

Institut EGID Bordeaux 3
Université Michel de Montaigne – Bordeaux 3



Institut de recherche
pour le développement
Laboratoire de pédologie
Centre de Hann
B.P. 1386
Dakar - SENEGAL

Mémoire de stage IUP Environnement, Géo-Ingénierie et Développement
2^{ème} année (IUP 2)

Suivi et caractérisation physique de l'aquifère du périmètre irrigué du secteur Ngallenka Amont (région de Podor)



10 juin – 10 septembre 2000

Auteur : **Maïder FAIGNANT**

Tuteur de stage : **Claude HAMMECKER**,
chercheur à l'I.R.D.

RAP 515 FAI

*« La théorie ne peut s'expliquer que sur la connaissance de la réalité,
non pas sous la formule brute où elle se présente,
avec sa multitude, sa contingence, l'absence de signification
de fait élémentaire, mais au contraire sous la forme globale,
dépouillée, résumée, réduite par une simplification féconde
à l'esprit humain qui peut alors démonter les mécanismes,
à la fois pour savoir, pour comprendre, pour prévoir
et pour agir. »*

Gérard CALOT, 1969.

D 12823

D.R.A.P. 535 FAI/G

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier Xavier Le Roy, directeur du laboratoire de pédologie de l'IRD de Dakar de m'avoir permis d'effectuer ce stage de fin de deuxième année au sein de son laboratoire.

Je remercie Claude Hammecker, chercheur au laboratoire de pédologie, pour son aide et pour m'avoir accompagnée dans mes premiers pas en mission.

Je tiens également à remercier Alain Dupuy et Florence Bartholin, respectivement enseignant et documentaliste à l'école, pour leurs précieux conseils.

Mes remerciements vont aussi à Jean Luc Maeght, assistant ingénieur au laboratoire de pédologie, et à sa femme, pour leur sympathie et leur hospitalité.

"Djereudieuf" à Mamadou Badiane qui m'a accompagnée dans chacune de mes missions, et au contact de qui j'ai énormément appris sur les habitants et leurs coutûmes.

Je remercie également tout le personnel et les stagiaires du laboratoire de pédologie. pour leur sympathie et leur aide.

Un clin d'œil à Magalie Cathala, pour sa complicité et son aide tout au long de ce stage.

Enfin, j'aurai une pensée émue pour tous ceux avec qui, en dehors de mon travail au laboratoire, j'ai vécu les vicissitudes de la vie à Dakar et les péripéties des aventures au cœur du Sénégal.

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	5
CHAPITRE 1 CONTEXTE DU SECTEUR D'ETUDE	7
1.1 SITUATION GÉOGRAPHIQUE.....	7
1.2 LES SOLS DE LA MOYENNE VALLÉE DU FLEUVE SÉNÉGAL.....	7
1.3 LE PROJET D'IMPLANTATION DE PÉRIMÈTRES IRRIGUÉS VILLAGEOIS DANS LE NGALLENKA.....	12
CHAPITRE 2 METHODE DU SLUG TEST.....	14
2.1 DÉFINITION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE.....	14
2.2 MÉTHODE DU SLUG-TEST.....	16
2.3 LES DIFFÉRENTES MÉTHODES D'INTERPRÉTATION.....	16
2.4 EXPLICATION DES DIFFÉRENTS CALCULS.....	19
2.5 RÉSULTATS.....	21
CHAPITRE 3 APPLICATION DE MODELES THEORIQUES.....	25
3.1 LE MODÈLE DE ARYA ET PARIS.....	25
3.2 LE MODÈLE DE MARSHALL.....	29
3.3 PRINCIPE DES CALCULS.....	32
3.4 RÉSULTATS ET DISCUSSION.....	35
3.5 ANALYSE CRITIQUE DU MODÈLE ET DES MÉTHODES UTILISÉES.....	37
CHAPITRE 4 EVOLUTION DE LA NAPPE.....	40
4.1 COUPES.....	40
4.2 TRANSECTS.....	44
4.3 VISUALISATION EN 3D DE LA NAPPE.....	47
CONCLUSION.....	48
BIBLIOGRAPHIE.....	50
ANNEXES	
TABLE DES ANNEXES	
TABLE DES ILLUSTRATIONS	
TABLE DES MATIERES	

INTRODUCTION

Au Sénégal, l'agriculture occupe une place non négligeable dans l'économie. En particulier, la vallée du fleuve Sénégal constitue une région riche en potentialités agricoles, isolée au milieu d'une zone aride particulièrement défavorisée. On conçoit alors qu'elle représente un enjeu économique très important entre les pays riverains (le Mali, la Mauritanie, et surtout le Sénégal), et qu'elle fait l'objet de nombreuses études et de nombreux aménagements.

L'accroissement de ces activités humaines conjuguées aux effets de l'aridité et de la sécheresse actuelle expliquent l'apparition de formes de dégradation des richesses naturelles et la transformation des paysages de la vallée (déforestation...).

Comme toutes les grandes vallées de régions sèches, la vallée du Sénégal est le seul espoir pour les habitants de cette partie septentrionale du Sénégal. Regroupés tout au long de cette bande située aux marges du désert saharien, ils ont su tirer profit des ressources naturelles de cette vallée humide, en pratiquant une riziculture intensive. Mais la dégradation du climat qui sévit dans le Sahel depuis les années soixante dix a tout bouleversé, compromettant dangereusement le « développement durable » prôné par maints décideurs et experts.

Dans le souci de développer l'agriculture irriguée, le Sénégal, le Niger, le Mali et la Mauritanie ont adopté une démarche commune. En effet ces états, dans le cadre du Pôle régional de recherche sur les Systèmes irrigués (PSI), et en partenariat avec l'Institut de Recherche pour le Développement (IRD) ont ciblé quatre grands axes d'intervention :

- ✓ La diversification des cultures irriguées,
- ✓ L'intensification de la riziculture,
- ✓ La gestion technique sociale et foncière de l'irrigation,
- ✓ La lutte contre la dégradation des sols irrigués.

C'est ce dernier axe qui constitue le noyau de notre étude.

En effet, des périmètres irrigués ont été implantés sur le marigot Ngallenka Amont. Il est nécessaire d'établir dans cette zone, un état des lieux en rapport avec l'un des principaux problèmes qui affectent les aménagements hydro-agricoles dans cette vallée, la salinisation des sols. En effet, la zone étudiée a été récemment mise en activité. Dans un souci environnemental de dégradation des sols, l'objectif de cette étude est de suivre et caractériser l'aquifère du périmètre irrigué du Ngallenka Amont. Ainsi, nous pourrions savoir :

- ✓ Si ces aménagements sont durables ou non.
- ✓ Si des facteurs d'évolution interviennent et si ceux-ci sont lents ou rapides,
- ✓ Si un ou des indices de dégradation des sols peuvent se dégager.

Dans une première partie, nous présenterons la zone d'intervention afin de mieux comprendre le contexte de l'étude. En effet, nous allons suivre et caractériser l'aquifère du périmètre irrigué de ce secteur. Pour cela, il est possible de connaître l'impact de l'irrigation sur le sol en utilisant des modèles théoriques. Pour les appliquer, il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques du sol, comme la conductivité hydraulique.

Dans une seconde partie, nous allons mesurer ce paramètre dans le périmètre considéré à l'aide de la méthode du slug-test. Ensuite, dans une autre partie, nous allons lui appliquer des modèles pour essayer de corréler les valeurs mesurées sur le terrain et celles théoriques. Enfin, une dernière partie nous permettra d'étudier et de suivre les données actuellement disponibles, pour essayer d'interpréter l'évolution de la nappe, et apprécier l'influence de la mise en place des périmètres irrigués sur l'évolution de celle-ci.

CHAPITRE 1 CONTEXTE DU SECTEUR D'ETUDE

1.1 Situation géographique

Cette étude a été menée au Nord du Sénégal, dans la moyenne vallée du fleuve Sénégal, plus précisément dans la région de Podor (Encadré 1 a et b). Cette zone s'insère dans la partie sud du Sahel, dont le climat est marqué par l'alternance de deux saisons, qui se caractérisent par l'abondance de leurs précipitations :

- ♦ Une saison des pluies, aussi appelée « hivernage » qui dure trois à quatre mois (de juillet-août à octobre), pendant laquelle tombe la majorité des précipitations de l'année, de 150 à 350 mm/an pour les années 1989 à 1992 (ZANOLIN, 1996).
- ♦ Une saison sèche qui dure huit à neuf mois (de novembre à juin-juillet).

