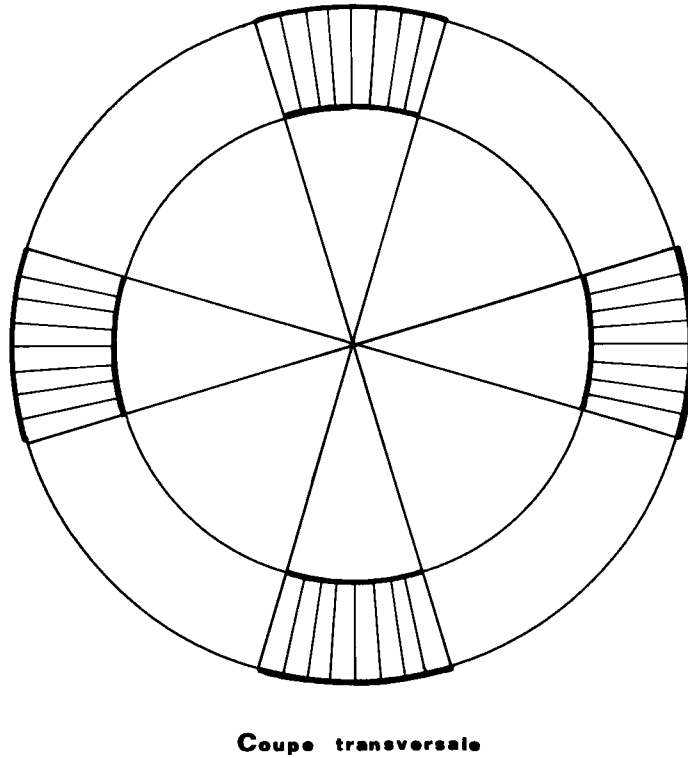
Coupe longitudinale

Figure 48 - Décomposition retenue de l'écoulement vers les perforations

*** 1ère partie : écoulement jusqu'au rayon externe du drain.**

Coupe dans l'axe du drain

Coupe normale à l'axe du drain



Coupe longitudinale

Figure 49 - Décomposition retenue de l'écoulement vers les perforations

*** 2ème partie : écoulement à l'intérieur de l'annulure**

régulière des perforations), le domaine est limité à la portion de cylindre correspondant à une seule perforation d'un drain pourvu de 6 rangées. Un maillage tridimensionnel est réalisé avec des mailles cubiques à 8 noeuds ; il est très raffiné au voisinage de la perforation (figure 45). La perforation constitue une surface de Dirichlet au milieu d'une surface de Neumann homogène. Une charge constante est imposée sur la limite amont du domaine ; l'organisation résultante de l'écoulement est présentée en figure 46.

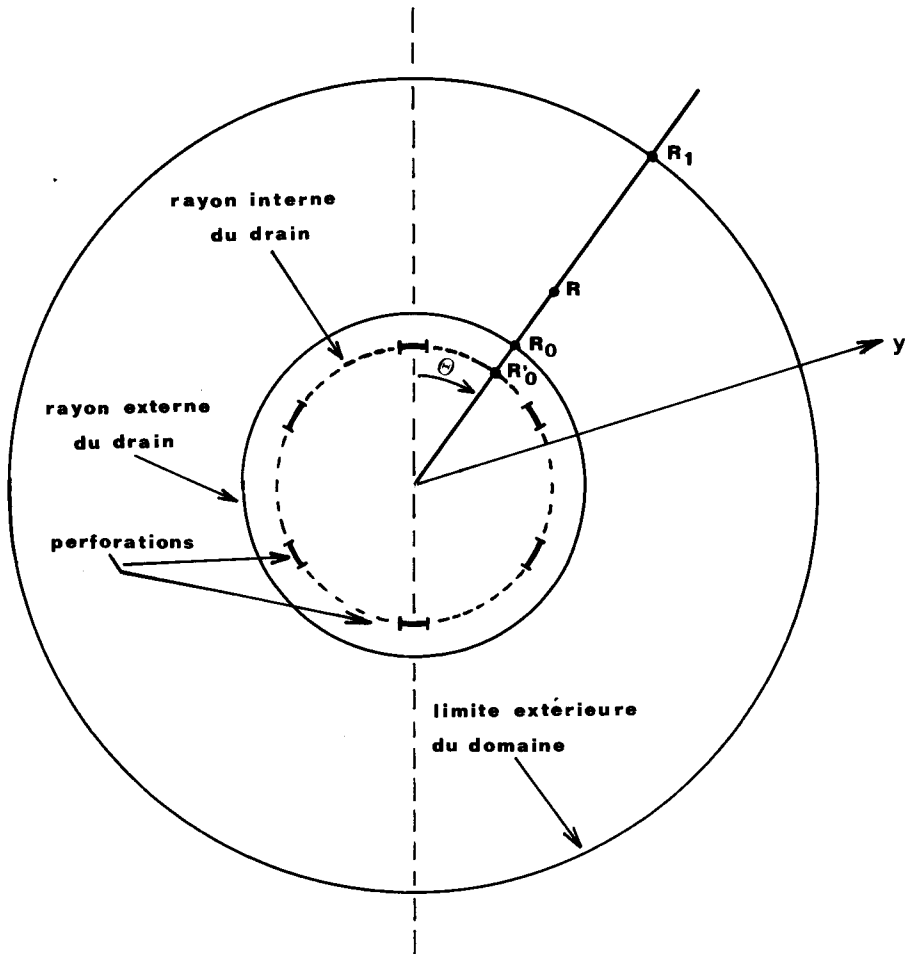
Dans une grande partie du domaine, l'écoulement est radial vers le drain, la convergence générale vers les perforations commence environ au rayon $2 R_0$. Cette valeur ne semble pas varier avec la charge amont imposée. Nous retrouvons ici un résultat déjà obtenu par certains auteurs (Wesseling et Homma, 1967 ; Youngs, 1980) : la convergence de l'écoulement vers les perforations se produit à une distance du centre du drain égale à 2 à 3 fois le rayon du drain.

La figure 47-a montre une coupe du domaine normale au drain qui permet de constater que la convergence radiale vers les perforations débute avant l'intérieur de l'annelure. La figure 47-b propose une coupe du domaine dans l'axe du drain qui met en évidence que la convergence longitudinale de l'écoulement se décompose en deux parties distinctes avant et après l'entrée de l'annelure.

A partir de ces données qui contredisent l'hypothèse choisie par Dierickx, nous avons choisi la décomposition de l'écoulement suivante : a) écoulement vers la projection de la perforation sur la surface externe du drain, c'est-à-dire une portion de cylindre de même angle que la perforation et de même largeur que celle de l'annelure (figure 48) ; b) écoulement convergent à l'intérieur de l'annelure à partir de la surface définie en a) vers la perforation (figure 49).

3.2.4. Repère choisi

Le repère choisi est le même pour l'étude des deux parties de l'écoulement. Les coordonnées sont cylindriques (θ, R, y) ; l'axe y et l'origine correspondant respectivement à l'axe du drain et à la projection orthogonale du centre de la perforation sur cet axe (figure 50).



**Figure 50 - Repère cylindrique choisi.
Coupe normale à l'axe du drain.**

3.3. RESOLUTION ANALYTIQUE EN TROIS DIMENSIONS

3.3.1. Disposition régulière des perforations - Première partie de l'écoulement

Le domaine d'écoulement est limité par 2 surfaces de Dirichlet cylindriques et parallèles, distantes de $R_1 - R_0$, entre lesquelles est appliquée une différence de charge ΔH_1 , et par 4 plans comportant une condition de Neumann homogène.

La surface équipotentielle limitant le domaine à l'amont est une surface de type cylindrique d'angle θ_1 , de rayon R_1 et de longueur λ_p , distance entre deux perforations sur une même rangée.

La surface équipotentielle limitant le domaine à l'aval est une surface de type cylindrique, d'angle θ_0 , de rayon R_0 et de longueur égale à β , largeur intérieure de l'annelure.

θ_0 et θ_1 dépendent aussi de la géométrie du drain. θ_1 est fonction du nombre de rangées de perforations :

$$\theta_1 = \frac{2\pi}{N} \quad (37)$$

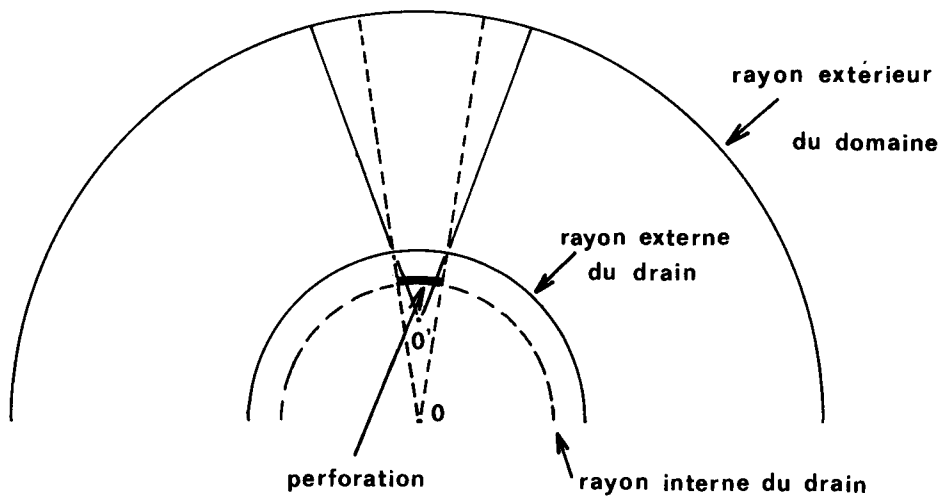
Les conditions aux limites imposées sur le domaine permettent l'établissement d'un écoulement sphérique, la loi de Darcy s'écrit alors :

$$dH = \frac{Q}{KS} dR \quad (38)$$

où S représente l'aire d'une surface équipotentielle à une distance R de l'origine.

Un changement de repère est nécessaire pour exprimer simplement S . L'origine est donc translaturée de $\frac{R_1 R_0 (\theta_1 - \theta_0)}{\theta_1 R_1 - \theta_0 R_0}$ (figure 51).

$$R = r + \frac{R_1 R_0 (\theta_1 - \theta_0)}{\theta_1 R_1 - \theta_0 R_0} \quad (39)$$



- O : origine du premier repère (sur l'axe du drain)
 O' : origine translatée

Figure 51 - Changement de repère.

Dans le repère (θ, r, y) la surface S s'écrit :

$$S = \theta_v r l(r) \quad (40)$$

où θ_v est une constante qui ne dépend pas de r .

$$\theta_v = \frac{\theta_1 R_1 - \theta_0 R_0}{R_1 - R_0} \quad (41)$$

$$l(r) = \left(\frac{\lambda_p - \beta}{R_1 - R_0} \right) r + \frac{\beta R_1 - \lambda_p R_0}{R_1 - R_0} \quad (42)$$

(38) s'écrit alors :

$$dH = \frac{Q}{K\theta_v} \frac{dr}{Ar^2 + Br} \quad (43)$$

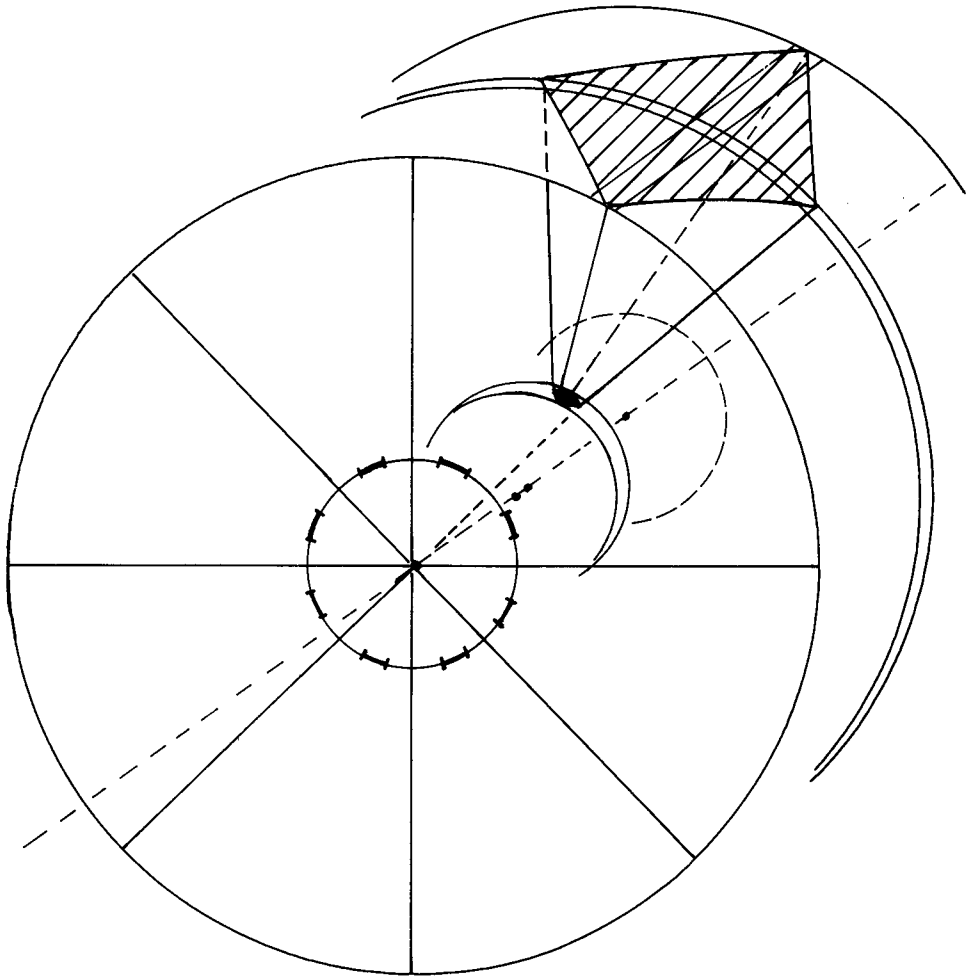
$$A = \frac{\lambda_p - \beta}{R_1 - R_0} \text{ et } B = \frac{\beta R_1 \theta_1 - \lambda_p R_0 \theta_0}{\theta_1 R_1 - \theta_0 R_0}$$

en intégrant entre $r = r_0$ et $r = r_1$, il vient :

$$\Delta H_1 = \int_{r_0}^{r_1} dH \quad (44)$$

$$\Delta H_1 = \frac{Q}{K\theta_v} \frac{1}{B} \left[\ln \frac{r}{Ar + B} \right]_{r_0}^{r_1} \quad (45)$$

$$\Delta H_1 = \frac{Q}{K\theta_v} \left(\frac{R_1 - R_0}{\beta R_1 \theta_1 - \lambda_p R_0 \theta_0} \right) \ln \left(\frac{\beta R_1 \theta_1}{\lambda_p R_0 \theta_0} \right) \quad (46)$$



perforation



zone d'influence de la perforation déterminée par symétries sur le cylindre limitant le domaine

Figure 52 - Domaine tridimensionnel dans le cas des perforations décalées.

Q correspond au débit à travers la surface aval ; en multipliant par N nombre total de perforations par unité de longueur de drain, on obtient le débit par unité de longueur du drain :

$$q_T = N Q \quad (47)$$

(46) s'écrit alors :

$$\Delta H_1 = \frac{q_T}{K} \frac{R_1 - R_0}{N(\beta R_1 \theta_1 - \lambda_p R_0 \theta_0)} \ln \left(\frac{\beta R_1 \theta_1}{\lambda_p R_0 \theta_0} \right) \quad (48)$$

3.3.2. Disposition alternée des perforations

Dans ce cas, les symétries sont différentes et la géométrie du domaine d'écoulement à considérer est un peu plus compliquée (figure 52).

La surface équipotentielle au rayon r est alors une surface octogonale cylindrique (figure 53). Nous procédons de façon analogue au cas précédent. L'équation intégrale se met alors sous la forme :

$$\int \frac{dr}{A'r^2 + B'r + C'}$$

ce qui s'intègre en :

$$\frac{1}{\sqrt{B'^2 - 4A'C'}} \ln \left| \frac{2A'r + B' - \sqrt{B'^2 - 4A'C'}}{2A'r + B' + \sqrt{B'^2 - 4A'C'}} \right|$$

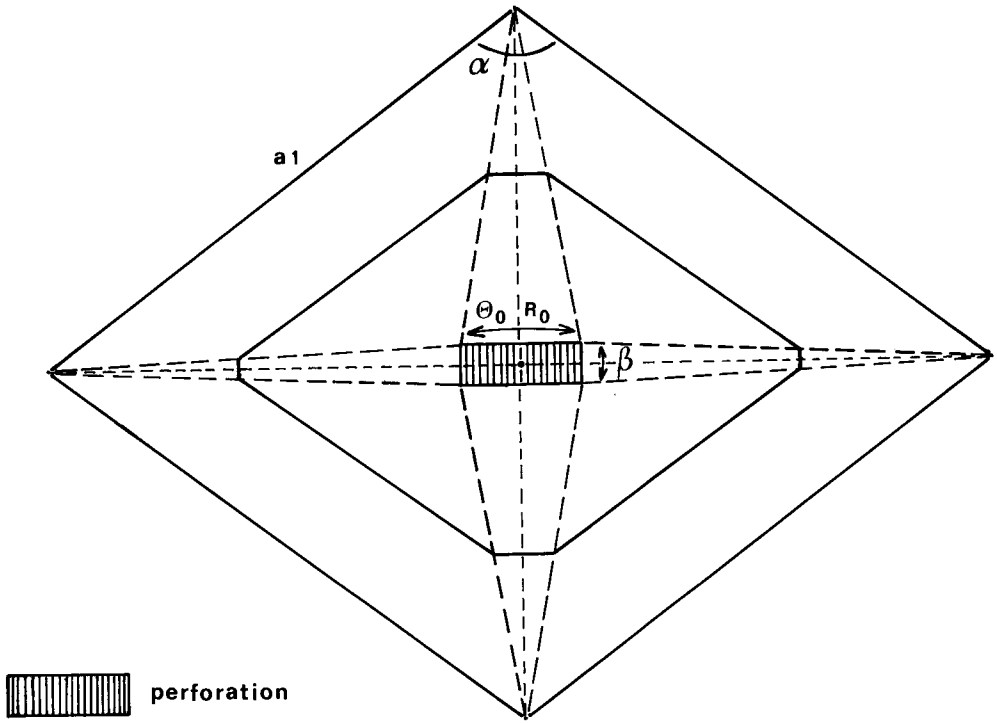


Figure 53 - Surface équipotentielle octogonale centrée sur la perforation.

Nous arrivons ainsi à l'expression de la perte de charge hydraulique :

$$\Delta H_{1b} = \frac{q_T}{K} \frac{R_1 - R_0}{\sqrt{\beta^2 \theta_1^2 R_1^2 + 4a_1^2 \left(\cos^2 \frac{\alpha}{2}\right) \theta_0^2 R_0^2}} \ln \left(\frac{\mathcal{A} + \mathfrak{B}}{\mathcal{A} - \mathfrak{B}} \right) \quad (49)$$

avec :

$$\mathcal{A} = 4a_1^2 \left(\cos^2 \frac{\alpha}{2}\right) \theta_0 R_0 (\theta_1 R_1 + 2\theta_0 R_0) + 2 a_1 \beta \left(\cos \frac{\alpha}{2}\right) (\theta_1 R_1 - \theta_0 R_0)^2 - \beta^2 \theta_1^2 R_1^2$$

$$\mathfrak{B} = \sqrt{\beta^2 \theta_1^2 R_1^2 + 4a_1^2 \left(\cos^2 \frac{\alpha}{2}\right) \theta_0^2 R_0^2} \left[2a_1 \left(\cos \frac{\alpha}{2}\right) (R_1 \theta_1 + 2R_0 \theta_0) - \beta (\theta_1 R_1 - \theta_0 R_0) \right]$$

Les termes a_1 , α sont expliqués par la figure 53. β représente toujours la largeur d'une annelure. L'angle θ_1 dans ce cas est égal à 2 fois $\frac{2\pi}{N}$

3.3.3. Deuxième partie de l'écoulement

Le domaine d'écoulement est limité par 2 surfaces de Dirichlet cylindriques et parallèles, distantes de $R_0 - R'_0$, entre lesquelles est appliquée une différence de charge ΔH_2 , et par 4 plans comportant une condition de Neumann homogène.

Les deux surfaces équipotentielles cylindriques ont le même angle θ_0 et sont de rayons respectivement R_0 et R'_0 , leurs longueurs respectives sont β , largeur de l'annelure et l , largeur de la perforation.

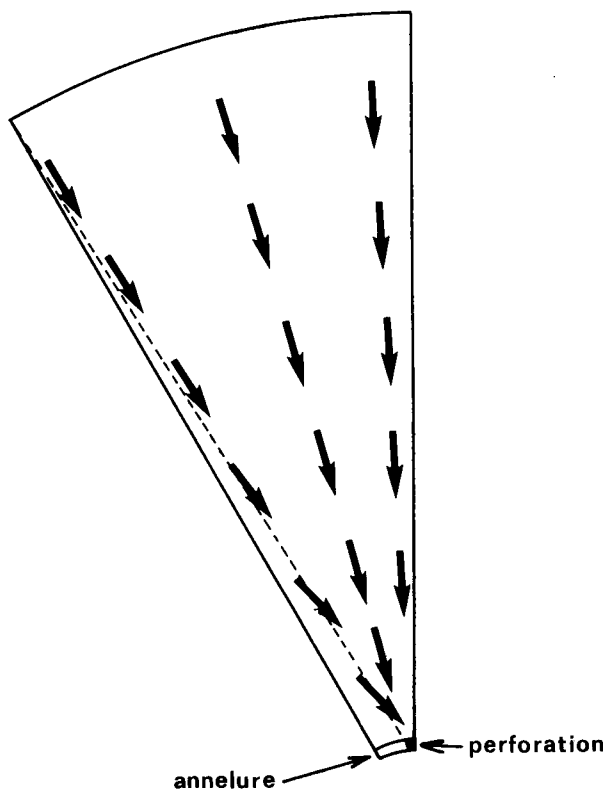


Figure 54 - Flux à travers une surface coupant le domaine tridimensionnel, normalement à l'axe du drain.

L'équation dynamique s'écrit toujours sous la forme (38), avec

$$S = \theta_0 R \, l(R) \quad (50)$$

$$l(R) = 1 + \frac{\beta - 1}{R_0 - R'_0} (R - R'_0) \quad (51)$$

en intégrant entre R'_0 et R_0 :

$$\Delta H_2 = \int_{R'_0}^{R_0} dH = \frac{Q}{K\theta_0} \frac{R_0 - R'_0}{1R_0 - \beta R'_0} \ln \left(\frac{R_0 l}{R'_0 \beta} \right) \quad (52)$$

L'expression finale de la perte de charge est alors :

$$\Delta H_2 = \frac{q_T}{K} \frac{1}{N \theta_0} \frac{R_0 - R'_0}{1R_0 - \beta R'_0} \ln \left(\frac{R_0 l}{R'_0 \beta} \right) \quad (53)$$

3.3.4. Calcul du coefficient de résistance d'entrée

Dans le cas d'un drain idéal de rayon R_0 , la perte de charge depuis l'équipotentielle de rayon R_1 s'écrivait :

$$\Delta h_r = \frac{q_T}{K} \frac{1}{2\pi} \ln \frac{R_1}{R_0} \quad (54)$$

Drain n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
R_0 (mm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
R'_0 (mm)	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
$S(10^{-3}m^2/m)$	2,0	1,2	0,8	2,0	1,2	0,8	2,0	1,2	0,8	2,0	1,2	0,8	2,0	1,2	0,8
l (mm)	0,6	0,6	0,6	0,9	0,9	0,9	1,2	1,2	1,2	1,4	1,4	1,4	2,0	2,0	2,0
L (mm)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
N	8	6	6	8	6	3	4	3	3	6	4	3	3	3	4
n (/m)	85	60	43	60	43	60	85	60	43	43	43	43	60	43	21
N (/m)	680	360	258	480	258	180	340	180	129	258	172	129	180	129	84
β (mm)	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
λ_p (mm)	12	16	23	16	23	16	12	16	23	23	23	23	16	23	48
α_e pour $R_1=2R_0$	0,85	1,51	2,03	1,06	1,81	2,45	1,27	2,24	3,03	1,59	2,25	2,88	1,91	2,56	3,75
α_{eD}	0,41	0,75	1,10	0,52	1,01	1,35	0,70	1,27	1,84	0,92	1,35	1,78	1,13	1,65	2,70
α_{eL}	0,46	0,91	1,30	0,62	1,18	1,72	0,80	1,62	2,29	1,14	1,65	2,23	1,48	2,09	3,27

Tableau 15 - Les 15 drains testés : caractéristiques dimensionnelles et valeurs du coefficient de résistance d'entrée calculées avec respectivement les formules (55) et (56) pour α_e et α_{eD} et déterminées expérimentalement (Lennoz-Gratin, 1984) pour α_{eL}

La perte de charge effectivement due à la convergence vers les perforations est alors égale à $\Delta H_1 + \Delta H_2 - \Delta h_r$; c'est pourquoi le coefficient de résistance d'entrée α_e est égal, dans le cas d'une disposition régulière des perforations, à :

$$\alpha_e = \frac{1}{N} \left[\frac{R_1 - R_0}{\beta R_1 \theta_1 - \lambda_p R_0 \theta_0} \ln \left(\frac{\beta R_1 \theta_1}{\lambda_p R_0 \theta_0} \right) + \frac{1}{\theta_0} \frac{R_0 - R'_0}{1R_0 - \beta R'_0} \ln \left(\frac{R_0 1}{R'_0 \beta} \right) \right] - \frac{1}{2\pi} \ln \frac{R_1}{R_0} \quad (55)$$

L'expression de α_e dans le cas de perforations disposées en quinconce n'est pas écrite explicitement. Les mêmes paramètres que ceux de l'expression (55) y figurent.

Le rayon R_1 est choisi, en fonction des résultats obtenus grâce au modèle MEFPORE, étant égal à $2 R_0$. La sensibilité de α_e aux variations de R_1 sera étudiée ultérieurement.

Les résultats de la modélisation numérique permettent de vérifier a posteriori que l'erreur introduite dans notre modèle analytique en supposant l'écoulement comme sphérique, c'est-à-dire en négligeant les écoulements en dehors de la pyramide de convergence vers la perforation, reste faible (figure 54). La surface considérée dans notre modèle analytique comme limite imperméable apparaît comme traversée par de très faibles débits par rapport au reste du domaine.

3.4. APPLICATIONS NUMERIQUES ET DISCUSSION

15 exemples de géométrie de drain sont retenus pour l'application numérique. Ces géométries correspondent à 15 drains testés en cuve avec des billes de verre (Lennoz-Gratin, 1989b). Les caractéristiques dimensionnelles sont récapitulées dans le tableau 15 avec les différentes valeurs du coefficient de résistance d'entrée : calculé à partir de la formule théorique (55), α_e ; les valeurs expérimentales déterminées par Lennoz-Gratin (1984), α_{eL} ; et les valeurs théoriques, α_{eD} , obtenues par application de

Tableau 16

Valeurs du coefficient de résistance d'entrée pour les 15 drains
calculées avec la formule (55) en posant $R_1 + R_0$.

Drain n°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
α_{ep} ($R_1 = R_0$)	0,56	1,05	1,46	0,67	1,25	1,79	0,84	1,59	2,21	1,03	1,55	2,07	1,26	1,75	2,70

la formule établie par Dierickx (1980) qui, dans notre système de notation, s'écrit :

$$\alpha_{eD} = \frac{\lambda_p}{2\pi^2 R_0} \left[\ln \left(\frac{2\lambda_p}{\pi\beta} \right) - \frac{\lambda_p}{4\pi R_0} \right] + \frac{\lambda_p (R_0 - R'_0)}{N\beta\theta_0 R'_0} - \frac{\lambda_p}{\pi N\theta_0 R'_0} \ln \left[\sin \left(\frac{\pi l}{2\beta} \right) \right] - \frac{1}{2\pi} \ln \frac{R_0}{R'_0} \quad (56)$$

où $N = \frac{2\pi}{\theta_1}$ est le nombre de rangées de perforations.

3.4.1. Validation de la formule analytique avec les résultats expérimentaux

α_e et α_{eL} varient dans le même sens en fonction des caractéristiques du drain. Une régression linéaire entre ces deux variables donne le résultat suivant :

$$\alpha_e = \alpha_{eL} + 0,5 \quad (57)$$

avec un coefficient de détermination égal à 0,99 ; α_e variant entre 0,9 et 3,8, le terme constant est significativement différent de 0, au seuil de 1 %.

Les valeurs α_e et α_{eL} sont donc identiques à une constante additive près. Cette constante peut s'interpréter comme un artefact systématique dû aux erreurs de mesure dans les cuves remplies de billes de verre.

Le modèle théorique paraît donc bien validé par le modèle expérimental.

3.4.2. Comparaison avec la formule de Dierickx

Les variables α_e et α_{eD} varient dans le même sens ; une régression linéaire entre elles, sur 15 valeurs, donne le résultat suivant :

$$\alpha_e = 1,3 \alpha_{eD} + 0,5 \quad (58)$$

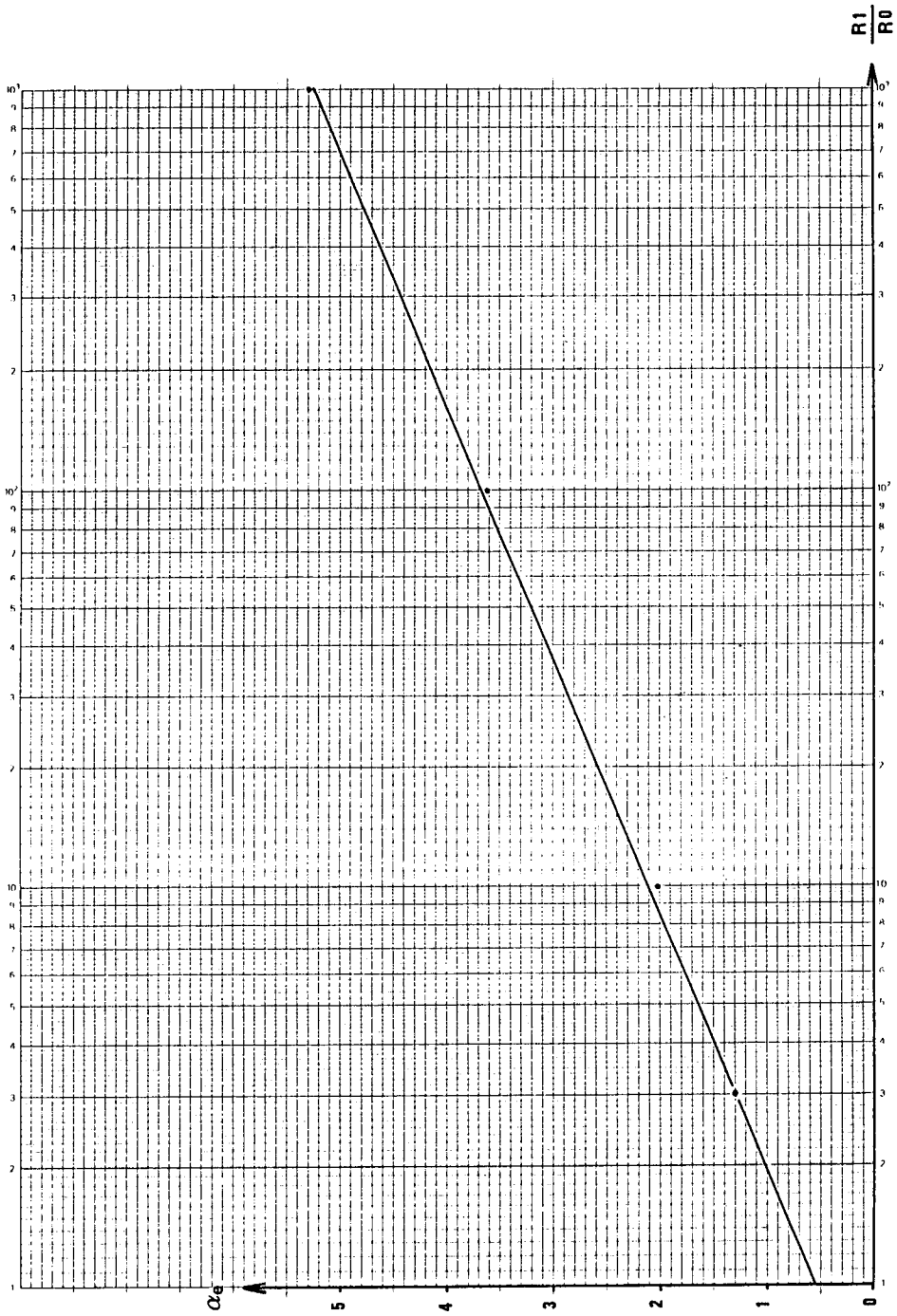


Figure 55 - Variation du coefficient de résistance d'entrée en fonction du rayon R_1

avec un coefficient de détermination égal à 0,98. La corrélation entre les valeurs est bonne mais elle met en évidence une différence significative entre les formules (55) et (56).

Cette différence peut être due à l'appréciation du début de la convergence de l'écoulement vers les perforations.

Le terme $\frac{1}{2\pi} \ln \left(\frac{R_0}{R'_0} \right)$ qui apparaît dans la formule de Dierickx — qui traduit le fait que le drain idéal considéré a un rayon égal à R'_0 alors que dans la formule (55) ce drain idéal a un rayon égal à R_0 — ne peut pas expliquer la différence entre les résultats car sa valeur est très faible, de l'ordre de 0,02.

3.4.3. Variation du coefficient de résistance d'entrée en fonction du rayon R_1

Le rayon R_1 a été déterminé expérimentalement et la dépendance de la formule (55) vis-à-vis de ce paramètre a été étudiée sur la géométrie du drain N° 4 choisi dans le tableau 15. La figure 55 représente la variation du coefficient α_e en fonction de $\ln \left(\frac{R_1}{R_0} \right)$. Cette variation est linéaire et la pente de la droite est de 0,4 environ. Cette droite ne passe pas par l'origine et la constante correspondant à $R_1 = R_0$ représente la valeur limite du coefficient de résistance d'entrée dans le cas où la zone de convergence avant l'annelure est supprimée. Dans ce dernier cas, α_e ne représente alors que la convergence à l'intérieur de l'annelure, ce terme est alors noté α_{e_p} et les valeurs prises pour les 15 drains déjà cités figurent dans le tableau 16.

Une régression linéaire entre les valeurs de α_{e_p} et celles de α_{e_D} donne les résultats suivants :

$$\alpha_{e_p} = \alpha_{e_D} + 0,24 \quad (59)$$

avec un coefficient de détermination égal à 0,98. A une constante additive près les coefficients α_{e_D} et α_{e_p} sont identiques. α_{e_D} apparaît donc comme la limite de α_e quand R_1 tend vers R_0 . Cela semble indiquer que la formule de Dierickx sous-estime l'importance de la convergence avant le rayon extérieur du drain.

3.4.4. Etude d'un cas particulier à l'aide du modèle aux éléments finis

En raison de la lourdeur du maillage tridimensionnel nécessaire pour modéliser le problème, il n'a pas été possible de modéliser les 15 drains étudiés avec MEFPORE.

Un seul cas a été étudié qui correspond au drain N° 10. La charge amont imposée sur la surface équipotentielle cylindrique est de 500 mm, la charge aval appliquée sur la perforation est de 25 mm, ce qui correspond à un drain coulant légèrement en charge. La conductivité hydraulique du milieu considéré comme homogène et isotrope est $K = 10^{-5}$ m/s.

Le modèle permet un calcul du débit traversant la perforation Q_p ; ce débit est de $4,5 \text{ mm}^3/\text{s}$. Le drain N° 10 présentant 6 rangées de perforations, il est nécessaire de multiplier Q_p par 6 pour obtenir le débit par unité de longueur de drain. Le domaine présentant une symétrie radiale, il est possible de calculer théoriquement le débit Q_i prévu par la loi de Darcy pour un drain idéal placé dans la même condition et de le comparer à $6 \times Q_p$, la différence sera alors entièrement imputable à la résistance d'entrée dans le drain réel.

■ Cas du drain idéal :

$$\Delta H = \frac{Q_i}{2\pi K \Sigma} \ln \left(\frac{R}{R_0} \right) \quad (60)$$

■ Cas du drain "réel" :

$$\Delta H = \frac{6Q_p}{K \Sigma} \left[\alpha_e + \frac{1}{2\pi} \ln \left(\frac{R}{R_0} \right) \right] \quad (61)$$

Σ étant la longueur de drain considérée,

$$\alpha_e = \frac{\Sigma K}{6Q_p} \Delta H - \frac{1}{2\pi} \ln \left(\frac{R}{R_0} \right) \quad (62)$$

L'application numérique donne $\alpha_e = 1,48$. La valeur est très proche de celle déterminée grâce à la formule (55) ; c'est un indice intéressant de la validité de cette formule mais, le calcul n'ayant été réalisé que dans un cas, toute autre conclusion serait hasardeuse.

3.5. CONCLUSION DU CHAPITRE III

Une formule analytique a été déterminée pour le calcul du coefficient de résistance d'entrée à partir des caractéristiques dimensionnelles du drain. Le rayon de convergence R_1 intervenant dans cette formule a été calé comme étant égal à $2 R_0$ à partir d'une modélisation aux éléments finis et la formule (55) a été validée à partir de données expérimentales.

A partir de cette formule, les conclusions suivantes peuvent être tirées concernant l'influence des caractéristiques dimensionnelles des drains sur leurs performances hydrauliques : les valeurs de α_e varient dans le même sens que le nombre total N de perforations par unité de longueur de drain ; si N est fixé, α_e diminue quand la largeur de perforation augmente, tous les autres paramètres étant fixés.

Nous retrouvons ici un résultat déjà évoqué, et obtenu par différents auteurs : c'est une fragmentation maximum de la surface captante qui génère la résistance d'entrée la plus faible. C'est le nombre total de perforations qui est le critère prépondérant, leur taille n'intervenant que secondairement.

Le drain utilisé dans les essais décrit au Chapitre II ne correspond exactement à aucun des 15 exemples ici traités, le coefficient α_e , calculé avec la formule (55), vaut 0,93 ; c'est une valeur du même ordre de grandeur que celle déterminée en cuve de sable dans le cas où le drain plein autorise l'hypothèse d'un écoulement radial symétrique autour du drain.

Dans la gamme des drains actuellement normalisés en France (leur nombre de perforations ne pouvant être inférieur à 180 par mètre), le coefficient de résistance d'entrée α_e varie ainsi entre 1 et 2.



CHAPITRE IV

CONCLUSION DE LA PREMIERE PARTIE

SCHEMA D'ECOULEMENT AUTOUR DU DRAIN

Un modèle radial s'applique dans la quasi-totalité des cas pour décrire les écoulements dans la zone située immédiatement autour du drain. L'extension de cette zone est variable en fonction de la géométrie du domaine et de la charge hydraulique disponible, toutefois elle concerne toujours un disque de rayon environ égal à deux fois celui du drain. Dans le cas où le remplissage partiel du drain et/ou la présence du plancher imperméable à un niveau très proche de celui du drain ne permettent pas le développement d'un écoulement radial complet, il reste possible, avec des corrections, de se rattacher au modèle radial.

PREVISION DU GRADIENT HYDRAULIQUE DE SORTIE

Une relation empirique permet de prévoir de façon qualitative les variations du rapport entre le gradient hydraulique de sortie et le débit par unité de longueur de drain en fonction de la nature du drain et de celle du sol. L'intérêt de cette approche est toutefois limité par les difficultés liées à l'estimation de la conductivité hydraulique du sol autour du drain. En effet, avec l'appareillage actuel, les mesures de terrain sont exclues du fait de l'étroitesse de la zone concernée en regard de la précision des mesures. La solution consiste certainement dans le développement de références pédologiques sur l'état résultant de différents sols après la pose des drains. Il n'est pas exclu de penser que les techniques micromorphologiques pourraient contribuer à l'acquisition de ces références.

DETERMINATION DU COEFFICIENT DE RESISTANCE D'ENTREE

Une formule de calcul du coefficient de résistance d'entrée d'un drain a été déterminée et validée par des résultats expérimentaux. Elle fait intervenir les caractéristiques dimensionnelles. Cette formule suppose un écoulement radial autour du drain mais le coefficient α_e déterminé peut être considéré comme intrinsèque au drain et pourra servir pour la prise en compte de la géométrie du drain dans les calculs de dimensionnement des réseaux de drainage.

ACQUIS DANS LE CADRE DE L'ETUDE DU COLMATAGE MINERAL

Les valeurs probables atteintes par le gradient hydraulique dans la zone autour du drain permettent d'estimer les forces hydrodynamiques qui s'exercent sur le sol au voisinage des perforations et qui sont à l'origine des mouvements de particules de sol près du drain.