Les pluies diminuent du Sud vers le Nord, et les variations interannuelles de celles-ci sont considérables dans les régions sahéliennes.

1.2 Les sols de la moyenne vallée du fleuve Sénégal

Nous allons décrire les différents aspects de ces sols : géologiques, géomorphologiques et hydrogéologiques afin de mieux les caractériser. En effet, ces critères sont en relation avec les crues annuelles du fleuve et vont par conséquent conditionner l'évolution de ces sols.

En outre, l'irrigation des terres cultivées de la vallée, pratiquée sans précautions particulières, pourrait déclencher des mécanismes de dégradation des sols dont nous allons expliquer succinctement la nature.

1.2.1 Géologie

Les sédiments alluviaux sur lesquels se développent les sols de la moyenne vallée sont tous dus à l'histoire géologique récente. En effet, les terrains les plus anciens datent du quaternaire moyen, soit 35 000 BP*.

Quatre phases principales ont contrôlé la mise en place des sols de la vallée du fleuve Sénégal (MICHEL P., 1973) :

- ✓ **L'Ogolien** (de 21 000 à 15 000 ans BP) :

Pendant cette période de régression du quaternaire moyen, le climat est devenu aride. Le fleuve Sénégal circulait entre de vastes cordons dunaires, appelés « erg ».

* BP : Before Present, c'est à dire avant 1950.

✓ **Le Tchadien** (de 15 000 à 7 300 ans BP) :

Au cours de cette première période du quaternaire récent, une phase humide aurait permis la fixation des dunes ogoliennes et leur rubéfaction^{*}; c'est pourquoi on les désigne de « dunes rouges ». Aussi, le fleuve recréa progressivement son lit sur les cordons de dunes ogoliennes pour rejoindre l'océan. Le modelé de ces derniers s'est de plus en plus émoussé et ces dunes sont maintenant fixées par une steppe arbustive ou une savane arborée.

✓ **Le Nouakchottien** (de 7 300 à 4 200 ans BP) :

Cet épisode est caractérisé par une abondance de dépôts sableux marins qui témoignent de la remontée progressive du niveau marin. La région étudiée a été fortement marquée par cette transgression marine vers 5 500 BP. Les basses vallées du fleuve se sont transformées en « rias »^{**}. Tout le delta actuel du Sénégal et la vallée jusqu'en amont de Podor ont été envahis. Tout le matériel sableux a été étalé en de vastes plages sableuses qui contiennent une faune variée, souvent riche en *Arca senilis*.

✓ **Le Tafolien** ou Post-Nouakchottien (de 4 200 à 2 500 ans BP) :

La transgression marine du Nouakchottien avait permis aux formations deltaïques d'incorporer à nouveau du sel et de développer des mangroves à *Rhizophora*.

La phase aride du Tafolien se caractérise par une évaporation intense qui se traduit par la concentration de sels.

Le fleuve a formé un delta très allongé qui a colmaté la ria par des cordons littoraux, qui l'ont transformée en une vaste lagune ne communiquant que par quelques passes avec l'océan. Le Sénégal construisait à cette époque de puissants bourrelets de berges dont les parties hautes ne sont plus submersibles (système de hautes levées). Ce fleuve n'a donc pas formé de delta mais se termine par un large estuaire qui correspond à l'ancienne ria flanquée de vasières.

De 2 500 BP à nos jours, l'estuaire a accompagné la mer dans son recul jusqu'à sa position actuelle. Les sédiments sur lesquels se forment les sols de la moyenne vallée se composent d'un mélange en proportions variables d'argile, de limons et de sables. Plusieurs aspects de la mise en place des sédiments récents déterminent les caractéristiques majeures des sols et leur comportement sous culture :

- ✓ Les dépôts de sédiments superficiels contiennent des proportions variables, parfois très importantes, d'argiles gonflantes.
- ✓ Ces sédiments ne sont pas très épais en général et reposent sur une couche de sables du Nouakchottien de quelques mètres d'épaisseur.
- ✓ Leur mise en place a été précédée d'une phase fluvio-marine et des sels marins ont été piégés dans les sédiments lorsque la mer s'est retirée. Des sols sulfatés se sont formés, ils sont maintenant très évolués et enfouis sous les sédiments récents.

^{*} Coloration en rouge des sols ou de la surface de certaines roches due à la cristallisation d'oxydes de fer (hématite surtout) libérés par l'altération (Dictionnaire de géologie, 1995).

^{**} Golfe marin étroit allongé, et relativement profond qui résulte de l'envahissement de la partie basse d'une vallée fluviale par la mer (Dictionnaire de géologie, 1995).

1.2.2 Géomorphologie et pédologie

D'après P.MICHEL (1973), le fleuve Sénégal a creusé sa vallée pendant le quaternaire ancien. Et c'est seulement au quaternaire récent que les différentes unités se sont individualisées. Les hautes levées du Post-Nouakchottien accompagnent le cours actuel du fleuve et les anciens bras ou défluents (*Figure 1*).

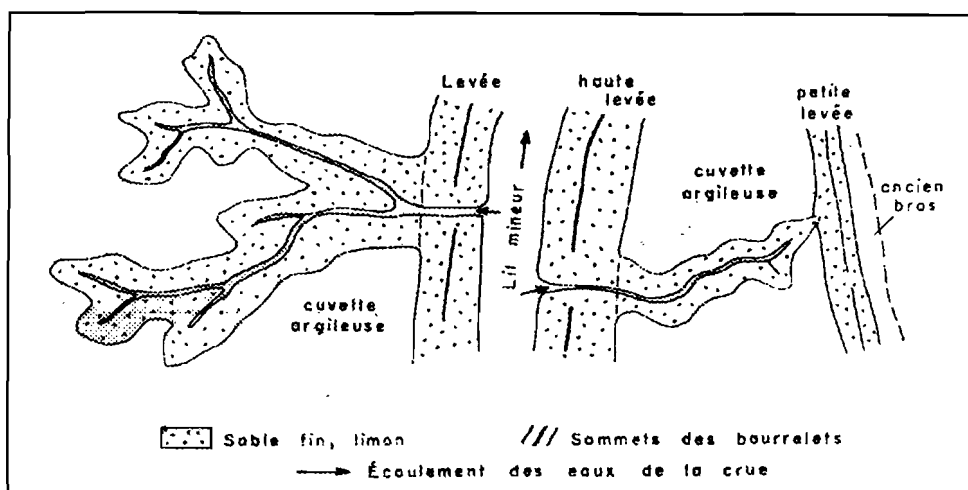


Figure 1: Formation d'anciens deltas de rupture de levée dans la vallée du Sénégal (d'après MICHEL, 1973).

Elles sont flanquées d'innombrables deltas de rupture de levées. Des levées subactuelles s'alignent dans les boucles des méandres. Les systèmes de levées compartimentent le lit majeur en une multitude de cuvettes plus ou moins vastes, qui sont le siège de la décantation des éléments fins après une crue. Quelques restes de dunes rouges s'élèvent au-dessus de ces terrains inondés par la crue. Les levées s'aplatissent dans la région du delta. Les sols deviennent de plus en plus salés et de petites vasières s'étendent à l'arrière des dunes littorales.

Les sols sont en relation étroite avec le modelé. Ils dépendent à la fois de la topographie et des processus de façonnement du relief. C'est l'ensemble de l'évolution géomorphologique qui oriente la pédogenèse et permet de comprendre la répartition actuelle des sols.

Dans notre zone, nous distinguons principalement deux types de sols intrazonaux, des vertisols (ou *hollaldés*) qui se sont développés dans les cuvettes argileuses, et des sols hydromorphes peu évolués (ou *fonde*) plutôt localisés sur les hautes levées (*Figure 2*).

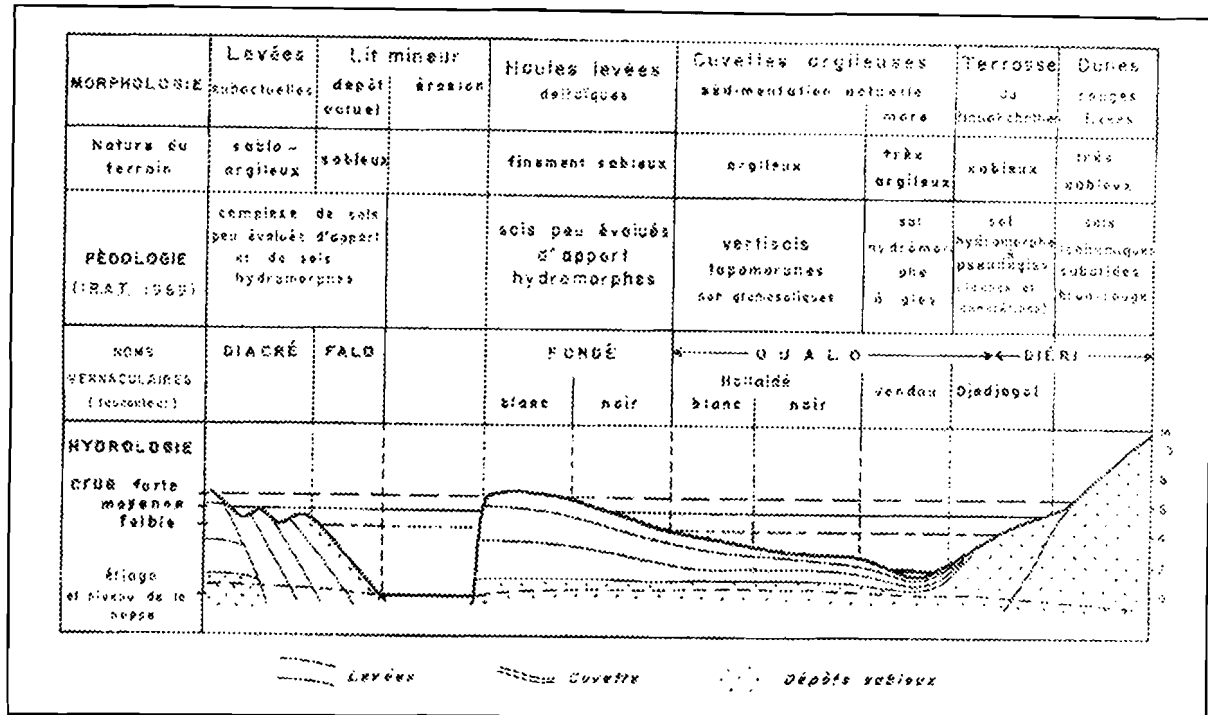


Figure 2: Coupe schématique de la basse vallée du Sénégal dans la région de Podor. Les relations et entre micro relief, la submersion et les sols (d'après MICHEL, 1973).

A ces considérations, nous pouvons apporter les précisions suivantes (BOIVIN et al., 1995) :

- ✓ Les hautes levées à texture argilo-sablo-limoneuse. La proportion d'argile est généralement de 30%, les faibles teneurs (<17%) sont rares. Ces sol sont souvent mal structurés, sodisés ou magnésiens, et donc instables, peu perméables et hydromorphes.
- ✓ Les petites levées correspondent en partie à des sols vertiques, semblables à ceux des cuvettes. Ces derniers contiennent de 45 à 90% d'argiles. Le caractère vertique se manifeste à partir d'une teneur en argile de l'ordre de 50%.
- ✓ La transition entre ces deux types de dépôts (argileux et limono-argilo-sableux) est progressive. Au vu de la topographie et des états de surface, cette limite est difficile à localiser.

1.2.3 Hydrogéologie

Le réseau hydrographique est dense et très hiérarchisé dans les hauts bassins, beaucoup plus lâche près des vallées basses. La pente du profil en long du Sénégal est excessivement faible sur son cours inférieur, de l'ordre de 0.002 %. Le régime de ce fleuve est surtout de type tropical pur. L'importance des crues varie beaucoup d'une année sur l'autre. Ces dernières sont régulées par les barrages de Diama et Manantali. A partir de décembre-janvier, les eaux marines remontent peu à peu le cours inférieur du fleuve.

La recharge de la nappe à partir des eaux du fleuve n'est pas homogène ; elle varie en fonction des zones de drainage et d'alimentation. L'alimentation de la nappe alluviale a également lieu en saison sèche à partir des eaux d'irrigation. Les crues du fleuve et l'irrigation entraînent un rehaussement du niveau de la nappe. Les eaux de la nappe de la moyenne vallée ont une composition chimique proche de celle des eaux du fleuve. Ces eaux phréatiques présentent un faciès alcalin.

1.2.4 Les risques de dégradation par l'irrigation

L'irrigation d'un sol place ce dernier dans une situation fondamentalement différente d'un régime pluvial : si douce soit-elle, l'eau d'irrigation possède des caractéristiques chimiques susceptibles, à plus ou moins long terme, de modifier le sol. La modification du régime hydrique est également un changement profond des conditions de pédogenèse, dont les conséquences doivent être envisagées. La gestion conservatoire des sols irrigués dans la vallée pose effectivement des problèmes liés au transfert de sels et à la gestion de l'eau.

1.2.4.1 La salinisation

Les sels neutres, d'origine marine, sont présents à partir de 80 cm de profondeur environ dans tous les sols de la moyenne vallée aval. L'irrigation entraîne un rehaussement des nappes et une évaporation permanente en surface qui favorisent une remontée des sels dans les profils.

D'une part, la salinité des périmètres irrigués de la région de Podor a été multipliée par un facteur entre 7 et 15 en moins de 10 ans, indépendamment du type de sol (POITEVIN, 1993). D'autre part, la conductivité électromagnétique moyenne sur l'ensemble des périmètres est de l'ordre de 300 mS/m, cette teneur est voisine des seuils de tolérance pour les cultures maraîchères (le riz étant cultivé sous une lame d'eau, il résiste plus facilement à de fortes conductivités, 500 à 600 mS/m). Cette nuisance est effectivement partout constatée par les exploitants (BOIVIN et al., 1995).

1.2.4.2 La sodisation

La sodisation des argiles correspond à l'accumulation de sodium sur le complexe d'échange. Elle entraîne un effondrement de la structure du sol. Etant donné les taux de sodium et magnésium échangeables des sols, et leur faible stabilité structurale, nous pouvons penser qu'un lessivage bien conduit et utilisant l'eau du fleuve ne devrait pas poser de problèmes.

1.2.4.3 L'alcalinisation

Le danger le plus sérieux provient de la qualité de l'eau du fleuve. En première approche, elle paraît d'excellente qualité : pH proche de la neutralité, conductivité électrique faible, taux de sodium faible par rapport au calcium, ce qui écarte a priori les risques de sodisation sous irrigation. Or, il s'avère que l'eau du fleuve Sénégal est carbonatée, elle possède une alcalinité résiduelle vis à vis de la calcite. On appelle alcalinité résiduelle vis à vis d'un minéral donné, l'alcalinité qui reste dans l'eau lorsque le minéral précipite. Une alcalinité résiduelle positive correspond à un excédent de bases faibles dans l'eau, donc une tendance vers un pôle alcalin.

C'est le cas de l'eau du fleuve Sénégal, vis à vis de la calcite (CaCO_3), cette eau présente un excès de carbonates (CO_3^{2-}) par rapport au calcium (Ca^{2+}). La calcite est le premier minéral qui précipite lorsque l'eau du fleuve se concentre. Chaque fois qu'une mole de CaCO_3 précipite, la teneur relative en calcium diminue, et celle en carbonates augmente (puisque CO_3^{2-} est plus abondant que Ca^{2+}). Or la calcite précipite pour une valeur constante de son produit de solubilité (Ks). Ainsi, l'eau du fleuve étant carbonatée, la précipitation de la calcite se fera à une teneur en calcium plus faible, et à une teneur en carbonates plus élevée : l'eau d'irrigation va s'enrichir en ions carbonates et s'appauvrir en ions calcium pour rester stable chimiquement. Le phénomène d'accumulation résiduelle de carbonates s'auto-amplifie au cours du temps.

D'une part, les carbonates étant une base faible, le pH va rapidement s'élever vers une valeur de 8.4 (équilibre avec la calcite). D'autre part, la teneur en calcium de l'eau du sol va s'abaisser, tandis que le sodium se concentre puisqu'il ne précipite pas. Le rapport sodium/calcium atteint alors des valeurs élevées, et une accumulation de sodium sur les sites d'échange des argiles (soit une sodisation du sol) se produit.