DEUXIEME PARTIE

RESISTANCE DU SOL VIS-A-VIS
DE L'ACTION
DES FORCES HYDRODYNAMIQUES

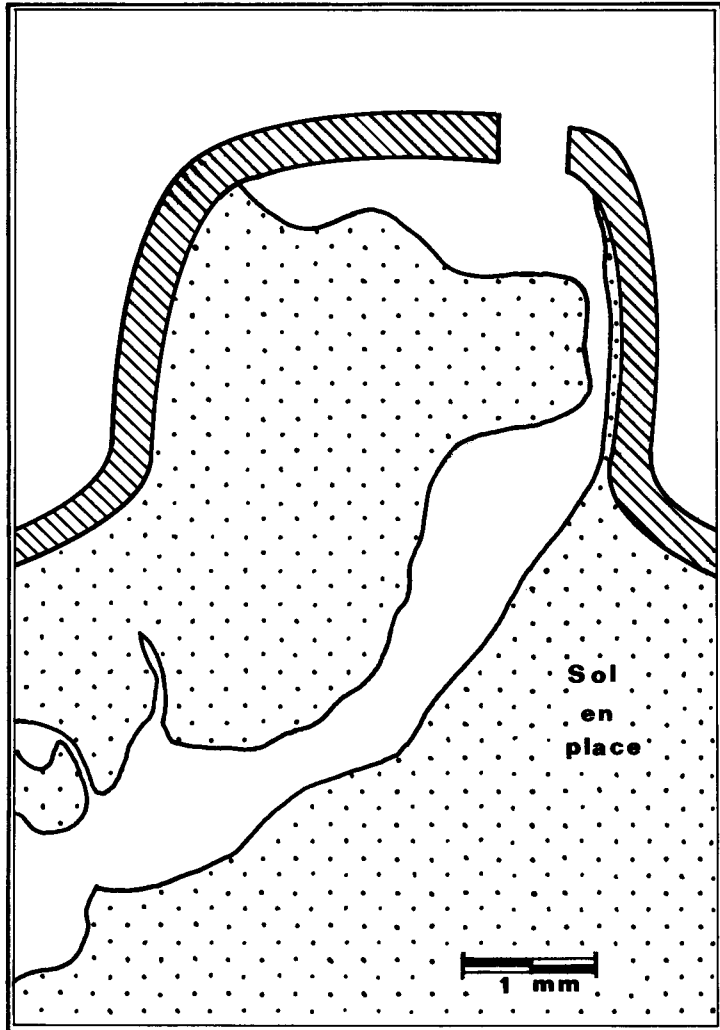


Figure 56 - Existence de chemins préférentiels vers une perforation (d'après une photographie de Gallichand et al., 1987).

CHAPITRE I

INTRODUCTION

Le colmatage minéral interne des drains est le résultat de l'accumulation dans le drain de particules de sol ayant pénétré par ses opercules. Evaluer le risque de colmatage minéral interne, c'est évaluer le risque de passage de particules par les perforations du drain, d'une part, et la possibilité d'entraînement de ces particules vers l'aval du réseau, d'autre part.

Le passage de particules dans le drain implique nécessairement des mouvements de particules dans le sol à proximité du drain, mouvements principalement dus à l'écoulement de l'eau à travers le sol. Dans la première partie de ce travail, nous avons envisagé les écoulements dans un sol drainé, à proximité du drain, et nous avons donné un ordre de grandeur des valeurs du gradient hydraulique à l'interface sol/drain. La seconde partie de ce travail traite de l'action de l'eau sur le sol qu'elle traverse : de même que le milieu poreux exerce une action sur l'écoulement de l'eau impliquant des pertes de charge, de même le liquide en mouvement exerce-t-il une action sur le milieu.

L'observation permet à Gallichand et al. (1987), à partir de l'analyse micromorphologique de lames minces de sol à l'interface avec le drain - réalisées sur des prélèvements effectués en laboratoire sur des simulateurs de drainage - d'affirmer que l'écoulement à proximité des perforations utilise des chemins préférentiels entre de petits agrégats stables (figure 56). Les écoulements à ce niveau ne sont plus darcyens à l'échelle de la perforation et les mouvements de particules doivent être considérés comme le résultat d'un arrachage et d'un transport par le flux circulant dans ces canaux. Ces auteurs font l'hypothèse que le comportement du sol près du drain est "gouverné" par la formation d'arches.

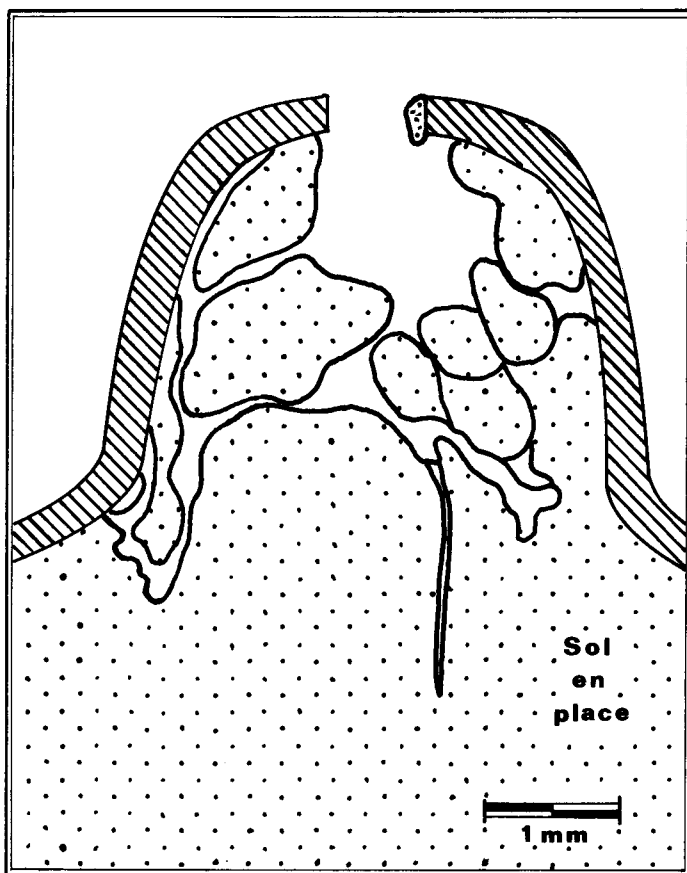


Figure 57 - Existence d'une arche de petits agrégats près d'une perforation (d'après une photographie de Gallichand et al., 1987).

Pour les sols dépourvus de cohésion, il s'agit d'arches de particules non agrégées dont la formation dépend de la taille et de la forme des particules ainsi que de la taille des perforations. Broadhead et al. (1983) énoncent le critère suivant pour caractériser le risque de colmatage en sols non cohérents : *"si la taille des perforations est inférieure ou égale à $2,4 \times d_{60}$ du sol, il y a possibilité de formation de voûtes stables et le colmatage minéral interne peut être évité"* ; cette condition ne peut jamais être remplie dans le cas des sables fins car on sortirait alors de la gamme possible pour les tailles de perforation. Dans les sols cohérents, Gallichand et al. (1987) observent, sur des lames minces réalisées avec un matériau limono-sableux, la création d'arches à partir de petits agrégats qui protègent la perforation du passage de particules (figure 57).

A partir de ces analyses descriptives, Gallichand et Lagacé (1987) proposent des formules empiriques calées sur un grand nombre d'expériences en laboratoire pour prévoir la hauteur de dépôt, notée y , dans un drain en fonction des caractéristiques du drain (i.e. des perforations) et du sol. Ils proposent la formule suivante, valable pour les seuls sols sableux et pour les drains de diamètre extérieur 100 mm :

$$y = \frac{1}{\pi} \left[\text{Arctan} \left(B(x-A) + \frac{\pi}{2} \right) \right] \quad (63)$$

avec :

$$x = C \cdot R + D \quad (64)$$

- où
- R = rayon hydraulique de la perforation (i.e. rayon du cercle ayant même surface que la perforation)
 - C = terme correctif (valant respectivement 1,0 et 1,1 pour des perforations circulaires et rectangulaires)
 - D = $0,68 - (1,19 \times d_{60})$ (65)
 - A et B = paramètres de calage, A = 1 et B = 18,5

Dans le cas des sols bien structurés, l'approche descriptive est la méthode la plus appropriée pour prévoir le risque de colmatage minéral. En effet, les matériaux cohésifs sont généralement organisés en agrégats, dont la taille et l'agencement influent sur les mouvements de particules près des perforations du drain. Mais cette structuration est difficilement reproductible en laboratoire dans un simulateur de drainage. Une étude descriptive nécessite alors de multiplier les observations de terrain et d'en déduire un paramètre descriptif de l'état structural du sol suffisamment discriminant. Il est probable que ce paramètre intégrerait une analyse de répartition de la taille des agrégats et qui serait trop lourde pour être réalisée couramment dans les études préalables au drainage.

Malgré l'intérêt de l'approche microscopique descriptive qui se fonde sur la petite taille des perforations - du même ordre de grandeur que, sinon des particules, du moins des petits agrégats -, la complexité des études microscopiques des phénomènes et, le plus souvent, l'absence de "fermeture" des systèmes d'équations (Marle, 1984) n'ont pas encore permis d'obtenir une modélisation opérationnelle à cette échelle. Une approche mécanicienne macroscopique du problème reste pertinente pour répondre rapidement à la majorité des problèmes de diagnostic du risque de colmatage minéral.

Nous présenterons, dans un premier temps, les apports de la théorie dans une approche macroscopique des phénomènes, puis un test de laboratoire basé sur cette théorie. Les résultats obtenus avec ce test sur plusieurs matériaux d'origines différentes seront comparés aux connaissances acquises sur le comportement in situ de ces matériaux. Nous démontrerons que ce test est un outil de diagnostic du risque de colmatage minéral secondaire interne du drain et qu'il peut aussi permettre d'élaborer un critère granulométrique simple applicable à une vaste gamme de matériaux.

CHAPITRE II

ACTION DE L'EAU INTERSTITIELLE SUR LE MILIEU POREUX

L'approche macroscopique de l'action de l'eau sur le milieu poreux traversé a été développée par les mécaniciens du sol à partir des premiers travaux de Terzaghi (1923). Elle a débouché sur des résultats utilisés notamment pour les études de stabilité des talus et des fondations. Nous allons succinctement rappeler les bases théoriques de ces travaux, en insistant sur le critère que nous privilégierons par la suite : *le gradient hydraulique critique*.

Si on ne sépare pas les grains et l'eau interstitielle, le tenseur des contraintes appliquées au volume élémentaire représentatif du sol peut être défini comme dans un milieu continu. Le volume élémentaire considéré en chaque point doit alors être assez grand pour contenir à la fois des grains et de l'eau interstitielle, mais, aussi, assez petit pour être assimilé à un point et pour appliquer la théorie des milieux continus.

Une difficulté subsiste toutefois pour l'étude du comportement mécanique du sol : les différentes phases constitutives du volume élémentaire représentatif ne sont pas régies par les mêmes lois. Il est alors nécessaire d'introduire la notion de contrainte effective pour décrire le comportement du complexe solide/liquide/gaz.

2.1. LE PRINCIPE DES CONTRAINTES EFFECTIVES

2.1.1. Expérience de Terzaghi

A l'origine de cette théorie, se trouve l'expérience réalisée par Terzaghi en 1923 (figure 58). Un récipient cylindrique est rempli sur une hauteur h_s d'un sol saturé d'eau. Lorsqu'une charge est appliquée en remplissant le récipient d'eau sur une hauteur H_e aucun tassement du sol n'est observé.

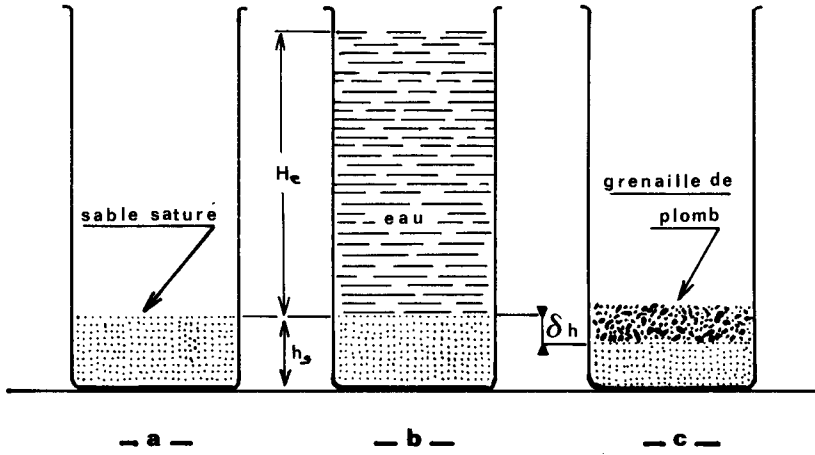


Figure 58 - Expérience de Terzaghi (d'après Schneebell, 1966).

Dans un second récipient, le même sol saturé chargé avec une masse de grenaille de plomb enregistre un tassement h appréciable.

Cette expérience met en évidence que seule la charge appliquée directement au squelette solide a un effet mécanique sur le sol. La charge d'eau n'a pour effet que d'augmenter la pression du liquide interstitiel et, les grains étant incompressibles (dans la gamme des pressions ici considérées), il n'en résulte aucune déformation du milieu.

2.1.2. Postulat de Terzaghi (1923)

Dans le cas d'un milieu biphasique saturé (sol, eau), Terzaghi postule l'existence d'un tenseur des contraintes effectives qui s'applique uniquement au squelette granulaire 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, toute compression réduisant le volume des vides.

Terzaghi propose la formulation suivante, déduite empiriquement de ses résultats expérimentaux : soient σ et τ les composantes normale et tangentielle de la contrainte totale en un point du milieu et u la pression de l'eau en ce point ; σ_e et τ_e , composantes normale et tangentielle de la contrainte effective, s'écrivent (Skempton, 1961) :

$$\begin{array}{l} \sigma_e = \sigma - u \\ \tau_e = \tau \end{array} \quad (66)$$

σ , τ , σ_e et τ_e sont de même dimension : $[M][L]^{-1}[\Gamma]^{-2}$ et s'expriment généralement en $N.m^{-2}$.

La contrainte effective est ainsi définie comme la différence entre la contrainte totale exercée et la pression de l'eau. "On pourra donc étudier le comportement du sol en

considérant, d'une part, le tenseur de 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).

2.1.3. Développements ultérieurs de la théorie

De nombreux auteurs ont cherché à généraliser la théorie de Terzaghi à des sols ou des milieux ne vérifiant pas les trois hypothèses fondamentales. Skempton (1961) propose, à partir de considérations théoriques, une expression de la contrainte effective à l'égard du cisaillement :

$$\sigma_e = \sigma - u \left(1 - a \frac{\tan \psi}{\tan \varphi} \right) \quad (67)$$

avec a : surface de contact entre particules par unité de surface totale ;
 ψ : angle de frottement intrinsèque de la matière constitutive des grains ;
 φ : angle de frottement interne des grains.

Pour les pressions usuellement appliquées et dans le cas des sols, le terme a est très petit et la formule (67) se réduit à la formule de Terzaghi, ce qui n'est vrai ni pour les roches, ni pour les bétons.

Dans le cas d'un système triphasique (air, eau, solide), c'est-à-dire pour les sols non saturés, Bishop et Blight (1963) proposent la formule suivante :

$$\sigma_e = \sigma - [u_a - \chi(u_a - u_w)] \quad (68)$$

dans laquelle u_a et u_w représentent respectivement la pression de l'air et la pression de l'eau et χ est un coefficient empirique lié au degré de saturation. χ varie entre 0 pour les sols secs, et 1 pour les sols saturés.

La formule de Terzaghi n'est rigoureusement vérifiée que dans le cas d'un solide totalement incompressible et totalement cohérent (on a alors $\psi = 0$ dans la formule (67)). Mais elle reste une bonne approximation dans le cas des sols secs ou complètement saturés. Pour les sols partiellement saturés, la formule de Bishop remplace usuellement celle de Terzaghi.

2.2. EXPRESSION DE LA CONTRAINTE EFFECTIVE DANS UN SOL SATURÉ

2.2.1. Le soulèvement hydrostatique

Considérons un massif de sol saturé d'eau au repos et surmonté d'une lame d'eau d'épaisseur H_e (figure 59). Considérons un point M de ce massif situé à une cote z . La pression P_w en ce point M s'écrit :

$$P_w = \rho_w g (H_e - z) \quad (69)$$

où ρ_w est la masse volumique de l'eau (kg.m^{-3}) et g l'accélération de la pesanteur (m.s^{-2}).

Deux types de forces s'exercent sur la phase solide : des forces de pression de l'eau normales à la surface des grains, dont la résultante constitue au niveau de la phase solide la poussée d'Archimède ; des forces exercées par les autres grains solides (poids des particules au-dessus, réaction des particules périphériques).

Soit une surface élémentaire horizontale passant par M. Définissons la porosité surfacique comme la projection sur cette surface horizontale de la porosité volumique et notons-la ϕ . Nous ferons aussi l'hypothèse que la porosité volumique et la porosité surfacique sont égales et, par la suite, nous les confondrons, ce qui est parfaitement justifié dans un milieu où la conductivité hydraulique est homogène et isotrope.

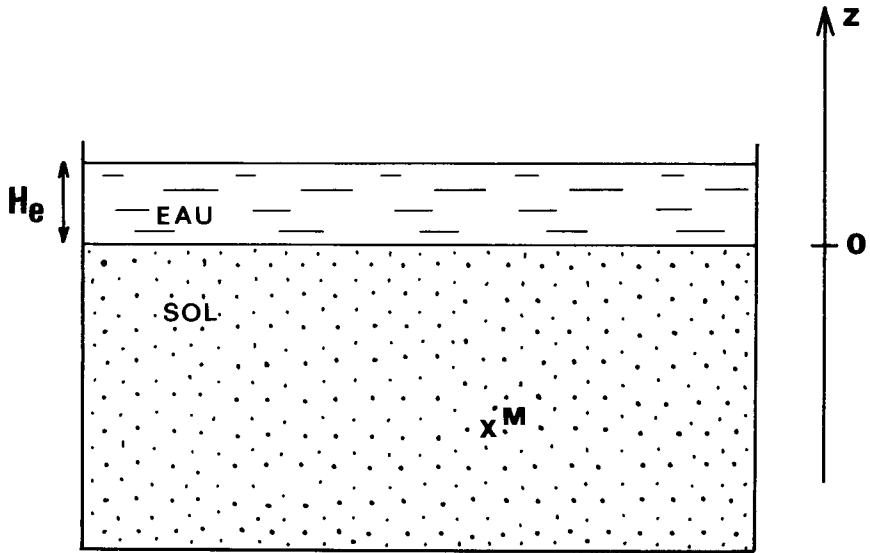


Figure 59 - Sol saturé au repos.

A l'équilibre statique, le bilan des forces conduit à l'équation :

$$P_w \phi S + P_s (1 - \phi) S = (\rho_w H_e - \rho_{sat} z) g S \quad (70)$$

Où :

P_s : pression exercée par le sol ($N.m^{-2}$) ;

$\rho_{sat} = \rho_w \phi + \rho_g (1 - \phi)$ masse volumique du sol saturé ($kg.m^{-3}$)

ρ_g = masse volumique des grains ($kg.m^{-3}$).

P_s s'exprime ainsi :

$$P_s = \rho_w g H_e - \rho_g g z \quad (71)$$

La contrainte effective supportée par le sol en M :

$$\sigma_e = (P_s - P_w) (1 - \phi) \quad (72)$$

s'écrit alors :

$$\sigma_e = -z g (\rho_{sat} - \rho_w) \quad (73)$$

Du point de vue mécanique tout se passe comme si la masse volumique du sol était :

$\rho_a = \rho_{sat} - \rho_w$ appelée masse volumique apparente du sol saturé ou masse volumique déjaugée.

On appelle *soulèvement hydrostatique* la réduction apparente du poids volumique du sol.

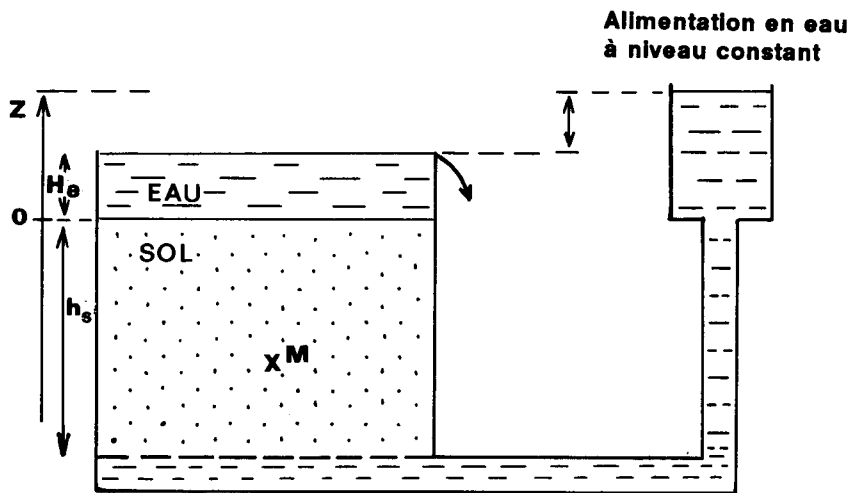


Figure 60 - Ecoulement vertical ascendant, à travers un massif de sol.

2.2.2. Ecoulements verticaux ascendants

Si l'eau est en mouvement, la répartition de la pression n'est plus hydrostatique et la formule (69) n'est plus valable. Une force hydrodynamique s'exerce sur les grains, dirigée dans le sens des lignes de courant. Il est possible de calculer la contrainte effective dans le cas simple d'un écoulement unidimensionnel vertical. Le dispositif décrit dans la figure 60 permet de réaliser un écoulement vertical ascendant.

Ecrivons la charge hydraulique h sous la forme :

$$h = z + \frac{P_w}{g\rho_w} \quad (74)$$

Alors, le gradient hydraulique $i = - dz$ s'écrit :

$$i = - \frac{1}{g\rho_w} \frac{dP_w}{dz} - 1 \quad (75)$$

En considérant i comme le gradient hydraulique moyen, c'est-à-dire indépendant de z , on obtient alors en intégrant l'expression (75) entre la surface du sol et la cote z :

$$P_w(M) - P_w(0) = - (i\rho_w + \rho_w) zg \quad (76)$$

$$\text{avec } P_w(0) = g\rho_w H_e$$

$$\text{d'où } P_w = g\rho_w [H_e - z(i + 1)] \quad (77)$$

C'est l'expression de la pression de l'eau en un point M du massif.

A partir de l'équation (70), la pression exercée par la phase solide P_s s'écrit :

$$P_s = g\rho_w H_e - zg\rho_g + zg\rho_w \frac{1}{1 - \phi} \quad (78)$$

La contrainte effective est donnée par l'équation (79) :

$$\sigma_e = -zg (\rho_{sat} - \rho_w) + izg\rho_w \quad (79)$$

$$\sigma_e = (-\rho_a + i\rho_w)zg$$

Dans le cas d'un écoulement vertical descendant, la contrainte effective s'écrirait :

$$\sigma_e = -zg (\rho_{sat} - \rho_w) - izg\rho_w \quad (80)$$

$$\sigma_e = (-\rho_a - i\rho_w)zg$$

Un écoulement descendant augmente la pression exercée sur le sol, un écoulement ascendant la diminue.

2.2.3. Le gradient hydraulique critique

Dans le cas d'un écoulement vertical ascendant, l'équation (79) montre l'existence d'une valeur particulière du gradient hydraulique qui correspond à l'annulation de la contrainte effective (Terzaghi et Peck, 1965). Cette valeur, appelée "*gradient hydraulique critique*" et notée i_c , vaut :

$$i_c = \frac{\rho_{sat} - \rho_w}{\rho_w} \quad (81)$$

Lorsque le gradient hydraulique critique est atteint, le squelette solide semble soustrait à la pesanteur, il flotte au sein de l'écoulement : c'est ce phénomène qui est à l'origine des renards survenant dans les ouvrages en terre.

Pour un sable de porosité u de 40 % et de masse volumique des grains $2,65 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$, le gradient hydraulique critique est voisin de 1. Terzaghi (1925) a réalisé des expériences dans le but de comparer les gradients hydrauliques critiques calculés et des observations sur le terrain (tableau 17) : la concordance entre la théorie et l'expérience a été trouvée très satisfaisante.

2.3. APPLICATION DE LA NOTION DE GRADIENT HYDRAULIQUE CRITIQUE

La théorie du gradient hydraulique critique permet de prévoir en partie le déplacement de particules de sol vers le drain. Mais les sols ne suivent pas toutes les hypothèses du modèle et, en particulier, le sol autour du drain est confiné par la présence de ce dernier : les seuls "points libres" sont ceux situés en face des perforations. Pour s'abstraire de ces hypothèses, une méthode expérimentale de détermination du déplacement des particules de sol a été utilisée.

Seize matériaux, dont le comportement in situ est connu et sera présenté au chapitre III, ont été utilisés pour mettre au point un test de laboratoire qui sera décrit dans le chapitre IV, ainsi que les résultats des tests et leur comparaison avec les données de terrain.

Tableau 17

Expériences de Terzaghi (1925) pour comparer les gradients hydrauliques critiques mesurés et observés sur des sables.

(D'après Costet et Sanglerat, 1981)

Numéro des expériences	Porosité	i_c calculé	i_c critique observé
1	0,43	0,94	0,95
2	0,35	1,06	1,10
3	0,43	0,94	1,13
4	0,41	0,97	0,96
5	0,44	0,92	1,05
6	0,35	1,07	1,08

CHAPITRE III

LES MATERIAUX EXPERIMENTAUX

Seize matériaux différents ont été retenus pour cette étude : douze d'entre eux proviennent de sols réels, c'est-à-dire de prélèvements de terrain à une profondeur variable, entre 20 cm et 1 m sur des parcelles agricoles. Un treizième matériau naturel est un sable de carrière, de granulométrie uniforme, et les trois derniers sont constitués de billes de verre calibrées.

Les 12 sols dénommés en fonction du lieu de prélèvement, soit Marais-Vernier, Guéméné-Penfao, Vilette-de-Vienne, Boursay, Saint-Folquin, Brémontier-Merval, Chavagnes, Arrou, Landas, Scaër, Chassignoles et Pfaffenhoffen, ont été choisis pour une des raisons suivantes :

- a) des colmatages minéraux internes y ont effectivement été constatés ;
- b) à cause de leurs caractéristiques physico-pédologiques, le chargé d'études préalables au drainage s'interroge sur le risque de colmatage minéral ;
- c) dans le cas du limon d'Arrou, où l'on dispose de suffisamment d'années d'observation du comportement d'un réseau de drainage, le colmatage observé est faible.

A l'opposé du limon d'Arrou, le sable de Champlan (sable uniforme de 100 μm) a été choisi car, d'une part, au vu des critères actuels de risque de colmatage minéral secondaire, il correspond à l'archétype du matériau colmatant et, d'autre part, parce que c'est un matériau de laboratoire souvent utilisé pour la modélisation en cuve des écoulements près du drain et qu'en conséquence de nombreuses données sur son comportement hydraulique sont disponibles.

Enfin, trois classes de billes de verre calibrées et triées ont été retenues, les diamètres étant respectivement égaux à 200, 400 et 800 μm . Ces billes de verre sont des matériaux

Tableau 18 - Caractéristiques physiques des matériaux étudiés

Nom du matériau	Granulométrie					Limites d'Atterberg		
	A (%) 0-2 µm	Lf (%) 2-20 µm	Lg (%) 20-50 µm	Sf (%) 50-200 µm	Sg (%) 200-2000µm	W _p	W _L	I _p
CHAMPLAN	2	0.5	2	95.5	0	non déterminées		
MARAIS-VERNIER	6	4	53.5	36	0.5	non déterminées		
ARROU	13	27	53.5	4	2.5	29	24	5
LANDAS	15	12	33	23	17	27	21	6
BOURSAY	12	29	47	8.5	3.5	29	23	6
PFAFFENHOFFEN	12	6	6	25.5	50.5	21	non déterminées	
CHASSIGNOLES	14	14	6	17	49	42	35	7
CHAVAGNES	12	27	45	12	4	28	23	5
SCAER	4.5	33	39	23	0.5	}	mesures	
SAINT-FOLQUIN	11	4.5	6.5	44	34		non	
BREMONTIER	11	8.5	17	62.5	1		réalisées	
VILLETTE-DE-VIENNE	15	30	22	28	5			
GUÉMENE-PENFAO	5	62	13	10	10			

rigoureusement uniformes et sans cohésion. Les trois diamètres choisis permettent d'explorer une gamme granulométrique qui va de la limite supérieure des sables fins aux sables grossiers.

Après un bref résumé des principales caractéristiques physiques des matériaux naturels, le comportement in situ des sols sera détaillé.

Plusieurs étudiants (Bluhm, 1984 ; Badirou, 1985 ; Ben Tarzi, 1985 ; Zidat, 1986) ont participé, sous notre direction, à l'étude en laboratoire de certains de ces matériaux. D'autres matériaux ont été étudiés dans le cadre des essais préliminaires à la normalisation des produits d'enrobage de drains agricoles (Lennoz-Gratin, 1987 ; Bognar et Lennoz-Gratin, 1990). Certains, enfin, comme Boursay, Saint-Folquin, Brémontier-Merval et les billes de verre ont été spécifiquement mis en oeuvre pour le présent travail.

3.1. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES MATERIAUX NATURELS

Le tableau 18 présente la granulométrie en 5 fractions et l'indice de plasticité I_p d'Atterberg mesuré à l'aide de la méthode de Casagrande.

Tous les matériaux étudiés sont faiblement pourvus en colloïdes argileux. Le taux d'argile varie entre 0 et 15 %. Les textures GEPPA(*) varient du sable fin au limon faiblement argileux.

L'indice de plasticité (non déterminé pour les matériaux sableux) est toujours faible - inférieur à 10 - ce qui classe tous les matériaux dans les sols peu plastiques. Cet indice ne pourra donc pas constituer un critère discriminant pour expliquer les différences de comportement des matériaux étudiés.

(*) GEPPA = Groupe d'Etude pour les Problèmes de Pédologie Appliquée.

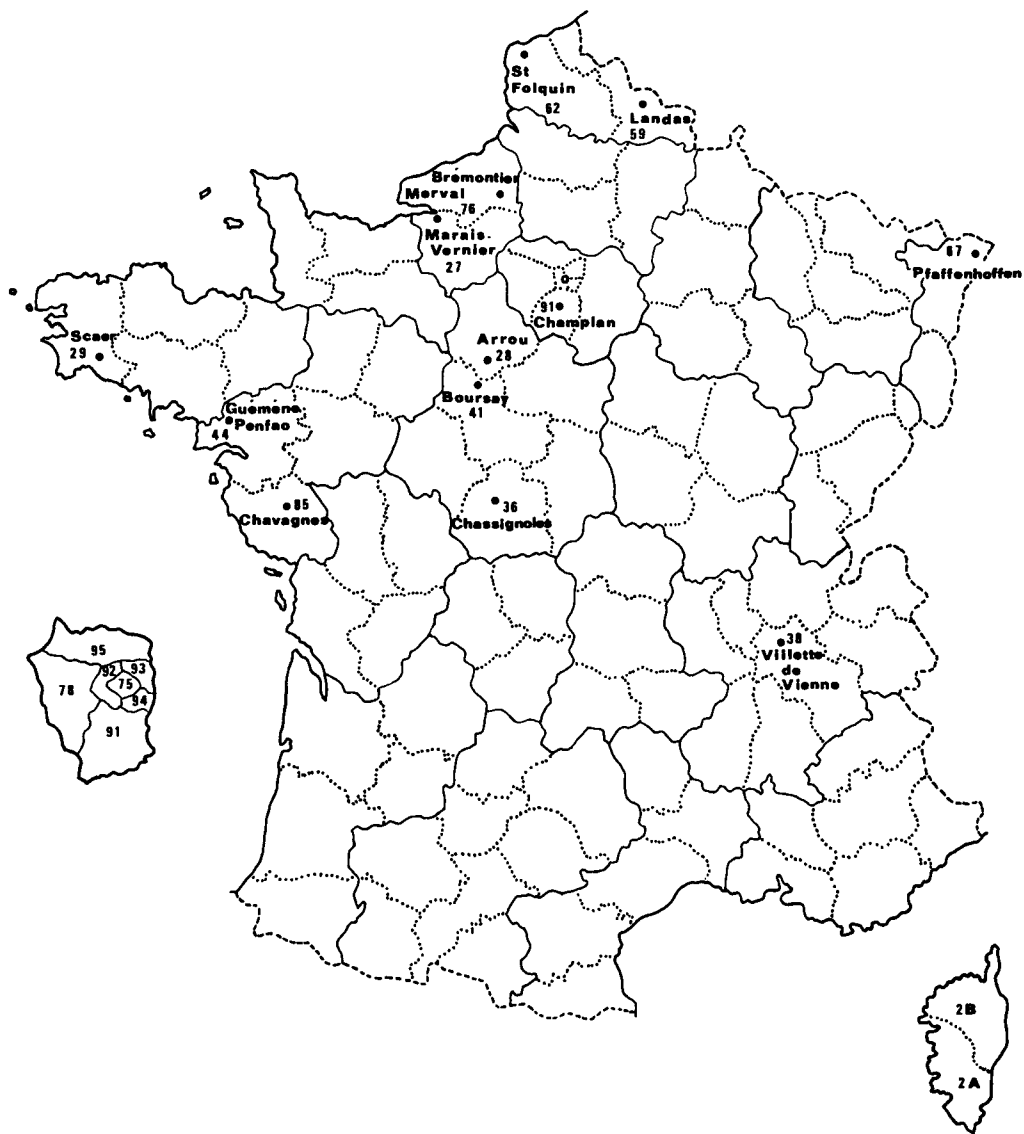


Figure 61 - Localisation de l'origine des 13 matériaux naturels étudiés.

3.2. COMPORTEMENT IN SITU DES MATERIAUX CHOISIS

Parmi les 13 matériaux naturels sélectionnés (figure 61) pour cette étude, 7 sont issus de parcelles drainées. Leur comportement en terme de risque de colmatage minéral est donc en partie connu.

Arrou et Champlan constituant a priori les deux bornes de l'échelle de risque de colmatage minéral, les autres matériaux *drainés* considérés dans cette étude permettront de poser des jalons sur cette échelle. Nous situerons, dans la suite de cette étude, les matériaux non drainés et suspects de risque de colmatage.

3.2.1. Les matériaux de référence : le limon d'Arrou et le sable de Champlan

3.2.1.1. Le limon d'Arrou (28)

Ce limon est issu d'un champ expérimental, situé dans la région naturelle du Faux-Perche dans le département d'Eure-et-Loir. Le champ comprend sept parcelles de deux hectares drainées depuis 1972 et une parcelle témoin non drainée. Le but principal de l'expérimentation est de comparer différentes techniques de drainage par tuyaux enterrés en sol limoneux (tableau 19). Chaque parcelle drainée est reliée à une chambre de comptage, où sont mesurés les débits. La piézométrie en différents points du champ est également enregistrée.

Le climat est océanique et tempéré. La pluviométrie annuelle est de 616 mm (moyenne de 1951 à 1978 sur la station météorologique de Châteaudun-Jallans). La période humide (Pluie > ETP) s'établit en moyenne entre octobre et mars.

La pente du terrain expérimental est douce (0,5 % en moyenne). Les sols, des limons lessivés avec des traces d'hydromorphie marquées dès la surface, sont appelés sols lessivés dégradés à pseudogley dans la classification française. Ils sont ici développés sur du limon des plateaux d'épaisseur variable, reposant sur de l'argile à silex à l'aval

Tableau 19 - Les parcelles expérimentales du site d'Arrou

Parcelle	Surface (ha)	Ecartement (m)	Nature des drains	Gravillonnage des tranchées
1	2	10	PVC	non
2	2	15	PVC	oui
3	2	15	PVC	non
4	2	20	PVC	oui
5		T é m o i n	n o n	d r a i n é
6	2	10	Poterie	non
7	2	15	Poterie	oui
8	2	20	PVC	non

du champ et sur un loess à l'amont. Les sols de ce type sont très répandus en France et représentent une part importante des sols drainés (Jamagne et Bégon, 1984).

Une dizaine d'années après l'installation du champ expérimental, des investigations de terrain, comportant des ouvertures sur drain, ont été réalisées (Kosuth, non publié ; Cestre, non publié, voir Annexe N° 5). Les conclusions tirées par Cestre se résument ainsi :

- les dépôts observés dans les drains sont de moyenne importance ; au bout de 11 ans de fonctionnement, la hauteur maximale de remplissage est inférieure à 40 % du diamètre intérieur du drain ;
- les dépôts les plus importants sont associés à des défauts de pose, soit contre-pente locale, soit pente nulle, soit sous-profondeur ;
- les dépôts importants résultent d'un colmatage primaire survenu juste après les travaux ; sauf en cas de défaut de pose, l'épaisseur de dépôt résultant du colmatage secondaire ne dépasse pas quelques millimètres.

En conclusion, il semble que, dans ce sol, un réseau de drainage installé selon les règles de l'art doit fonctionner sans problème pendant des décennies. Le limon d'Arrou, peu sensible au colmatage minéral, peut ainsi constituer une référence pour notre étude.

3.2.1.2. Le sable de Champlan (91)

Le sable de Champlan est tiré d'une carrière du département de l'Essonne. Sa granulométrie le rend très proche des sables issus des plaines côtières du Nord de l'Europe : la figure 62 montre la similitude des courbes granulométriques du sable de Champlan, des sables des Wateringues (France), du sable de Mol (Belgique), du sable d'Almere (Pays-Bas) et du sable de Wainfleet Marsh (Grande-Bretagne).

Dans ces sols, situés dans des zones où le drainage est souvent indispensable, les risques de colmatage minéral des tuyaux sont élevés. Les études de terrain et de laboratoire approfondies sont nombreuses (Trafford, 1973 ; Dierickx, 1979 ;

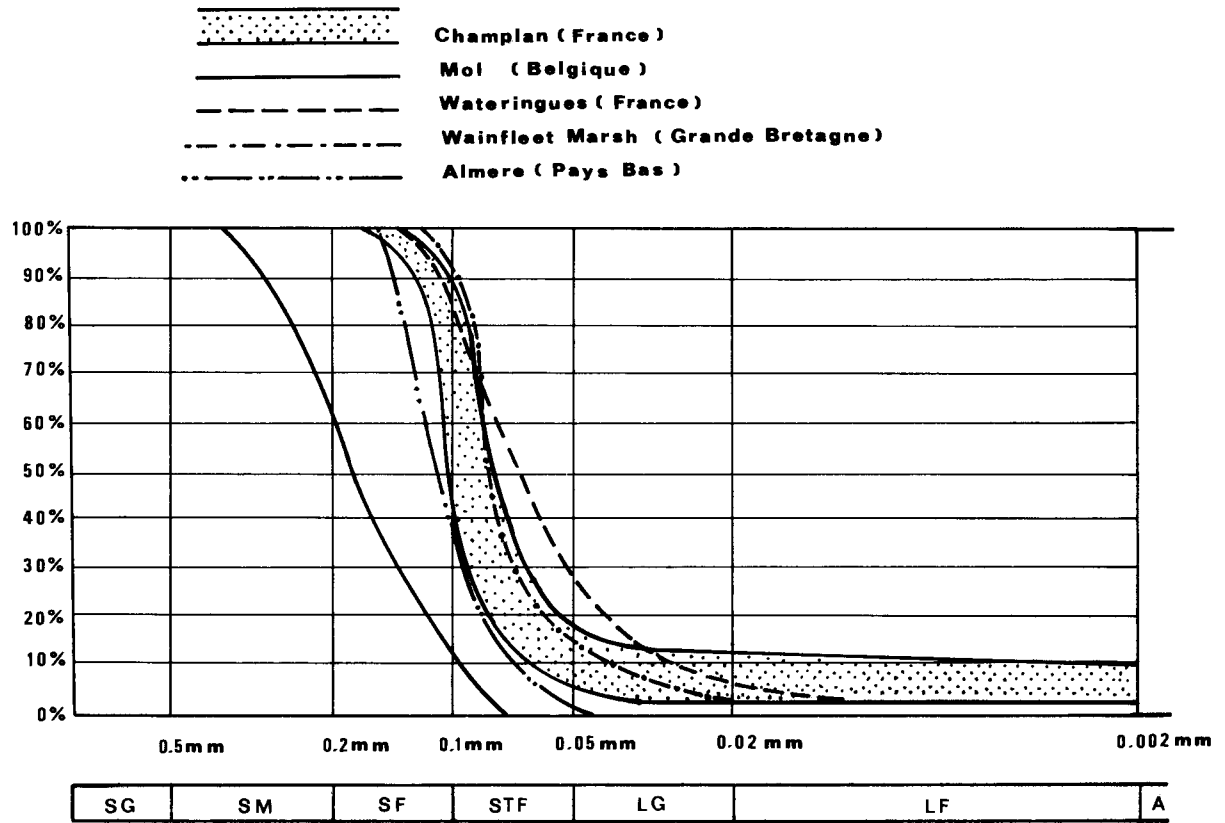


Figure 62 - Courbe granulométrique de différents sables plaines côtières d'Europe du Nord (Stuyt et Cestre, 1986).

Stuyt, 1981a ; Stuyt et Cestre, 1986) ; elles ont toutes conduit à mettre en évidence des risques élevés de colmatage minéral de ce type de sol. Le sable de Champlan est donc un matériau de laboratoire idéal pour les études sur le colmatage minéral des drains, d'autant plus que sa faible teneur en colloïde le rend très aisé à manipuler. Il constituera donc une référence pour cette étude en tant que matériau toujours colmatant.

3.2.2. Les cas de colmatage

Des colmatages minéraux secondaires ont été observés in situ, sur cinq des sols étudiés : Marais-Vernier, Brémontier-Merval, Boursay, Pfaffenhoffen et Saint-Folquin.

3.2.2.1. Le Marais-Vernier (27)

Le prélèvement provient d'une parcelle de la commune du Marais-Vernier dans la région de la Basse Vallée de la Seine (département de l'Eure).

La parcelle a été drainée par tuyaux enterrés en 1978. Les tuyaux utilisés, en PVC, de diamètre 58/65 mm, étaient enrobés de fibres de coco. Les investigations (Cestre, non publié) ont débuté en 1984 à la demande de l'exploitant agricole non satisfait par le fonctionnement du drainage : mauvais ressuyage de la parcelle, faibles débits constatés en sortie de réseau...

La texture du profil de sol est de type limon sur sable. Les drains sont posés à environ 95 cm de profondeur dans un horizon constitué d'un sable très fin à passées limono-argileuses. C'est cet horizon qui a été prélevé pour nos essais et qui sera par la suite appelé Marais-Vernier.

Il est apparu, lors de l'ouverture de fosses sur drain, que les fibres de coco avaient en grande partie disparu par décomposition, évolution déjà constatée sur d'autres produits d'enrobage d'origine organique (Cestre, 1984). Les tuyaux étaient colmatés pour les trois quarts de leur section bien que leur pente fut régulière et de l'ordre de 7 mm par mètre.

Ce cas typique de colmatage minéral secondaire lié à la nature du sol avait été prévu par le concepteur puisque les drains étaient enrobés. C'est l'utilisation d'un enrobage organique, lequel ne constitue pas un filtre pérenne, qui a permis le colmatage.

3.2.2.2. Brémontier-Merval (76)

Le sol est issu d'une parcelle située sur la commune de Brémontier-Merval, dans le Pays de Bray (Seine-Maritime). Le réseau a été installé en 1982 avec des drains enterrés en PVC de diamètre 58/65 mm. Une investigation de terrain a eu lieu en 1984 (Cestre, non publié) à la suite d'une demande de l'agriculteur non satisfait, ici aussi, du fonctionnement du drainage. Le sol est de nature sableuse.

L'ouverture du réseau a permis d'observer un dépôt sableux d'une épaisseur variant entre 10 mm et 35 mm dans des drains posés entre 90 et 95 cm avec une pente régulière supérieure à 0,6 %. Sur une parcelle voisine, dans le même sol, des drains enrobés d'un filtre géotextile sont apparus exempts de colmatage.

Nous pouvons dans ce cas conclure à un problème véritable de colmatage minéral secondaire lié, ici encore, à la nature du matériau.

3.2.2.3. Saint-Folquin (62)

Le matériau Saint-Folquin provient d'une parcelle drainée située dans la région des Wateringues (Pas-de-Calais). La parcelle drainée fait partie d'un champ expérimental installé en 1981 pour comparer différents produits d'enrobage dans un sol réputé colmatant. Un témoin avec drain nu a été installé.

Le sol est sableux avec des passées plus limoneuses. Le matériau destiné à notre étude a été prélevé dans un horizon sableux entre 70 et 100 cm de profondeur.

Une série d'investigations de terrain a été réalisée sur le réseau âgé de deux ans (Cestre, non publié). Les drains nus présentent un dépôt important, d'une épaisseur

supérieure à 25 mm, malgré une pente régulière des drains, toujours supérieure à 0,3 %. Les drains enrobés ne présentaient pas de dépôts.

Dans ce cas encore, un colmatage minéral secondaire lié à la nature du matériau semble très probable.

3.2.2.4. Pfaffenhoffen (67)

Le matériau provient de la commune de Pfaffenhoffen dans le Pays de Hanau (Bas-Rhin). A l'occasion d'études préalables au drainage, les dysfonctionnements de réseaux de drainage âgés de moins de 10 ans ont été recensés (Party et Duchaufour, 1989). La parcelle étudiée à Pfaffenhoffen a été drainée en 1983.

Le sol est de type brun alluvial peu évolué, sablo-argileux avec des traces d'hydromorphie. A la profondeur de pose des drains, le matériau est sableux. Une ouverture de fosse a permis d'observer un dépôt minéral de plus de 10 mm d'épaisseur dans des drains posés avec une pente régulière, supérieure à 0,7 %. De nouveau, on peut penser qu'il s'agit d'un cas de colmatage minéral secondaire lié à la nature du matériau.

3.2.2.5. Boursay (41)

Le sol est issu d'une parcelle drainée sur la commune de Boursay dans la région naturelle du Faux-Perche (Loir-et-Cher).

A la suite d'une réclamation de l'agriculteur, des investigations ont été demandées en 1985 par le maître d'oeuvre du chantier de drainage (Lennoz-Gratin, non publié). La parcelle a été drainée en 1977 par tuyaux enterrés, posés à la draineuse trancheuse. La pente générale du réseau est faible (inférieure à 0,2 %) et des contre-pentes ont été mises en évidence.

Le sol est de type brun lessivé avec des horizons superficiels très limoneux (LL) sur des horizons limono-argileux (La). Les drains observés présentent un dépôt minéral épais, d'environ 35 mm. Ce dépôt est lité dans sa partie supérieure, ce qui indique une constitution progressive au cours des épisodes successifs de drainage (colmatage

minéral secondaire), après un premier apport dû à un colmatage primaire lors du rebouchage de la tranchée. La granulométrie des dépôts correspond à celle des horizons superficiels (10-35 cm) et de la tranchée. Tous les dépôts observés ont pu être mis en relation avec une contre-pente ou un passage à plat.

Dans ce cas, le colmatage minéral peut être relié : a) pour le colmatage primaire, à des problèmes d'organisation du chantier ; et b) pour le colmatage secondaire, à un problème de qualité de pose. Nous retrouvons des éléments d'analyse communs avec les observations faites sur une parcelle du champ d'Arrou. Il semble que le colmatage aurait pu être évité avec une pose réalisée dans les règles de l'art.

3.2.3. Les sols à risque de colmatage

3.2.3.1. Le limon de Scaër (29)

Ce limon est issu d'un champ expérimental installé sur la commune de Scaër (Finistère), dans la région du Secteur de Références de Scaër-Leuhan (Le Calvez et al., 1985).

Le sol est développé sur une altérite de schistes briovériens. La superficie totale du champ expérimental est de 12 hectares. Les drains en PVC de diamètre 44/50 mm sont posés à 90 cm de profondeur dans un matériau limoneux et avec une pente relativement importante (supérieure à 0,8 %).

Aucune ouverture de fosse sur les drains n'a encore été réalisée. Le fonctionnement hydraulique du réseau de drainage est actuellement jugé satisfaisant. Par contre, un important débit solide en sortie des collecteurs a été mis en évidence. Le matériau ainsi recueilli présente les mêmes caractéristiques granulométriques que le matériau en place (très forte teneur en particules limoneuses). Il semble bien qu'il se produise sur cette parcelle un très important entraînement de particules limoneuses dans les drains. Le colmatage des tuyaux est toutefois évité du fait de l'évacuation de ces particules par les collecteurs.

3.2.3.2. Landas (59)

Un champ expérimental a été mis en place fin 1988 sur les communes de Landas et Saméon dans la plaine de la Scarpe, département du Nord. L'objectif de cette expérimentation est de comparer le comportement in situ de différents drains enrobés. Une parcelle témoin comportant des drains nus a été également prévue.

La parcelle a été choisie en raison de son sol alluvial à dominante sableuse, considéré a priori comme colmatant (Lennoz-Gratin et Vincent, non publié).

Nous ne disposons pas encore de données sur le fonctionnement de ce réseau de drainage.

3.2.3.3. Les sols non drainés

Ces sols ont été choisis dans des périmètres ayant fait l'objet d'études de référence pour le drainage (secteurs de références ou cartographie pédologique avant drainage). Ce sont des sols pour lesquels les chargés d'étude n'ont pas réussi à estimer les risques de colmatage ; ils ne répondent pas exactement aux critères usuels de risque (voir introduction), mais, en raison de leur faible teneur en argile, un doute subsiste.

Le sol de Chassignoles provient de la région du Bas Berry dans le département de l'Indre. Il s'agit d'un sol brun à pseudogley, sablo-argileux, développé sur une arénite sablo-argileuse micacée (Lafréchoux, 1986).

Le sol de Vilette-de-Vienne provient de la région du Bas-Dauphiné dans le département de l'Isère. Il s'agit d'un sol alluvial de fond de vallée, peu évolué, très marqué par l'hydromorphie. Sa texture est limono-sablo-argileuse (Sogreah, 1984).

Le sol de Guéméné-Penfao (Loire-Atlantique) est un sol brun hydromorphe, développé sur un substrat très peu profond (20 à 30 cm), constitué d'une isaltérite blanche des schistes rouges de Saint-Perreux. Son comportement mécanique vis-à-vis du drainage n'est pas connu (Fandos, 1984).

Tableau 20 - Echelle de risque de colmatage minéral

Risques élevés

MATERIAUX dont le comportement est extrapolé à partir des critères granulométriques habituels

MATERIAUX dont le comportement est connu

	—	CHAMPLAN
	—	SAINT-FOLQUIN
Landas - - -	—	PFAFFENHOFFEN
Chassignoles - - -	—	BREMONTIER-MERVAL
	—	MARAIS-VERNIER
Guéméné-Penfao - - -	—	SCAER
Chavagnes - - -	—	
Villette-de-Vienne - - -	—	BOURSAY
	—	ARROU

Risques faibles

Le sol de Chavagnes provient de la commune de Chavagnes-en-Pailler, dans la région de Montaigu dans le département de la Vendée. Il s'agit d'un sol brun moyennement lessivé, hydromorphe, développé sur une altérite de schistes (DDAF 85, non publié).

3.2.4. Echelle de risque de colmatage minéral secondaire

A partir des cas connus, nous avons esquissé un classement des sols en fonction du risque identifié de colmatage minéral secondaire, dans le cas de travaux de drainage déjà réalisés, et nous avons tenté de placer sur cette échelle les sols dont le comportement n'est pas connu, en partant des critères granulométriques usuels (tableau 20).

Nous avons ensuite calculé le gradient hydraulique critique avec la formule théorique de Terzaghi dans le but de comparer le classement obtenu par les deux méthodes : le gradient hydraulique critique le plus faible correspond au sol le plus apte à se déplacer sous l'action de l'eau en mouvement, donc le plus susceptible de générer un colmatage minéral au cours des épisodes successifs de fonctionnement du drainage. Le calcul et la comparaison avec l'échelle de risque seront détaillés au paragraphe 3.3.

3.3. DETERMINATION DU GRADIENT HYDRAULIQUE CRITIQUE

3.3.1. Calcul du gradient hydraulique critique

Les masses volumiques à saturation et sèches sont mesurées sur de petits cylindres constitués au laboratoire à partir de matériau sec et tamisé à 2 mm.

A partir de la formule (81) $i_c = \frac{\rho_{sat} - \rho_w}{\rho_w}$, le gradient hydraulique critique est calculé. Toutes les valeurs obtenues (tableau 21) sont comprises entre 0,5 et 1,1. Les valeurs proches de 1 correspondent aux matériaux essentiellement sableux ou aux billes de verre. Le gradient hydraulique critique est directement fonction de la densité sèche des massifs constitués. Or, cette densité sèche dépend, d'une part, de la matière constitutive

Tableau 21

Valeurs du gradient hydraulique critique déterminées
à partir de mesures de masses volumiques.

Matériau	$\rho_{\text{sèche}}$ 10^3 kg/m^3	$\rho_{\text{saturée}}$ 10^3 kg/m^3	i_c
ARROU	1,30	1,79	0,79
BOURSAY	1,38	1,85	0,85
BREMONTIER	1,57	1,95	0,95
CHAMPLAN	1,50	1,89	0,89
CHASSIGNOLES	1,37	1,84	0,84
CHAVAGNES	1,27	0,73	0,73
GUEMENE-PENFAO	1,10	1,65	0,65
LANDAS	1,48	1,98	0,98
MARAIS-VERNIER	1,48	1,96	0,96
PFÄFFENHOFFEN	1,53	1,92	0,92
SCAER	0,88	1,51	0,51
SAINT-FOLQUIN	1,65	1,99	0,99
Billes verre 200 μm	1,73	2,09	1,09
Billes verre 400 μm	1,69	2,05	1,05
Billes verre 800 μm	1,67	2,01	1,01

des grains et, d'autre part, du type d'arrangement obtenu lors de la constitution du massif cylindrique et fortement influencé par la répartition granulométrique du matériau. Mais il n'est pas possible de trouver une relation entre le gradient hydraulique critique et un critère granulométrique simple.

Nous remarquons toutefois que les plus faibles valeurs de i_c correspondent aux trois matériaux développés sur altérite de schiste, ce qui peut être relié à la forme des particules limoneuses "en plaquette" qui influe sur la densité du matériau. D'autre part, les valeurs de i_c les plus élevées (supérieures ou égales à 0,9) s'observent sur les matériaux les plus riches en sables fins et sur les billes de verre (c'est-à-dire des matériaux constitués de sphères régulières de taille quasiment uniforme). Il semble que i_c est une fonction assez complexe de la taille et la forme des particules de sol et, dans une très grossière approximation, il est possible de dire que i_c est très proche de 1 dans les sols sableux et sensiblement inférieur à 1 dans les sols limoneux.

3.3.2. Limites de l'intérêt du calcul du gradient hydraulique critique

Le classement des sols en fonction de la valeur du gradient hydraulique critique ne correspond pas au classement des sols en fonction du risque de colmatage effectivement observé sur le terrain.

Pour un sol stable comme celui d'Arrou, la valeur de i_c est plus faible que pour un sol manifestement colmatant comme Saint-Folquin ; parmi les cas de colmatage observés, on observe des valeurs de i_c variant de 0,5 (Scaër) à 1 (St-Folquin), c'est-à-dire toute l'étendue de la plage de variation du gradient hydraulique critique théorique.

Rappelons l'hypothèse émise a priori à la fin du chapitre II, pour expliquer cette divergence dans les résultats : le processus de colmatage minéral implique assurément un soulèvement du sol autour du drain sous l'action de l'écoulement de l'eau, mais il est nécessaire de tenir compte du confinement partiel du sol au voisinage du drain. En effet, le drain présente des perforations petites et relativement peu nombreuses qui sont les seuls points de passage de l'eau mais aussi des particules de sol. Le gradient hydraulique critique correspond au déplacement d'un massif de sol qui subit seulement des contraintes gravitaire et hydrodynamique. La présence du drain comme limite

extérieure du massif de sol implique la mise en jeu de contraintes supplémentaires. Pour un drain de géométrie donnée, ces contraintes dépendent directement de la nature du sol. Nous tenterons de caractériser ces contraintes supplémentaires dans le chapitre suivant, grâce à la mise en place d'une méthode de mesure expérimentale de la valeur minimale du gradient hydraulique qui provoque un passage de particules à travers de petits orifices localisés.

CHAPITRE IV

DETERMINATION EXPERIMENTALE DU RISQUE DE COLMATAGE MINERAL

Pour caractériser effectivement le degré de résistance du matériau entourant le drain à l'action de l'écoulement de l'eau, nous avons suggéré qu'il est indispensable de prendre en compte le confinement partiel du sol réalisé par la présence du drain. Pour intégrer les phénomènes complexes qui ont lieu réellement au niveau de l'interface sol-drain, des essais de laboratoire ont été conçus et mis en place dans différents pays. Ces essais permettent de simuler le fonctionnement de l'interface sol/drain ; ils utilisent un écoulement vertical ascendant en régime permanent, ce qui permet une comparaison avec la théorie du gradient hydraulique critique.

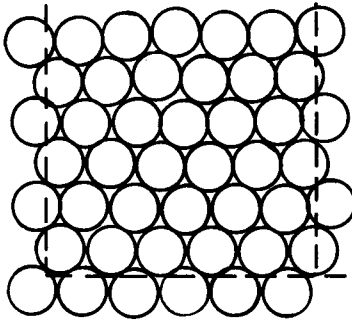
Ces essais sont appelés "tests en perméamètre" du nom de l'appareil qui est à la base du dispositif expérimental.

Après description du principe et de l'historique de l'essai en perméamètre, le dispositif et le protocole expérimentaux sont détaillés. Les résultats obtenus au cours d'essais réalisés sur les 16 matériaux décrits au chapitre précédent sont présentés puis discutés et confrontés tant aux résultats de terrain qu'aux valeurs du gradient hydraulique critique théorique.

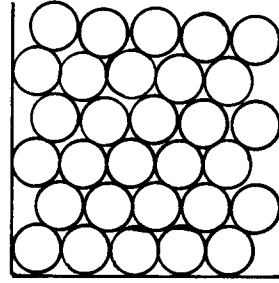
4.1. PRINCIPE ET HISTORIQUE DU TEST

4.1.1. Principe du perméamètre

Un perméamètre, sensu stricto, est destiné à mesurer la perméabilité de Darcy d'un massif poreux (Dudgeon, 1966) :



Milieu infini



Milieu confiné

Figure 63 - Comparaison de la disposition des grains dans un milieu infini et un milieu confiné.

$$\frac{Q}{S} = K \frac{\Delta h}{\Delta L} = Ki \quad (82)$$

- avec Q = débit (m^3/s) - mesuré - ;
 S = surface de passage (m) - fixée - ;
 ΔL = longueur de l'écoulement (m) - fixée - ;
 Δh = perte de charge hydraulique (m) - mesurée - ;
 i = gradient hydraulique moyen - calculé ;
 K = conductivité hydraulique ($m.s^{-1}$) - calculée -.

Le massif poreux est soumis à un écoulement unidimensionnel en régime permanent ; le débit et la perte de charge hydraulique sont mesurés.

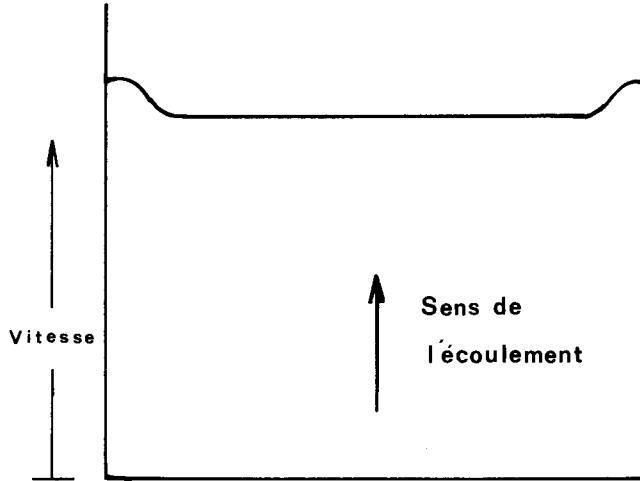
Si le dispositif permet également des mesures locales de la charge hydraulique dans le massif, il est alors possible de calculer des conductivités hydrauliques locales.

4.1.2. Principe de la mesure de la charge hydraulique

En raison du volume limité du milieu poreux, de nombreux auteurs se sont intéressés à l'influence des parois sur l'écoulement.

Dudgeon (1967) précise la notion "d'effet de paroi" dans un milieu poreux limité : la conséquence de la présence d'une paroi est de déformer la distribution des vitesses par rapport à la distribution uniforme d'un milieu infini. Deux phénomènes peuvent expliquer cette distorsion : la résistance à l'écoulement au sein du milieu poreux est beaucoup plus grande que celle causée par les frottements sur la paroi lisse ; la porosité du matériau contre la paroi est plus grande que dans le reste du massif en raison de l'absence de particules qui proviendraient de la région extérieure dans un milieu infini (figure 63).

La distribution des vitesses dans un perméamètre est schématisée figure 64 (Dudgeon, 1967). La largeur de la zone affectée par la distorsion des vitesses et l'amplitude de cette distorsion peuvent être calculées grâce à des formules et abaques établis



**Figure 64 - Distribution des vitesses dans un perméamètre.
(d'après Dudgeon, 1967)**

expérimentalement par Dudgeon ; dans un perméamètre dont le diamètre est de l'ordre de 10 cm et pour un matériau dont la taille des grains n'excède pas 2 mm, la paroi influence l'écoulement sur près de 5 mm. Le point de mesure de la charge hydraulique doit donc être décalé de la paroi du perméamètre.

4.1.3. Utilisation du perméamètre dans les études sur la stabilité des sols drainés

L'utilisation du perméamètre dans l'étude du colmatage minéral des drains a débuté aux Etats-Unis avec les travaux de Batista (1978), Walker (1978), Samani (1979). Batista a défini un "Hydraulic Failure Gradient" qui correspond au gradient hydraulique provoquant l'entraînement de particules à travers les mailles d'un tamis surmontant un massif de sol parcouru par un écoulement vertical ascendant. Le dispositif ainsi modifié permet à la fois de tester directement la stabilité d'un matériau donné, placé dans un état donné, et de rechercher des corrélations entre la stabilité directement mesurée par le "Hydraulic Failure Gradient" et d'autres paramètres tels que densité, indice de plasticité, etc... (Samani et Willardson, 1981) plus facilement mesurables. Toutefois, aucune corrélation universellement applicable au continent Nord-Américain n'ayant été obtenue, l'utilisation du perméamètre a conservé son intérêt et ce dispositif expérimental s'est largement répandu.

Dierickx (1979) remplace le tamis par un toit perforé et ondulé reproduisant l'effet d'un drain.

Des filtres d'enrobage sont parfois intercalés entre le massif de sol et le couvercle perforé pour tester leur capacité de filtration et leurs performances hydrauliques (Willardson et Walker, 1978 ; Stuyt, 1981b ; Dierickx et Yüncüoğlu, 1982 ; Lennoz-Gratin, 1987).

En Europe, la similitude des dispositifs et des protocoles expérimentaux permet des échanges et des comparaisons de résultats dans le cadre d'une coopération communautaire (Stuyt et Cestre, 1986 ; Dierickx et al., 1987). Dans le perméamètre utilisé en Belgique (travaux de Dierickx), en France (travaux de Cestre et Lennoz-Gratin) et aux Pays-Bas (travaux de Stuyt), un massif poreux de forme cylindrique, surmonté d'un toit

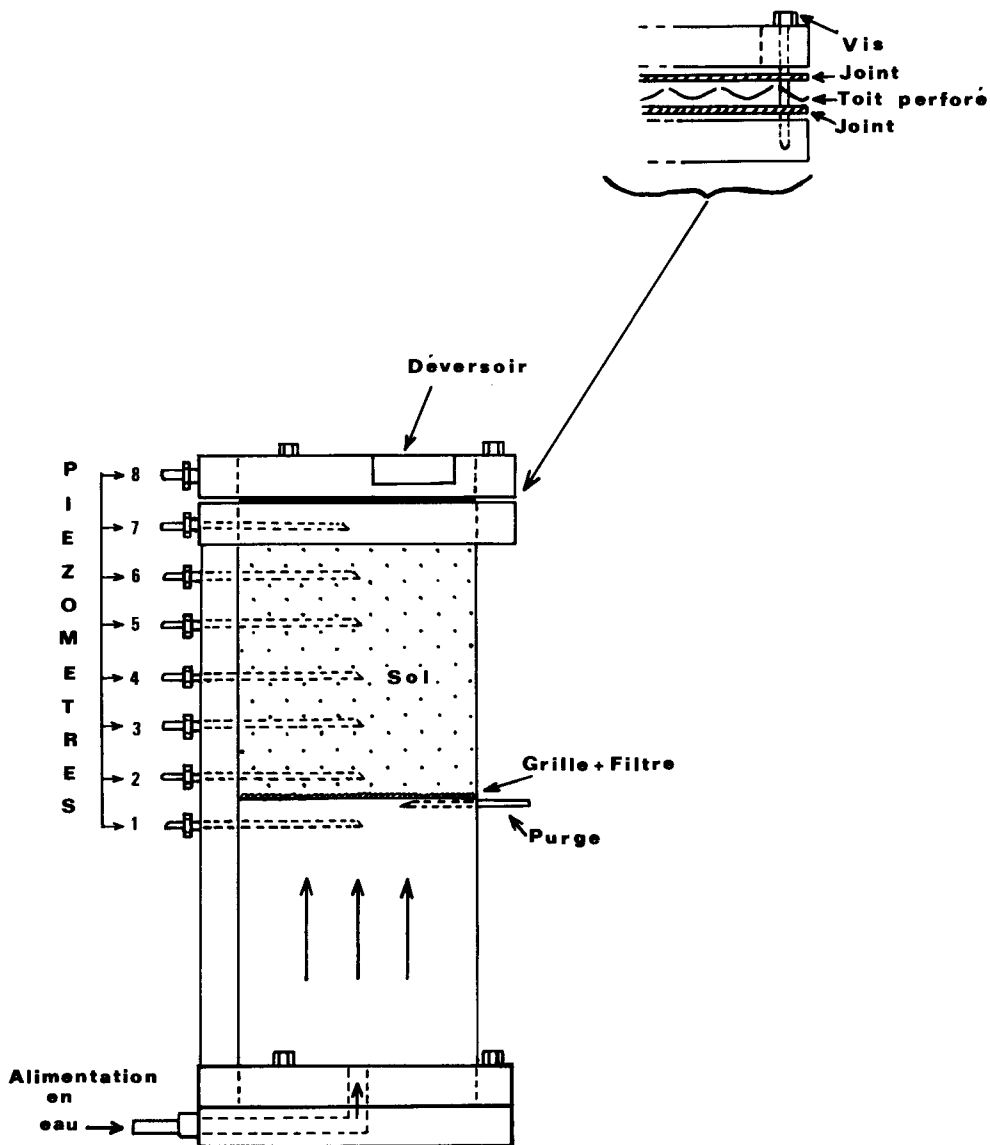


Figure 65 - Schéma du perméamètre.

perforé reproduisant la présence d'un drain, est soumis à un écoulement unidimensionnel vertical ascendant. La charge hydraulique imposée est augmentée régulièrement et le comportement du massif est observé visuellement (passage de particules à travers le toit, fissuration...) et par le biais du suivi de l'évolution des conductivités hydrauliques locales. Seul change le conditionnement du massif poreux.

4.1.4. Quelques définitions

Au cours de ce travail, nous appellerons "gradient hydraulique critique expérimental", noté GHCE, le gradient correspondant au passage de particules à travers le couvercle du perméamètre. Le gradient hydraulique critique défini théoriquement par Terzaghi est noté i_c .

Lorsqu'un essai est poursuivi (montée de la charge hydraulique) après le début de sortie des particules, on appelle "gradient hydraulique de rupture", noté GHR, le gradient hydraulique qui provoque la destruction complète du massif, constatée lorsque le matériau est intégralement sorti du corps du perméamètre.

4.2. LE DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Le dispositif expérimental est constitué d'une batterie de perméamètres.

4.2.1. Le perméamètre

Le perméamètre est constitué de trois éléments (figure 65) : le corps, l'élément supérieur et l'élément inférieur.

Le corps de l'appareil est constitué d'un cylindre en matière plastique transparente de diamètre intérieur 110 mm et de hauteur 300 mm. Une grille recouverte d'un filtre est fixée horizontalement à 140 mm du sommet de l'appareil. Elle délimite ainsi deux compartiments : (1) le compartiment supérieur est destiné à accueillir le matériau étudié ; (2) le compartiment inférieur permet la tranquillisation des filets liquides avant péné-

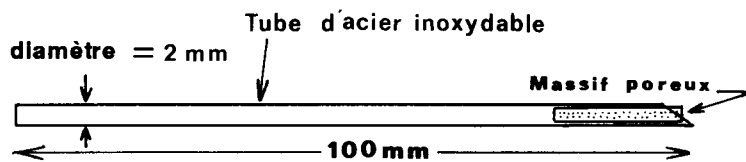


Figure 66 - Schéma du piézomètre utilisé dans le perméamètre.

tration dans le milieu poreux. Sept prises de pression sont espacées de 25 mm le long d'une génératrice du cylindre, la première étant installée dans le compartiment inférieur, à 12,5 mm en-dessous de la grille. Elles sont numérotées de 1 à 7 de bas en haut.

L'élément supérieur est composé d'un toit perforé qui ferme le perméamètre et d'un élément qui forme un déversoir. Il est muni d'une prise de pression, numérotée 8, située quelques millimètres au-dessus du toit. L'étanchéité est assurée par un joint en caoutchouc siliconé. Le toit perforé présente des caractéristiques de perforations conformes aux spécifications de la norme homologuée pour les drains agricoles (NF U51 101). Il est légèrement ondulé et les perforations sont placées au fond des annelures.

L'élément inférieur constitue le fond du perméamètre et permet l'alimentation en eau ; l'étanchéité est assurée par un joint en caoutchouc siliconé.

4.2.2. Le système de mesure

4.2.2.1. Principe des mesures et appareils

Les huit prises de pression du perméamètre sont équipées de piézomètres. Chaque piézomètre est constitué d'un tube en acier (inoxydable de diamètre intérieur 1,2 mm et de diamètre extérieur 2 mm, d'une longueur de 100 mm (figure 66). Il est placé horizontalement dans le perméamètre. L'extrémité en contact avec le sol est munie d'un système filtrant assurant une protection contre le colmatage. Un tuyau souple relie le piézomètre à un tube de verre vertical de diamètre 10 mm.

L'ensemble des huit tubes de verre correspondant à un perméamètre forme un tableau piézométrique. Les charges hydrauliques sont mesurées en millimètres de colonne d'eau et sont lues dans les tubes du tableau piézométrique.

Les débits sont mesurés à la sortie du seuil déversoir sur la partie supérieure du perméamètre. La mesure est réalisée par empotement sur des durées variables suivant l'importance des débits.

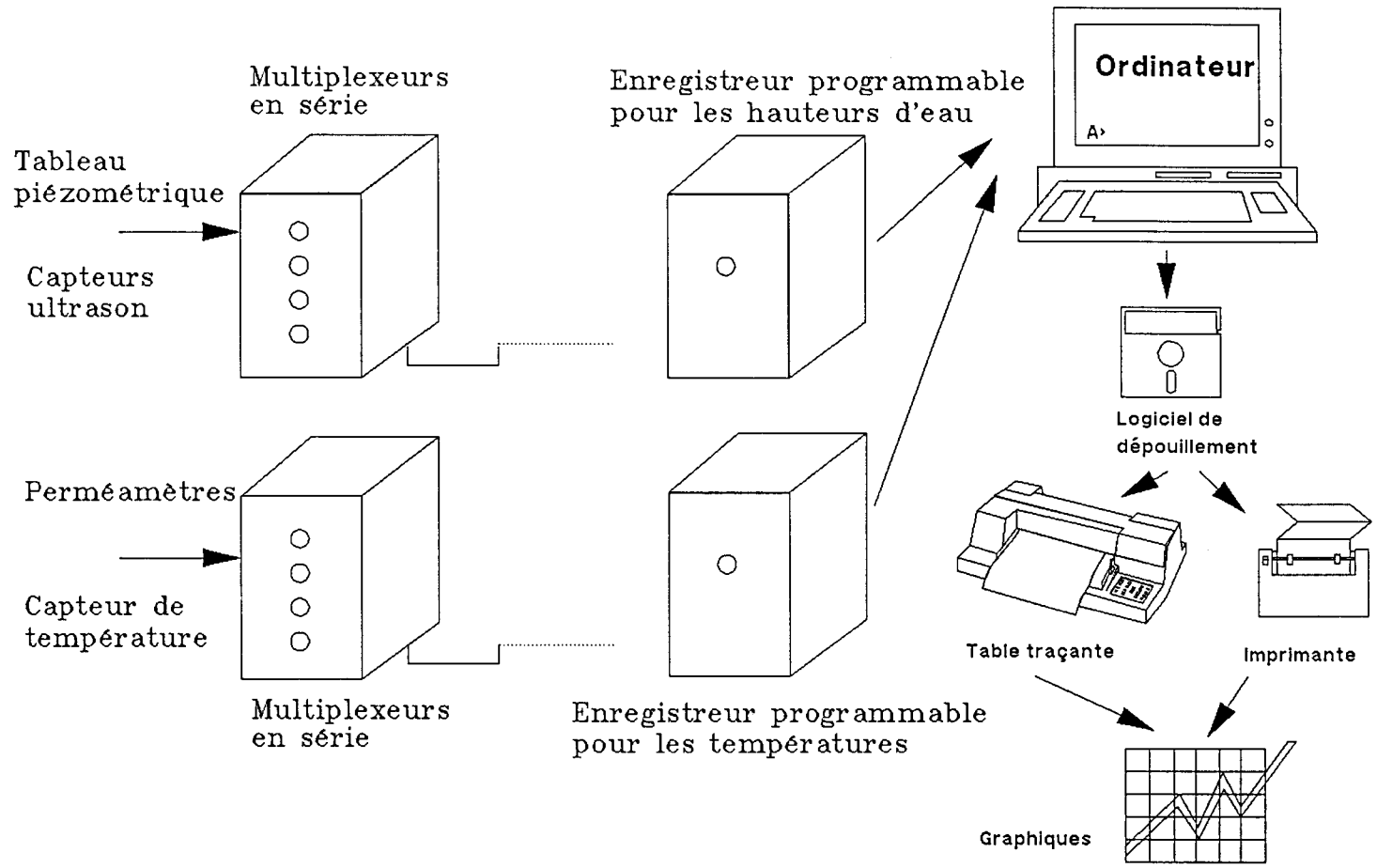


Figure 67 - Principe de la chaîne de mesure et de saisie des données

4.2.2.2. Chaîne de saisie des données

La chaîne de saisie automatique des données résulte de l'adaptation des systèmes de saisie de données utilisés sur les parcelles drainées expérimentales (Lesaffre, 1989). Elle comprend les instruments de mesure et un système de stockage des données recueillies (figure 67).

Le pilotage des mesures et le stockage des données sont réalisés par un boîtier électronique comprenant essentiellement un microprocesseur et une mémoire vive. Ce boîtier traite des signaux analogiques et compte les impulsions pour mesurer des hauteurs d'eau. Le dialogue avec le boîtier se fait par l'intermédiaire d'un micro-ordinateur du laboratoire qui assure la programmation des mesures, la récupération des données et ultérieurement le dépouillement des données brutes.

Pour les mesures piézométriques, des capteurs à ultrasons sont placés au fond des tubes du tableau piézométrique. Le principe de ces capteurs repose sur l'émission d'ondes ultrasoniques à la base de la colonne d'eau et la mesure du temps d'un aller et retour de ces ondes entre le capteur et la surface libre du liquide. La portée du capteur est comprise entre 0,05 et 2 m ; la précision de la mesure ainsi effectuée est de 1 mm de la hauteur de la colonne d'eau mesurée dans une plage de température de 0 - 25°C.

La température de l'eau est enregistrée automatiquement au pas de temps horaire en amont et en aval du massif poreux. Un premier capteur de température à semi-conducteur est placé dans la zone de tranquillisation de l'eau et un autre est placé dans la partie supérieure, au-dessus du toit perforé. Ces capteurs sont connectés à un boîtier électronique géré de façon identique à celui qui contrôle les capteurs à ultrasons.

4.2.3. Le dispositif complet

Le dispositif d'essai (figure 68) est composé d'un système d'alimentation en eau à charge variable, d'un ou plusieurs perméamètres équipés d'appareils de mesure et d'un système de récupération de l'eau.

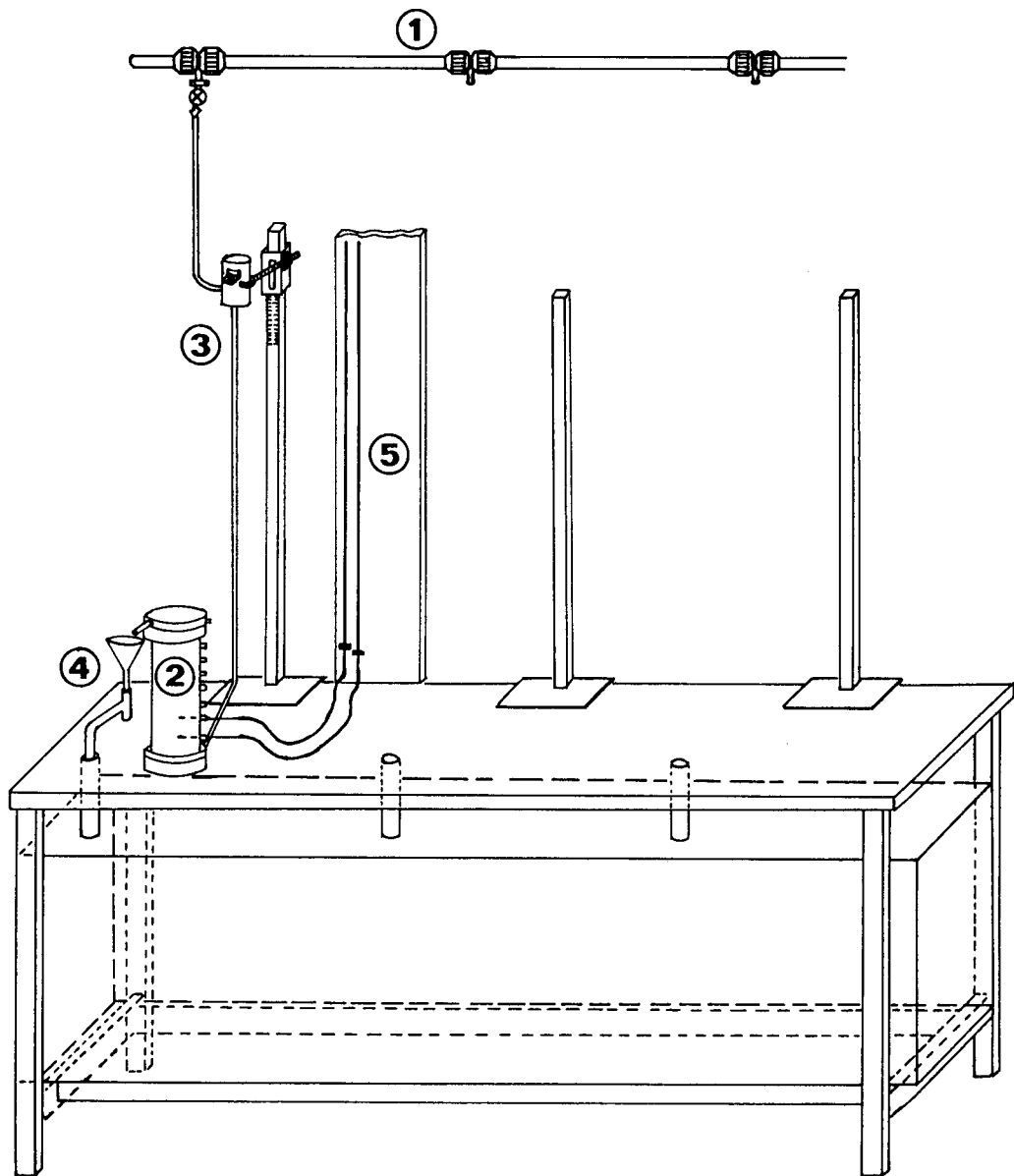


Figure 68 - Dispositif complet d'essai en perméamètre.

1. Rampe d'alimentation en eau
2. Perméamètre
3. Dispositif de réglage de la charge amont
4. Système de mesure des débits
5. Tableau piézométrique avec enregistrement automatique des hauteurs d'eau.

Le système fonctionne en circuit fermé. L'eau provenant d'un château d'eau est distribuée aux différents perméamètres par l'intermédiaire de petits réservoirs à niveau d'eau constant réglables en hauteur. L'eau issue des trop-pleins de ces réservoirs et celle récupérée en sortie des perméamètres sont collectées dans un réservoir de stockage puis refoulées par pompage vers le château d'eau.

L'eau utilisée est celle du réseau urbain, ni déminéralisée, ni dégazée, mais traitée par des produits bactéricides et algicides pour éviter les proliférations de micro-organismes.

Les tableaux piézométriques et les boîtiers électroniques pour l'enregistrement des données sont placés derrière chaque perméamètre. Un cathétomètre permet une mesure visuelle des niveaux d'eau dans les tubes piézométriques pour vérifier les données enregistrées.

4.3. LE PROTOCOLE EXPERIMENTAL

4.3.1. Mise en place du massif poreux

4.3.1.1. Prélèvement du matériau in situ

Lorsque le matériau est issu d'une parcelle agricole, l'horizon de prélèvement est choisi en fonction des données fournies par l'étude pédologique (zone suspectée de risque de colmatage minéral) ou, à défaut, la profondeur est celle de la pose du drain. La masse de sol sec prélevé doit permettre de constituer trois perméamètres et représente au moins 15 kg.

La fiche de prélèvement précise :

- la commune et le département du lieu de prélèvement ;
- le nom de l'exploitant (et/ou du propriétaire) de la parcelle ;
- les références cadastrales de la parcelle ;
- les profondeurs minimale et maximale de prélèvement.

4.3.1.2. Conditionnement du matériau

Le matériau est séché à l'air libre jusqu'à l'obtention d'une teneur en eau pondérale inférieure à 5 %. Après désagrégation des plus gros éléments, il est tamisé à 2 mm et seul le passant est conservé.

4.3.1.3. Remplissage du perméamètre

La partie inférieure du perméamètre est remplie d'eau jusqu'à un niveau de 5 mm au-dessus de la plaque perforée. Le matériau sec et tamisé est installé dans le compartiment supérieur du perméamètre par couches successives d'environ 15 mm qui sont progressivement saturées d'eau à partir du bas. Toutes les précautions sont prises pour éviter la compaction différentielle des couches et le tri du matériau par sédimentation au sein de chaque couche. La saturation du matériau se fait avec une charge hydraulique très faible afin d'éviter la formation de renard en cours de constitution du massif.

Lorsque le niveau de sol saturé atteint le sommet du perméamètre, la surface du massif est aplanie et le toit est installé.