Une nouvelle étape est franchie, et dont la réversibilité est mal connue et en tout état de cause coûteuse. Ce constat est d'actualité pour les sols de l'Office du Niger au Mali (BERTRAND et al., 1993), alors que l'alcalinité résiduelle calcite de l'eau d'irrigation est inférieure de moitié à celle du fleuve Sénégal.

1.3 Le projet d'implantation de périmètres irrigués villageois dans le Ngallenka

La pratique de l'agriculture irriguée dans la vallée du fleuve Sénégal est une pratique ancienne qui remonte à l'ère coloniale. Cependant son expansion véritable a eu lieu à partir des années 60 avec notamment la création d'un organisme sénégalais, la SAED (Société d'Aménagement et d'Exploitation des terres du Delta du fleuve Sénégal et des vallées du fleuve Sénégal et de la Falémé). Depuis 1965, les superficies aménagées sont passées de 6500 ha à 70 000 ha aujourd'hui, dont à peine 59 300 ha sont exploitables, parmi lesquels 36 400 ha sont situés dans le Delta. (Groupe de Travail Réhabilitation des périmètres irrigués du Réseau Recherche-Développement, 1991)

L'implantation de Périmètres Irrigués Villageois (PIV) le long du Ngallenka a fait l'objet d'une étude de factibilité de la part du groupement d'ingénieurs conseil Hydroplan/Instrupa en 1987. Ce même groupement a été chargé de la réactualisation de cette étude en 1988 suite à la mise en œuvre des barrages de Manantali et de Diama.

La zone aménagée englobe les terres de *Oualo* (surfaces inondables lors des crues du fleuve) situées en bordure du Ngallenka, ancien bras mort de la rive gauche du fleuve Sénégal qui a été remis artificiellement en eau début 1999. Ses limites sont, au sud les dunes du *Dieri* (zones non-inondables) de latitude 16°30'N, à l'est par la route qui mène à Podor de longitude 14°50'O, et à l'ouest par le barrage P5 de Ndiayène de longitude 15°05'O (*Carte 1*).

Les objectifs de ce projet sont de fournir aux populations riveraines (26 112 habitants en 1995) les moyens d'assurer leur sécurité alimentaire, et d'obtenir des revenus monétaires par la commercialisation d'une fraction de leur production. Sur place, la population active est employée, évitant de cette manière l'émigration et permettant l'amorce d'un développement de cette région.

Le financeur de ce projet est la KFW (Kreditanstalt Für Wiederaufbau), une coopération allemande, la SAED a surtout un rôle de conseil. Elle a été particulièrement impliquée dans toute la phase de préparation et de réalisation des aménagements hydro-agricoles. Le désengagement de la SAED en 1989, a fait qu'elle n'est maintenant qu'un prestataire de services pour les groupements de producteurs, laissant ainsi une marge de manœuvre aux organisations paysannes.

Les périmètres sont subdivisés en parcelles individuelles de 0.5 ha en moyenne où la culture du riz est pratiquée. Ils disposent tous de réseaux d'irrigation et de drainage, et sont alimentés par un groupe motopompe qui prend sa source directement dans le Ngallenka. Ce dernier rejoint le fleuve Sénégal vers Fanaye et quitte le Doué au nord de Mbantou. Ainsi, l'eau transite d'est en ouest par gravité.

Parallèlement à l'opération de développement « Aménagement du Secteur Ngallenka » menée par la SAED, le laboratoire de pédologie de l'I.R.D. est impliqué dans un programme de recherche-développement qui a pour objectifs :

- ✓ D'évaluer l'impact environnemental des aménagements sur les nappes, les eaux de surface et les sols,
- ✓ De déterminer les modes de gestion des parcelles ou des périmètres qui permettrait de limiter la dégradation des sols irrigués.

Pour réaliser ces objectifs, un suivi de la zone est régulièrement effectué, notamment à l'aide d'un réseau de piézomètres (*cf carte 1*), qui nous permet de mesurer certaines caractéristiques du sol sur le terrain.

CHAPITRE 2 METHODE DU SLUG TEST

Pour pouvoir valider les valeurs théoriques obtenues à l'aide des modèles du chapitre suivant, il est nécessaire de connaître les valeurs de perméabilité mesurées sur le terrain.

La méthode du slug-test a été choisie pour mesurer la perméabilité de l'aquifère étudié. En effet, c'est une méthode qui est facile à mettre en œuvre sur le terrain et peu onéreuse.

Nous allons tout d'abord définir la conductivité hydraulique, puis nous allons expliquer le principe du slug-test. Ensuite, nous allons en exposer les différentes méthodes de calcul, et enfin, nous analyserons nos résultats.

2.1 Définition de la conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique à saturation représente la « facilité » avec laquelle un fluide (l'eau) s'écoule à travers un milieu poreux, sous l'effet d'un gradient hydraulique.

Ce gradient est exprimé dans l'équation de Darcy, à l'aide du débit q d'une surface unitaire :

$$q = K_s * \frac{\Delta H}{L}$$

- Avec - q : le débit d'une surface unitaire [$L.T^{-1}$],
- K_s : la conductivité hydraulique [$L.T^{-1}$],
- ΔH : le gradient de charge [L] sur une colonne,
- L : la longueur de la colonne [L].

Aussi, il a été démontré que la perméabilité est d'une part proportionnelle à la perméabilité intrinsèque k [L^2] du sol, qui traduit l'influence des caractéristiques de la matrice solide sur les frottements, et de l'autre inversement proportionnelle à la viscosité dynamique η [$M.L^{-1}.T^{-1}$] du liquide. Elle s'exprime par la relation suivante en [$L.T^{-1}$] :

$$K_s = k * f = k * \frac{\rho_w * g}{\eta} \quad (1)$$

- Avec - f : la fluidité [$L^{-1}.T^{-1}$],
- ρ_w : la densité de l'eau [$M.L^{-3}$],
- g : l'accélération de la pesanteur [$L.T^{-2}$].

Par conséquent, la conductivité hydraulique est dépendante du matériau considéré et du fluide considéré.

2.1.1 La conductivité hydraulique en fonction du sol

La perméabilité d'un sol exprime la potentialité de frottements à l'écoulement que manifeste un sol face à n'importe quel fluide. Il s'agit d'une caractéristique intrinsèque du sol qui a la grandeur d'une surface. Les facteurs dont dépendent la perméabilité intrinsèque et, par suite de la conductivité hydraulique d'un sol, sont sa texture et sa structure.

En effet, du point de vue textural, la distribution granulométrique des particules minérales détermine la surface spécifique du sol et ainsi l'intensité des forces d'adsorption dont découlent les frottements.

Du point de vue structural, le mode d'arrangement de ces particules, en définissant l'espace d'écoulement, détermine d'une part les profils de vitesse et d'autre part, la vitesse maximale (plus le diamètre des pores est élevé et plus la résistance moyenne est faible) et les trajectoires d'écoulement. La tortuosité Γ d'un échantillon est définie par le rapport moyen de la longueur du cheminement réel parcouru entre deux points à la distance rectiligne qui les sépare (Figure 3).

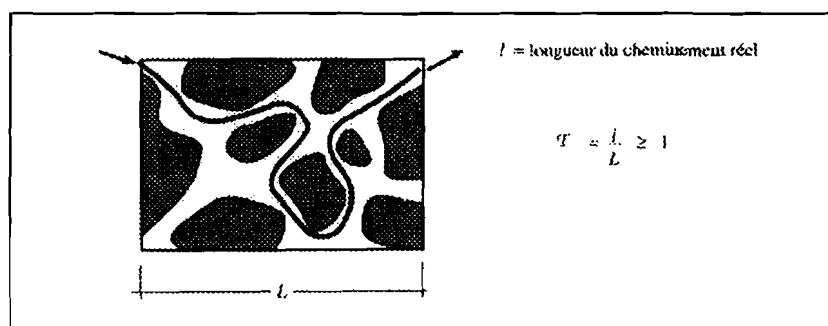


Figure 3 : La tortuosité (d'après MUSY A. et SOUTTER M., 1991).

La tortuosité a son importance pour quantifier les transferts. En général, plus la tortuosité est élevée (trajectoire plus longue et vitesse d'écoulement plus lente) et plus la conductivité hydraulique du milieu est faible.