La masse de matériau sec utilisé pour remplir le perméamètre est notée avec une précision de 5 g, ainsi que la hauteur du massif avec une précision de 5 mm, pour le calcul de la densité sèche du massif.

4.3.1.4. Analyse critique de la méthode de mise en place

Le matériau utilisé est profondément remanié par rapport au sol existant sur le terrain. Le massif créé possède une structure compacte sans porosité structurale : il n'existe, en effet, ni motte, ni fissure du fait du mode de constitution. Sauf dans le cas des sables uniformes faiblement structurés, les caractéristiques hydrodynamiques du massif constitué en perméamètre sont donc très différentes de celles du sol en place.

Stuyt (1982) prélève des échantillons de sol non remaniés grâce à un carottier et les introduit directement dans le perméamètre ; la teneur en eau est donc celle de la parcelle et la structure existant sur le terrain est conservée dans le perméamètre. Cette méthode

a des inconvénients : des lissages importants se produisent sur les bords de l'échantillon ainsi prélevé, ce qui peut perturber les mesures ultérieures. D'autre part, l'hétérogénéité structurale du sol n'est pas intégrée dans un perméamètre du fait de son petit volume ; or cette méthode de prélèvement privilégie la porosité structurale du sol et oblige donc à travailler sur un grand nombre d'échantillons provenant de la même parcelle pour ne pas commettre d'erreur. Enfin, le sol au voisinage du drain est perturbé par le passage de l'engin de pose et, si on ignore le plus souvent son état résultant, on sait qu'il est notablement différent de celui du sol en place ; c'est pourquoi l'utilisation d'échantillons non perturbés n'est a priori pas plus féconde que celle d'échantillons totalement remaniés.

Dierickx et Yuncuoglu (1982) ont proposé un autre type de conditionnement des matériaux : ils reconstituent en laboratoire des agrégats de différentes tailles à partir du matériau issu du champ. Ils recomposent ensuite le sol en combinant les différents agrégats et en ajustant la teneur en eau initiale. Cette méthode a l'avantage d'être plus facilement reproductible que le prélèvement direct au champ ; elle permet aussi de quantifier l'effet de la taille et de la répartition des agrégats et de la teneur en eau sur la stabilité des sols. Par contre, elle ne permet pas de dégager un critère simple pour juger de la stabilité du sol : en effet, la taille et la répartition des agrégats dans un sol ne sont pas facilement mesurables et il est difficile de choisir quelle répartition adopter.

L'ensemble de ces raisons a fait que nous avons adopté un mode de conditionnement destructif quant à la structure du matériau, afin de nous placer dans les conditions les plus facilement reproductibles et dans le but d'arriver à un critère dépendant essentiellement de paramètres facilement appréciables tels que la composition granulométrique des sols (Lennoz-Gratin, 1989c).

Ce faisant, nous sommes conscient(s) que la méthode de conditionnement que nous utilisons artificialise totalement le matériau en détruisant toute structure, mais c'est la condition pour disposer d'un test reproductible et simple à interpréter.

4.3.2. Déroulement du test

4.3.2.1. Mise en place du dispositif

Le toit est installé entre deux points au sommet du massif ; l'élément supérieur est ensuite vissé. Les piézomètres sont enfoncés horizontalement dans le massif de façon à ce que leur extrémité se trouve placée au centre du cylindre. Le trop-plein réglant l'alimentation est fixé à une hauteur permettant d'obtenir un gradient hydraulique moyen à travers le massif de 0,2 au maximum.

Dès que l'eau apparaît au-dessus du toit, le niveau est complété jusqu'à débordement du seuil. Les tubes piézométriques sont remplis jusqu'à un niveau équivalent à la charge hydraulique amont et ils sont raccordés aux piézomètres.

4.3.2.2. Conduite des essais

Après une mise en route de l'essai, il est nécessaire d'attendre au moins 24 heures pour qu'un régime d'écoulement permanent soit établi. La première mesure (débit et piézométrie) peut alors être effectuée.

Par la suite, la charge hydraulique amont est augmentée régulièrement. Pour chaque palier de la charge hydraulique amont, on effectue les mesures.

4.3.2.3. Détection du régime pseudo-permanent

Le système d'enregistrement automatique des données effectue une mesure complète de piézométrie toutes les 30 minutes et la stocke dans la mémoire de l'appareil. Le programme de dépouillement sur micro-ordinateur détecte l'augmentation de la charge hydraulique amont. A partir de là, il ignore les 10 séries de mesures suivantes et compare les séries suivantes entre elles ; quand il détecte 3 séries de mesures identiques à 0,1 mm près, il sélectionne la série centrale et l'écrit dans le fichier dépouillé avec la date et l'heure correspondantes.

4.3.2.4. Arrêt de l'essai

Le gradient hydraulique critique expérimental est atteint dès que l'observation visuelle permet de constater que les premières particules de sol traversent le toit du perméamètre et forment des dépôts à proximité des perforations.

L'essai est arrêté pour l'une des deux raisons suivantes :

- dès que le passage des particules entraîne une déstabilisation complète du massif (fissuration visible, et sortie massive de particules) ;
- si aucune sortie de particules ne se produit pour une perte de charge totale, mesurée entre les prises de pression N°1 et N°6, de 440 mm (correspondant à un gradient hydraulique de 3,5) ; le gradient hydraulique critique expérimental est alors considéré comme indéterminé et supérieur à 3.

4.3.3. Traitement des mesures

Outre la détermination directe du GHCE, plusieurs types de traitements peuvent être effectués sur les données recueillies à l'issue d'un essai.

4.3.3.1. La densité apparente sèche

Elle se calcule à partir de la masse M (kg) de sol sec utilisé et du volume V (m^3) du massif :

$$D_e = \frac{M/V}{\rho_w} \quad (83)$$

4.3.3.2. Les pertes de charge hydraulique

Les pertes de charge hydrauliques sont facilement calculées à partir des hauteurs piézométriques mesurées aux différentes prises de pression, notées H_i ($i = 1, 2, 3, \dots, 8$) :

- $H_1 - H_8$: perte de charge totale du système ;
- $H_2 - H_7$: perte de charge dans le massif notée aussi ΔH_t ;
- $H_7 - H_8$: perte de charge au passage du toit, notée aussi ΔH_d ;
- $H_i - H_{i+1}$: perte de charge locale entre 2 prises de pression.

Les pertes de charge hydraulique s'expriment en millimètres avec une précision de 1 mm.

4.3.3.3. Les gradients hydrauliques

Les gradients hydrauliques se calculent à partir des pertes de charge précédemment définies. Le gradient hydraulique moyen i dans le massif vaut :

$$i = \frac{\Delta H_t}{L}$$

où L est la hauteur du massif exprimée en mm.

Les gradients hydrauliques locaux sont notés i_{pi}

$$i_{pi} = \frac{H_i - H_{i+1}}{L_i}$$

L_i : distance entre 2 prises de pression.

4.3.3.4. La conductivité hydraulique

Les variations de conductivité hydraulique informent sur l'évolution du massif poreux et les éventuels réarrangements de particules.

La conductivité hydraulique est calculée à partir de la loi de Darcy. Pour la plupart des matériaux, nous sommes dans le domaine de validité de la loi de Darcy ; il est vérifié que le nombre de Reynolds, \mathfrak{R}_e , caractéristique de l'écoulement, calculé comme le rapport du produit de la vitesse moyenne de l'écoulement par le diamètre moyen des pores sur la viscosité cinématique du fluide, est inférieur à 0,5. Par contre, ce n'est pas le cas pour les billes de verre de diamètre 800 μm où \mathfrak{R}_e atteint 10 en fin d'essai. La conductivité hydraulique globale notée K est calculée entre les piézomètres 2 et 7 :

$$K = \frac{QL}{\Delta H_t S} \quad (84)$$

où S est l'aire d'une section transversale du massif (m).

D'un point de vue pratique, le GHCE reste la variable élaborée la plus intéressante. Trois répétitions permettent d'obtenir une estimation de la variabilité du résultat.

4.4. RESULTATS OBTENUS SUR LES 16 MATERIAUX TESTES

4.4.1. Détermination du gradient hydraulique critique expérimental

Les valeurs déterminées du GHCE sont récapitulées dans le tableau 22. Les plus faibles valeurs du gradient hydraulique critique expérimental 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 (Scaër) et, d'autre part, de matériaux dont la courbe granulométrique présente une rupture au niveau des limons fins (Landas, Marais-Vernier...). Les valeurs du GHCE les plus élevées se rencontrent dans le cas de sol dont la granulométrie est la plus étalée (Arrou, Vilette-de-Vienne, Boursay...).

La valeur du GHCE des sols testés est replacée sur un triangle des textures (figure 69). Le premier facteur influant sur le GHCE est la teneur en argile : les faibles valeurs se situent dans le bas du triangle (moins de 10 % d'argile). Le second facteur est la teneur en sable : les faibles valeurs se situent surtout à gauche du triangle (plus de 50 % de sable). Les billes de verre se comportent comme les matériaux sableux.

Tableau 22 - Valeurs mesurées du GHCE

Matériaux	Nombre de valeurs déterminées	GHCE moyen	écart-type	Coeff. de variation (%)
ARROU	3	> 3	-	-
BOURSAY	3	2,8	0,21	7,5
BREMONTIER	3	1,6	0,12	7,5
CHAMPLAN	9	1,0	0,06	6
CHASSIGNOLES	3	2,0	0,50	25
CHAVAGNES	3	2,5	0,12	5
GUEMENE-PENFAO	6	1,9	0,20	11
LANDAS	3	1,2	0,26	22
MARAIS-VERNIER	3	1,6	0,10	6
PFAFFENHOFFEN	3	1,4	0,05	4
SCAER	6	1,1	0,05	5
SAINT-FOLQUIN	3	1,1	0,10	9
VILLETTE-DE-VIENNE	3	2,2	0,15	7
Billes verre 200 µm	2	1,1	-	-
Billes verre 400 µm	2	1,1	-	-
Billes verre 800 µm	1	-	-	-

Teneur en argile (%)

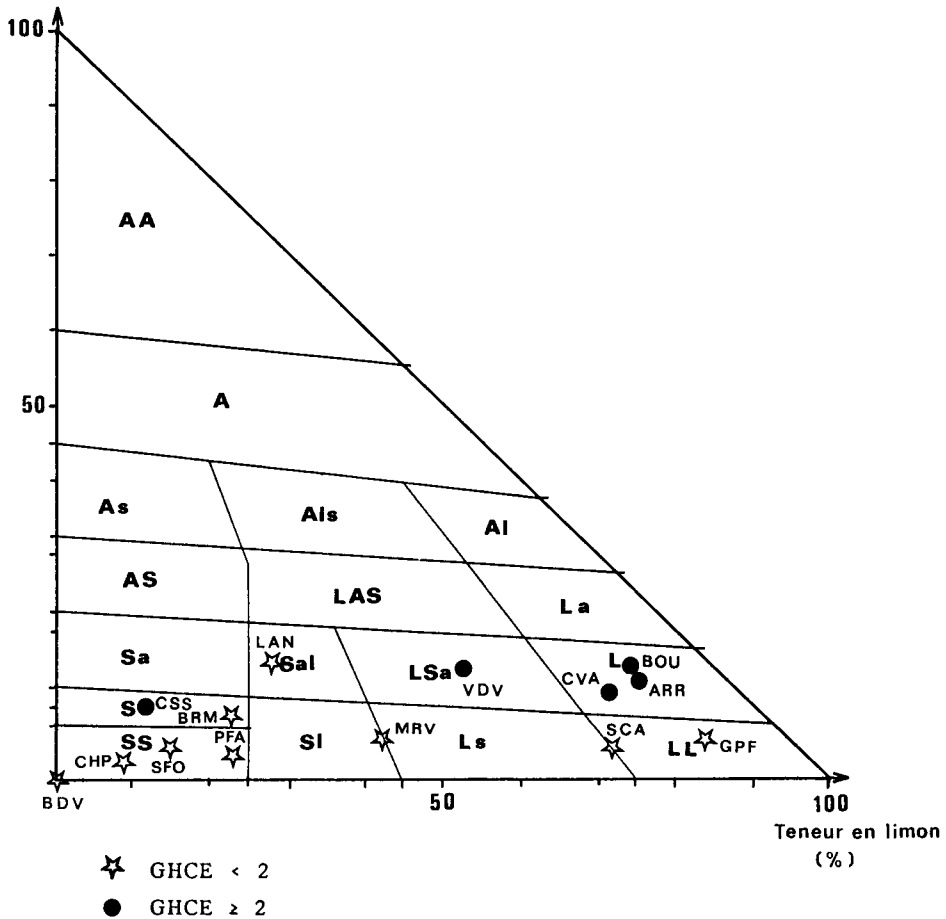


Figure 69 - Représentation, sur un triangle des textures GEPPA, du gradient hydraulique critique expérimental.

- ARR : Arrou
- BOU : Boursay
- BRM : Brémontier-Merval
- CHP : Champlan
- CSS : Chassignoles
- CVA : Chavagnes
- GPF : Guéméné-Penfao
- LAN : Landas
- MRV : Marais-Vernier
- PFA : Pfaffenhoffen
- SCA : Scaër
- SFO : Saint-Folquin
- VDV : Vilette-de-Vienne
- BDV : Billes de verre

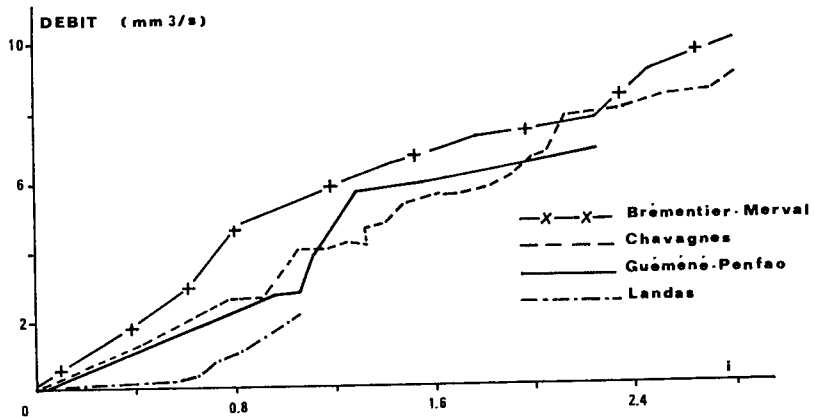
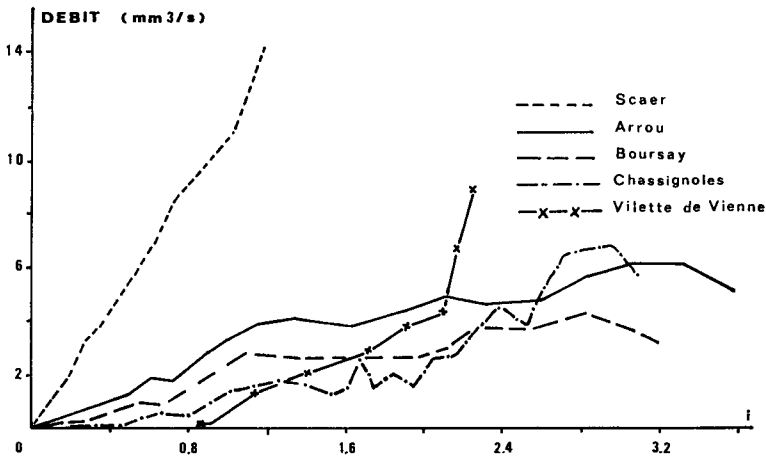
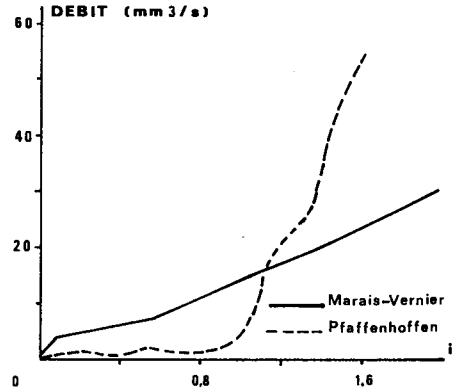
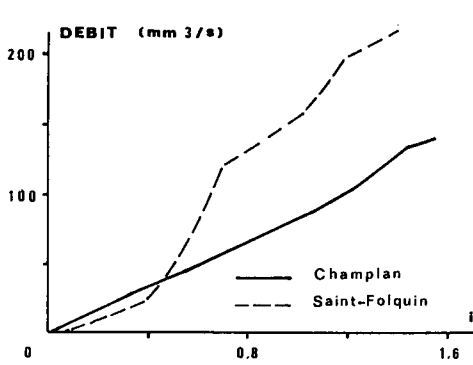


Figure 70 - Evolution du débit en fonction du gradient hydraulique, au cours de l'essai en perméamètre.

Le sable de Chassignoles constitue une exception : il comporte de grosses particules de sable ($> 1 \text{ mm}$) qui obstruent partiellement les perforations du couvercle du perméamètre et freinent ainsi les sorties de particules, ce qui augmente la valeur du gradient hydraulique expérimental observé. La valeur élevée de l'écart-type est un indice supplémentaire du comportement particulier de ce sol.

4.4.2. Evolution interne des massifs

Pour chaque essai, la relation entre le débit et la charge hydraulique totale est linéaire (figure 70) ; la conductivité hydraulique globale de chaque massif (K) reste constante au cours des essais.

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

L'évolution des conductivités hydrauliques correspondant à cinq "tranches" successives d'un massif de limon de Chavagnes est présentée en figure 71. Vu les faibles différences dans l'évolution des conductivités hydrauliques des différentes tranches, le massif se comporte comme un ensemble quasi-homogène du début à la fin du test. Il en va de même pour tous les matériaux limoneux alors que pour les matériaux sableux l'évolution est différente à l'intérieur d'un même massif. Pour illustrer ce phénomène, nous avons calculé le coefficient de variation des valeurs locales K_{ij} de la conductivité hydraulique dans un massif, c'est-à-dire l'écart-type entre les conductivités hydrauliques locales que divise la moyenne de ces conductivités hydrauliques locales. La tendance à la dispersion des conductivités hydrauliques locales dans les cas du sable de Champlan et du limon de Guéméné-Penfao est illustrée dans la figure 72. Le coefficient de variation est faible et quasi-constant pour Guéméné-Penfao. Par contre, pour Champlan, la conductivité hydraulique du bas du massif a tendance à augmenter alors que celle des couches du haut diminue, ce qui se traduit par une augmentation du coefficient de variation au cours du test.

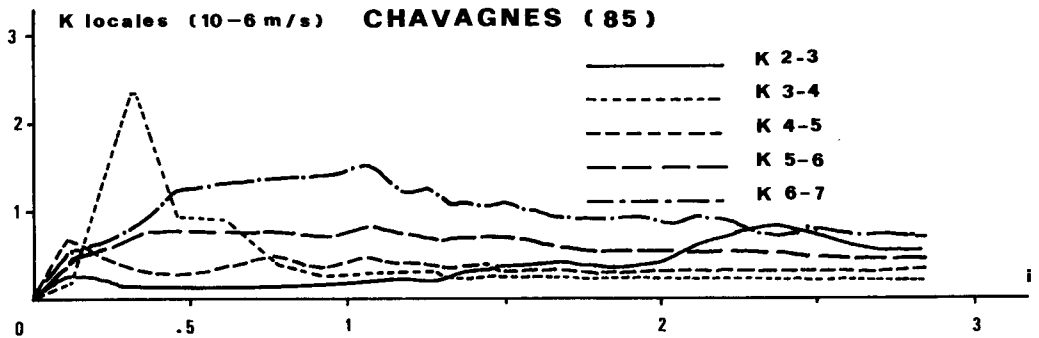


Figure 71 - Evolution des conductivités hydrauliques locales en fonction du gradient hydraulique.

<p>K 2-3 K 3-4 K 4-5 K 5-6 K 6-7</p>	}	<p>Conductivités hydrauliques de tranches horizontales du massif d'environ 2,5 cm d'épaisseur à partir du bas (K 2-3) jusqu'au toit (K 6-7)</p>
--	---	---

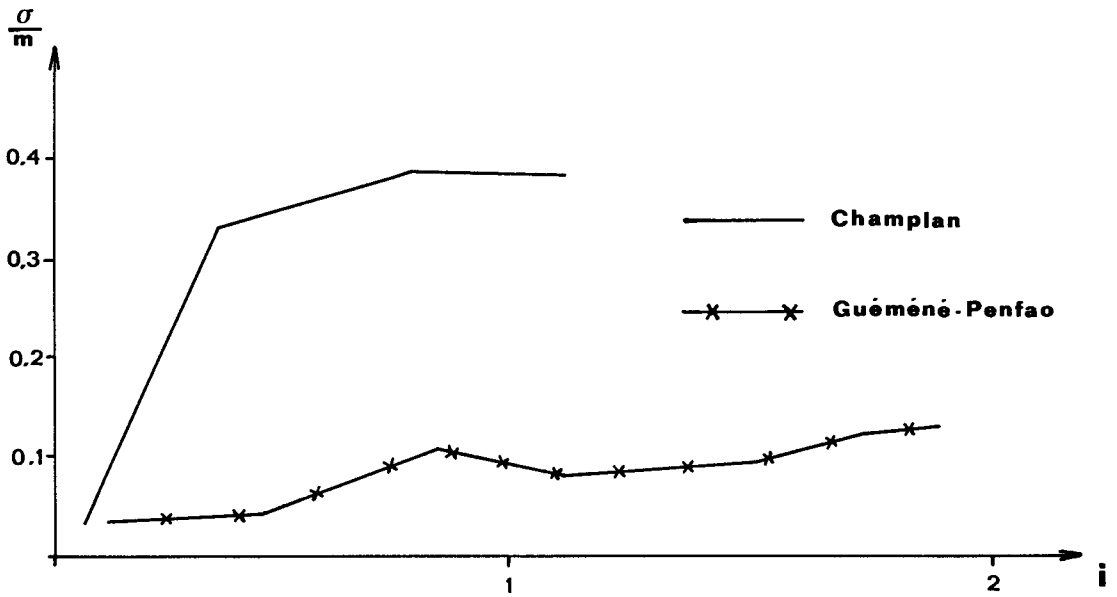


Figure 72 - Evolution du coefficient de variation des conductivités hydrauliques locales en fonction du gradient hydraulique.

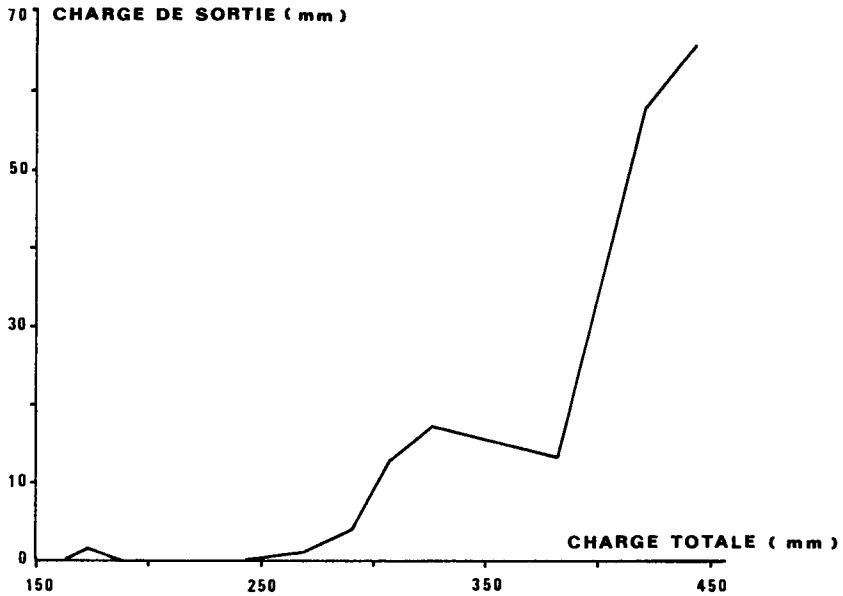


Figure 73 - Evolution de la charge hydraulique de sortie en fonction de la charge hydraulique totale pour Chassignoles.

4.4.3. Observation de l'interface sol/drain

Les prises de pression situées de part et d'autre du couvercle perforé permettent de suivre l'évolution de la perte de charge au niveau de l'interface sol/couvercle, appelée perte de charge de sortie. Dans tous les cas, sauf un, cette perte de charge de sortie est et reste négligeable par rapport aux autres pertes de charge dans le massif ; dans le cas de Chassignoles (figure 73), elle augmente très sensiblement au cours de l'essai. Cette observation justifie l'hypothèse de l'obstruction des orifices du couvercle par des particules de sable grossier.

4.5. DISCUSSION DES RESULTATS

La discussion des résultats issus des tests en perméamètre va se faire en deux temps : d'abord une confrontation des résultats avec les données de terrain disponibles pour arriver à un résultat en terme de critère de risque, puis une comparaison avec les valeurs du gradient hydraulique critique théorique pour préciser les mécanismes de déplacement des particules à l'interface sol/drain.

4.5.1. Comparaison avec les données de terrain

Une bonne correspondance s'établit entre notre classement des sols étudiés in situ en fonction des risques de colmatage et celui des matériaux selon les valeurs décroissantes du GHCE. La plus grande valeur du GHCE s'observe sur le sol d'Arrou qui n'a pas généré de colmatage minéral. Toutefois, un matériau ne se conforme pas à cette règle : le GHCE du limon de Boursay, où un cas de colmatage a été observé (décrit au chapitre III), vaut presque 3. Mais les contre-pentes déjà évoquées sur le réseau de drainage observé peuvent expliquer ce cas de colmatage, surtout si on les met en relation avec le litage très serré des dépôts observés dans les drains : toutes les particules, après avoir pénétré dans le drain, y sont restées ; même les plus fines (i.e. les plus légères) ont sédimenté et le dépôt secondaire est constitué de particules qui auraient été évacuées par l'écoulement dans des conditions de pente correctes.

A partir des résultats obtenus, il est possible d'établir une échelle de risque de colmatage minéral prenant en compte la valeur du GHCE déterminé en perméamètre et calée sur les faits réellement observés sur le terrain. *Il semble possible de fixer entre 1,8 et 2 la valeur limite du GHCE qui sépare les sols qui montrent un comportement instable pouvant être à l'origine d'un colmatage minéral et les sols stables au cours de l'essai en perméamètre.* Cette valeur limite peut être utilisée pour exploiter rapidement le test en perméamètre sur les sols à drainer ; elle peut également permettre de rechercher une relation entre des critères granulométriques et le risque de pénétration de particules dans le drain.

Les relations entre le GHCE et différents paramètres représentatifs de la granulométrie du sol ont été testées : la meilleure coïncidence a été obtenue avec le terme « $2A + L_f$ » qui décrit la fraction constituée par les constituants les plus fins du sol ($< 20 \mu\text{m}$), pondérée en fonction de l'importance prépondérante de la phase argileuse dans les phénomènes de stabilisation du sol. La figure 74 illustre la relation existant entre le GHCE et le terme $2A + L_f$: la valeur 2 du GHCE correspond à $2A + L_f = 50 \%$. Il est alors possible d'énoncer un critère granulométrique de risque d'entraînement de particules à l'intérieur du drain : *"il y a risque de pénétration de particules dans le drain si le taux d'argile du matériau considéré, multiplié par deux et ajouté au taux des limons fins, est inférieur à 50 %"*.

Ce critère permet de distinguer deux matériaux comme Scaër et Guéméné-Penfao qui, par leur origine voisine, leur nature chimique identique, la forme de leurs particules limoneuses similaires, ne diffèrent que par leur teneur en limons fins.

Ce critère granulométrique grossier peut s'avérer suffisant pour lever une incertitude sur le comportement des sols au moment de la réalisation des travaux de drainage mais un calage sur 12 matériaux ne suffit pas à l'établir de façon certaine, d'autant qu'un matériau ne vérifiant pas ce critère a déjà été rencontré : il s'agit du sable de Chassignoles. C'est pourquoi le test en perméamètre offre des garanties supérieures quant à la prévision du comportement des sols drainés.

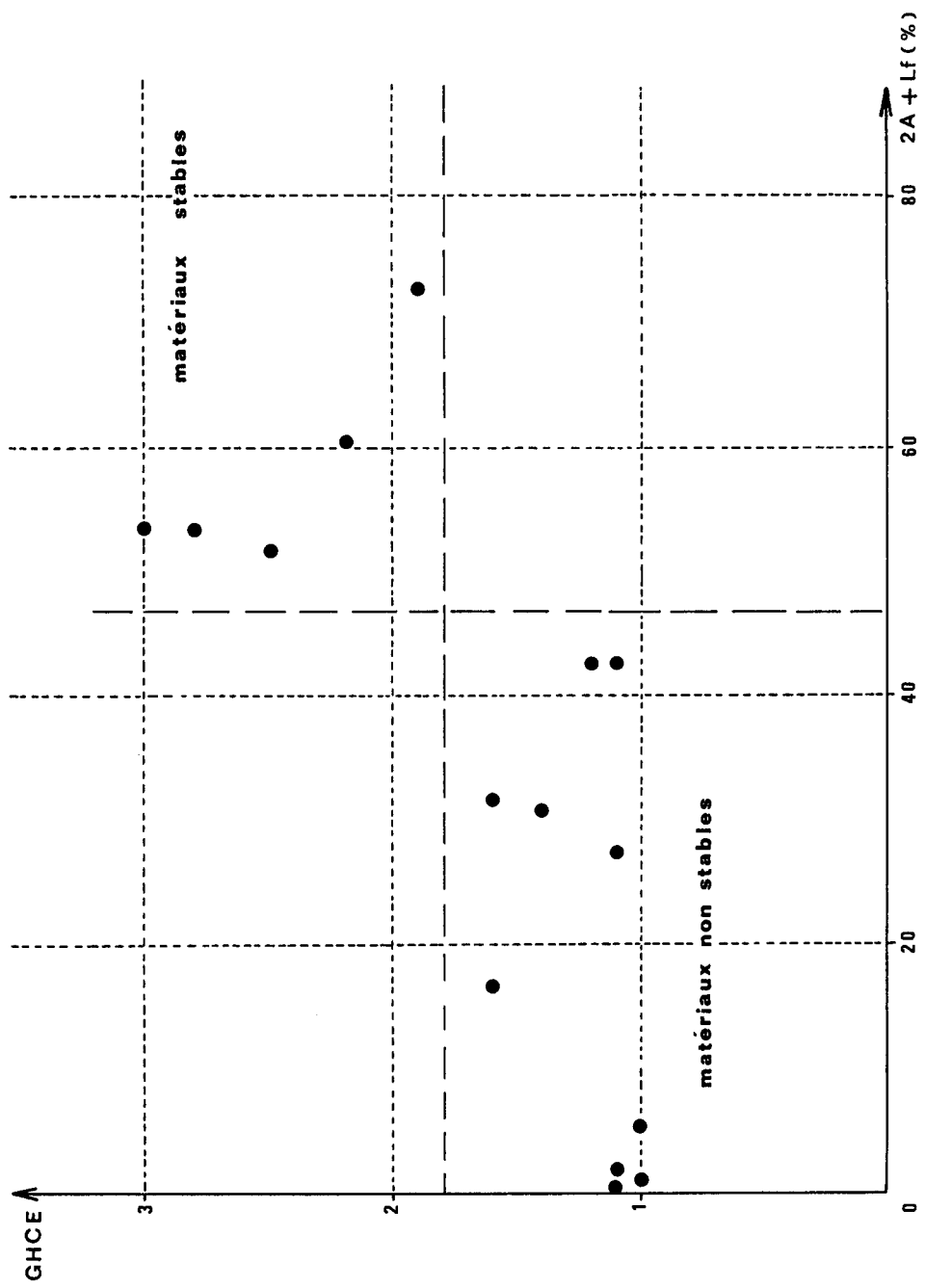


Figure 74 - GHCE fonction d'un critère granulométrique.

4.5.2. Comparaison avec le gradient hydraulique critique théorique

Nous avons vérifié la similitude entre les valeurs théoriques du gradient hydraulique critique calculées au chapitre III et celles du GHCE.

Pour tous les matériaux à dominante sableuse et pour les billes de verre, ces valeurs peuvent effectivement être considérées comme identiques ; les légères 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 au cours du test... Ceci reste vrai tant que la taille des particules sableuses est largement inférieure à celle des orifices. Le cas de Chassignoles illustre la divergence entre la théorie et l'expérimentation due aux objectifs fixés au test en perméamètre : la taille des perforations du couvercle ne permet pas le passage des particules de sol alors que le massif a été déstabilisé. Ce phénomène souligne l'intérêt du test par rapport à l'approche théorique : dans la pratique le sable de Chassignoles, quoiqu'intrinsèquement peu stable, ne doit pas générer de colmatage minéral puisque les particules sableuses ne pénètrent pas dans le drain.

Il faut noter que, dans certains pays, les normes sur les matériaux de drainage préconisent une gamme de largeurs de perforations pour les adapter aux différents sols à drainer et utiliser ainsi au maximum les capacités du drain à jouer un rôle de filtre vis-à-vis des particules de sol. Les travaux menés au Canada par Lagacé et Skaggs (1980) au laboratoire et par Brouillette et Delisle (1982) sur le terrain ont conduit au critère suivant pour prévoir le risque de colmatage minéral dans les sols sableux : *"Il y a risque d'entrée de particules dans le drain si le rapport entre la largeur de perforation et le d_{35} du sol est supérieur à 2"*.

Ce type de considérations se rattache à la notion de facteur de formation de voûte (bf)(*) empruntée aux études de filtration et utilisée en drainage par Dennis (1973). Le facteur de formation de voûte est la valeur limite du rapport entre largeur des ouvertures et taille des particules qui permet une stabilisation du système par création

(*) Le terme "facteur de formation de voûte" est une traduction libre du terme anglo-saxon "bridging factor".

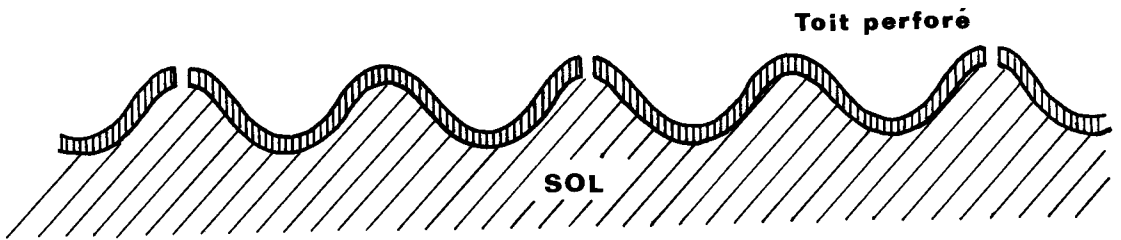


Figure 75 - Confinement partiel du sol par le toit.

d'arches stables autour des ouvertures par effet de voûte. Par exemple, dans les sols québécois étudiés par Brouillette et Delisles, le bf est égal à 2.

Le facteur de formation de voûte dépend beaucoup de la forme des particules de sol : les particules parfaitement sphériques, par exemple les billes de verre, ne forment que très difficilement des arches stables. Dans notre étude, le rapport minimum étudié était de 1,2 sur 0,8 et il n'a pas permis de stabilisation : pour les billes de verre, le bf est donc inférieur à 1,5.

Pour tous les matériaux limoneux, il y a une très grande différence entre les valeurs théoriques et expérimentales du gradient hydraulique critique. La valeur théorique généralement faible est en contradiction avec le comportement du sol in situ, alors que le GHCE semble bien en accord avec les observations de terrain. Cela est probablement dû au fait que le test en perméamètre reproduit assez exactement les conditions de confinement du sol grâce au toit perforé limitant le massif, alors que l'approche théorique ne permet pas de décrire la réalité du drainage et néglige un facteur important de la stabilité du sol drainé.

4.5.3. Interprétation macroscopique des phénomènes à l'interface sol/drain

4.5.3.1. Influence du confinement du massif de sol

La présence du toit perforé au-dessus du massif de sol "confine" partiellement ce dernier (figure 75).

Quand, à l'instar des billes de verre ou de certains sols sableux, le matériau est constitué de grains sans aucune liaison entre eux, la présence du couvercle perforé ne perturbe pas le comportement du massif : lorsque les forces hydrodynamiques dirigées vers le haut compensent les forces de gravité, l'ensemble du massif se soulève et, pendant qu'une partie des particules est bloquée contre le couvercle, d'autres particules sortent en continu par les orifices, sauf dans le cas où les particules parviennent à bloquer les perforations du drain, lorsque le facteur de formation de voûte est atteint.

Dans le cas de matériaux suffisamment pourvus en colloïdes argileux ou dont la granulométrie est très étalée, la présence du toit "bloque" le soulèvement du massif. En effet, celui-ci se comporte comme une masse compacte et il suffit d'un point pour le bloquer. La sortie de particules commence quand les forces hydrodynamiques deviennent assez grandes pour vaincre la cohésion interparticulaire et permettre ainsi l'arrachement des particules situées en face des perforations du toit.

L'observation de l'évolution des massifs dans les perméamètres illustre ce phénomène : dans les matériaux uniformes et dépourvus de cohésion, les mouvements de particules ont lieu sur l'ensemble du massif (dans le cas du sable de Champlan, le coefficient de variation des conductivités hydrauliques locales augmente au cours d'un test), alors que dans les matériaux limono-argileux plus cohérents, l'approche du gradient hydraulique critique expérimental se traduit plutôt par des fissures quasi-horizontales qui divisent le massif en blocs. Ces fissures se produisent sur des surfaces de plus faible résistance dues au mode de constitution des massifs.

4.5.3.2. Introduction de la cohésion du matériau

Afin de comparer la théorie du gradient hydraulique critique et les résultats expérimentaux en perméamètre, il est nécessaire de trouver une expression de la cohésion entre les particules.

Pour les mécaniciens des sols, la cohésion, c , définie à partir de la loi de Coulomb (Costet et Sanglerat, 1981), a alors la dimension d'une contrainte. Une mesure de c peut être réalisée lors d'un essai de résistance au cisaillement par un appareil triaxial. Nous avons soumis certains de nos matériaux à un essai triaxial non drainé sur des échantillons saturés pour déterminer une cohésion apparente, notée : c_u . Les valeurs déterminées sont regroupées dans l'Annexe N° 6.

Ces valeurs sont faibles (< 20 kPa) même pour les matériaux les plus limoneux (Arrou) : il s'agit là d'un problème important concernant l'approche en mécanique des sols du colmatage minéral. La totalité de la gamme de sols qui nous intéresse, illustrée par les 16 matériaux ici étudiés, est en fait très étroite en regard de la diversité des sols dans la nature. Par exemple, on a déjà vu (chapitre III) que, dans tous les cas, le taux d'argile est

inférieur ou égal à 15 % et l'indice de plasticité inférieur à 10. C'est pourquoi les notions habituelles de mécanique des sols n'apparaissent pas comme réellement discriminantes pour la comparaison de nos 16 matériaux. Il en est ainsi de la cohésion apparente non drainée (c_u). Tout au plus nous est-il possible de constater que c'est bien l'existence ou non d'un terme de cohésion qui explique l'écart plus ou moins important entre le gradient hydraulique critique théorique et le GHCE (tableau 23).

Par contre, il n'est pas possible d'utiliser directement la cohésion dans l'équation (79) donnant la contrainte effective : la cohésion génère des contraintes qui ne s'exercent pas uniquement sur la verticale et nous n'en connaissons pas les composantes verticales. Il serait nécessaire d'envisager la cohésion à l'échelle du grain élémentaire de sol en considérant ses relations avec ses voisins immédiats : il s'agirait alors d'une approche microscopique trop complexe en regard des objectifs visés.

Quand la cohésion du matériau est nulle, nous pouvons considérer qu'il y a coïncidence entre la valeur théorique du gradient hydraulique critique et la valeur expérimentale. Lorsque ce terme de cohésion est non nul, on sait alors que le GHCE - qui rend compte du risque effectif de colmatage minéral - sera forcément supérieur à la valeur théorique. D'un point de vue pratique, un calcul du gradient hydraulique critique théorique et une vérification de la quasi-absence de cohésion du matériau permettraient d'éviter d'avoir recours au test de laboratoire dans certains cas et de réserver le perméamètre aux sols dont la cohésion non nulle ne permet pas de confondre le gradient hydraulique critique théorique avec le GHCE.

C'est un terme de cohésion qui différencie des matériaux aussi éloignés dans le comportement en sol drainé que sont, par exemple, le sable de Saint-Folquin et le limon d'Arrou ; une réécriture de la formule du gradient hydraulique critique théorique qui intégrerait le confinement partiel du milieu est théoriquement possible. Cependant, l'utilisation de cette formule impliquerait de trouver une méthode discriminante pour estimer les différences de cohésion dans la gamme de matériaux qui nous intéresse.

Tableau 23 - Existence d'un terme de cohésion apparente pour différents matériaux et valeurs du gradient hydraulique critique théorique et expérimental.

Matériaux	i_c théorique	GHCE	Possibilité de mesurer la cohésion
CHAMPLAN	0,9	1	non
MARAIS-VERNIER	1	1,6	non
PFÄFFENHOFFEN	0,9	1,4	non
SCAER	0,5	1,1	oui
ARROU	0,8	> 3	oui

Si la démarche proposée a l'intérêt de donner un diagnostic du risque de colmatage minéral, basé sur des grandeurs mesurables en laboratoire et/ou sur un test simple de principe et de mise en oeuvre, elle ne permet pas de prendre en compte la nature véritable de l'interface sol/drain et des mouvements réels des molécules d'eau et des particules de sol. Une connaissance microscopique du problème permettrait de résoudre le problème dans certains cas particuliers et d'expliquer plus de cas de colmatage mais, même si notre méthode ne permettait de résoudre que 80 % des cas, elle serait déjà économiquement justifiée.