De ces considérations, il ressort que la conductivité hydraulique à saturation varie, pour un même fluide, d'un sol à l'autre (Figure 4).

K (m/s)	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
	Soit environ			100 m/s	10 m/s	1 m/s	0.1 m/s				
Perméabilité	Perméable			Semi-perméable		Imperméable					
Types de sols	Gravier sans sable ni éléments fins		Sable avec gravier Sable grossier à sable fin		Sable très fin Limons grossier à limon argileux			Argile limoneuse à argile homogène			
					Tourbes						
Possibilités de drainage	Excellentes		Bonnes		Moyennes à faibles			Faibles à nulles			

Figure 4 : Ordre de grandeur de la conductivité hydraulique dans divers sols (d'après MUSY A. et SOUTTER M., 1991).

2.1.2 La conductivité hydraulique en fonction du fluide

L'influence des caractéristiques du fluide sur la conductivité d'un sol se manifeste par le fait que celle-ci est inversement proportionnelle à la viscosité cinématique du fluide, soit au rapport de sa masse volumique sur sa viscosité dynamique. La conductivité du sol à l'égard d'un fluide est par conséquent déterminée par les paramètres qui caractérisent sa viscosité cinématique, c'est-à-dire principalement la concentration en solutés et la température.

(d'après MUSY A. et SOUTTER M., 1991)

2.2 Méthode du slug-test

L'essai de choc hydraulique, ou slug-test en anglais, consiste à mesurer la perméabilité ou la transmissivité de l'aquifère au voisinage d'un puits ou d'un piézomètre.

Sur le terrain, la méthode consiste à prélever (ou injecter) un volume d'eau connu afin de pouvoir mesurer le temps de la remontée (ou de l'abaissement) du niveau d'eau jusqu'au retour au niveau initial. Ainsi, on mesure la variation de la charge au cours du temps.

2.3 Les différentes méthodes d'interprétation

La première méthode d'interprétation a été développée par HVORSLEV (1951) et s'applique pour différents types de puits et de piézomètres. Elle permet d'obtenir la perméabilité de l'aquifère.

COOPER et al (1967, 1973) ont développé des abaques de référence pour des slug-test dans des puits complets, c'est à dire pénétrant l'aquifère jusqu'au substratum et crépinés sur toute la longueur. Cette méthode permet de calculer la transmissivité de l'aquifère, mais elle ne sera pas développée dans l'analyse qui suit.

BOUWER et RICE (1976) ont complété et généralisé la méthode de HVORSLEV. En effet, elle s'applique pour des piézomètres complets ou incomplets, c'est à dire pénétrant partiellement un aquifère.

Cette dernière méthode ainsi que celle de HVORSLEV sont celles que nous avons utilisées pour calculer la perméabilité de notre aquifère.

2.3.1 La méthode de BOUWER et RICE

Cette méthode est basée sur l'équation de THIEM :

$$Q = 2 * \pi * K * L * \frac{y}{\ln(\frac{R_e}{R_w})} \quad (2)$$

Avec -Q : le débit dans le piézomètre [$L^3.T^{-1}$],

- K : la perméabilité [$L.T^{-1}$],
- L : la longueur de la crépine [L],
- y : la charge instantanée dans le piézomètre, $y = h(t) - H_0$, $h(t)$ est le niveau d'eau à l'instant t de l'essai [L] et H_0 est le niveau d'eau initial,
- R_e : le rayon d'influence de l'essai [L],
- r_w : le rayon de l'ensemble crépine + massif filtrant [L].

Les hypothèses d'application de cette loi sont :

- ✓ L'aquifère est homogène, isotrope et de puissance constante sur la surface influencée par l'essai,
- ✓ La nappe est libre et a une extension latérale illimitée,
- ✓ L'écoulement vers le puits est à un état d'équilibre,
- ✓ L'abaissement de la nappe au voisinage du piézomètre est négligeable,
- ✓ Le débit d'origine capillaire est négligeable,
- ✓ Les pertes de charges sont négligeables,
- ✓ Le puits a un diamètre fini.

L'équation de conservation de la matière est donnée par :

$$\frac{dy}{dt} = - \frac{Q}{\pi * r_c^2} \quad (3)$$

Avec r_c : le rayon intérieur modifié du piézomètre (du tubage) [L].

La combinaison des équations (1) et (2) conduit à une intégration de y en fonction du temps sur un intervalle de temps de 0 à t. Elle permet d'exprimer la perméabilité par l'expression suivante :

$$K = \frac{r_c^2 * \ln(\frac{R_e}{r_w})}{2L} * \frac{1}{t} * \ln(\frac{y_0}{y(t)}) \quad (4)$$

K est une constante, le deuxième membre de l'équation dépendant de t est alors constant dans le temps.

Toutes les grandeurs de cette équation sont connues excepté R_e . Elle a été estimée par BOUWER et RICE, de façon expérimentale, par analogie à un réseau de résistances calorifiques. Il existe deux cas pour calculer $\ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right)$:

- ✓ Si le piézomètre pénètre partiellement l'aquifère, il est incomplet :

$$\ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right) = \left[\frac{1.1}{\ln\left(\frac{d}{r_w}\right)} + \frac{A + B * \ln\left(\frac{b-d}{r_w}\right)}{\frac{L}{r_w}} \right]^{-1} \quad (5)$$

Avec - b : la puissance ou l'épaisseur de l'aquifère [L],

- d : la distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre [L],

- A et B sont des coefficients sans dimension qui sont fonction de $\frac{L}{r_w}$.

- ✓ Si le piézomètre pénètre entièrement l'aquifère, il est complet, c'est à dire $b=d$ l'équation (4) devient :

$$\ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right) = \left[\frac{1.1}{\ln\left(\frac{d}{r_w}\right)} + \frac{C}{\frac{L}{r_w}} \right]^{-1} \quad (6)$$

Avec C un coefficient sans dimension, qui est fonction de $\frac{L}{r_w}$.

Les valeurs de A, B et C sont estimées graphiquement à partir d'abaques donnés par BOUWER et RICE. Cependant, seuls les coefficients A et B seront calculée car les piézomètres implantés sur le Ngallenka sont de type incomplet (équation 4).

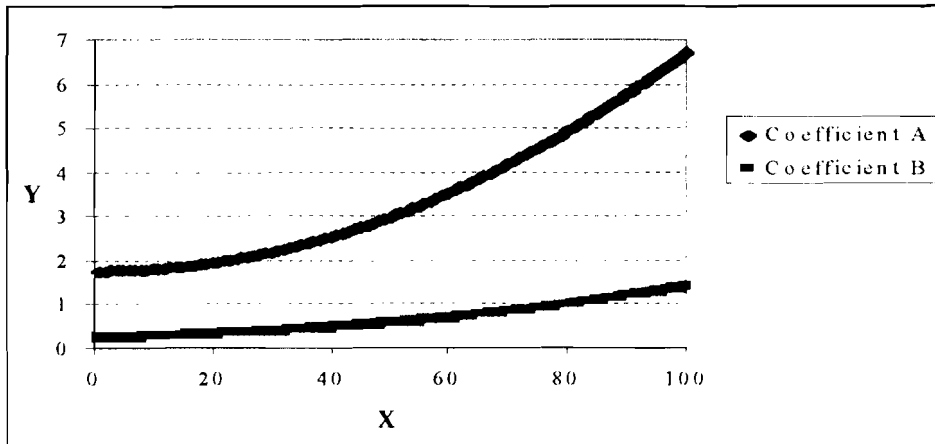


Figure 5 : Estimation des coefficients A et B par la méthode graphique de BOUWER et RICE.

Enfin, connaissant la valeur de A et B, et par conséquent celle de $\ln\left(\frac{R_e}{r_w}\right)$ grâce à (5), nous pouvons en déduire la valeur de la perméabilité K à l'aide de (4).

2.3.2 La méthode de HVORSLEV

Les hypothèses d'application de cette méthode sont les suivantes :

- ✓ L'aquifère est isotrope, homogène et d'extension illimitée,
- ✓ L'écoulement est laminaire.

Pour un piézomètre incomplet et crépiné sur une longueur L, c'est le cas de figure étudié par BOUWER et RICE, la perméabilité s'exprime par :

$$K = \frac{r_c^2 * \ln\left(\frac{L}{r_c}\right)}{2L} * \frac{1}{t_2 - t_1} * \ln\left(\frac{y_1}{y_2}\right) \quad (7)$$

Avec y_1 et y_2 : les deux charges instantanées aux temps t_1 et t_2 .

Remarque : en comparant (4) et (7), nous pouvons remarquer que HVORSLEV a approximé R_e par L, ce qui limite la précision de l'interprétation.

2.4 Explication des différents calculs

Nous avons considéré que lors de nos essais tous les piézomètres étaient incomplets et qu'ils captaient des aquifères libres à semi-captifs, les hypothèses sont donc vérifiées.

Pour mesurer la perméabilité sur le terrain, nous avons prélevé environ 1 litre dans chaque piézomètre à un temps t_0 . En effet, il est préférable de prélever plutôt que d'injecter un volume d'eau afin d'éviter tout risque de pollution éventuelle de la nappe.

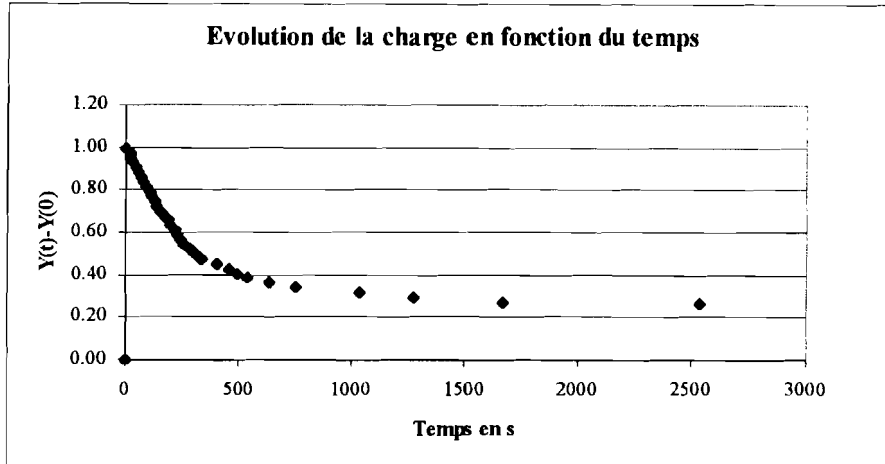
Dès que le choc hydraulique s'est produit, nous mesurons le temps que met le niveau d'eau à revenir à son niveau initial, à l'aide d'un capteur. Les mesures sont effectuées au sommet du piézomètre, par conséquent une correction sera apportée par la suite pour obtenir l'altitude IGN.

Ensuite, les temps sont convertis en secondes. Nous pouvons alors calculer $\frac{y_0}{y(t)}$,

c'est à dire $\frac{h(t) - H_0}{h_0 - H_0}$. Ce terme est alors reporté sur un graphique semi-logarithmique en fonction du temps. La courbe obtenue est assimilée à une droite, dont la pente nous permet de calculer la valeur de $\frac{1}{t} * \ln\left(\frac{y_0}{y(t)}\right)$ pour une valeur de t arbitraire et pour une valeur de $y(t)$ correspondante.

Pour faciliter la lecture de graphique, nous avons tracé $\frac{y_t}{y_0}$ au lieu de $\frac{y_0}{y(t)}$, en fonction du temps.

La courbe obtenue peut être divisée en deux parties :



- ✓ Une première partie où le niveau diminue relativement rapidement. Ce phénomène peut être dû à un drainage des macropores de l'aquifère autour des piézomètres car cet effet est moindre lorsque les sols sont plus limoneux (d'après LAVAL F., 1996).
- ✓ Une seconde partie qui tend vers une asymptote rectiligne. Le relèvement de la nappe s'effectue alors en régime pseudo-permanent.

BOUWER et RICE préconisent de choisir un point caractéristique de cette courbe et d'en calculer la pente passant par ce point et l'origine du repère, qui s'exprime par :

$$\frac{1}{t} * \ln\left(\frac{y_0}{y(t)}\right) \quad (8)$$

Or ce terme peut varier considérablement au cours de l'essai et de cette manière l'effet de drainage décrit précédemment n'est pas pris en considération.

Ainsi, HVORSLEV lui préconise de choisir deux points caractéristiques correspondant à des temps t_1 et t_2 , et de calculer la pente de la droite passant par ces deux points. Dans ce cas, le régime pseudo-permanent est pris en considération, si les deux points sont judicieusement choisis.

Ainsi, pour avoir une valeur significative du terme (8), nous avons choisi de le calculer de la manière suivante. Elle consiste à calculer ce terme successivement entre deux mesures. Ce qui revient à calculer le terme (9) suivant :

$$\frac{1}{(t_{i+1} - t_i)} * \ln\left(\frac{y_i}{y_{i+1}}\right) \quad (9)$$

Au bout d'un certain temps, ce terme tend à rester constant, c'est à dire lorsque le régime pseudo-permanent est atteint. Ainsi, sa valeur, moyennée sur la durée de l'essai pendant laquelle le régime est considéré comme pseudo-permanent, est choisie comme valeur significative du terme (8).

Nous avons tous les termes nécessaires au calcul de K (équations (4) et (7)) pour l'application des deux méthodes.

Finalement, nous allons calculer la perméabilité de ces 4 manières :

1. Par la méthode de BOUWER et RICE en moyennant le terme (8) sur la durée de l'essai,
2. Par la méthode de BOUWER et RICE en moyennant le terme (8) sur la durée de l'essai en régime permanent,
3. Par la méthode de BOUWER et RICE en moyennant le terme (9) sur la durée de l'essai en régime permanent,
4. Par la méthode de HVORSLEV en moyennant le terme (9) sur la durée de l'essai en régime permanent.

2.5 Résultats

Nous avons effectué un slug-test sur les piézomètres du périmètre du Ngallenka (*Annexe 1*). Il faut noter que dans cette zone, les piézomètres ont été récemment implantés, donc certains sont encore à secs. C'est pour cette raison que nous n'avons pas pu effectuer de slug-test sur les piézomètres 5, 9, 10, 11, 12, 13, 16, 17 et 18 de cette zone.

Nous avons également effectué des slug-test sur les piézomètres situés dans les périmètres irrigués de la zone de Donaye (*Annexe 2*), qui se situe au nord-est de celle du Ngallenka, afin de se familiariser avec la méthode de mesure sur le terrain.

Les résultats obtenus pour le piézomètre 1 vont nous servir de modèle. Les différentes caractéristiques de ce dernier sont les suivantes :

	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	-2.65
Niveau bas crépine	-	-6.65
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	8.93	-3.71
Niveau d'eau après 2 prélèvements h^0 à $t=0$	9.01	-5.01
Abaissement de la nappe	0.08	-
Niveau du sable	12.105	-6.885

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	5.22
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.216
Rayon du tubage R_c (m)	0.038
Hauteur de crépine libre L (m)	4
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	2.94

Tableau 1 : Caractéristiques du piézomètre 1.

Il faut noter que la puissance de l'aquifère est la seule caractéristique qui est estimée et non mesurée. En effet, elle est dans la majorité des cas inconnue. Contrairement à la hauteur du niveau d'eau, qui est une grandeur toujours connue et qui a une plus grande influence dans le calcul de la perméabilité que la puissance de l'aquifère. A l'aide de coupes stratigraphiques réalisées le long des piézomètres (MARRANT D., 19998), nous avons fixé l'épaisseur de l'aquifère à 4 m, ce qui correspond à l'épaisseur d'aquifère « active » autour de la crépine. Pour un même essai dans le même piézomètre, si l'épaisseur est de 10 m au lieu de 4 m, le résultat final sera modifié de moins de 5 %.

Nous avons effectué les différents calculs relatifs aux variations du niveau d'eau après l'impulsion du choc hydraulique :

Temps (en h ' ")	Niveau d'eau (m)	Temps (en s)	$Y_0/Y(t)$ soit $(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	Terme (8) : $(1/t) * \ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	Terme (9) : $[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
t=0 initial	8.93	0	0.00	-	-	-
t=0	9.01	0	1.00	-	-	-
33"	9.00	24	0.88	-0.13	0.0056	0.0056
1'31"	8.99	71	0.75	-0.29	0.0041	0.0061
2'22"	8.98	126	0.63	-0.47	0.0037	0.0085
3'28	8.97	203	0.50	-0.69	0.0034	0.0090
3'50"	8.96	321	0.38	-0.98	0.0031	0.0083
18'45"	8.95	422	0.25	-1.39	0.0033	0.0137
27'44"	8.94	563	0.12	-2.08	0.0037	0.0147
31'13"	8.93	728	0.00	-	-	-

Tableau 2 : Calcul relatif aux variations du niveau d'eau dans le piézomètre 1.