CHAPITRE V

CONCLUSION DE LA DEUXIEME PARTIE

Le test en perméamètre(*) ici décrit apparaît comme un moyen relativement fiable d'évaluer la stabilité des sols au voisinage des drains agricoles et ainsi d'apprécier les risques d'entrée de particules dans les tuyaux. Ses principaux avantages sont un dispositif d'essai léger et facile à utiliser, une faible quantité de matériau nécessaire, une formulation analytique du problème de l'écoulement simple, donc une interprétation aisée des résultats. Ses inconvénients sont une durée d'essai relativement longue (15 à 25 jours) et la nécessité d'une présence quotidienne d'un opérateur pour les indispensables observations visuelles. Toutefois, ce test est parfaitement opérationnel, utilisable pour la plupart des sols à drainer.

A partir de la constatation que la valeur de 1,8 à 2 du GHCE sépare les sols colmatants des sols stables, les résultats obtenus ont été plusieurs fois confirmés par la pratique ; ce qui permet de dire que c'est bien le "pouvoir colmatant" du sol que l'on évalue ainsi et pas seulement sa stabilité.

Mais, en plus de cette utilisation directe en test de colmatage, le perméamètre a permis de multiplier les essais sur des sols connus et de dégager un critère granulométrique de risque d'entrée de particules dans les drains. Nous pouvons énoncer le critère suivant : "il y a risque de pénétration de particules dans les drains si le terme $(2A + Lf)$ est inférieur à 50 %".

Ce critère d'énoncé très simple permet de décider rapidement de la nécessité d'enrober les drains. La réalisation d'un test en laboratoire est alors à réserver aux sols "litigieux", par exemple ceux qui sont à la limite du critère.

(*) essai normalisé AFNOR U51 - 161

Le critère énoncé est bien un critère de risque d'entrée de particules dans les drains et non pas un véritable critère de colmatage. Comme nous l'avions annoncé dans l'introduction, ce travail ne concerne pas l'étude du devenir des particules dans le drain et des conclusions en termes de risque de colmatage ne peuvent être tirées qu'à partir d'hypothèses sur les conditions de sédimentation des particules dans les tuyaux (voir l'Introduction Générale). Dans les données de terrain disponibles pour certains des matériaux étudiés, nous avons cherché à décomposer le colmatage minéral et à mettre en évidence l'influence des conditions d'écoulement dans le drain sur les cas de colmatage observés ou non (voir les cas extrêmes de Boursay et Scaër).

Il reste à noter que, si le critère et le test sont parfaitement adaptés au contexte de la conception des réseaux de drainage avec étude préalable du sol, cette démarche n'explique pas, ou mal, le comportement de l'interface sol/drain : il s'agit bien de simples outils de prévision.

TYOLOGIE DES COMPORTEMENTS RECENSES

Les 16 matériaux étudiés au cours de ce travail nous ont également permis de dégager une typologie des comportements des sols vis-à-vis de l'écoulement de l'eau vers le drain et ainsi de proposer pour chaque cas une méthode de diagnostic du risque de colmatage minéral. Le drain est une donnée du problème : il est normalisé et ses caractéristiques dimensionnelles varient dans une plage étroite.

5.1. LES SOLS DEPOURVUS DE COHESION

Les sols dépourvus de cohésion sont pauvres en colloïdes argileux et généralement uniformes. Il n'est pas possible de déterminer leur cohésion apparente dans un test triaxial non drainé (la valeur en est inférieure à 5 kPa).

5.1.1. Les sols sableux fins

Les exemples types sont le sable de Champlan ou celui de Saint-Folquin ou, à la limite, les billes de verre de 200 μm .

Il y a parfaite coïncidence entre le gradient hydraulique critique théorique et le GHCE. Le facteur de formation de voûte (bf) est toujours supérieur à 5. La valeur du gradient hydraulique causant la déstabilisation du matériau est faible (de l'ordre de 1) ; elle est fréquemment dépassée par les gradients hydrauliques réels près du drain.

Ces sols sont sujets au colmatage minéral et ils ne peuvent être drainés sans précautions particulières, tel l'emploi d'un produit d'enrobage filtrant.

Tous les critères de risque de colmatage classent ces sols comme colmatants.

5.1.2. Les sols limoneux grossiers

C'est le cas du limon de Scaër ; type de sol relativement peu répandu en France, mais très largement représenté en Amérique du Nord, en particulier au Canada (Rollin et al., 1987). Notons que le sol du Marais-Vernier constitue un intermédiaire entre ce type et le précédent.

Le gradient hydraulique critique théorique est toujours faible et légèrement inférieur au GHCE ; le facteur de formation de voûte (bf) est supérieur à 10. Le GHCE est assez faible et toujours inférieur à 2. Ces sols instables provoquent toujours une importante entrée de particules dans le drain : toutefois, une étude plus approfondie du devenir des particules entrées en fonction des conditions hydrauliques dans le drain est nécessaire avant de conclure au risque de colmatage minéral. Au Canada, les sols de ce type sont drainés avec des tuyaux enrobés : des matériaux d'enrobage ont été développés spécifiquement pour ce type de sols. En France, ils sont peu drainés et ne le sont jamais avec des drains enrobés.

5.1.3. Les sols sableux grossiers

Ils sont illustrés par le cas du sable de Chassignoles.

Le gradient hydraulique critique théorique est de l'ordre de 1 comme pour les sables fins. Mais le facteur de formation de voûte (bf) est inférieur à 3, ce qui permet une "restabilisation" secondaire du sol par création de voûtes stables près des perforations. Ceci rend les sols de ce type très stables et permet le drainage sans précaution particulière. Par contre, si le facteur de formation de voûte (bf) augmente (sable un peu moins grossier) le risque de colmatage peut réapparaître rapidement.

5.2. LES SOLS COHERENTS

Pour ce type de sols, le facteur de formation de voûte, tel qu'il a été défini, n'a plus de sens car il peut se former des petits agrégats stables et ce sont alors des arches d'agrégats qui se créent autour des perforations.

Nous avons vu que le gradient hydraulique critique théorique est toujours très inférieur au GHCE, ce qui peut a posteriori être choisi comme critère pour le classement des sols vis-à-vis de leur cohésion.

5.2.1. Les limons fins

Un exemple de limon fin est fourni par le limon de Guéméné-Penfao. La structure de ce type de sol, à la fois pauvre en argile et très uniforme d'un point de vue granulat, est très fragile et, après le passage de l'outil drainant, peut devenir massive.

Outre les problèmes évidents de colmatage minéral primaire en conditions extrêmes d'humidité, qui ne sont pas du ressort de cette étude, ces sols peuvent présenter des problèmes de stabilité si le gradient hydraulique dépasse le GHCE, lequel est compris entre 2 et 3.

Le risque de colmatage minéral secondaire est faible dans ce type de sol, mais il n'est pas à exclure à la suite d'accidents de fonctionnement générant des gradients hydrauliques élevés et si la pente des drains permet une sédimentation des particules entrées.

5.2.2. Les sols à granulométrie étalée

Ils sont représentés dans cette étude par les limons d'Arrou et de Villette de Vienne.

Ce sont des sols très stables ; le GHCE est supérieur à 3. En outre il semble que le test en perméamètre sous-estime leur stabilité car il ne permet pas de reproduire la présence d'agrégats stables qui limite les mouvements de particules près des perforations.

Ces sols sont exempts de risque de colmatage minéral interne secondaire.



**CONCLUSION
GENERALE**



Le travail ici présenté rassemble les résultats de deux études menées parallèlement. Ces résultats sont complémentaires mais se situent dans deux domaines bien distincts, et sont valorisables séparément.

IMPORTANCE DES CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES TUYAUX DE DRAINAGE

La taille, le nombre et la disposition des perforations du drain influent directement sur le coefficient de résistance d'entrée de l'eau dans le drain. Le gradient hydraulique autour du drain est fonction de ce coefficient ; le drain doit donc posséder des caractéristiques dimensionnelles optimales (c'est-à-dire, générant un coefficient de résistance d'entrée le plus faible possible) pour garantir le bon fonctionnement hydraulique du réseau de drainage. Un maximum de fragmentation de la surface perforée du drain permet de réduire les gradients hydrauliques à l'interface sol/drain, donc de limiter les forces hydrodynamiques s'exerçant sur le squelette solide du sol.

LE VOISINAGE DU DRAIN

L'enrobage du drain ou la création et le maintien d'une zone plus perméable à son voisinage permettent aussi de limiter les valeurs atteintes par le gradient hydraulique.

La zone entourant immédiatement le drain correspond à la zone de convergence des filets liquides vers les perforations du drain ; l'importance des pertes de charge hydraulique dépend, en partie, de la résistance d'entrée dans le tuyau (condition aval), mais aussi de la conductivité hydraulique de cette zone. Ainsi, apparaît tout l'intérêt d'une description précise de l'état du sol autour du drain, résultant du passage de l'outil drainant et d'un suivi des caractéristiques hydrodynamiques de cette zone au cours des saisons de drainage. La persistance d'une zone plus perméable autour du drain, essentiellement dans un rayon égal à deux fois celui du drain, permet de limiter les

risques de déstabilisation du sol dus à l'apparition de gradients hydrauliques élevés. L'attention des concepteurs du drainage doit donc être attirée sur la nécessité de prendre en compte l'incidence des conditions de réalisation du drainage sur la création d'une zone perméable autour du drain et sur la nécessité d'adapter les pratiques agricoles post-drainage pour permettre le maintien de cette perméabilité. Le choix de l'outil drainant en fonction de la nature du sol, l'état hydrique du sol au moment de la pose du drain, éventuellement l'utilisation d'un remblai artificiel, sont les facteurs à prendre en compte pour optimiser l'état du sol après drainage. Une bonne utilisation de la parcelle drainée : respects des temps de ressuyage, choix culturels adaptés, travail du sol bien raisonné,... permettra ensuite de conserver cet état.

La conception, la réalisation et l'utilisation du drainage doivent viser à limiter au maximum les forces hydrodynamiques s'exerçant sur le sol autour du drain. Ainsi, le premier moyen de prévention du colmatage minéral reste avant tout un drainage bien raisonné, réalisé dans de bonnes conditions et utilisé judicieusement.

PREVISION DU RISQUE DE COLMATAGE MINERAL

Une typologie a été esquissée qui recense les comportements de différents matériaux constitutifs de sols agricoles vis-à-vis de l'écoulement de l'eau vers un drain. Cette typologie met en évidence non seulement les risques de déstabilisation des particules constitutives du matériau sous l'action des forces hydrodynamiques, mais aussi les risques de passage des particules dans le tuyau en fonction du rapport entre leur taille et celle des perforations.

Le drain étant généralement normalisé, le risque de colmatage paraît déterminé, avant tout, par la nature du sol à drainer. Le test en perméamètre, aisément réalisable en laboratoire, à partir du prélèvement sur le terrain d'environ 5 kg du matériau suspect, permet de déterminer le Gradient Hydraulique Critique Expérimental du matériau. A partir d'un aller-retour entre la théorie et les observations in situ, le risque de déstabilisation du sol a été relié à la valeur du gradient hydraulique critique

expérimental. Si cette valeur est inférieure à 2, le sol est réputé colmatant et les drains ont besoin d'une protection.

Dans un deuxième temps, le gradient hydraulique critique expérimental a , lui-même, été relié à un facteur granulométrique, $2A + L_f$:

$$GHCE < 2 \iff 2A + L_f < 50 \%.$$

Cette relation nous libère de la nécessité de réaliser le test en perméamètre pour chaque sol à drainer, le risque de colmatage minéral pouvant ainsi être établi à partir d'une simple analyse granulométrique du matériau. Il est toutefois à noter que la relative complexité du facteur granulométrique en cause (du fait de la pondération de la teneur en argile par rapport à celle en limons fins) rend difficile une simple appréciation tactile par le pédologue et demande une analyse granulométrique, en 5 fractions, réalisée en laboratoire. Ce critère granulométrique est beaucoup plus précis que les critères classiquement utilisés (teneur en argile inférieure à 15% et teneur en sables fins supérieure à 50%) ; il permet de prendre en compte le risque de colmatage minéral existant dans les sols limoneux grossiers faiblement pourvus en colloïdes sans, pour autant, surestimer ce risque dans les limons fins.

Le test en perméamètre conserve son utilité pour les matériaux dont les caractéristiques granulométriques les placent à la limite du critère, car il apporte, en plus de la valeur du gradient hydraulique critique expérimental, des informations sur le comportement du matériau vis-à-vis de l'action des forces hydrodynamiques.

Même si certains des mécanismes aboutissant au colmatage minéral n'ont pas été entièrement élucidés, nous disposons, avec ce couple test de laboratoire-critère granulométrique, d'un outil suffisamment efficace pour répondre aux besoins des concepteurs du drainage quant à l'intégration du risque de colmatage minéral dans la mise en place des réseaux de drainage.

Une étude complète du colmatage minéral interne des drains devrait intégrer le devenir des particules à l'intérieur du tuyau. La régularité de la pente des drains

apparaît comme un facteur essentiel pour l'évacuation des particules pénétrées dans le tuyau. En l'absence de données précises sur les conditions d'apparition des trois phases du cycle sédimentation/érosion/transport des particules de sol dans un drain annelé, il est, avant tout, nécessaire d'assurer d'une pose des drains la plus régulière possible afin de limiter au maximum la sédimentation donc de diminuer les risques de colmatage minéral interne dans les matériaux limoneux.

PREVENTION DU COLMATAGE MINERAL

La prévention du colmatage minéral repose essentiellement sur l'enrobage des drains. Le surcoût, induit par l'utilisation des produits d'enrobage, oblige à réserver cette technique aux seuls cas où le risque a été clairement établi. D'autre part, il n'existe pas de produit d'enrobage "universel", adapté à tous les sols susceptibles de générer un colmatage minéral des drains. Il est donc nécessaire de choisir le produit en fonction du sol à drainer. Le test en perméamètre trouve ici un nouvel emploi : en effet, il permet aisément de vérifier l'adéquation entre sol et enrobage ; pour cela, une feuille du produit d'enrobage est intercalée entre le massif de sol et le couvercle perforé ; le test est conduit d'une manière sensiblement identique à celui destiné à la détermination du GHCE. Cette utilisation du test en perméamètre a largement contribué au développement des produits d'enrobage disponibles sur le marché ; elle permet aussi de répondre ponctuellement aux questions des concepteurs qui veulent savoir quel enrobage utiliser dans tel cas particulier.

PERSPECTIVES DE RECHERCHES

- La caractérisation de la cohésion des matériaux et de son influence sur la stabilité des sols vis-à-vis des forces hydrodynamiques devra être réalisée afin de pouvoir comprendre les mécanismes du colmatage minéral et, ainsi, de valider les critères de prévision du risque proposés.

- L'utilisation du perméamètre, pour le choix d'un produit d'enrobage du drain adapté au matériau pour lequel un risque de colmatage minéral a été établi, permet de proposer un système complet pour les études préalables et devrait permettre d'éviter tant les erreurs de diagnostic que les remèdes mal adaptés.

- L'étude menée sur l'organisation des écoulements autour du drain pourra ainsi être valorisée au sein d'une modélisation globale du drainage à la parcelle dans le but d'améliorer les pratiques de conception ou de créer un outil d'analyse du fonctionnement des réseaux.

- Le facteur de formation de voûte demanderait aussi à être précisé pour savoir dans quels cas on peut éviter l'emploi d'un drain enrobé dans les sables grossiers, le drain lui-même jouant le rôle de filtre.



NOTATIONS

- a** 1. Coefficient de proportionnalité entre Δh_t et $\ln R$
 2. aire de contact entre particules de sol par unité de surface totale
- a₁** : distance diagonale entre deux perforations en quinconce
- A** 1. coefficient de la géométrie du domaine (Youngs, 1965a)
 2. constante
 3. paramètre de calage dans la formule de Gallichand et Lagacé (1987)
- A'** : constante dans l'équation intégrale donnant dh
- \mathcal{A}** : constante dans l'expression de ΔH_{1b}
- b** : coefficient dans la relation entre Δh_t et $\ln R$
- bf** : facteur de formation de voûte
- B** 1. constante
- \mathcal{B}** 2. paramètre de calage dans la formule de Gallichand et Lagacé (1987)
- B'** : constante dans l'équation intégrale donnant dH
 : constante dans l'expression de ΔH_{1b}
- c** : cohésion
- c_u** : cohésion apparente non saturée
- C'** : constante dans l'équation intégrale donnant dh
- d** : distance entre le drain et le plancher imperméable
- d₆₀** : taille des mailles du tamis laissant passer 60 % en masse du matériau
- D** : coefficient fonction du d_{60}
- D_e** : densité sèche apparente
- E** : écartement des drains
- g** : accélération de la pesanteur

h	:	$h(x,z,t)$ charge hydraulique ou potentiel total de l'eau
$h_m(R)$:	charge hydraulique dans le sol à l'interface sol/tranchée
h_s	:	hauteur de sol saturé dans un massif
$h_T(R)$:	charge hydraulique dans la tranchée à l'interface sol/tranchée
H_e	:	hauteur d'eau au dessus d'un massif saturé
H_i	:	charge hydraulique au niveau d'une prise de pression ($i = 1, 2, 3, \dots, 8$)
H_m	:	hauteur de la nappe à l'interdrain
H'_m	:	hauteur de la nappe au-dessus du plancher à l'interdrain
i	:	gradient hydraulique
i_c	:	gradient hydraulique critique
i_m	:	gradient hydraulique près de l'interface sol/tranchée : côté sol
i_s	:	gradient hydraulique de sortie
i_T	:	gradient hydraulique près de l'interface sol/tranchée : côté tranchée
i_{pi}	:	gradient hydraulique local dans un perméamètre
I	:	intensité de courant électrique
K	:	conductivité hydraulique
K_i	:	conductivité hydraulique locale
K_T	:	conductivité hydraulique de la tranchée
l	:	largeur d'une perforation
L	1.	demi-écartement entre drains
	2.	longueur d'une perforation
$l(r)$:	longueur d'une surface équipotentielle
L_i	:	distance entre deux prises de pression sur un perméamètre
Σ	:	longueur de drain
M	:	masse de sol dans une cuve

n	:	nombre de perforations par rangée et par unité de longueur de drain
N	:	nombre de rangées de perforations
N	:	nombre total de perforations par unité de longueur de drain
P_s	:	pression du sol
P_w	:	pression de l'eau
q	:	débit par unité de longueur
q_T	:	débit par unité de longueur de drain
Q	:	débit
Q_j	:	débit au drain
Q_p	:	débit à travers une perforation
r	:	coordonnée cylindrique
r_0	:	rayon externe du drain dans le repère (r, θ, y)
r_1	:	rayon de la limite externe du domaine dans le repère (r, θ, y)
R	1.	coordonnée cylindrique
	2.	rayon hydraulique d'une perforation
R_0	:	rayon externe du drain
R_0	:	rayon interne du drain
R_1	:	rayon de la limite cylindrique externe du domaine d'écoulement
R_{eff}	:	rayon effectif du drain réel
\mathfrak{R}_e	:	nombre adimensionnel de Reynolds
S	1.	aire d'une surface équipotentielle
	2.	surface
t	:	temps
u	:	pression du fluide
u_a	:	pression de l'air

u_w	:	pression de l'eau
U	:	potentiel électrique
V_z	:	composante verticale de la vitesse
V	:	volume
W_e	:	résistance d'entrée
W_e	:	résistance apparente d'entrée
W_h	:	résistance horizontale à l'écoulement
W_r	:	résistance radiale à l'écoulement
W_v	:	résistance verticale à l'écoulement
x	:	abscisse
X	:	excentricité entre le drain et les équipotentiels
y	1.	ordonnée
	2.	taux de remplissage d'une section droite de drain
z	:	cote
α	1.	coefficient de proportionnalité (Youngs, 1965a)
	2.	angle entre les perforations disposées en quinconce
α_{a_s}	:	coefficient de résistance due à l'asymétrie de l'écoulement
α_e	:	coefficient de résistance d'entrée
α_e	:	coefficient de résistance apparente d'entrée
α_e^*	:	coefficient de résistance d'entrée corrigé pour écoulement radial incomplet
α_{e_D}	:	coefficient de résistance d'entrée calculé par Dierickx (1980)
α_{e_L}	:	coefficient de résistance d'entrée mesuré en laboratoire
α_{e_p}	:	coefficient de résistance d'entrée calculé pour $R_1 = R_0$
α_r	:	coefficient de résistance radiale à l'écoulement
α_t	:	coefficient de résistance totale à l'écoulement

β	1.	angle du secteur concerné par l'écoulement radial
	2.	largeur d'une annelure
β_{eq}	:	angle équivalent (Cavelaars, 1970)
δ_c	:	conductivité électrique
Δh	:	perte de charge hydraulique
Δh_e	:	perte de charge due à l'entrée dans le drain
Δh_r	:	perte de charge radiale
Δh_t	:	perte de charge totale
ΔH_1	:	perte de charge dans l'écoulement vers la surface extérieure du drain
ΔH_{1b}	:	perte de charge dans l'écoulement vers la surface extérieure du drain - cas des perforations décalées
ΔH_2	:	perte de charge dans l'écoulement à l'intérieur de l'annelure
ΔH_d	:	perte de charge au passage du toit du perméamètre
ΔH_t	:	perte de charge dans le massif du perméamètre
ΔL	:	longueur d'un écoulement
θ	:	coordonnée cylindrique
θ_0	:	angle = $\theta_1 = \frac{2\pi}{N}$
θ_1	:	angle de la perforation
θ_v	:	constante $\theta_v = \frac{\theta_1 R_1 - \theta_0 R_0}{R_1 - R_0}$
λ_p	:	distance entre deux perforations sur la même rangée
ρ_a	:	masse volumique apparente du sol
ρ_g	:	masse volumique des grains constitutifs du sol
ρ_{sat}	:	masse volumique du sol saturé
ρ_w	:	masse volumique de l'eau
σ	:	composante normale de la contrainte totale

- σ_e : composante normale de la contrainte effective
- τ : composante tangentielle de la contrainte totale
- τ_e : composante tangentielle de la contrainte effective
- φ : angle de frottement interne des grains
- ϕ : porosité
- χ : coefficient de saturation (Bishop et Blight, 1963)
- ψ : angle de frottement intrinsèque de la matière constitutive des drains.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFNOR NF G38-017**, 1983 - Essais des géotextiles. Porométrie : détermination de l'ouverture de filtration, 7p.
- AFNOR NF U51-101**, 1987 - Drainage agricole : tubes annelés en polychlorure de vinyle non plastifié - Spécifications, 9p.
- AFNOR NF U51-161**, 1990 - Drainage agricole - Produits d'enrobage : essai en perméamètre, 11p
- BADIROU N.**, 1985 - Influence d'un enrobage sur l'évolution du sol au voisinage du drain, mémoire de DEA, Université Paris VI, CEMAGREF, 74 p.
- BATISTA J.P.**, 1978 - Effect of Soil compaction on hydraulic failure of soils. Thesis presented in partial fulfillment of the requirement of the degree of master of Science. Utah State University - Logan - Utah, 148 p.
- BENTARZI A.**, 1985 - Test de stabilité de quelques sols avec un drain nu. Expériences en perméamètres. Mémoire de DEA, CEMAGREF, ENITRTS, 73 p.
- BINSACK R.**, 1961 - Untersuchungen über die Eignung von Kunststoffrohren als Dränstränge. Das Kunststoffrohr 7, 6-9. Hauszeitschr. des Kunststoffwerkes Gebr. Anger GMBH & CO. München.
- BISHOP A.W., BLIGHT G.E.**, 1963 - Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Géotechnique, Septembre, 29-33.
- BLUHM H.**, 1984 - Colmatage minéral des drains - Mise au point d'un test de stabilité en perméamètre. Mémoire de fin d'études, ENITRTS, CEMAGREF, 92 p.
- BOGNAR N., LENNOZ-GRATIN C.**, 1990 - Essais de caractérisation de produits d'enrobage de drains agricoles français et hongrois. Can. Agr. Eng., 32, 11-16.
- BOULAIN J.**, 1971 - Cours de pédologie générale, INA-PG, 253 p.
- BOUMANS J.H.**, 1963 - Over instroming en aanstroming bij draineerbuizen zonder en met afdekking. Cult. Tijdschr. 2, 218-229.
- BOUSSINESQ J.**, 1904 - Recherches théoriques sur l'écoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol ; complément. Jour. de mathématiques pures et appliquées, 10(1), 5-78 et 10(4), 363-394.
- BRAVO N.J., SCHWAB G.O.**, 1977 - Effect of openings on inflow into corrugated drains. Trans. A.S.A.E. 20(1), 100-104.

- BROADHEAD R.G., SCHWAB G.O., REEVE R.C.**, 1983 - Synthetic drain envelopes and soil particle-size distribution. *TRANSACTIONS of the A.S.A.E.* 26(1), 157-160.
- BROUILLETTE M., DELISLE U.**, 1982 - Les drains filtrants dans les terres sablonneuses, Rapport final, dossier 09SD 01756-1-0003. Direction générale de la recherche, Agriculture Canada, Ste-Foy, Québec.
- BURGHARDT W.**, 1977 - Wasserbewegung am dränrohr. *Zeitung für Kulturtechnik und Flurbereinigung*, 18, 166-177.
- BURGHARDT W.**, 1978 - Die Wasserbewegung zum dränrohr in abhängigkeit von richtung und stärke der anströmung, rohrfüllung, rohrdurchmesser und wollfilterung. *Zeitung für Kulturtechnik und Flurbereinigung*, 19, 17-25.
- CAVELAARS J.C.**, 1967 - Problems of water entry into plastic and other drain tubes. *Proc., Agr. Engrg. Symp., A.E.S.*, Paper 5/E/46, 1-13.
- CAVELAARS J.C.**, 1970 - Toestromingsweerstand bij buisdrainage. *Kon. Ned. Heidem. Afdeling Onderzoek, Arnhem*, 38 p.
- CESTRE T.**, 1982 - A propos des moyens d'action contre les colmatages ferriques des réseaux de drainage agricole. *Bulletin d'Information du CEMAGREF*, N° 288, 19-30.
- CESTRE T.**, 1983 - Le colmatage des drains agricoles. *Etat des connaissances en France en 1983. I.T.* N° 51, 6 p.
- CESTRE T.**, 1984 - Quelques éléments sur la durée de vie des produits d'enrobage de drains agricoles. *Revue Géomètre*, Avril, 4 p.
- CHILDS E.C., YOUNGS E.G.**, 1958 - The nature of drain channel as a factor in the design of a land-drainage system. *Jour. Soil Sci.*, 9(2), 316-331.
- COSTET J., SANGLERAT G.**, 1981 - Cours pratique de Mécanique des sols. Tome 1. Plasticité et calcul des tassements, 3ème édition. Dunod, 283 p.
- DENNIS C.W.**, 1973 - The hydraulic characteristics of plastic land-drainage pipe. *The Institution of Civil Engineers. Proceedings n° 2, Mars 1973, Technical Note 75.*
- DENNIS C.W., TRAFFORD B.D.**, 1975 - The effect of permeable surrounds on the performance of clay field drainage pipes. *J. of Hydrology*, 24, 239-249.
- DIERICKX W.**, 1979 - The influence of Envelope Materials in Preventing Silting-up of Drain Pipes. *Proceedings of the International Drainage Workshop. Publication no. 25. International Institute for Land Reclamation and Improvement. Wageningen. The Netherlands*, 306-318.

- 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, 238 p.
- DIERICKX W.**, 1982 - Hydraulic gradients near subsurface drains and soil erosion. Paper No. 82-2568, A.S.A.E., 1-8.
- DIERICKX W., LENNOZ-GRATIN C., STUYT L.C.P.M.**, 1987 - Joint european research into land drainage envelopes. Drainage design and Management, A.S.A.E., Chicago, 406-415.
- DIERICKX W., VAN DER MOLEN W.H.**, 1981 - Effect of Perforations Shape and Pattern on the Performance of Drain Pipes. Agricultural Water Management 4(4), 429-443.
- DIERICKX W., YUNCUOGLU H.**, 1982 - Factors affecting the performance of drainage envelope materials in structural unstable soils. Agric. Water Management 5, 215-225.
- DUDGEON C.R.**, 1966 - An experimental study of the flow of water through coarse granular materials. La Houille Blanche, 21, 6-7.
- DUDGEON C.R.**, 1967 - Wall effects in permeameters, Journal of Hydraulics Division, Proceedings of the A.S.C.E., 93, 137-148.
- ENGELUND F.**, 1953 - On the laminar and turbulent flows of ground water through homogeneous sand. Trans., Danish Acad. Sci., ATS, 3, 1-105.
- ERNST L.F.**, 1954 - Het berekenen van stationaire grondwaterstromingen, welke proefstation en Bodemk. Inst. T.N.O. Groningen, 55 p.
- ERNST L.F.**, 1962 - Grondwaterstromingen in de verzadigde zone en hun berekening bijde aanwezigheid van horizontale evenwijdige open leidingen. Versl. Land. Onderz. 76.15. Pudoc. Wageningen, 189 p.
- FANDOS M.**, 1984 - Secteur de référence de Guéméné-Penfao. ONIC. Ministère de l'Agriculture, 95 p.
- FAVROT J.C.**, 1984 - Acquisition des données nécessaires au drainage des sols difficiles par la méthode des secteurs de référence. 12ème Congrès de la Commission Internationale des Irrigations et du Drainage, 39(12), 182-201.
- FAVROT J.C., BOUZIGUES R., CESTRE T., HERVE J.J.**, 1981 - Les études pédologiques préalables au drainage. Bulletin d'Information du CEMAGREF, 72, 283-284.
- FAVROT J.C., LESAFFRE B.**, 1987 - Défauts de fonctionnement et réhabilitation de réseaux de drainage souterrain. XIIIème Congrès Int. des Irr. et du Drain., Rabat (Maroc), 40, 993-1010.

- FIPPS G., SKAGGS R.W.**, 1987 - Methods for predicting and radial flow during drainage. A.S.A.E. paper n° 87-2603, Chicago 15-18 décembre, 17 p.
- GALLICHAND J., LAGACE R.**, 1987 - Modeling sediment movement into perforated subsurface drains, Transactions of the A.S.A.E., 30(1), 119-124.
- GALLICHAND J., LAGACE R., CAILLER M.**, 1987 - Thin-section study of soil near corrugated subsurface drain perforations. Université Laval. Ste-Foy, Québec, 28 p.
- GUYON G.**, 1981 - Hydraulique des nappes des sols drainés. B.T.G.R., 127, 35 p.
- HOOGHOUDT**, 1940 - Hooghoudt's theory of drainage. Traduction en anglais de la "publication originale de Hooghoudt" par l'Institut Voor Cultuurtechnik en Waterhuishouding. Document ronéoté de 18 p.
- HOUOT S.**, 1985 - Mise en évidence des principaux mécanismes de formation du colmatage par le fer des réseaux de drainage agricole en France. Etudes du CEMAGREF, 9, 173 p.
- HUISMAN L.**, 1972 - Groundwater recovery. Mac Millan London, 336 p.
- JAMAGNE M., BEGON J.C.**, 1984 - Les sols lessivés de la zone tempérée. Apports de la pédologie française. Livre jubilaire du cinquantenaire de l'AFES, 55-76.
- KIRKHAM D.**, 1950 - Potential flow into circumferential openings in drain tubes. J. Appl. Phys., 21, 655-666.
- KOZENY J.**, 1933 - Uber den Wasserzudrang bei Dränfugen. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 2(28), 13-17.
- KUNTZE H.**, 1982 - Iron clogging in soils and pipes. Analysis and treatment. DVWK, Bull. n° 10, Verlag Paul Parey, 123 p.
- LAFRECHOUX M.**, 1986 - Secteur de référence en Bas-Berry. ONIC - Ministère de l'Agriculture, 252 p.
- LAGACE R. and SKAGGS R.W.**, 1980 - Prediction of drain silting by soil aggregate size analysis. A.S.A.E. paper N° 80-2542, St-Joseph, MI 49085, 6 p.
- LE CALVEZ Y., LE CALVEZ L., MARHIC Y.**, 1985 - Secteur de référence de Scaër-Leuhan. ONIC. Ministère de l'Agriculture, 156 p.
- LENNOZ-GRATIN C.**, 1984 - Drains en PVC annelés : influence de la taille des perforations sur les écoulements à l'interface sol/drain. Mémoire D.E.A. USTL - CEMAGREF, 101 p.
- LENNOZ-GRATIN C.**, 1987 - The Use of Geotextiles as Drain Envelopes in France in Connection with Mineral Clogging Risks. Geotextiles and Geomembranes, 5(2), 71-89.

- LENNOZ-GRATIN C.**, 1989a - Effect of envelopes in flow pattern near drain pipe. Journ. Irr. and Drain. Engng., 115 (4), 626-641.
- LENNOZ-GRATIN C.**, 1989b - La résistance d'entrée de l'eau dans les drains en polychlorure de vinyle annelés. La Houille Blanche, 1, 65-68.
- LENNOZ-GRATIN C.**, 1989c - Un test pour la prévision du risque de colmatage minéral des drains agricoles. Science du Sol 25(2), 171-186.
- LENNOZ-GRATIN C., LESAFFRE B., MICHEL R.**, 1987 - Pérennité des réseaux de drainage et matériaux utilisés. C.R. Acad. Agric. Fr. 73(4), 101-116.
- LENNOZ-GRATIN C., ZAIDI K.**, 1987 - Hydraulique au voisinage du drain. Etudes du CEMAGREF, 2, 1-139.
- LESAFFRE B.**, 1989 - Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés : débits de pointe et modèle SIDRA. Thèse Université Paris VI. Etudes du CEMAGREF, Série Hydraulique Agricole, 4, 334 p.
- LUTHIN J.N., HAIG A.**, 1972 - Some factors affecting flow into drain pipes. Hilgardia, 41(10), 235-245.
- LUTHIN J.N., TAYLOR G.S., PIETRO C.**, 1968 - Exit gradients into subsurface drains. Hilgardia, 39(15), 419-428.
- MARLE C.M.**, 1984 - Les écoulements polyphasiques en milieu poreux : de l'échelle des pores à l'échelle macroscopique. Annales des mines, 5-6, 51-56.
- MARGILLARD C., FENEAU J.**, 1987 - Etude statistique du dysfonctionnement des réseaux de drainage en Lorraine. RNED-SRAE Lorraine, 86 p.
- MOHAMMAD F.S., SKAGGS R.W.**, 1982 - Effects of drain tube openings on transient drainage. Proceedings 2nd intern. drainage workshop, Washington, D.C. USA ; december 1982, 185-197.
- MONKE E.J.**, 1959 - A study of water flow patterns near subsurface drains. Unpublished P.D. Thesis. University of Illinois : 1-156.
- MUSKAT M.**, 1946 - The flow of homogeneous fluids through porous media. J.W. Edwards Inc. - Ann Arbor, Michigan, Mc Graw-Hill éditeur, 763 p.
- NIEUWENHUIS G.J.A., 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.
- PARTY J.P., DUCHAUFOR H.**, 1989 - Etude des risques de colmatage minéral des sols à drainer du Pays de Hanau. Chambre d'Agriculture du Bas-Rhin, 35 p.

- ROLLIN A.L., BROUGHTON R.S., BOLDOC G.**, 1987 - Thin synthetic envelope materials for subsurface drainage tubes. *Geotextiles and Geomembranes*, 5 (2), 99-122.
- SAMANI Z.A.**, 1979 - Effect of soil properties on hydraulic failure gradient of soils. Thesis presented in partial fulfillment of the requirement of the degree of master of Science. Utah State University - Logan, Utah, 139 p.
- SAMANI Z.A., WILLARDSON L.S.**, 1981 - Soil hydraulic stability in a subsurface drainage system. *Transactions of the A.S.A.E.*, 24(3), 666-669.
- SCHWAB G.O., KIRKHAM D.**, 1951 - The effect of circular perforations on flow into subsurface drain tubes. Part II. Experiments and results. *Agr. Eng.*, 32(5), 270-274.
- SCHWAB G.O., DEBOER D.W., JOHNSON H.P.**, 1969 - Effect of openings on design of subsurface drains. *Journ. Irr. and Drain. Div. Proc. A.S.C.E.* 95, IR1, 199-209.
- SCHNEEBELI G.**, 1966 - *Hydraulique souterraine. Chap. VII, Action de l'eau interstitielle sur les milieux poreux.* Eyrolles, 362 p.
- SKAGGS R.W.**, 1978 - Effect of drain tube openings on water table drawdown. *Jour. Irr. and Drain. Div., A.S.C.E.*, 104(1), 13-21.
- SKEMPTON A.W.**, 1961 - Pore pressure and suction in soils. Butterworths, Londres, 4-16.
- SNEYD A.D., HOSKING R.J.**, 1976 - Seepage flow through homogeneous soil into a row of drain pipes. *J. of Hydrology* 30, 127-146.
- SOGREAH**, 1984 - Secteur de référence en Bas-Dauphiné. ONIC - Ministère de l'Agriculture, 102 p.
- SOLE-BENET M.A.**, 1979 - Contribution à l'étude du colmatage minéral des drains. Mémoire n° 13. Centre Technique du Génie Rural des Eaux et des Forêts, 251 p.
- STUYT L.C.P.M.**, 1981a - Developments in research on drainage filter materials in the Netherlands. *Soil and Water*, 9(2), 3 p.
- STUYT L.C.P.M.**, 1981b - A new approach in research into drainage materials. Land Drainage seminar/Cambridge, July 1981, 8 p.
- STUYT L.C.P.M.**, 1982 - Drainage envelope research in the Netherlands. *Proc., 2nd Int. Drainage Workshop*, Washington, D.C., 106-124.
- STUYT L.C.P.M., CESTRE T.**, 1986 - Common lines in research on drainage envelopes in France and in the Netherlands. *Agri. Water Management* Arnhem, The Netherlands, Balkema editeur, 163-173.

- TCHARNY I.A.**, 1951 - Démonstration rigoureuse de la formule de DUPUIT pour un écoulement à surface libre avec surface de suintement. C.R. Acad. Sciences d'URSS, 79(6), 937-940.
- TERZAGHI K.**, 1923 - Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungsercheinung. Stiz. Akad. Wissen. Wien Math. - Naturw. K1 Ila, 132, 105-124.
- TERZAGHI K.**, 1925 - Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig, 50-52.
- TERZAGHI K., PECK R.B.**, 1965 - Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment. Dunod, Paris, 565 p.
- TILIGADAS E.**, 1984 - Hydraulique au voisinage du drain agricole. Thèse Université Paris VI, 147 p.
- TRAFFORD B.D.**, 1973 - The relationship between field drainage and arterial drainage. Theoretical aspects. FDEU Tech. Bull., 73(10), 14 p.
- VAN DER BEKEN A.**, 1968 - Filtermaterialen in de drainagetechniek. Mededelingen Rijksstation voor Landbouwtechniek - Merelbeke/Gent. Publ. nr. 30/WB-3, 115 p.
- WALKER R.E.**, 1978 - The Interaction of Synthetic Envelope Materials with Soil. Thesis presented to Utah University, at Logan, Utah, in 1978, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science, 165 p.
- WESSELING J.**, 1958 - Verslag over het onderzoek naar de perforatie von plastic draibuizen. Nota I.C.W. Wageningen, 1-6.
- WESSELING J.**, 1979 - The entrance resistance of drains as a factor of design. Proc. Inter. Drain. Workshop, I.L.R.I., Wageningen, Paper 2-08, 254-366.
- WESSELING J., HOMMA F.**, 1967 - Entrance resistance of plastic drain tubes. Neth. J. Agr. Sci., 15, 170-182.
- WIDMOSER P.**, 1966 - Potentialströmung zu geschlitzten Rohren. Schweizerische Bauzeitung 84(52), 913-919.
- WIDMOSER P.**, 1968 - Der Einfluss von Zonen geänderter Durchklässigkeit im bereich von Drain und Brunnenfilterrohren. Schweizerische Bauzeitung 86(9), 135-144.
- WILLARDSON L.S.**, 1967 - Water entry into partially full subsurface drains. Ph. D. Thesis. Ohio State University, Colombus, 194 p.
- WILLARDSON L.S.**, 1978 - Synthetic drain envelope materials. Proc. Intern. Drain. Workshop, I.L.R.I., Wageningen, Paper 2-02, 297-305.
- WILLARDSON L.S., WALKER R.E.**, 1978 - Protecting subsurface drains from sedimentation. Research paper, Utah State University, 16 p.

- YOUNGS E.G.**, 1965a - Horizontal seepage through unconfined aquifers with hydraulic conductivity varying with depth. *Jour. of Hydrology*, 3, 283-296.
- YOUNGS E.G.**, 1965b - A comparison of the performance of some plastic and tile drains. *J. Agric. Eng. Res.*, 10, 202-203.
- YOUNGS E.G.**, 1967 - A treatment of the gappy drain problem in drainage theory. *Journ. Agr. Eng. Research* 12, 1, 40-47.
- YOUNGS E.G.**, 1970 - Hodograph solution of the drainage problem with very small drain diameter. *Water Resources Research*, 6, 594-600.
- YOUNGS E.G.**, 1974 - Water-table heights in homogeneous soils drained by non-ideal drains. *Soil Science*, 117, 295-300.
- YOUNGS E.G.**, 1980 - The analysis of groundwater seepage in heterogeneous aquifers. *Hydrol. Sci.*, 25, 2(6), 155-165.
- ZAIDI K.**, 1986 - Hydraulique au voisinage du drain enrobé ou placé dans une tranchée de drainage. Thèse de 3ème cycle. Université Paris VI. CEMAGREF, 122 p.
- ZIDAT S.**, 1986 - Détermination des caractéristiques des produits d'enrobage adaptés à une gamme de sol. Mémoire de D.E.A., Université Paris VI, CEMAGREF, 58 p.

ANNEXES



ANNEXE N°1

MESURE DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE DES MASSIFS AVANT ET APRES ESSAI

La conductivité hydraulique est mesurée en début et en fin de chaque série d'essais. D'une part, la conductivité hydraulique des massifs contenus dans la cuve est sujette à des modifications par suite de différence de compactage à chaque remplissage et d'autre part, la conductivité hydraulique d'un même massif est susceptible d'évoluer au cours du temps.

La cuve est utilisée avec un écoulement latéral, allant d'un réservoir à l'autre, le drain étant obstrué (figure 1).

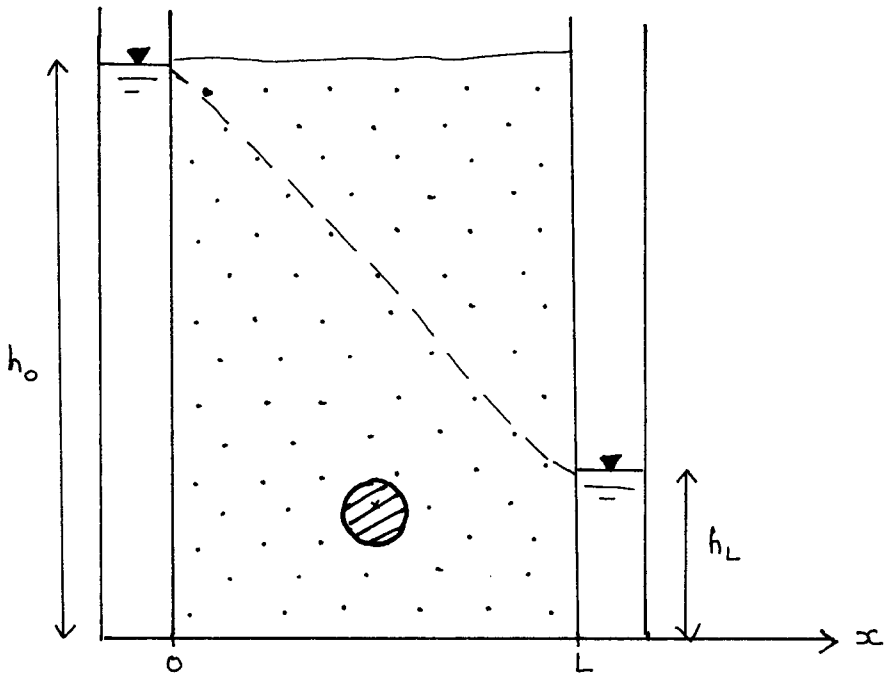


Fig. 1

Les charges hydrauliques amont et aval seront considérées comme égales aux hauteurs d'eau dans chacun des réservoirs mesurées par rapport au fond de la cuve et notées respectivement h_0 et h_L . De façon plus générale, la charge hydraulique à l'abscisse x est $\varphi(x)$ égale à $h(x)$, hauteur de la surface libre par rapport au fond de la cuve à cette même abscisse x .

Pour établir la relation entre le débit qui traverse le massif et les conditions aux limites, nous utiliserons la fonction potentiel de débit introduite par ZAOUI (1964) et YOUNGS (1965) :

$$\psi(x) = \int_0^{h(x)} K (\varphi - z) dz \quad (1)$$

avec

K : conductivité hydraulique

z : cote

φ : potentiel hydraulique

La loi de Darcy devient :

$$q(x) = - \frac{d\psi}{dx} \quad (2)$$

$q(x)$ est le débit unitaire traversant une section d'abscisse x et de hauteur $h(x)$.

e est l'épaisseur du massif de sol et Q le débit total mesuré.

$$q(x) = \frac{Q}{e} = \text{constante}$$

L'intégration de l'équation (2) entre les limites $x = 0$ et $x = L$ conduit à :

$$\frac{Q L}{e} = \psi(0) - \psi(L)$$

Si le sol est homogène verticalement, alors K est une constante

$$\text{par rapport à } z \text{ dans l'équation (1) et } \psi(x) = \frac{K h^2(x)}{2}$$

$$\text{alors, } \frac{Q L}{e} = K \frac{h_0^2}{2} - K \frac{h_L^2}{2}$$

$$\text{d'où, il vient : } K = \frac{2 Q L}{e(h_0^2 - h_L^2)}$$

L'incertitude $\frac{\Delta K}{K}$ se calcule également :

$$\frac{\Delta K}{K} = \frac{\Delta Q}{Q} + \frac{\Delta L}{L} + \frac{\Delta e}{e} + \frac{\Delta h}{h_0 - h_L}$$

On prendra :

$\Delta Q = Q_{\max} - Q_{\min}$: l'erreur est prise comme le plus grand écart
 $\Delta Q = \max \{\Delta Q_i\}$

$$\Delta h = 0.5 \text{ mm}$$

Les erreurs commises sur e et L sont négligeables devant Δh et ΔQ .

L'incertitude relative $\frac{\Delta K}{K}$ est de l'ordre de 3 %.

	Conductivité des massifs	
	Avant l'essai	Après l'essai
Drain enrobé de fibres de coco	$(1,48 \pm 0,05) \cdot 10^{-3}$ cm/s	$(1,55 \pm 0,05) \cdot 10^{-3}$ cm/s
Drain enrobé de géotextile	$(2,42 \pm 0,05) \cdot 10^{-3}$ cm/s	$(2,36 \pm 0,05) \cdot 10^{-3}$ cm/s

La variation relative de la conductivité du massif avant et après les essais est de 4 % pour l'expérimentation avec le drain enrobé de fibres de coco et de 2 % pour celle avec le drain enrobé de géotextile. Ces variations ne sont pas significatives puisqu'elles sont du même ordre de grandeur que l'incertitude relative sur les mesures.

Dans ces deux cas , nous pouvons admettre que la conductivité globale des massifs n'a pas significativement varié dans le temps.

CAS DE LA CUVE AVEC UNE TRANCHEE

Une méthode particulière a été développée pour mesurer la conductivité de la tranchée par rapport au reste du massif.

La conductivité hydraulique (K_{inf}) de la partie du massif située en dessous du drain a d'abord été mesurée. La mesure a été réalisée au moment du remplissage de la cuve (figure 2). La méthode utilisée a été la même que celle, précédemment décrite.

$$K_{inf} = \frac{2 Q L}{(h_0^2 - h_L^2) e}$$

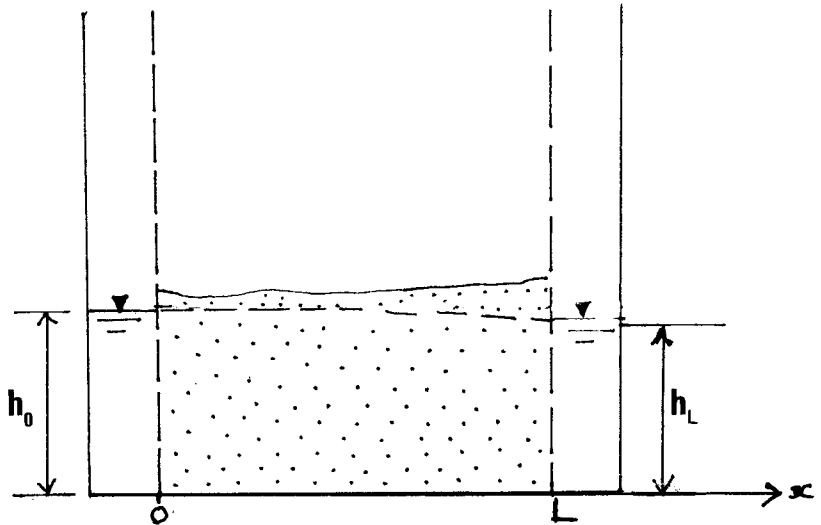


Fig. 2

Une fois la cuve remplie, un écoulement latéral entre les deux réservoirs a été imposé avec une différence de charge hydraulique assez faible pour obtenir un écoulement quasi-horizontale permettant l'application de la loi de Darcy.

K_{inf} a déjà été mesurée il reste à calculer K_T , K_G , K_D qui sont les conductivités hydrauliques, respectivement, dans, à gauche, à droite, de la tranchée.

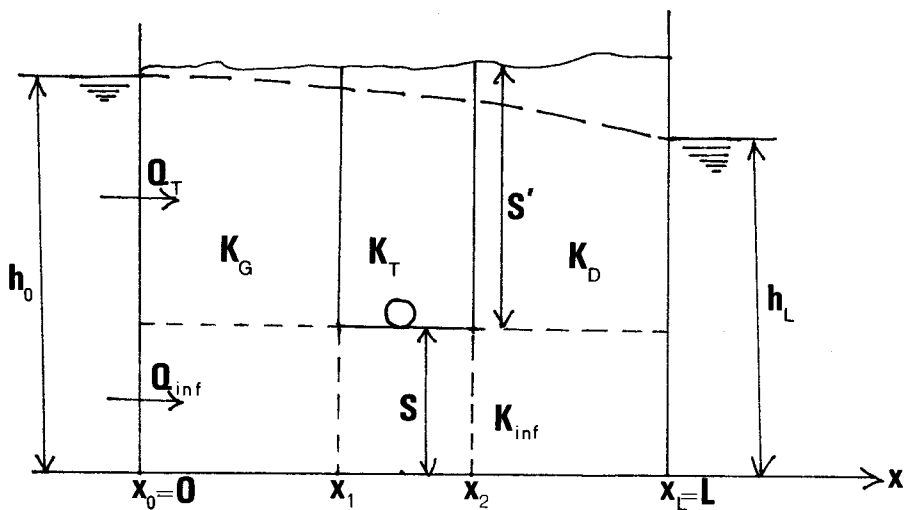


Fig. 3

Soient (figure 3) :

Q_T : débit à travers la tranchée

Q_{inf} : débit passant sous la tranchée

Q_{tot} : débit total $Q_{tot} = Q_T + Q_{inf}$

S : surface de passage de l'eau sous la tranchée

S' : surface de passage de l'eau à travers la tranchée

$h(x_i)$: moyenne arithmétique des valeurs de la charge hydraulique mesurées sur une verticale passant par l'abscisse x_i .

Il est possible de calculer Q_{inf} et donc Q_T à partir de K_{inf} .

$$Q_{inf} = K_{inf} S \frac{h_0 - h_L}{L}$$

de même :

$$Q_T = K_T S' \frac{h(x_1) - h(x_2)}{x_2 - x_1}$$

$$Q_T = K_G S' \frac{h_0 - h(x_1)}{x_1}$$

$$Q_T = K_D S' \frac{h(x_2) - h_L}{L - x_2}$$

Le calcul donne alors :

$$\begin{aligned}K_{inf} &= (2,24 \pm 0,10) 10^{-3} \text{ cm/s} \\K_T &= (12,26 \pm 0,70) 10^{-3} \text{ cm/s} \\K_G &= (1,83 \pm 0,10) 10^{-3} \text{ cm/s} \\K_D &= (1,99 \pm 0,10) 10^{-3} \text{ cm/s}\end{aligned}$$

La conductivité hydraulique de la tranchée est de l'ordre de 6,5 fois supérieure à celle du reste du massif. Nous retiendrons, pour la suite, les valeurs :

$$\begin{aligned}K \text{ tranchée} &: 12,3 10^{-3} \text{ cm/s} \\K \text{ massif} &: 1,9 10^{-3} \text{ cm/s}.\end{aligned}$$

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- YOUNGS E.G., 1965 - Horizontal seepage through unconfined aquifers with hydraulic conductivity varying with depth. Journal of Hydrology, 3, 283-296.
- ZAOUJ J., 1964 - Les écoulements en milieu poreux et l'hypothèse de Dupuit. La Houille Blanche, 3, 385-388.

MEFPORE

Présentation du modèle
MEFPORE

Logiciel MEF/MOSAIC

1. PRESENTATION GENERALE

Le modèle numérique MEFPORE a pour objectif de simuler des écoulements de fluide incompressible dans un milieu poreux, également incompressible, à deux ou trois dimensions.

Basé sur la résolution approchée par la méthode des éléments finis de l'équation de RICHARDS, il permet de résoudre indifféremment des problèmes stationnaires ou instationnaires. Les variables résultats sont : le potentiel total, le potentiel de pression de l'eau, le gradient hydraulique, le flux.

Les principaux domaines d'application sont :

- l'hydraulique agricole (drainage, irrigation)
- le génie civil (barrages, routes, ...)

MEFPORE s'insère dans un programme plus large de modélisation numérique, MEF/MOSAIC lequel comprend des modules de résolution de divers problèmes physiques (mécanique des structures, thermique, dynamique des structures, couplages fluide/structure ...).

MOSAIC constitue le module de pré et postprocessing.

Le préprocessing comprend principalement les opérations suivantes :

- saisie de la géométrie du domaine étudié ;
- maillage par éléments finis du domaine ;
- saisie des caractéristiques physiques du milieu ;
- saisie des conditions imposées aux frontières ;
- saisie des conditions initiales ;
- génération des fichiers d'entrée du modèle.

Appliqué au module MEFPORE, le postprocessing comprend les opérations de visualisation des résultats sous les formes suivantes :

- visualisation du champ de potentiel total ou de pression, sous forme d'isocouleurs ou d'isolignes,
- visualisation du champ de gradient ou de flux ; sous forme de vecteurs aux noeuds du maillage ;
- visualisation des potentiels sur des plans de coupe ou des lignes particulières ;
- traçage des courbes de potentiel.

Il permet aussi de calculer le flux traversant une surface prédéfinie.

2. MODE DE CARACTERISATION DU MILIEU POREUX

Le milieu poreux est décrit physiquement par deux paramètres : la conductivité hydraulique et la capacité capillaire.

La conductivité hydraulique est définie par le tenseur des conductivités hydrauliques saturées et par sa loi de variation en fonction de la pression de l'eau en milieu non saturé.

La capacité capillaire est nulle en milieu saturé (pression de l'eau positive) et pour une pression de l'eau supérieure à la pression au point d'entrée d'air (valeur négative). En dessous de la pression au point d'entrée d'air, la capacité capillaire suit une loi de variation en fonction de la pression de l'eau.

Le modèle permet d'adopter deux types de loi de variation des paramètres hydrodynamiques : soit une courbe définie point par point, soit une courbe analytique paramétrée (BROOKS and COREY, CAMPBELL, Homographique ou MUALEM-VAN GENUCHTEM).

Les propriétés physiques sont attachées à des parties ou à la totalité du domaine étudié.

3. METHODES NUMERIQUES

Le modèle est basé sur la résolution de l'équation de RICHARDS par la méthode des éléments finis.

La formulation intégrale utilisée est de type faible.

Les éléments utilisés sont linéaires :

- triangles ou quadrilatères pour les problèmes en 2D ;
- cubes ou prismes pour les problèmes 3D.

Les frontières à flux imposé sont discrétisées à partir d'éléments d'échanges linéaires :

- lignes pour les problèmes 2D ;
- triangles ou quadrilatères pour les problèmes en 3D.

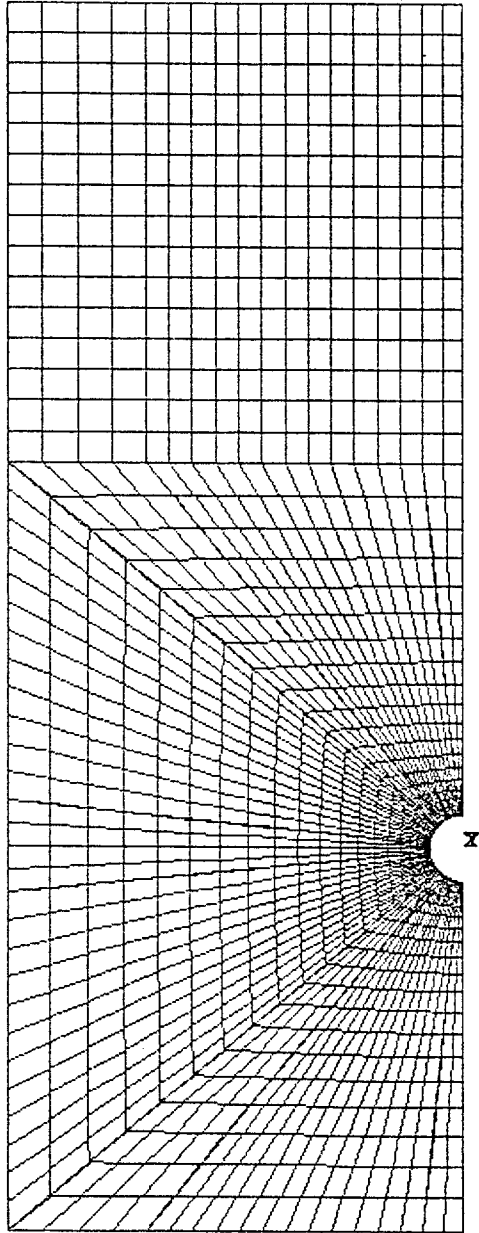
Les flux imposés peuvent varier dans l'espace et dans le temps.

La résolution des problèmes instationnaires fait appel à un schéma de résolution de type EULER implicite.

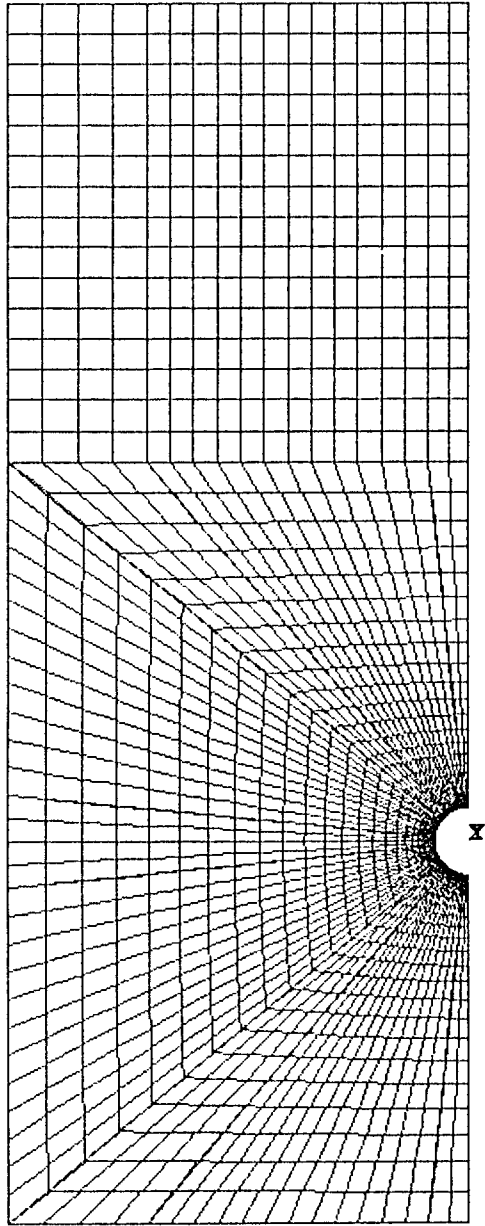
Dans tous les cas, on utilise la méthode de résolution de NEWTON-RAPHSON.

ANNEXE N°2 (suite)

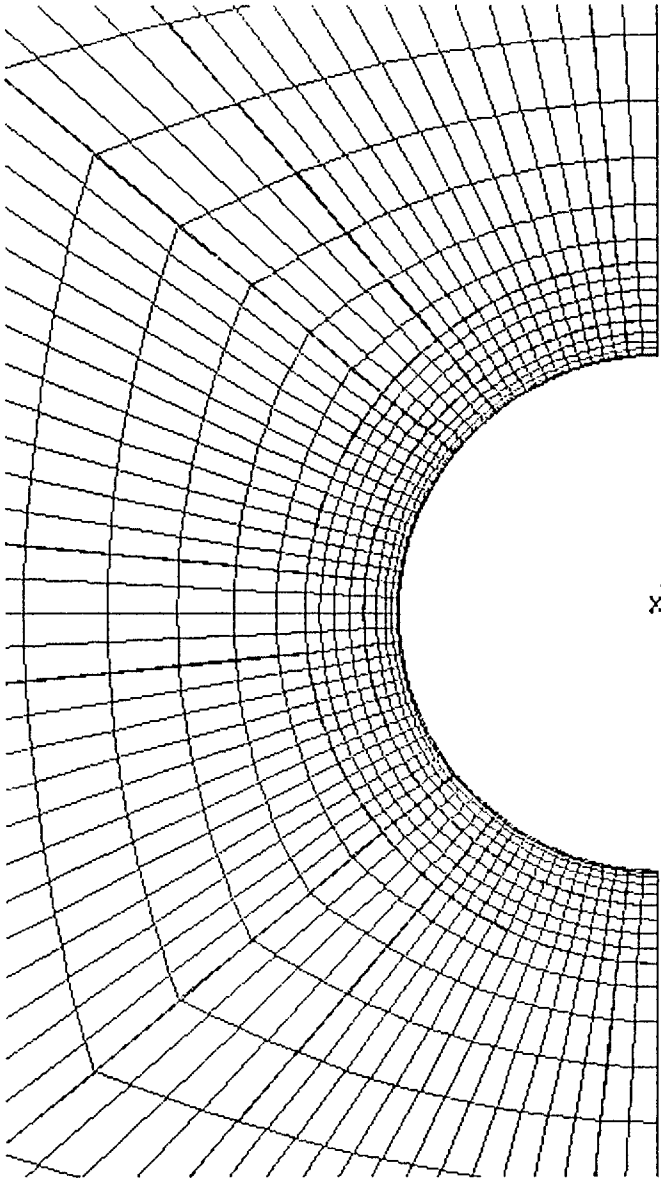
LES MAILLAGES UTILISES PAR LE PROGRAMME MEFMOSAIC
POUR LA MODELISATION DES ECOULEMENTS DANS LA CUVE A
ALIMENTATION LATERALE.



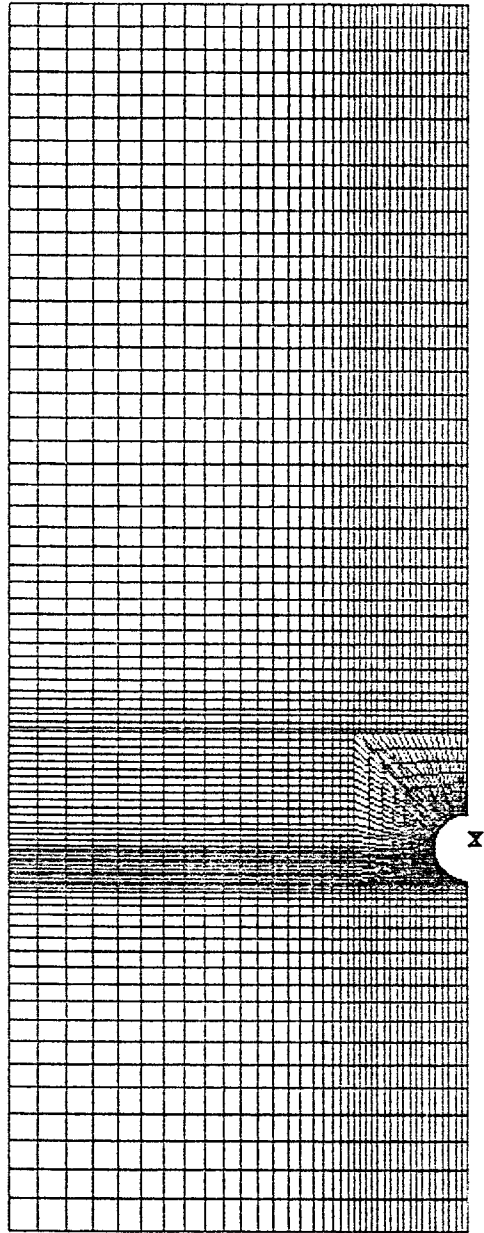
DRAIN NU ELOIGNE DU PLANCHER DANS LA CUVE ALIMENTEE PAR LES COTES



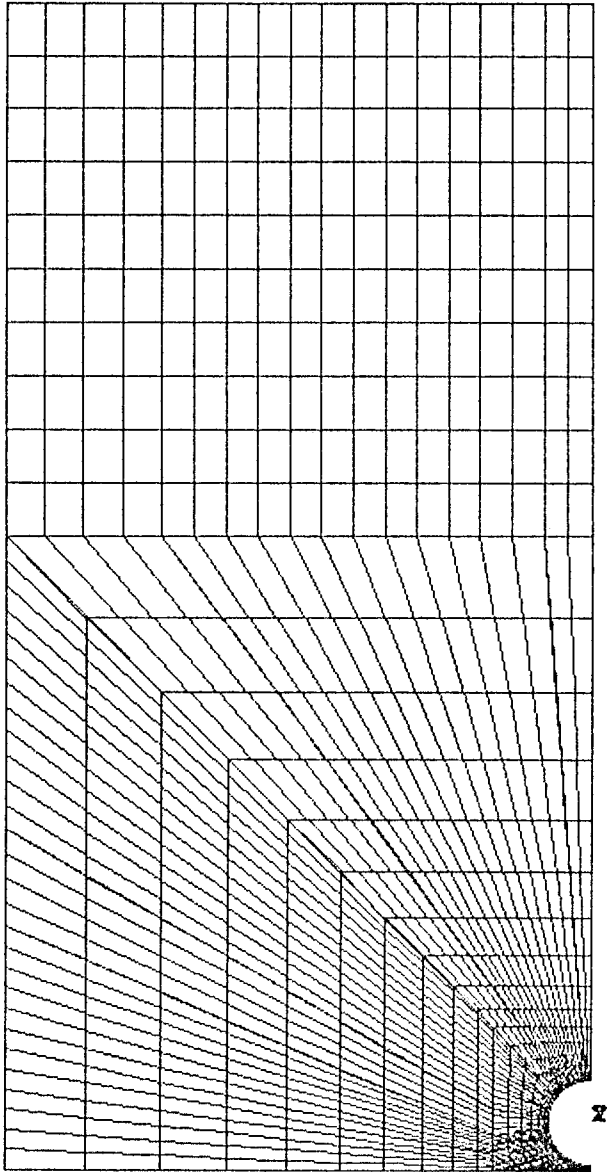
DRAIN ENROBE



DRAIN ENROBE - DETAIL DU MAILLAGE AUTOUR DU DRAIN



DRAIN PLACE DANS UNE TRANCHEE PLUS PERMEABLE
QUE LE SOL EN PLACE



DRAIN REPOSANT SUR LE PLANCHER IMPERMEABLE

ANNEXE N° 3

DESSINS DES LIGNES EQUIPOTENTIELLES DANS LES CUVES
CORRESPONDANT A QUELQUES CAS TRAITES PAR ZAIDI (1986) ET
TILIGADAS (1984).

ALIMENTATION LATÉRALE

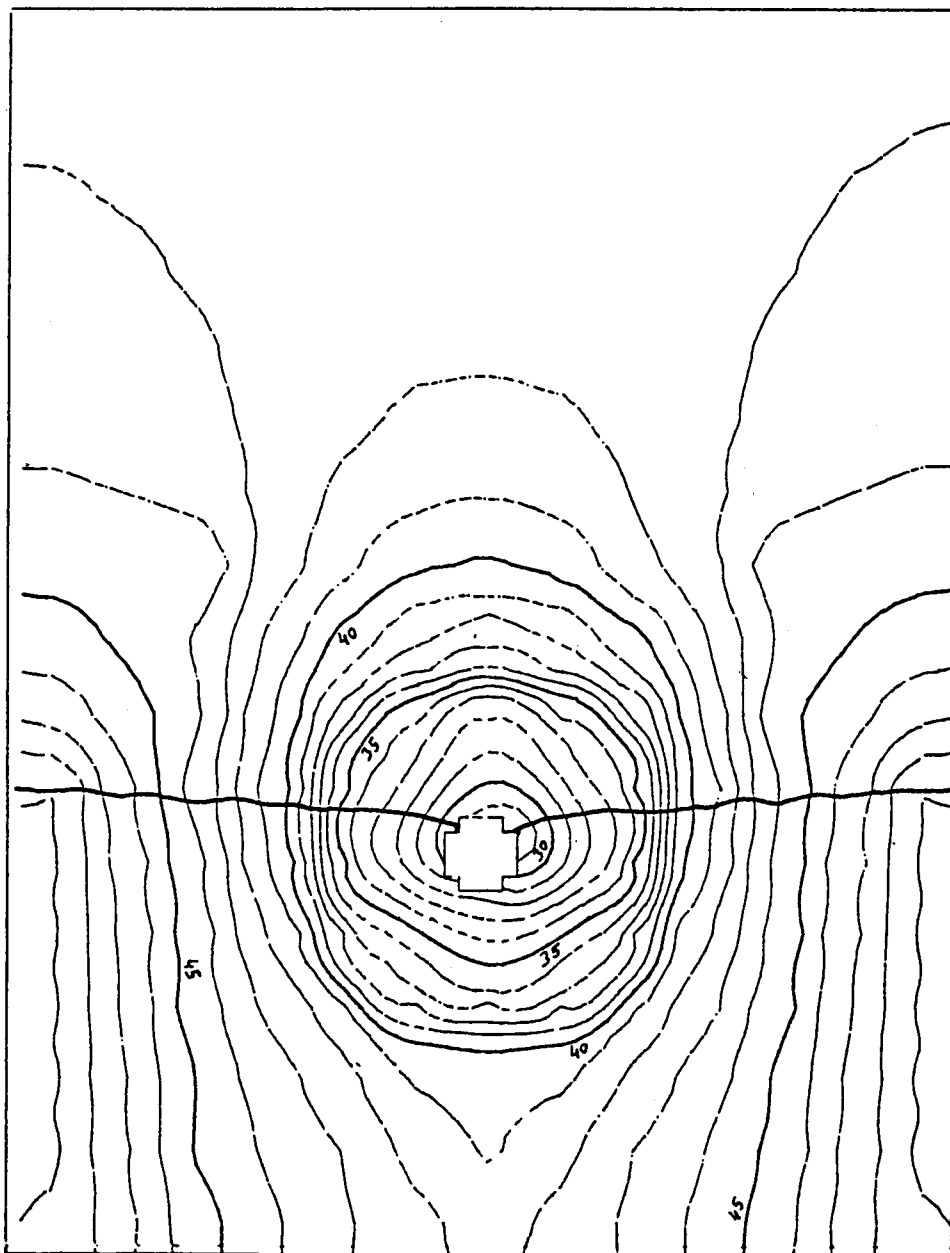
DATE 10/ 8/1983

DRAIN VIDE

CHARGE AMONT / AXE DU DRAIN 49.27 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES 1 mm

Echelle 1/4



ALIMENTATION LATÉRALE

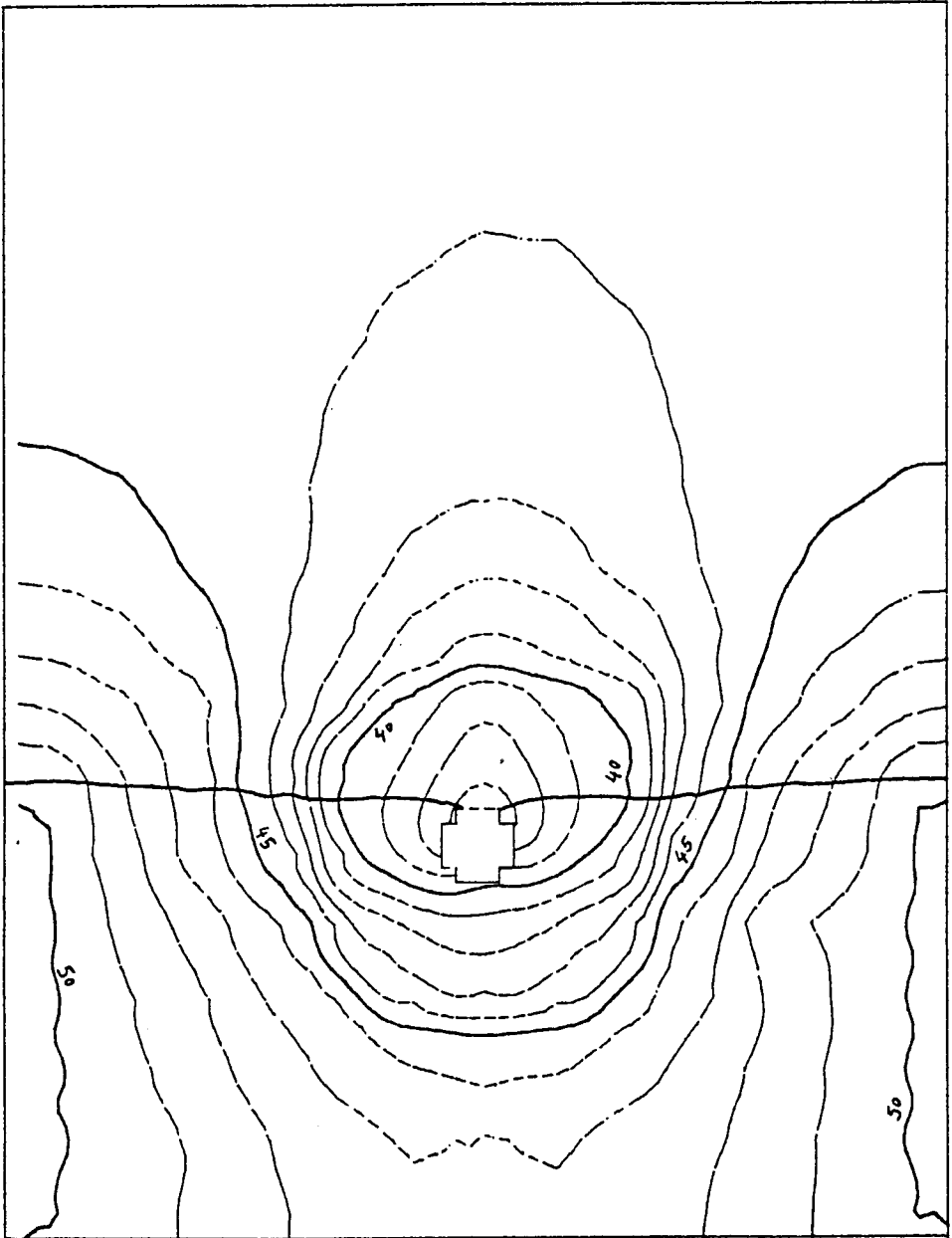
DATE 19/ 8/1983

DRAIN PLEIN

CHARGE AMONT / AXE DU DRAIN 50.14 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES 1 mm

Echelle 1/4



ALIMENTATION LATÉRALE

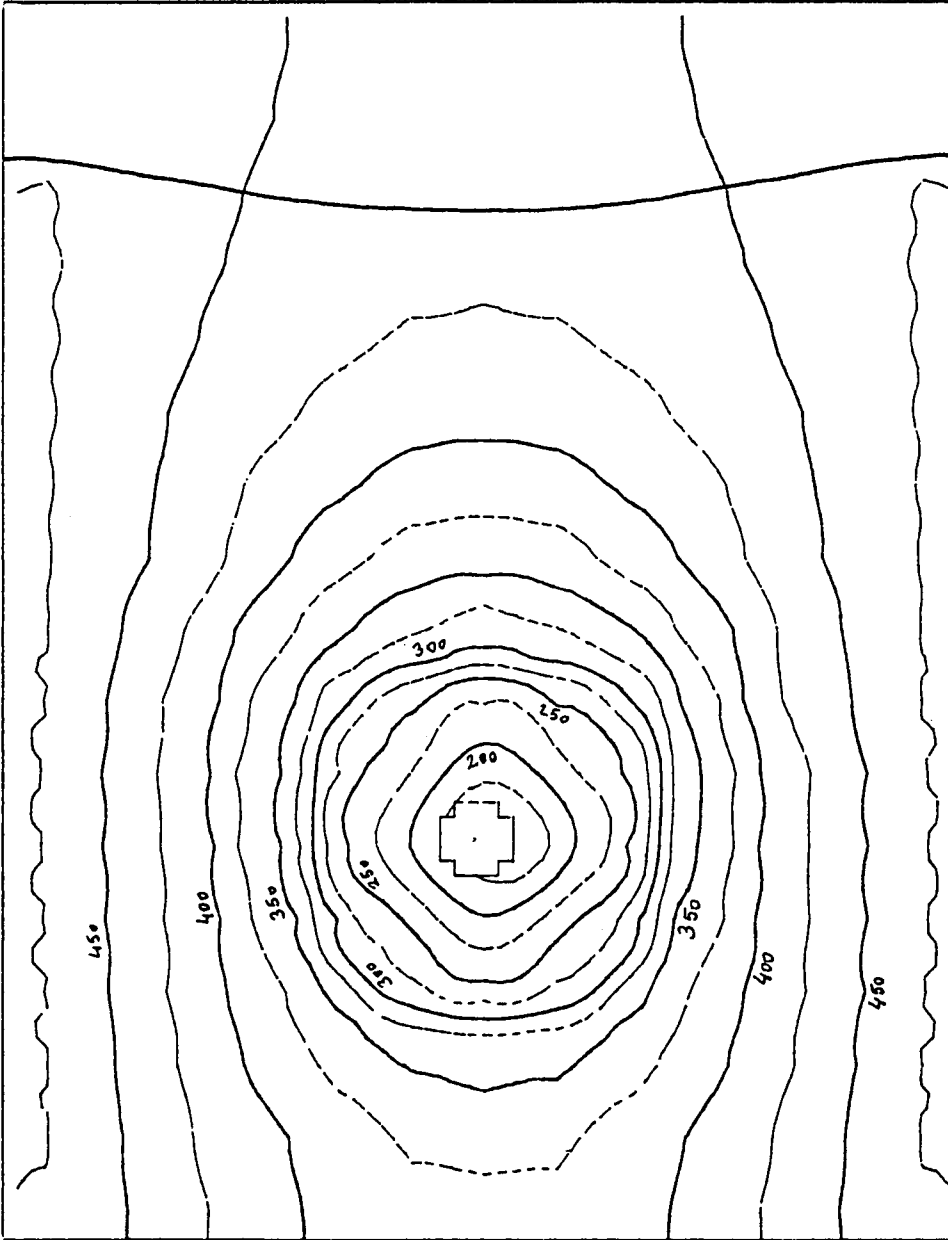
DATE 16 / 9 / 1983

DRAIN VIDE

CHARGE AMONT / AXE DU DRAIN 476.94 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES 25 mm

Echelle 1/4



ALIMENTATION LATÉRALE

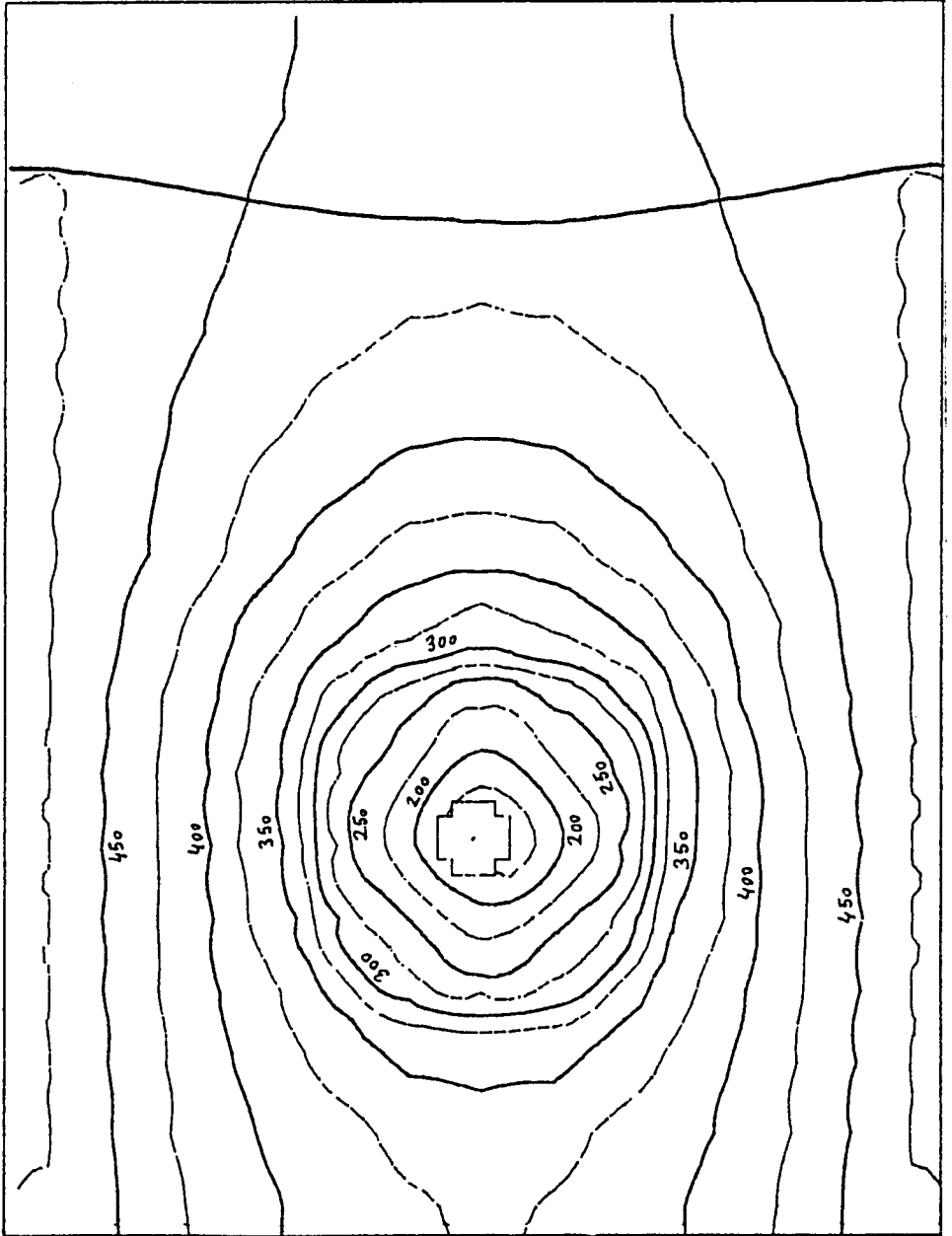
DATE 5/10/1983

DRAIN PLEIN

CHARGE AMONT / AXE DU DRAIN 477.48 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES 25 mm