Pour des raisons de simplicité de calcul des moyennes, le signe moins a été retiré des valeurs des deux dernières colonnes du tableau précédent.

Ensuite, nous avons procédé au calcul des valeurs moyennes du piézomètre considéré :

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
Moyenne générale	0.0038	0.0094
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0037	0.0147

Tableau 3 : Valeurs moyennes calculées par les deux méthodes pour le piézomètre 1.

Les valeurs obtenues dans la deuxième ligne du tableau peuvent varier d'un utilisateur à l'autre. En effet, le début et la fin du régime pseudo-permanent sont déterminés à l'aide du graphique suivant (Figure 6).

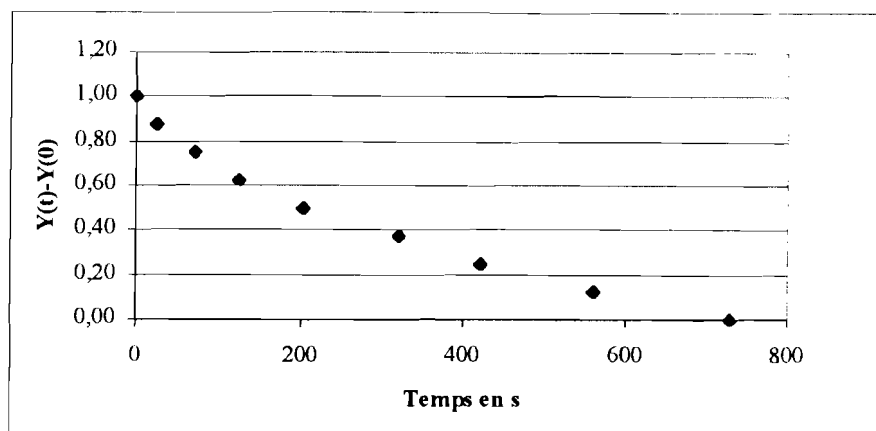


Figure 6 : Evolution de la charge en fonction du temps dans le piézomètre 1.

Le choix de cet intervalle est assez subjectif. Dans ce cas, nous avons considéré que le régime pseudo-permanent était atteint pour les deux dernières valeurs.

Enfin, nous avons calculé la perméabilité en utilisant chacune des quatre méthodes (Tableau 4) :

Valeur caractéristique de $(1/t) \cdot \ln(Y_0/Y(t))$	Méthode Bouwer et Rice		Méthode Hvorslev
	avec valeur de $1/t \cdot \ln[(h^0 - H^0)/(h(t) - H^0)]$		avec valeur de $1/(t(n+1) - t_n) \cdot \ln[(h(t_n) - H^0)/(h(t_{n+1}) - H^0)]$
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent
Valeur caractéristique de $(1/t) \cdot \ln(Y_0/Y(t))$	0.0037	0.0038	0.0147
L/rw	37.05	21.83	21.83
Constante A	2.42	1.98	1.98
Constante B	0.46	0.35	0.35
$\ln(Re/rw)$	0.36	0.44	0.44
Re	0.15	0.05	0.05
Perméabilité k (m/s)	2.4062E-07	2.4937E-07	9.6077E-07
			1.2454E-05

Tableau 4 : Détails des calculs de la perméabilité par les méthodes de BOUWER et RICE et HVORSLEV pour le piézomètre 1.

A la lecture du tableau, nous pouvons remarquer que les résultats se situent dans un intervalle de valeurs restreint. Toutefois, nous pouvons penser que la valeur obtenue à l'aide de la méthode 3 est la plus probable. En effet, elle s'applique uniquement en régime pseudo-permanent, et elle intègre successivement les mesures en appliquant le terme (9).

Au final, nous avons obtenu les valeurs de perméabilité suivantes pour les différents piézomètres considérés (Tableau 5) :

Lieu	N° du piézomètre sur le terrain	K mesurée (m/s)
Ngallenka	1	9.61E-7
	2	1.00E-7
	3	7.71E-7
	4	2.80E-7
	6	1.26E-7
	7	2.17E-7
	8	8.66E-6
	14	5.26E-8
	15	2.14E-8
Donaye	1	2.64E-6
	2	8.94E-5
	3	7.72E-6
	A	3.11E-6
	B	8.01E-6
	C	1.47E-6

Tableau 5: Bilan des valeurs de perméabilité (m/s) obtenues à l'aide du slug-test pour les piézomètres considérés.

CHAPITRE 3 APPLICATION DE MODELES THEORIQUES

Dans le domaine des sciences du sol, appliquer, déduire des modèles « empiriques » pour déterminer les paramètres hydrodynamiques est une vraie préoccupation. La détermination de liens entre la théorie et la pratique occupe un intérêt particulier.

Dans notre cas, le calcul de la conductivité hydraulique à l'aide de modèles, va nous permettre de comparer les valeurs obtenues, à celles mesurées sur le terrain à l'aide du slug-test. En effet, une cohérence entre les valeurs obtenues permettrait un gain de temps et de commodité, plutôt que des réelles difficultés expérimentales. Il ne serait plus nécessaire de réaliser des mesures de slug-test sur le terrain. Pour cela, nous allons essayer de relier la granulométrie (effectuée sur des échantillons de forage) à la conductivité hydraulique à saturation (K_s).

La conductivité hydraulique peut être déterminée suivant une méthode de calcul avec des modèles mathématiques. Cette grandeur est calculée à partir de paramètres relatifs à la géométrie du réseau poreux de la roche, qui sont des paramètres facilement mesurables.

Le concept de base qui permet ce type de calcul a été développé par CHILDS et COLLIS-GEORGE (1950), MARSHALL (1958) et MILLINGTON et QUIRCK (1960, 1961, 1964), ARYA et PARIS (1981, 1999). Il repose sur la probabilité d'interconnexion des pores remplis d'eau et dont le rayon varie.

Lors de notre étude, nous allons utiliser successivement deux modèles : celui de ARYA et PARIS permettant de relier la granulométrie d'un sol à la distribution de la taille des pores, suivi de celui de MARSHALL, afin d'obtenir une valeur de la conductivité hydraulique pour chaque échantillon. Ensuite, nous exposerons les résultats obtenus, et enfin nous en effectuerons l'analyse.

3.1 Le modèle de ARYA et PARIS

Le modèle de ARYA et PARIS est une méthode indirecte pour estimer la courbe de rétention d'un sol à partir des données de la taille des particules (la granulométrie). En effet, en se basant sur l'analogie entre la répartition de la taille des grains et celle des pores, il est possible de reconstituer une courbe de rétention à partir d'une courbe granulométrique.

3.1.1 La courbe de rétention

Dans la zone non saturée du sol, la teneur en eau et le potentiel de pression varie simultanément. La relation existant entre ces deux paramètres constitue dès lors un élément essentiel de la description de la dynamique de la phase liquide en régime variable non saturé. Cette relation exprime les variations d'intensité des forces de capillarité et d'adsorption en fonction de la teneur en eau (quantité d'eau contenue dans un réservoir : θ).

Les forces de capillarité et d'adsorption dépendent respectivement de l'organisation de l'espace poral du sol et de la surface spécifique de ses particules constitutives. La relation entre le potentiel de pression et la teneur en eau constitue une caractéristique spécifique à un sol, ou plus généralement à type de sol (*Figure 7*).