Echelle 1/4



DRAIN ENROBE DE FIBRES DE COCO

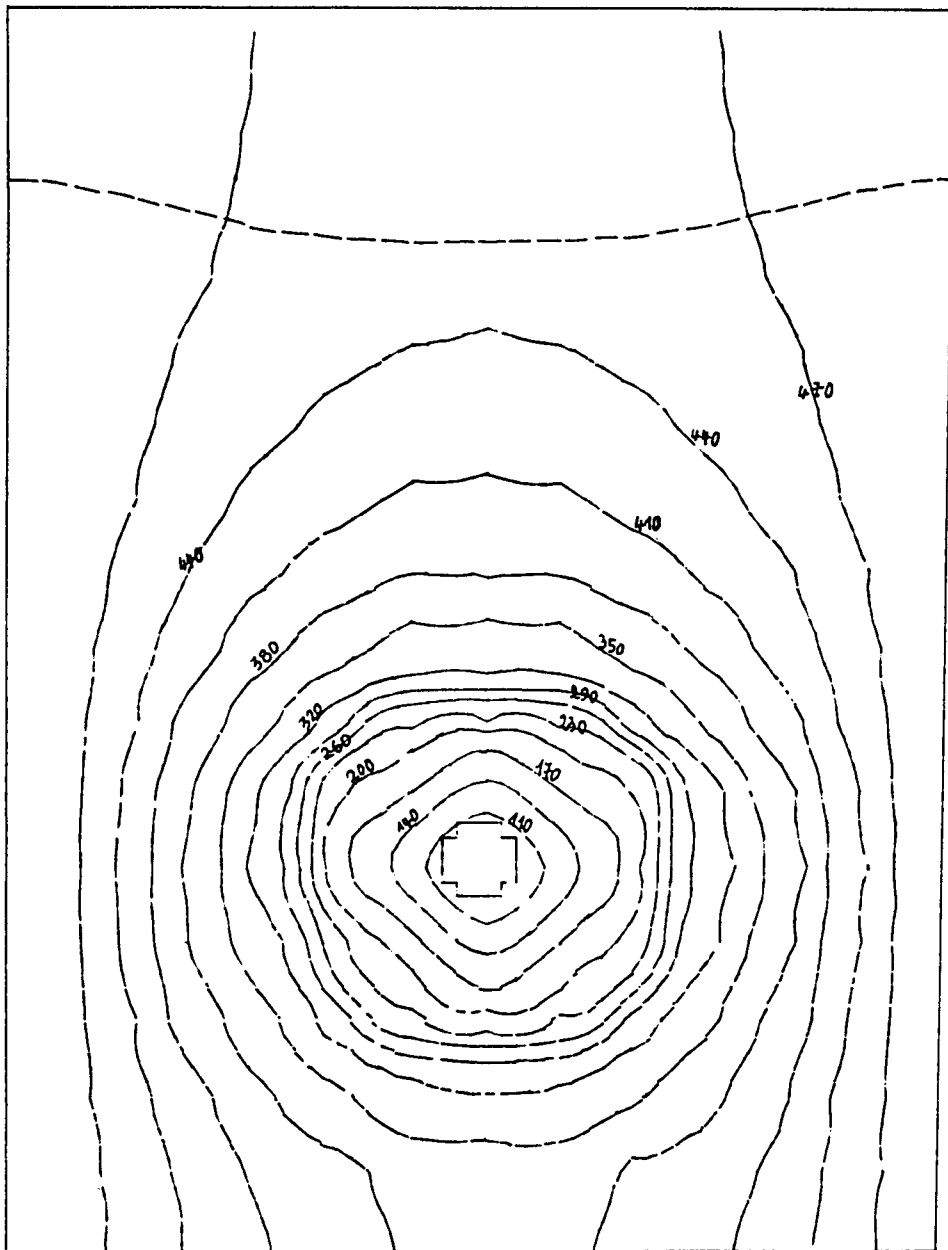
MESURE DU 30 05 84

DRAIN PLEIN

CHARGE AMONT : 497.5 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES : 30 mm

ECHELLE : 0.25



DRAIN ENROBE DE GEOTEXTILE

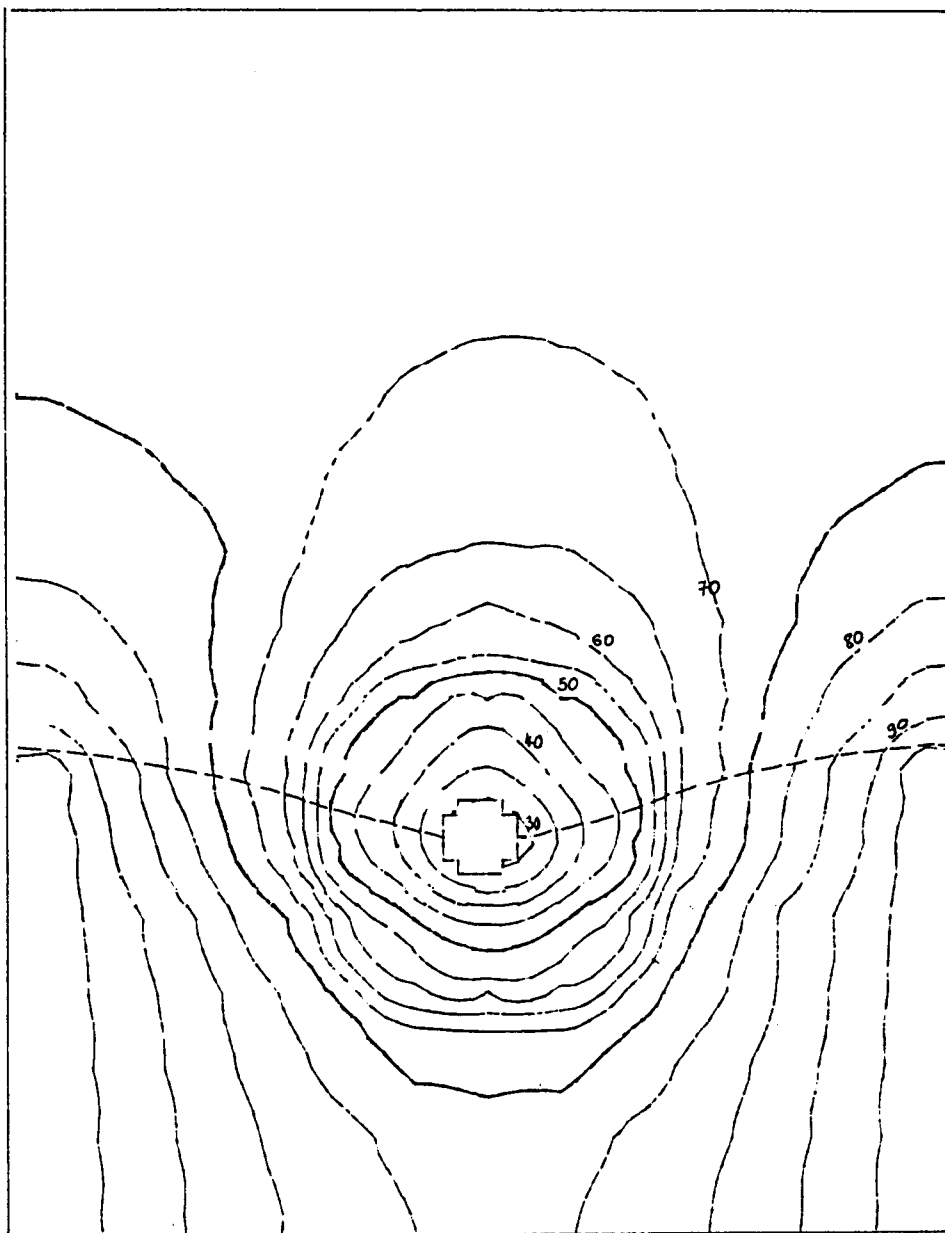
MESURE DU 20 02 85

DRAIN VIDE

CHARGE AMONT : 98.66 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES : 5 mm

ECHELLE : 0.25



DRAIN ENROBE DE GEOTEXTILE

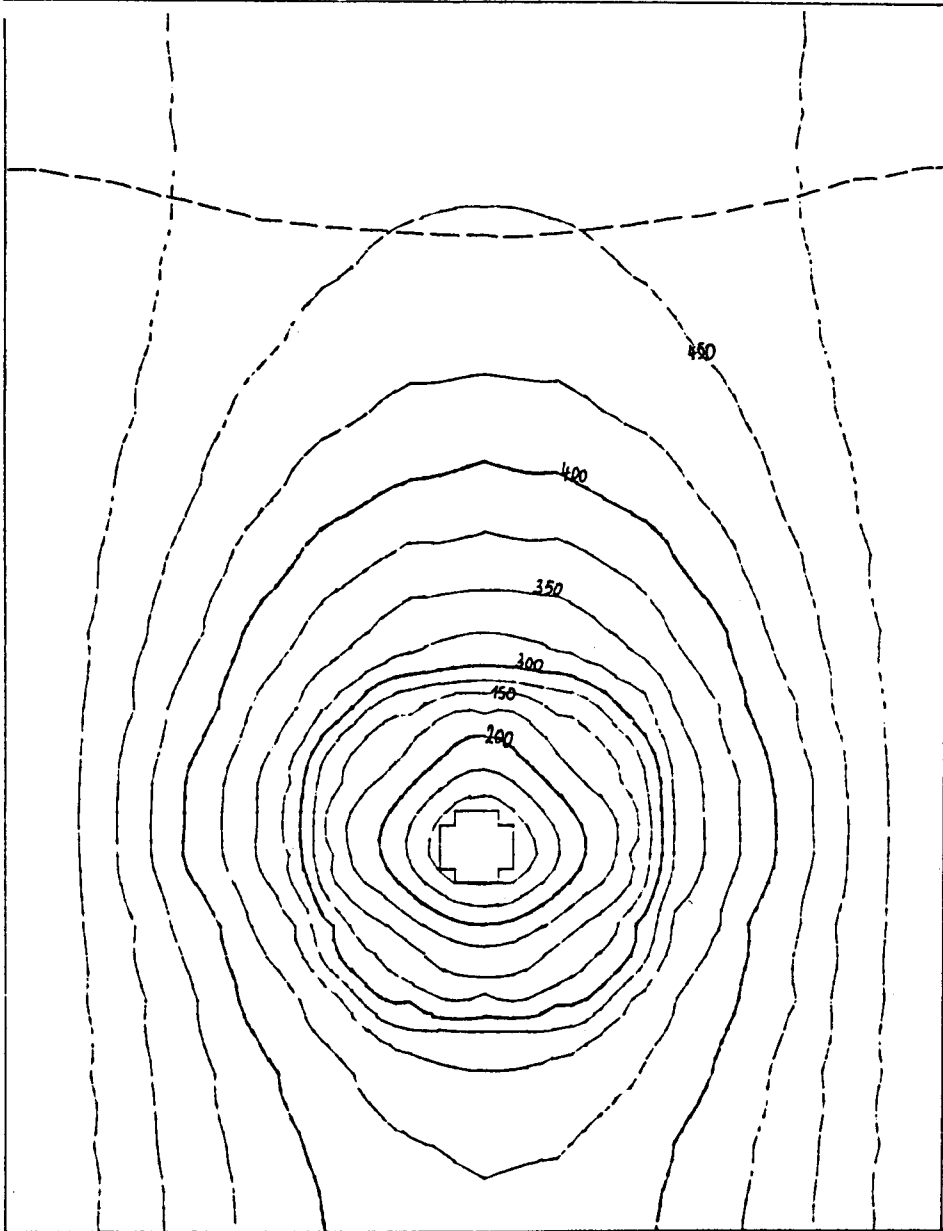
MESURE DU 11 04 85

DRAIN PLEIN

CHARGE AMONT : 497.7 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES : 25 mm

ECHELLE : 0.25



DRAIN NU DANS LA TRANCHEE

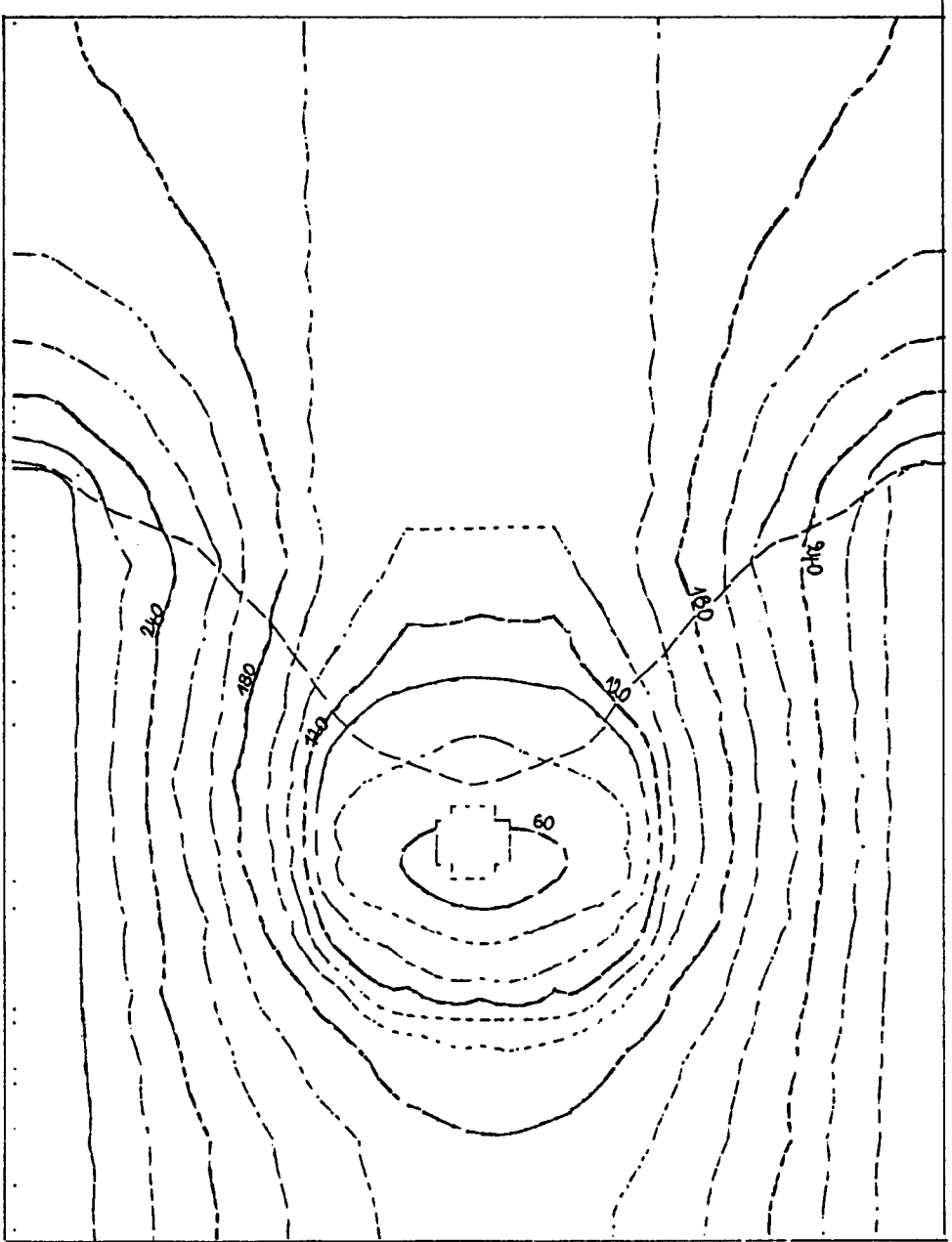
MESURE DU 07 02 86

DRAIN VIDE

CHARGE AMONT : 298.8 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES : 20 mm

ECHELLE : 0.25



DRAIN NU DANS LA TRANCHEE

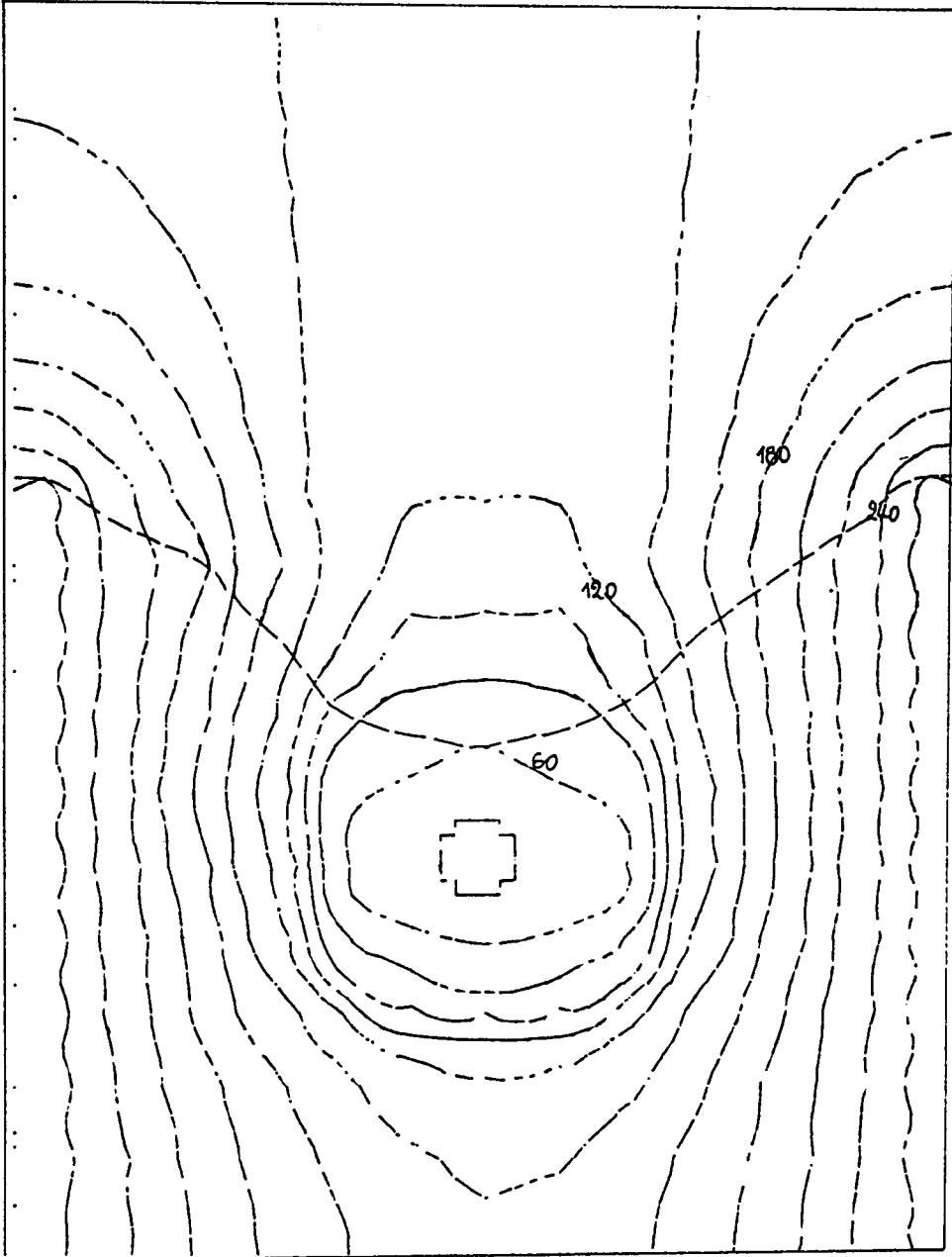
MESURE DU 14 02 86

DRAIN PLEIN

CHARGE AMONT : 299.6 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES : 20 mm

ECHELLE : 0.25



DRAIN NU DANS LA TRANCHEE

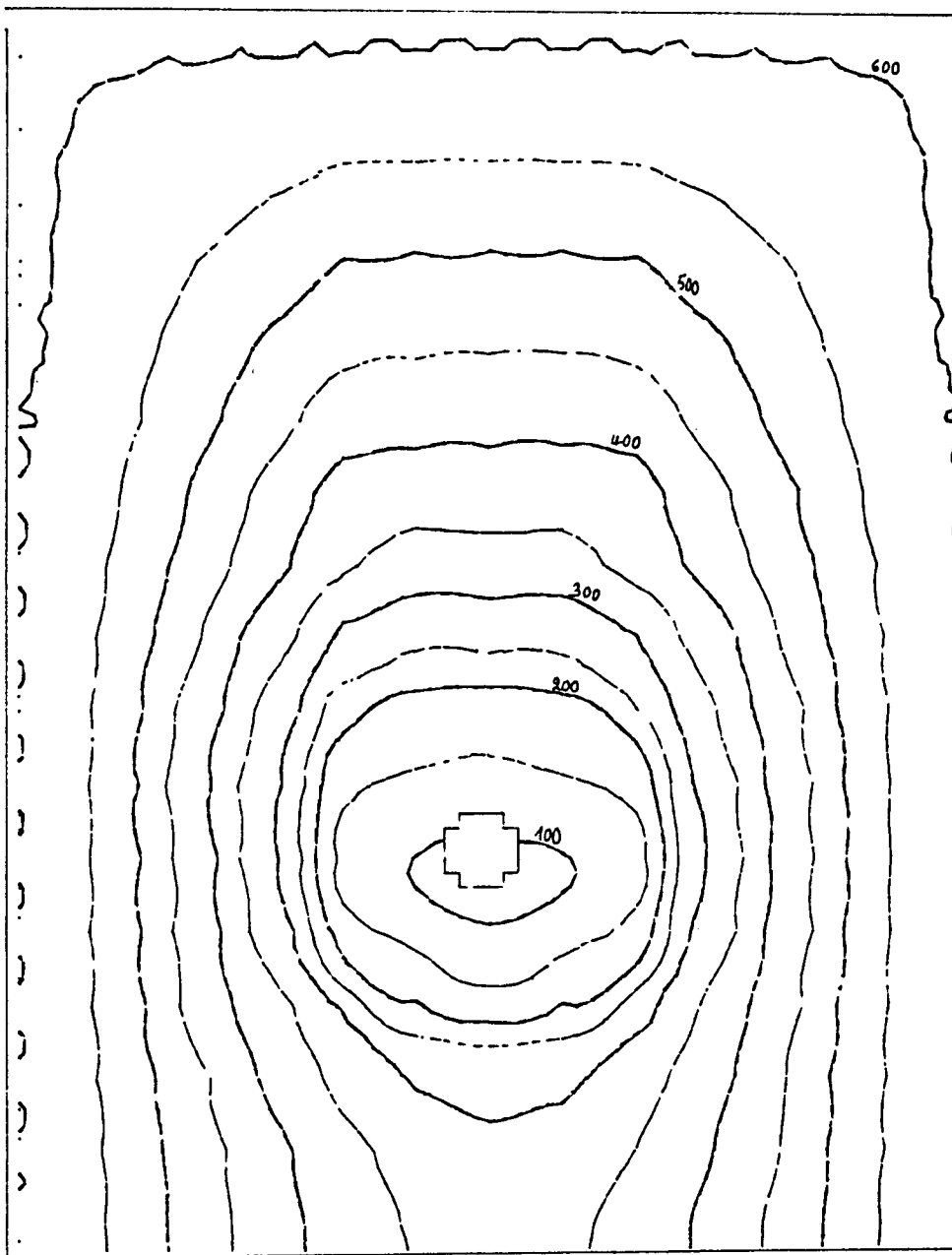
MESURE DU 10 04 86

DRAIN VIDE

CHARGE AMONT : 602.2 mm

EQUIDISTANCE DES EQUIPOTENTIELLES : 50 mm

ECHELLE : 0.25





ANNEXE N° 4

VALEURS DU GRADIENT HYDRAULIQUE DE SORTIE (i_s) CALCULEES PAR
TILIGADAS (1984) ET ZAIDI (1986) POUR LES ESSAIS REALISES DANS
LA CUVE A ALIMENTATION LATERALE AVEC LE DRAIN ELOIGNE DU PLANCHER
IMPERMEABLE.

DRAIN NU

		Axe horizontal		Axe vertical	
		gauche	droit	haut	bas
1ère série charge amont $H_a \approx 50$ mm	vide	0,38	0,37	0,26	0,25
	mi-plein	0,36	0,32	0,25	0,23
	plein	0,25	0,23	0,15	0,15
2ème série $H_a \approx 120$ mm	vide	1,42	1,59	0,92	0,94
	mi-plein	1,28	1,29	0,86	1,09
	plein	1,25	1,29	0,81	0,80
3ème série $H_a \approx 500$ mm	vide	6,10	6,85	5,07	4,96
	mi-plein	6,17	6,94	5,10	5,24
	plein	5,86	6,18	4,97	4,60

VALEURS DU GRADIENT HYDRAULIQUE DE SORTIE

DRAIN ENROBE DE FIBRES DE COCO

		Axe horizontal		Axe vertical	
		Gauche	Droit	Haut	Bas
1 ^{ère} Serie Charge amont $H_a \approx 100$ mm	Vide	1.10	1.10	1.25	1.24
	Mi plein	0.84	0.86	0.85	0.94
	Plein	0.64	0.69	0.66	0.75
2 ^{ème} Serie $H_a \approx 300$ mm	Vide	3.23	3.14	3.74	3.66
	Mi plein	3.02	2.99	3.26	3.41
	Plein	2.84	2.81	3.04	3.22
3 ^{ème} Serie $H_a \approx 500$ mm	Vide	5.40	5.21	5.89	5.83
	Mi plein	5.20	5.04	5.71	5.56
	Plein	4.91	4.70	5.40	5.21

VALEURS DU GRADIENT HYDRAULIQUE DE SORTIE

DRAIN ENROBE DE GEOTEXTILE

		Axe horizontal		Axe vertical	
		Gauche	Droit	Haut	Bas
1 ^{ère} Serie Charge amont $H_a \approx 100$ mm	Vide	1.17	1.25	0.87	1.12
	Mi plein	1.06	1.12	0.85	0.97
	Plein	0.58	0.63	0.48	0.63
2 ^{ème} Serie $H_a \approx 300$ mm	Vide	4.17	4.39	3.54	4.15
	Mi plein	3.93	4.13	3.39	3.83
	Plein	3.51	3.68	3.05	3.40
3 ^{ème} Serie $H_a \approx 500$ mm	Vide	7.05	7.18	6.11	6.36
	Mi plein	6.81	6.82	6.14	5.79
	Plein	6.33	6.49	5.79	5.40

VALEURS DU GRADIENT HYDRAULIQUE DE SORTIE

DRAIN NU DANS LA TRANCHEE

		Sur le bas du drain	Sur le côté du drain	Sur le haut du drain
1ère série	Vide	0.26	0.31	0.12
	Mi-plein	0.55	0.34	0.11
	Plein	0.08	0.17	0.09
2ème série	Vide	1.09	0.67	0.36
	Mi-plein	0.90	0.64	0.34
	Plein	0.65	0.50	0.30
3ème série	Vide	1.23	1.37	1.00
	Mi-plein	1.19	1.13	0.99
	Plein	1.21	0.88	0.92
4ème série	Vide	1.53	1.28	1.35
	Mi-plein	1.45	1.24	1.30
	Plein	1.40	1.15	1.26

VALEURS DU GRADIENT HYDRAULIQUE DE SORTIE



LE COLMATAGE DES DRAINS EN PVC DU CHAMP EXPERIMENTAL D'ARROU

d'après T. CESTRE, non publié

En vue d'apprécier le colmatage des réseaux du champ expérimental d'Arrou, des investigations sont effectuées en 1983, à deux reprises : le 10 Mars, tous les regards enterrés situés à l'aval des parcelles, et de profondeur comprise entre 1 et 1,9 m, sont ouverts ; le 24 Août, cinq fosses sont creusées sur des drains des parcelles 1 à 4 et des interventions plus approfondies sont menées.

1. Les dépôts dans les regards (10 Mars 1983)

La quantité des dépôts dans les regards se révèle fort variable d'une parcelle à l'autre (tableau 1). En outre, l'intensité des écoulements dans les collecteurs diffère d'une parcelle à l'autre, sachant qu'il n'y a eu aucune précipitation au cours des huit jours précédents.

Après 11 ans de fonctionnement, les dépôts sont modestes sauf en parcelles 2 et 7 ; pour cette dernière, dont les tranchées sont gravillonnées, l'abondance du dépôt et la présence de nombreux graviers dans le dépôt font soupçonner l'existence de ruptures sur certains drains ou sur le collecteur. L'analyse des dépôts (tableau 2) montre que leur composition granulométrique est quasi-constante (30 % d'argile et 60 % de limons en moyenne) sauf pour la parcelle 3 où le dépôt est plus grossier, ce qu'il faudra comparer aux dépôts dans les drains. Les taux de matières organiques sont plus proches de ceux de l'horizon labouré (1,4 à 1,9 %) que ceux des horizons sous labour (moins de 1 %). Enfin, les valeurs de pH sont peu différentes de celles dans le sol.

2. Les dépôts dans les drains (24 Août 1983)

Cinq fosses sont ouvertes sur des drains des parcelles 1 à 4 drainées avec des tuyaux en PVC annelé, à environ 30 m en amont du raccord drain-collecteur.

ce sont les fosses 1.1, 2.1, 2.2, 3 et 4. Outre l'analyse du sol en place les opérations suivantes sont effectuées :

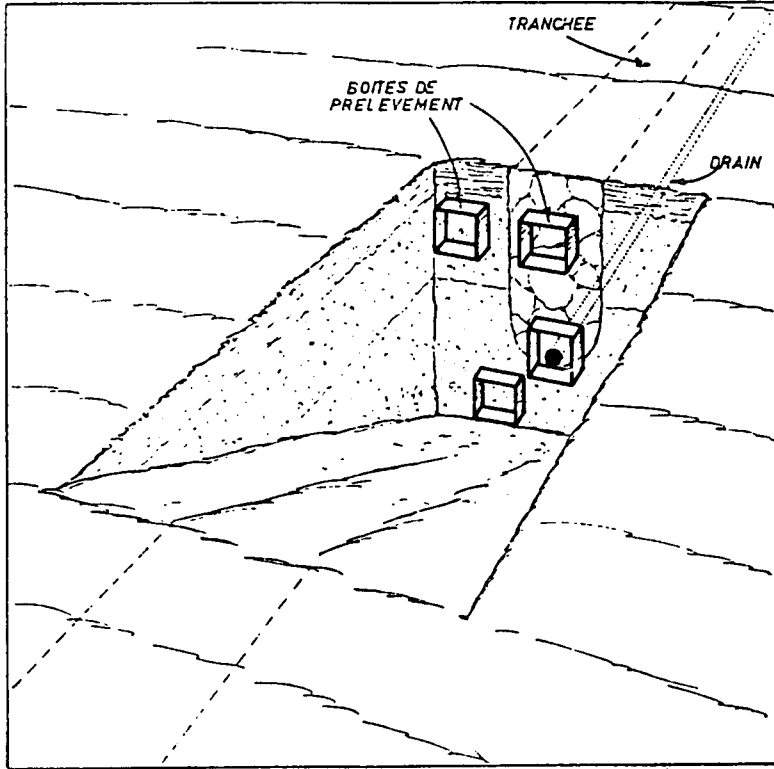
- découverte du drain sur une longueur de 3 à 3,5 m ;
- observation de la pente de la génératrice supérieure du drain par un levé altimétrique sur la fosse 4 et au niveau à bulle sur les autres ;
- découpage du drain en tronçons de 30 cm, mesure de l'épaisseur du dépôt aux extrémités de chaque tronçon acheminé ensuite au laboratoire ;

PARCELLE (Cf. Tableau II.1)	EPAISSEUR DES DEPOTS (cm)		VOLUME ESTIME DU DEPOT (dm ³)	OBSERVATIONS FAITES	
	A L'AMONT DU REGARD	A L'AVANT DU REGARD		SUR LE DEPOT	SUR L'ECOULE- MENT
1	6	3	13	Nombreux opercules de perfora- tions	Le collecteur coule La sortie est sous eau
2	17	4	30		Le collecteur coule
3	2	Négligeable	3	Nombreux opercules de perfora- tions	Le collecteur ne coule pas
4	4	2	8	Dépôt trop profond : pas de pré- lèvement	Le collecteur ne coule pas
6	2	1	4	Eclats de poterie	Le collecteur coule
7	27	12	55	Eclats de poterie	Le collecteur coule
8	Négligeable				Le collecteur ne coule pas

Tableau 1 - Observations faites le 10 Mars 1983
dans les regards enterrés

	GRANULOMETRIE					pH eau	MATIERE ORGANIQUE % (Anne)	
	ARGILE(%) 0-2 μ	LIMONS (%)		SABLES (%)				TEXTURE GEPPA (Cf. Tableau II.4a)
		2-20 μ	20-50 μ	50-200 μ	200 à 2000 μ			
Parcelle 1	31,5	27,5	30,9	4,1	5,6*	A1	7,6	1,5*
Parcelle 2	31,5	26,5	29,9	6,0	4,4	A1	6,6	1,2
Parcelle 3	19,0	22,5	45,1	6,6	6,9*	La	6,9	1,0
Parcelle 6	27,0	27,5	37,0	5,2	4,2*	La	7,1	1,2
Parcelle 7	29,0	26,0	31,4	6,1	7,2	A1	6,9	1,2

Tableau 2 - Analyse des dépôts prélevés en fond de regard
* : valeurs légèrement surestimées, à cause de la
présence d'opercules de drains ou d'éclats de
poterie



Figure

1. Fosse d'observation et de prélèvement d'échantillons non perturbés, montrant en coupe la tranchée drainante et le drain ; la profondeur de la tranchée est en moyenne de 1 à 1,5 m (la taille des boîtes de prélèvement est fortement exagérée).

- sur deux fosses (1.1 et 2.1) prélèvement d'un échantillon non perturbé comprenant tuyau, sol en place et tranchée et conditionné en boîte de 11,5 x 8 x 5 cm, pour observation micromorphologique au laboratoire (figure 1).

Au laboratoire, après séchage à l'air des tronçons, les dépôts de chaque tronçon sont pesés puis analysés si la quantité est suffisante. Les caractéristiques des drains sont relevées. Dans ce qui suit, après avoir présenté ces caractéristiques, nous analyserons le contenu des dépôts de diverses façons, en notant que 23 mm de pluie sont tombés dans les 5 jours précédant la date de l'intervention ; la présence d'eau dans la fosse 2.2 a interdit tout prélèvement.

2.1. Caractéristiques des drains

Les tuyaux en PVC sont spiralés, de diamètre 44/50 mm ; les largeur et longueur moyennes des perforations sont égales respectivement à 1,13 mm et 2,54 mm ; leur superficie par mètre linéaire (6 rangées, 600 perforations) vaut 17,27 cm².

L'ovalisation a été mesurée sur deux éprouvettes : sur le drain en place et sur le même drain après extraction du sol (tableau 3). Plus le tuyau est proche de la surface, plus l'ovalisation est prononcée, tout en restant inférieure au seuil de 10 % fixé par la norme NF U51-101 : cette observation fait bien apparaître le rôle des charges roulantes sur l'écrasement des tuyaux.

La sous-profondeur des drains, notable en parcelle 3, sensible en parcelle 1, peut être notée : seule celle de la parcelle 3, aggravée par des ruptures provoquées par un sous-solage profond a des conséquences néfastes sur le fonctionnement hydraulique.

FOSSE	PROFONDEUR DE LA GENERATRICE SUPERIEURE DU DRAIN (cm)	OVALISATION (%)	
		DRAIN EN PLACE	DRAIN EXTRAIT DU SOL
1.1	65	3,2	2
2.1	100 (dont 10 de gravier)	2	0,6
2.2	75	-	-
3	50	4,6	3,6
4	80 (dont 10 de gravier)	3	2

Tableau 3 - Ovalisation des drains à Arrou
(l'ovalisation est le ratio "différence entre les diamètres extérieurs maximal et minimal" sur "diamètre extérieur nominal")

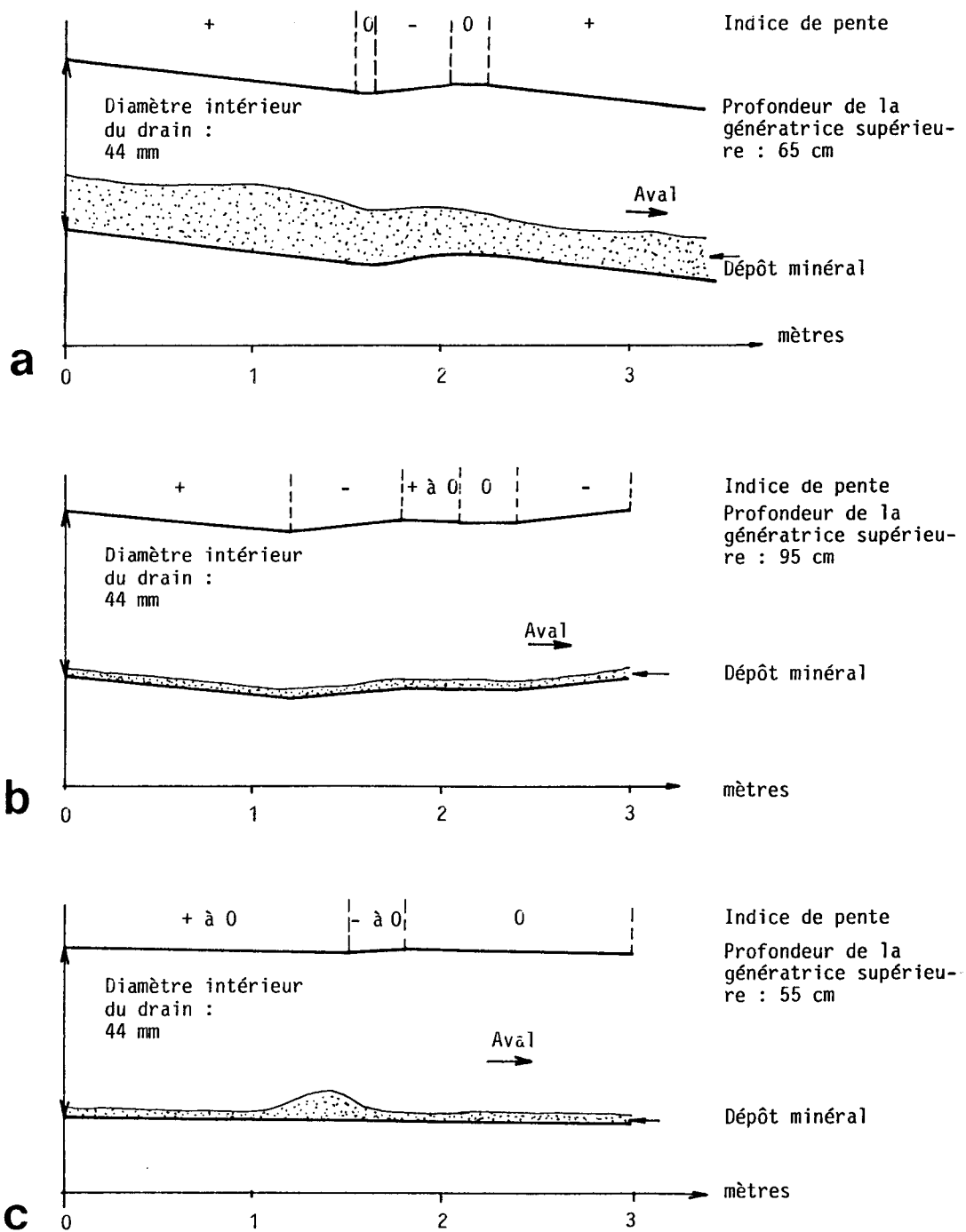


Figure 2. Profil en long des tronçons de drain ouverts et localisation des dépôts : a - fosse 1,1 ; b - fosse 2,1 ; c - fosse 3

2.2. Quantité des dépôts et pente des drains

Dans quatre des cinq fosses creusées, la pente des tuyaux était soit nulle, soit orientée dans le sens contraire à l'écoulement (contre-pente). Si aucune relation entre les quantités des dépôts dans les regards (tableau 1) et dans les drains (tableau 4) n'apparaît, on note par contre que ces dernières deviennent négligeables quand la profondeur des drains (tableau 3) dépasse 75-80 cm, puisqu'elles représentent alors moins de 3 % de la section du drain (fosses 2.1, 2.2 et 4).

FOSSE	LONGUEUR DECOUVERTE (m)	PENTE DU PROJET	CONTRE- PENTE OU PENTE NULLE	DEPOT DANS LE DRAIN AU-DESSUS DES ANNELURES		
				EPAISSEUR (mm)	% SECTION DRAIN	POIDS (g/m)
1.1	3,4	0,6 %	oui	8 à 18	12,4 à 38,5	261 à 845
2.1	3,0	0,5 %	oui	0 à 2	0 à 1,6	37 à 72
2.2	1		oui	négligeable		
3	3,0	0,5 %	oui	1 à 8	0,8 à 12,4	91 à 209
4	3,0	0,5 %	non	1 à 3	0,8 à 3,0	68 à 98

Tableau 4 - Relation entre la quantité des dépôts et la pente des drains

La figure 2 représente le profil en long des tronçons de drain ouverts où des dépôts sont observés. Dans les fosses 1.1 et 3, l'épaisseur du dépôt augmente de façon nette, voire spectaculaire en fosse 3, juste en amont de la partie du drain en contre-pente. Dans la fosse 2.1, le dépôt est insignifiant malgré les contre-pentes, ce qui par contre peut être relié à la profondeur plus grande du tuyau (tableau 3). A la fosse 4, non visualisée sur la Figure 2, le dépôt est également régulier et peu abondant.

2.3. Caractéristiques analytiques des dépôts et recherche de leur provenance, rôle du remblai de gravier

Les dépôts recueillis dans les drains (fosses 1.1, 2.1 et 3) sont plus limoneux et surtout nettement moins sableux que ceux recueillis dans les regards correspondants (tableaux 5 et 2). Est-ce parce que, d'une part, le sable est facilement entraîné et est piégé dans les regards, et que, d'autre part, il se produit une décantation, dans les regards après chaque tarissement, des particules fines qui se déposeraient moins facilement dans les drains ?

	GRANULOMETRIE					TEXTURE GEPPA (VOIR TABLEAU II.4a)	pH EAU	MATIERE ORGANIQUE % (Anne)	P ₂ O ₅ 0/00 (Dyer)	MgO ECHAN- GEABLE 0/00
	ARGILE 0-2 μ	LIMONS		SABLES						
		2-20 μ	20-50 μ	50-200 μ	200à2000 μ					
FOSSE 1.1	15,0	38,0	42,0	3,0	1,0	L	6,5	1,15	0,07	0,25
FOSSE 2.1	32,0	45,0	19,0	1,0	1,0	A1	6,5	2,4	0,22	0,44
FOSSE 3	15,0	43,0	35,0	3,0	1,0	L	6,5	1,9	0,18	0,16

Tableau 5 - Analyse des dépôts dans les drains

Les taux de matière organique et de phosphore, élément peu mobile dans le sol, peuvent être considérés comme de bons traceurs de la provenance des dépôts.

On constate que les dépôts dans les drains s'apparentent plus aux horizons labourés de surface (Ap) qu'aux horizons profonds ; par contre la teneur en MgO échangeable est plus proche de celle du sol à la profondeur du drain. Enfin, si la composition granulométrique des dépôts dans les drains des fosses 1.1 et 3 est proche de celle des horizons superficiels (0 à 45 cm) avec cependant moins de sables grossiers, le dépôt dans le drain de la fosse 2.1 ne s'apparente à aucun horizon du sol : il est plus riche en argile et en limons fins et plus pauvre, ici aussi, en sables grossiers.

Pour les fosses 1.1 et 3, trois explications exclusives l'une de l'autre sont possibles :

- colmatage primaire par suite de retombées boueuses de l'horizon Ap sur le drain, à la suite d'orages survenus avant rebouchage, puis enrichissement du dépôt en magnésium par les eaux ayant migré à travers les horizons profonds ;
- colmatage primaire ou secondaire par entrée dans le drain au cours d'écoulements, du matériau de premier remblayage constitué de terre sèche de l'horizon Ap tombée sur les drains lors des travaux puis enrichissement postérieur en magnésium comme précédemment ;
- colmatage secondaire par fentes de retrait ayant permis l'accès direct au drain de terre de l'horizon Ap ; ceci semble peu vraisemblable du fait du caractère peu contrasté du climat local, sauf peut-être en 1976, et de la faible tendance de ces sols au retrait-gonflement.

Quant à la fosse 2.1, le dépôt très peu abondant (0 à 2 mm d'épaisseur) et de texture beaucoup plus fine (32 % d'argile contre 15 %) que les autres dépôts, ne semble explicable que par un transport longitudinal de particules de l'horizon Ap, déversé au-dessus du premier remblai de 10 cm de gravier, et ayant migré au travers de ce dernier. Les particules fines se seraient alors accumulées, en fin de tarissement, dans la légère cuvette formée par le drain à cet endroit (figure 2b). Il demeure cependant difficile d'expliquer l'abondance du dépôt observé dans le regard de cette parcelle, par rapport à ceux des parcelles 1, 3 et 4, les débits de pointe observés étant du même ordre de grandeur, sinon par entrée directe de terre par suite de l'écrasement ou de la rupture du collecteur.

Le fait que les dépôts observés dans les drains des parcelles 1 et 3 sont les plus abondants peut faire penser que la présence d'un remblai de gravier (de taille 5/15 mm) sur les drains des autres parcelles (2 et 4) a exercé un rôle de filtre vis-à-vis des particules du sol, d'autant que celles-ci semblent provenir de la descente de matériau de l'horizon Ap dans la tranchée. Cependant, le gravier, vu sa composition granulométrique (telle qu'elle apparaîtrait après 11 années de fonctionnement du réseau), n'est guère susceptible d'assurer une fonction de filtration vis-à-vis du sol ou du remblai de la tranchée.

En effet, soit D_x , le diamètre non dépassé par x % des particules. Pour les fosses 2.1 et 4, le D_{15} du sol à la hauteur des drains ou dans la tranchée juste au-dessus du remblai est inférieur à 2 microns, et son D_{85} est compris entre 30 et 50 microns; selon le critère de non-contamination de Terzaghi, il faut que le D_{15} du gravier soit inférieur ou égal à 4 ou 5 fois le D_{85} du sol, soit 120 à 250 microns, alors que le D_{15} du gravier est de 3 à 3,5 mm. De même, le rapport entre les D_{50} du gravier et du sol, de l'ordre de 300 à 400, est trop élevé pour qu'il y ait filtration sans contamination du gravier. Or, étant peu contaminé, d'après les observations faites (il y a moins de 5 % de particules de taille inférieure à 1 mm), le gravier a dû laisser passer la quasi-totalité des particules retrouvées dans le drain : ainsi, le gravier jouerait uniquement ici un rôle hydraulique, en augmentant le rayon hydraulique du drain et en limitant la vitesse de l'eau au voisinage des perforations, mais sans que ce rôle hydraulique soit net sur le fonctionnement global du réseau.

2.4. Micromorphologie des dépôts

La micromorphologie des dépôts a pu être observée grâce à deux lames minces (format 110 x 75 mm) réalisées à partir de deux échantillons non perturbés de drain-sol-tranchée, prélevés sur les fosses 1.1 et 2.1 où le drain présentait un dépôt non négligeable. L'observation à la loupe binoculaire et au microscope de ces deux lames permet de préciser l'origine des dépôts.

Dans le sol, sous le drain (tiers inférieur de la circonférence), on observe dans les deux cas une zone de 6 à 10 mm d'épaisseur au contact du drain ; les revêtements argileux (argilanes), très nets sur les parois des vides de l'horizon Bt sous-jacent, y sont orientés parallèlement à la paroi de drain. Cette zone résulte probablement des contraintes exercées par le caisson de la machine de pose.

Le remblai de tranchée situé juste au-dessus du drain, les dépôts et les matériaux au contact des deux drains, diffèrent sensiblement dans les deux cas (tableau 6). Si les deux dépôts présentent une composition granulométrique globale limoneuse très voisine (tableau 5), l'observation micromorphologique montre que le dépôt de la fosse 1.1 semble résulter d'un colmatage primaire, juste après les travaux, qui s'est peut-être prolongé par de très fins dépôts lités - discontinus ? - par intrusion de particules à travers le dépôt primitif, ou érosion de celui-ci et microsédimentation à la partie supérieure. Le dépôt de la fosse 3, quant à lui, semble bien résulter d'un colmatage secondaire progressif, puisqu'une dizaine de cycles de sédimentation sont notés et que chaque cycle correspond à priori à une année de dépôts. Ce colmatage secondaire est extrêmement faible, la vitesse moyenne de sédimentation annuelle étant de l'ordre de 0,2 mm : à ce rythme, 220 ans seraient nécessaires pour boucher le réseau.

Tableau 6. - Micromorphologie des dépôts et du voisinage du drain
 \emptyset : diamètre des particules

	EPAISSEUR DU DEPOT	DEPOT DU DRAIN : ASPECT, COMPOSITION	MATERIAUX AU CONTACT DU DRAIN
FOSSE 1.1	10 mm	<ul style="list-style-type: none"> - Partie non litée : particules 20-25 $< \emptyset < 50 \mu$; quelques concrétions de 0,1 à 0,2 mm, noyaux (2 à 4 mm) de particules 10 $< \emptyset < 40 \mu$; argilanes de vides ; imprégnations ferrugineuses ; - Surface du dépôt : 1 (localement 2) cycle(s) d'épaisseur $\leq 0,35$ mm : <ul style="list-style-type: none"> . partie supérieure : particules 35 $< \emptyset < 60 \mu$ + particules $< 5 \mu$; . partie inférieure : particules $< 5 \mu$ Ces cycles sont plus épais en 2 cratères affectant la surface du dépôt (correspondant aux perforations ?)	<ul style="list-style-type: none"> - Remblai de tranchée très poreux à cavités ($\emptyset \leq 2$ mm) reliées
FOSSE 3	2,5 mm	<ul style="list-style-type: none"> - Nettement lité (7 à 10 cycles de sédimentation discernables au centre du dépôt de 0,08 à 0,18 mm d'épaisseur) : <ul style="list-style-type: none"> . partie supérieure : particules $\emptyset \leq 5 \mu$, quasi seules ; . partie inférieure : particules 10 $< \emptyset < 25 \mu$ fortement prédominantes ; - Quelques radicules 	<ul style="list-style-type: none"> - Remblai de tranchée poreux, à cavités ($\emptyset \leq 3-4$ mm) très peu reliées ; argilanes microlitées sur les parois des vides (id. dépôt) - Sous le drain et à son contact, présence des mêmes argilanes microlitées

3. Conclusion

Au terme de ces investigations, six groupes de conclusions peuvent être tirés, essentiellement à partir de l'analyse des dépôts dans les drains, plus que par celle des dépôts dans les regards, qui par contre peuvent renseigner sur les cassures des drains et collecteurs.

- 1 - Les dépôts observés dans les drains sont (sauf en parcelle 3 à la suite de la rupture d'un drain) d'importance réduite : le maximum est de 18 mm (38,5 % de la section du drain) en 11 ans de fonctionnement.
- 2 - Les dépôts les plus importants sont associés à des défauts de pose (pente nulle ou contrepente locale) et leur épaisseur maximale se situe juste en amont du défaut.
- 3 - Les dépôts les plus importants semblent résulter d'un colmatage primaire, survenu juste après les travaux. Dans les parcelles 2 et 4, comportant un remblai de gravier, le matériau de surface responsable de ce colmatage n'a pu retomber sur le drain ; ce gravier, trop grossier pour pouvoir jouer réellement un rôle prolongé de filtration, a pu empêcher ce contact direct. Ainsi, l'importance du mode de rebouchage dans ces sols à horizons superficiels très instables est mise en évidence.
- 4 - Le colmatage secondaire des drains, se produisant au cours des phases successives de fonctionnement, apparaît extrêmement réduit puisqu'il ne dépasse pas quelques millimètres en 11 ans, ce qui confirme que ce risque est très réduit dans ces sols lessivés dégradés sur limon.
- 5 - L'importance des dépôts dans les drains, ainsi d'ailleurs que l'ovalisation des drains, diminue lorsque la profondeur des drains augmente : les deux dépôts les plus importants sont observés dans des drains posés à faible profondeur ; dans les drains posés à profondeur supérieure à 75-80 cm, les dépôts sont négligeables (0 à 3 mm, soit moins de 3 % de la section du drain) en 11 ans.
- 6 - D'une part, l'analyse physico-chimique des dépôts dans le sol en place (notamment à la profondeur du drain et en surface) et la tranchée, et, d'autre part, l'observation microscopique d'échantillons non perturbés, comprenant drain et sol environnant, permettent de préciser l'origine et le mode de formation des dépôts : c'est essentiellement un colmatage primaire par des matériaux provenant des horizons de surface.

Si la dernière technique est relativement délicate de mise en oeuvre, la première permet, notamment par le dosage des matières organiques et du phosphore, d'avoir une information assez fiable sur la provenance du dépôt (horizon cultivé ou horizon dans lequel est posé le drain), donc sur le facteur en cause (teneur en eau de l'horizon de surface, mode de rebouchage et conditions climatiques juste après pose ; stabilité du sol à la profondeur du drain).



ANNEXE N° 6

RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX NON DRAINES REALISES SUR

5 MATERIAUX NON CONSOLIDES.

- CHAMPLAN
- PFAFFENHOFFEN
- SCAER
- ARROU
- MARAIS-MERNIER



CEMAGREF

DIVISION MECANIQUE DES SOLS
ET GENIE CIVIL
GROUPEMENT D'ANTONY

ESSAI TRIAXIAL CU

Dossier No 89 04 92

Echantillon CHAMPLAN

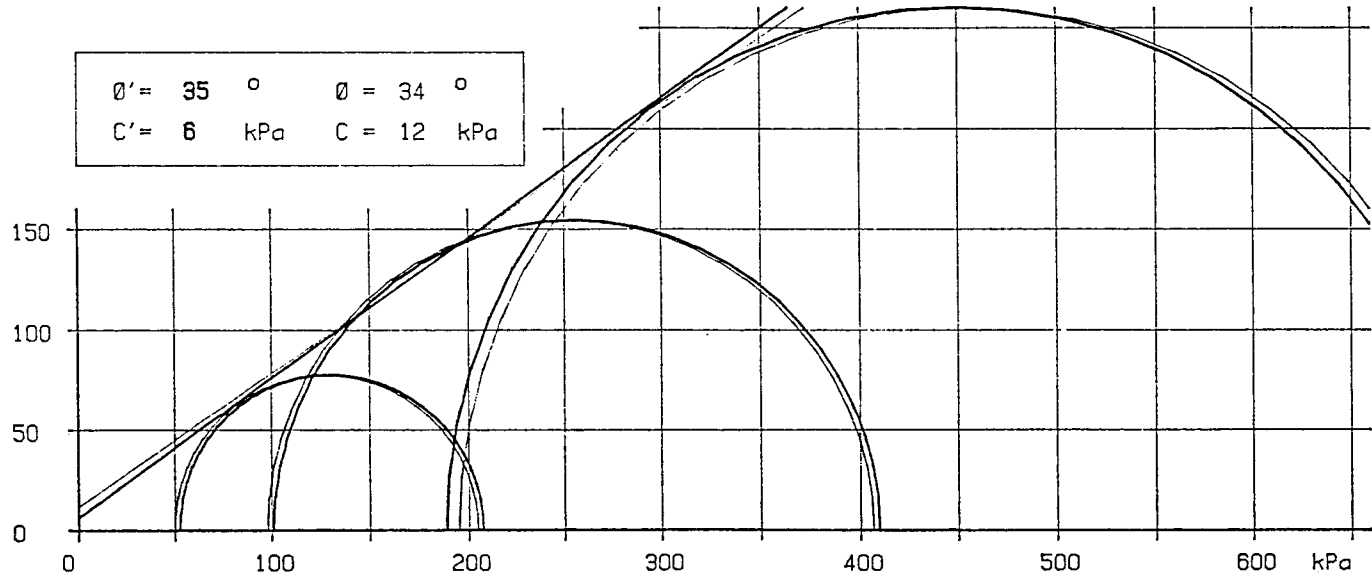
Provenance

Profondeur m

Date de l'essai MAI 1989

σ_3	σ_1	u	dh/h %	$\sigma_1 - \sigma_3$
50	205	-2.7	6.3	155
98	406.9	-3.1	6.1	308.9
195	715.7	6.3	6.3	520.7

$\phi' = 35^\circ$ $\phi = 34^\circ$
 $C' = 6 \text{ kPa}$ $C = 12 \text{ kPa}$





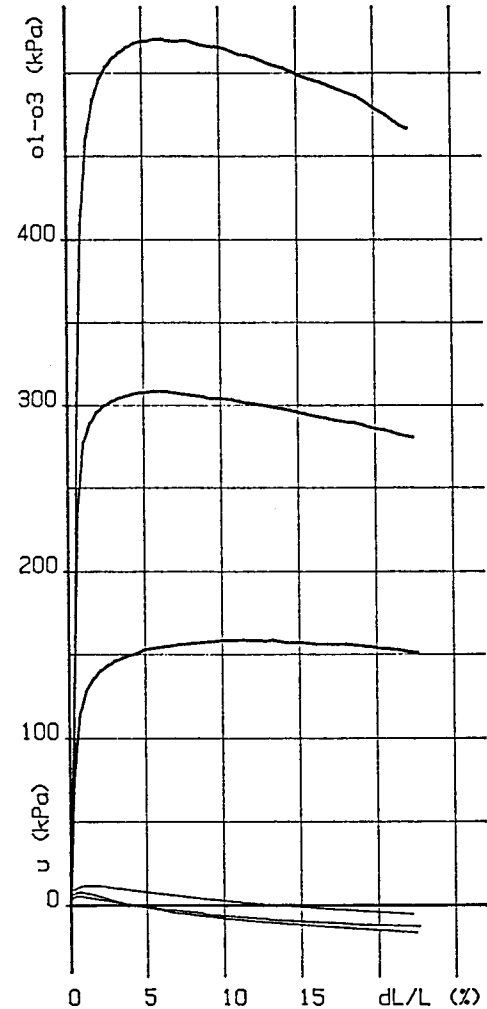
DIVISION MECANIQUE DES SOLS
ET GENIE CIVIL
GROUPEMENT D'ANTONY

ESSAI TRIAXIAL CU

Dossier No 89 04 92 Echantillon CHAMPLAN
Provenance Profondeur m
Date de l'essai MAI 1989 Technicien D. CROISSANT

So (cm²) = 9.62 WL = 0 G sol = 2.65
Lo (mm) = 75 WP = 0 Vitesse = 0.2
d'ecras. (mm/mn)

Etat initial				Consolidation		Etat final			
w%	&d	e	Sr%	sat+con (jours)	o3 (KPa)	w%	&d	e	Sr%
				2+	50				
				2+	98				
				2+	195				
Observation:									





DIVISION MECANIQUE DES SOLS
ET GENIE CIVIL
GROUPEMENT D'ANTONY

ESSAI TRIAXIAL UU

Dossier No 89 04 92

Echantillon PFAFFENHOFFEN

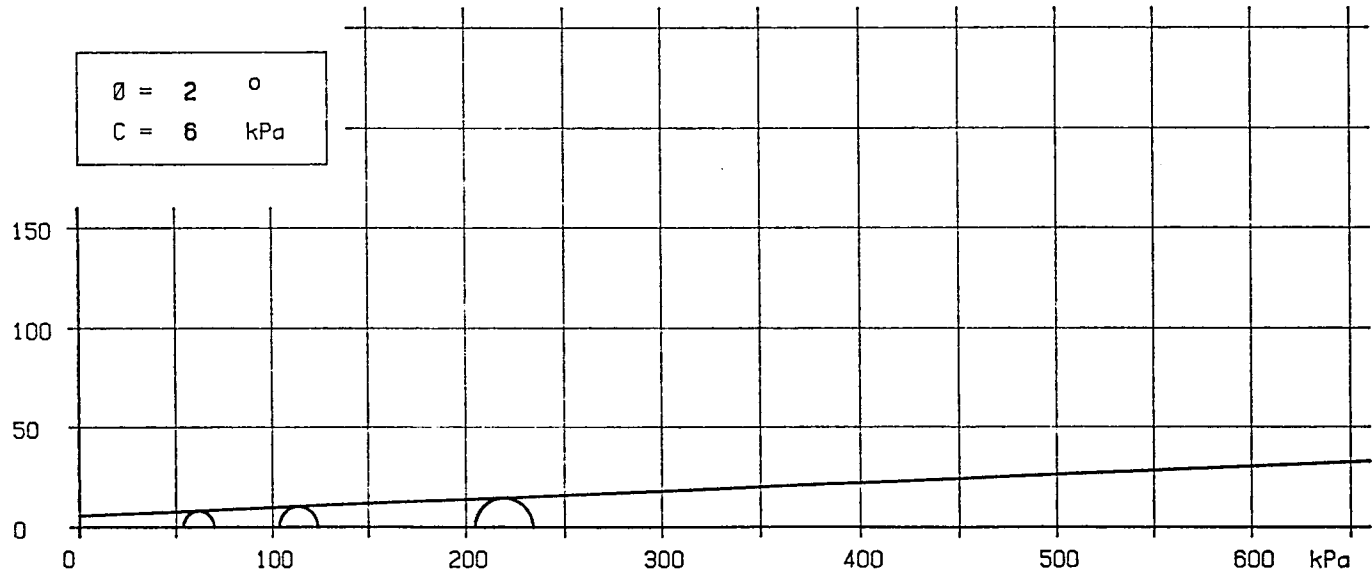
Provenance

Profondeur m

Date de l'essai AVRIL 1989

σ_3	σ_1	dh/h %	$\sigma_1 - \sigma_3$
54	70.2	.8	16.2
104	124.5	1.2	20.5
205	234.2	1.6	29.2

$\phi = 2^\circ$
 $C = 6 \text{ kPa}$





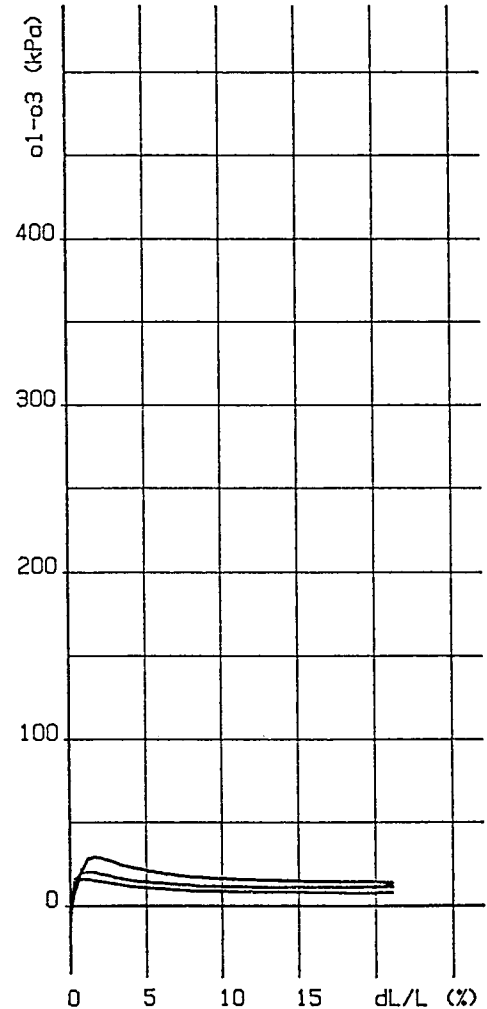
DIVISION MECANIQUE DES SOLS
ET GENIE CIVIL
GROUPEMENT D'ANTONY

ESSAI TRIAXIAL UU

Dossier No 89 04 92 Echantillon PFAFFENHOFFEN
Provenance Profondeur m
Date de l'essai AVRIL 1989 Technicien D. CROISSANT

So (cm²) = 9.62 WL = 0 G sol = 2.65
Lo (mm) = 81 WP = 0 Vitesse = .2
d'ecras. (mm/mn)

Etat initial				σ_3 (KPa)	Etat final			
w%	&d	e	Sr%		w%	&d	e	Sr%
				54				
				104				
				205				
Observation :								



ESSAI TRIAXIAL CU

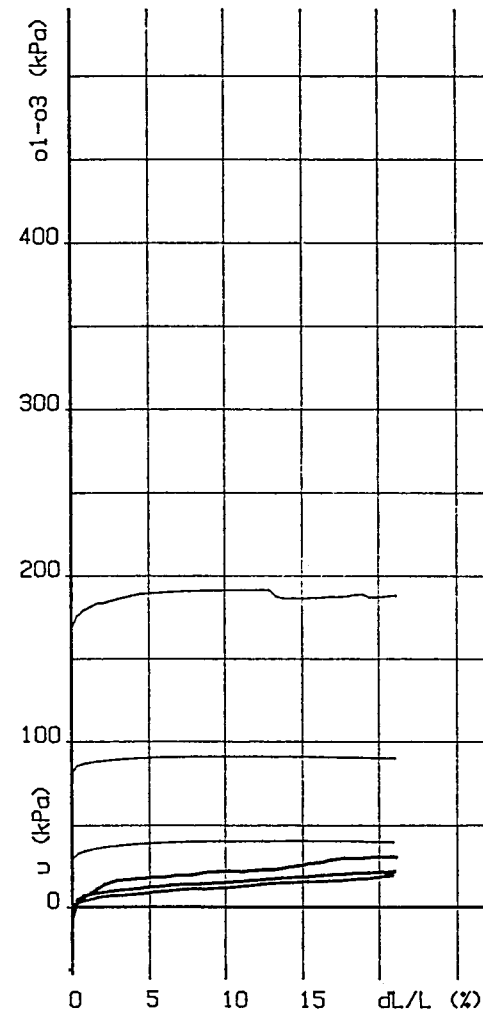
Dossier No 89 04 92
Provenance
Date de l'essai JUILLET 89

Echantillon SCAER
Profondeur m
Technicien D. CROISSANT

So (cm²) = 9.62 WL = 0 G sol = 2.72
Lo (mm) = 81 WP = 0 Vitesse = 0.20
d'ecras. (mm/mn)

Etat initial				Consolidation		Etat final			
w%	&d	e	Sr%	sat+con (jours)	o3 (KPa)	w%	&d	e	Sr%
				5+	52				
				5+	103				
				5+	206				

Observation:





CEMAGREF

DIVISION MECANIQUE DES SOLS
ET GENIE CIVIL
GROUPEMENT D'ANTONY

ESSAI TRIAXIAL CU

Dossier No 89 04 92

Echantillon SCAER

Provenance

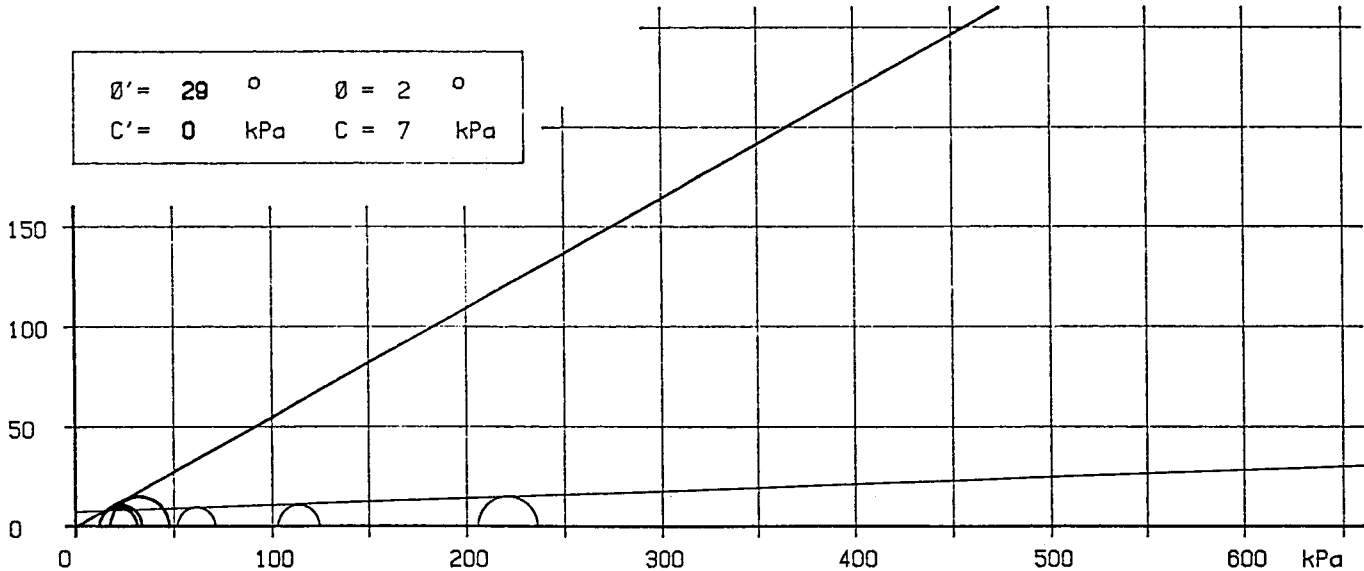
Profondeur m

Date de l'essai JUILLET 89

σ_3	σ_1	u	dh/h %	$\sigma_1 - \sigma_3$
52	71.2	39.7	20.9	19.2
103	124.7	90.7	21.1	21.7
206	236.2	188.3	21.1	30.2

Caracteristiques residuelles

$\phi' = 29^\circ$	$\phi = 2^\circ$
$C' = 0$ kPa	$C = 7$ kPa





CEMAGREF

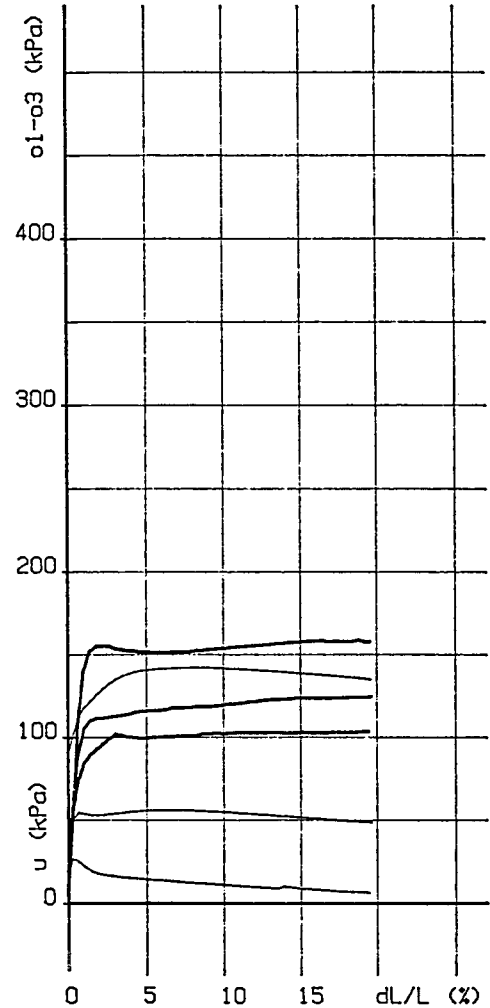
DIVISION MECANIQUE DES SOLS
ET GENIE CIVIL
GROUPEMENT D'ANTONY

ESSAI TRIAXIAL CU

Dossier No 89 04 92 Echantillon ARROU
Provenance m
Date de l'essai JUILLET 89 Technicien D. CROISSANT

So (cm²) = 9.62 WL = 29 G sol = 2.65
Lo (mm) = 81 WP = 24 Vitesse = 0.20
d'ecras. (mm/mn)

Etat initial				Consolidation		Etat final			
w%	&d	e	Sr%	sat+con (jours)	σ ₃ (KPa)	w%	&d	e	Sr%
19.6	1.664	.592	87	6+	51	21.7	1.659	.596	96
19.6	1.664	.592	88	6+	103	21.6	1.661	.595	96
19.6	1.664	.591	87	6+	205	21.3	1.671	.585	96
Observations:									





DIVISION MECANIQUE DES SOLS
ET GENIE CIVIL
GROUPEMENT D'ANTONY

CEMAGREF

ESSAI TRIAXIAL CU

Dossier No 89 04 92

Echantillon ARROU

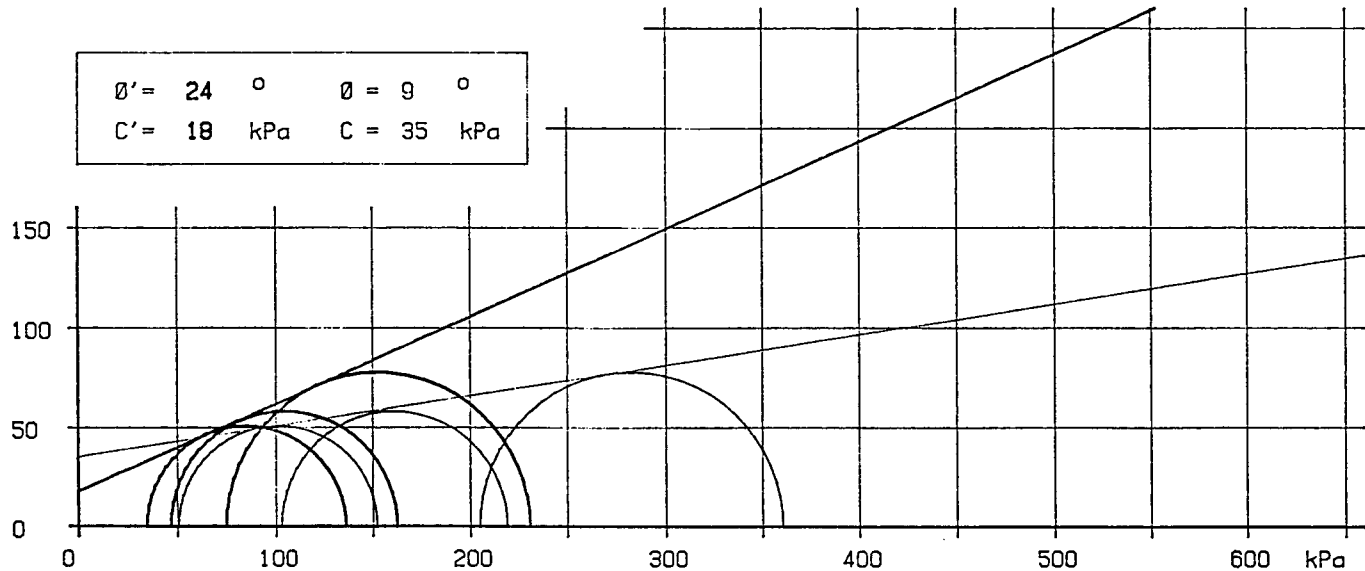
Provenance

Profondeur m

Date de l'essai JUILLET 89

σ_3	σ_1	u	dh/h %	$\sigma_1 - \sigma_3$
51	152.7	16.4	3	101.7
103	219.4	56.1	5.1	116.4
205	360.8	129.7	2.2	155.8

$\phi' = 24^\circ$ $\phi = 9^\circ$
 $C' = 18 \text{ kPa}$ $C = 35 \text{ kPa}$





CEMAGREF

DIVISION MECANIQUE DES SOLS
ET GENIE CIVIL
GROUPEMENT D'ANTONY

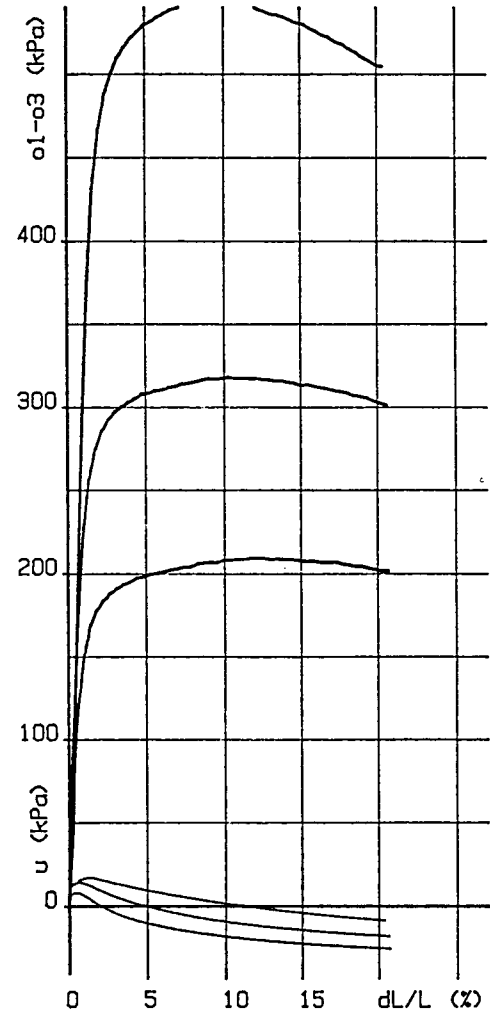
ESSAI TRIAXIAL CU

Dossier No 89 04 92 Echantillon MARAIS-VERNIER
Provenance Profondeur m
Date de l'essai AVRIL 1989 Technicien D. CROISSANT

So (cm²) = 9.62 WL = 0 G sol = 2.65
Lo (mm) = 81.6 WP = 0 Vitesse = 0.2
d'ecras. (mm/mn)

Etat initial				Consolidation		Etat final			
w%	&d	e	Sr%	sat+con (jours)	o3 (KPa)	w%	&d	e	Sr%
24	1.474	.797	79	+	49	26.5	1.466	.806	87
23.7	1.48	.79	79	+	96	26.3	1.475	.796	87
23.8	1.477	.793	79	+	192	26.4	1.482	.787	89

Observations:





CEMAGREF

DIVISION MECANIQUE DES SOLS
ET GENIE CIVIL
GROUPEMENT D'ANTONY

ESSAI TRIAXIAL CU

Dossier No 89 04 92

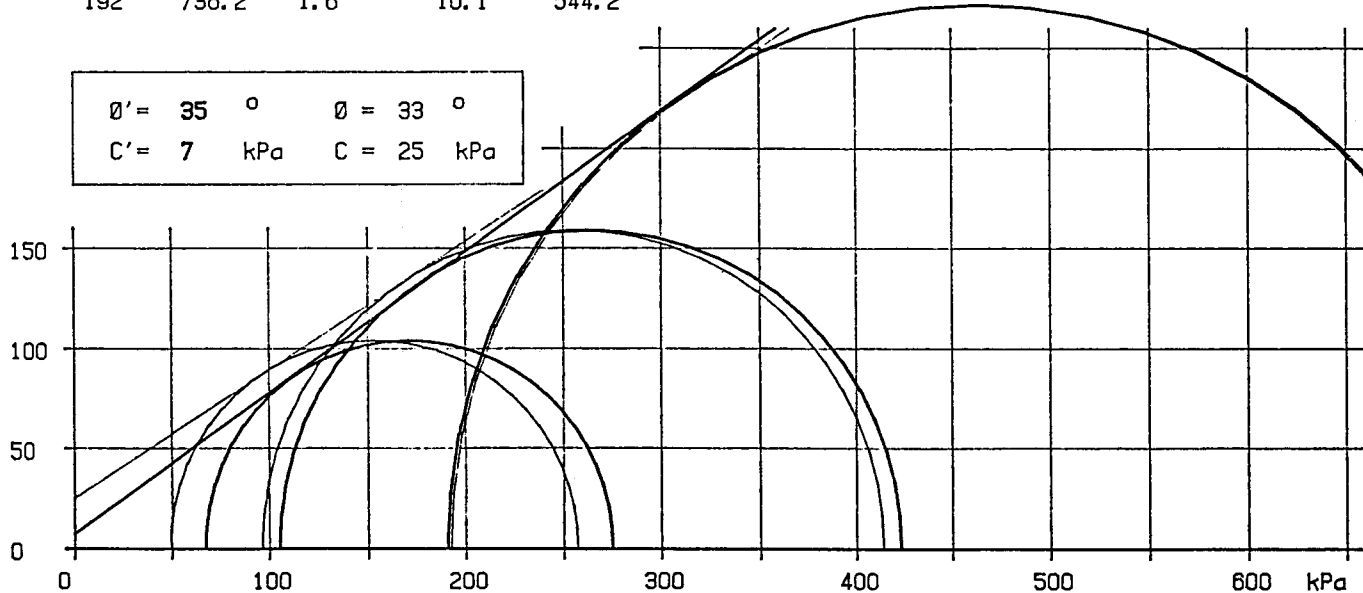
Echantillon MARAIS-VERNIER

Provenance

Profondeur m

Date de l'essai AVRIL 1989

σ_3	σ_1	u	dh/h %	$\sigma_1 - \sigma_3$
49	257.2	-18.2	10.4	208.2
96	414.1	-9.3	10.3	318.1
192	736.2	1.6	10.1	544.2



IMPRIMERIE LOUIS-JEAN
BP 87 — 05003 GAP Cedex
Tél. : 92.51.35.23
Dépôt légal : 372 — Mai 1991
Imprimé en France

Hydraulique à l'interface sol-drain. Application à la prévision du risque de colmatage minéral des drains agricoles - 1991, Christiane Lennoz-Gratin - 1^{re} édition, ISBN 2.85362.237.1 - Dépôt légal : 2^e trimestre 1991 - Etudes du CEMAGREF, Série Hydraulique Agricole n° 9. Collection dirigée par : Benoît Lesaffre, chef du département. Photo de couverture : CEMAGREF - Impression et façonnage : Imprimerie Louis Jean, 05003 Gap - Edition et diffusion : CEMAGREF-DICOVA BP 22, 92162 Antony cedex, tél. (1) 40.96.61.32 et CEMAGREF Division Drainage, Parc de Tourvoie, BP 121, 92185 Antony cedex, tél. (1) 40.96.61.21. Vente aux libraires : TEC et DOC, 14 rue de Provigny, 94236 Cachan Cedex, tél. (1) 47.40.67.00 - Prix 250 F TTC.