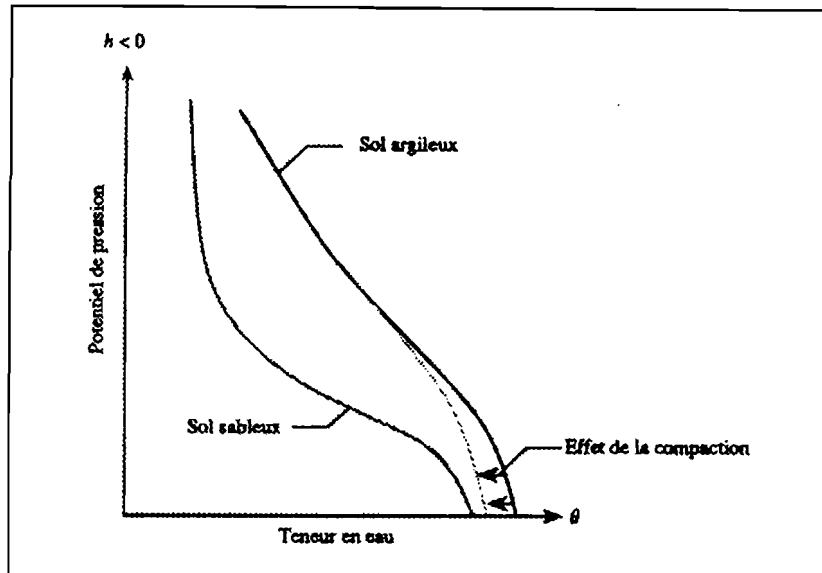


Figure 7: Influence de la texture et de la structure sur la relation $h(\theta)$ (d'après MUSY A. et SOUTTER M., 1991).

Graphiquement, cette relation $h=f(\theta)$ est représentée par une courbe, appelée courbe caractéristique d'humidité du sol ou **courbe de rétention**.

3.1.2 Principe

Cette méthode consiste à fractionner la courbe de distribution de la taille des particules en n fractions de même porosité. Chaque fraction est supposée composée de particules sphériques de taille uniforme.

(d'après ARYA L.M. and PARIS J.M., 1981 ; ARYA L.M. et al, 1999 (a))

Tout d'abord, le volume des pores est défini par :

$$V_{pi} = \frac{w_i}{\rho_s} * e = \pi * r_i^2 * l_i \quad (1)$$

Avec - w_i : la masse solide d'une fraction [M],

- ρ_s : la densité des particules [$M.L^{-3}$],

- e : l'indice des vides,

- r_i : le rayon des pores [L],

- l_i : la longueur des pores [$L.M^{-1}$].

L'indice des vides, e , représente le volume relatif des espaces vides, c'est-à-dire le volume des vides par rapport au volume des particules. Ce qui revient à :

$$e = \frac{\text{Volume total} - \text{Volume des particules}}{\text{Volume des particules}}$$

Il est généralement compris entre 0,3 et 2,0 et s'exprime par la relation suivante :

$$e = \frac{\rho_s - \rho_b}{\rho_b} \quad (2)$$

Avec ρ_b : la densité du solide [$M.L^{-3}$] qui peut varier de 1,5 à 1,8.

La teneur en eau, θ_i [$L^3.L^{-3}$], est obtenue par additions successives du volume des pores remplis d'eau, soit :

$$\theta_i = \phi * S_w * \sum_{j=1}^{j=i} w_j \quad (3)$$

Avec - S_w : un facteur correctif dans le cas où la porosité calculée par les densités serait différentes de celle mesurée par une autre méthode (saturation en eau),

- $i = 1, 2, \dots, n$,

- ϕ : la porosité totale [$L^3.L^{-3}$]. Elle est constituée par l'ensemble des vides contenus dans une roche, et elle est mesurée en % du volume total de la roche. Soit :

$$\phi = \frac{\text{Volume total} - \text{Volume des particules}}{\text{Volume total}} = \frac{\rho_s - \rho_b}{\rho_s}$$

Le nombre de particules sphériques, n_i , pour chaque fraction de la courbe de la répartition de la taille des particules, est calculé de la manière suivante :

$$n_i = \frac{3 * w_i}{4 * \pi * \rho_s * R_i^3} \quad (4)$$

Avec R_i : le rayon des particules moyennes pour les i fractions de taille de particules.

Pour un sol idéal constitué de particules sphériques de taille uniforme assemblées de manière cubique, l_i peut être estimée par $l_i = 2 * n_i * R_i$, sachant que le rayon des pores est relié au rayon des particules par :

$$r_i = 0.816 * R_i * e \quad (5)$$

Pour un sol naturel constitué de la même masse solide, mais composé de particules non sphériques arrangées au hasard, on introduit un terme correctif empirique α , tel que $l_i = 2 * n_i^\alpha * R_i$. En combinant l'équation (1) et (4), $\frac{r_i^2}{R_i^3} = \frac{4 * n_i * e}{3 * l}$, le rayon des pores est relié au rayon des particules par :

$$r_i = 0.816 * R_i * e * n_i^\alpha \quad (6)$$

Avec - n_i^α : le nombre de particules [sans dimension],

- α : un paramètre empirique, qui peut varier de 1,35 à 1,7. Par analogie entre la taille des grains et celle des pores, les grains sont assimilés aux pores, donc on peut obtenir l'espace vide. Le paramètre α essaie de rendre compte de la tortuosité du réseau poreux sans préjuger du type d'empilement.

Remarque : dans l'article de 1999 (b), ARYA donne une méthode pour déterminer α , qui plus est, n'est pas constant sur toute la courbe de rétention. En effet, il varie d'une fraction à l'autre :

$$\alpha = \frac{-2.478 + 1.490 * \log\left(\frac{w_i}{R_i^3}\right)}{\log\left(\frac{3 * w_i}{4 * \pi * \rho_s * R_i^3}\right)} \quad (7)$$

Sur la base de l'équation de Laplace, il est possible de calculer la pression capillaire associée à chaque taille de pore, selon la relation suivante :

$$h_i = \frac{2 * \gamma * \cos \theta}{\rho_w * g * r_i} \quad (8)$$

Avec - γ : la tension interfaciale air-eau [M.T⁻²],

- θ : l'angle de contact entre l'eau et le solide [°],
- ρ_w : la densité de l'eau [M.L⁻³],
- g : l'accélération de la pesanteur [L.T⁻²].

Remarque : en général, sur les minéraux, on considère une parfaite mouillabilité de l'eau tel que $\theta = 0^\circ$ à 25°C . En conséquence, $\cos \theta = 1$, donc il sera négligé dans les autres équations.

Les pressions calculées sont couplées avec les teneurs en eau calculées afin d'obtenir la courbe de rétention (cf figure 7) du sol étudié. Cette courbe ainsi obtenue correspond à celle d'une matrice idéale qui indique que sa géométrie est bien définie. Ses propriétés peuvent être utilisées comme base pour caractériser les déviations entre la courbe de rétention expérimentale et celle idéale. Elle donne un indice sur l'hétérogénéité du sol, et également sur sa texture. En effet, cette méthode est plus fiable lorsqu'il s'agit de sols sableux.

3.2 Le modèle de MARSHALL

Le modèle de MARSHALL a été développé en 1958. Il a permis d'établir une relation entre la répartition de la taille des pores et la perméabilité. En effet, les pressions calculées précédemment couplées avec les teneurs en eau, peuvent être reliées à une valeur de perméabilité.

(d'après MARSHALL T.J., 1958)

Les hypothèses sont les mêmes que pour le modèle de ARYA et PARIS :

- ✓ L'échantillon est fractionné en n éléments identiques de même porosité,
- ✓ Dans chaque élément, les n classes de pores sont présentes, et les pores supposés cylindriques (de rayon $r_1, r_2, \dots, r_n$) ont été déterminés par les expériences de drainage (mesure de la pression capillaire).

Darcy a montré que sur les flux d'un fluide à travers un matériel poreux, la vitesse linéaire (u) est donnée par :

$$u = - \frac{K}{\eta} * \frac{d\phi}{dl} \quad (9)$$

Avec - K : la perméabilité [L^2],

- η : la viscosité [$M.L^{-1}.T^{-1}$],

- $\frac{d\phi}{dl}$: le gradient de potentiel dû au flux.

Avec le développement des méthodes associées, pour la mesure de la répartition de la taille des pores (RICHARDS, 1949), il a été possible d'utiliser la taille des pores à la place des propriétés des particules, comme base de l'expression de la perméabilité.

Poiseuille a montré que dans un tube capillaire, si l'écoulement est laminaire, la vitesse moyenne u' [$L.T^{-1}$] à travers une section circulaire, s'exprime par :

$$u' = - (r_1^2 * \frac{d\phi}{dl} * \frac{1}{8\eta}) \quad (10)$$

Avec r_1 : le rayon pour un matériel poreux isotrope [L].

Si une coupe est réalisée dans un matériel poreux qui a une porosité ε , elle sera composée de sections identiques, formée de capillaires de même porosité, ayant un rayon r_1 . Ainsi, la vitesse u' , dans chaque section va être équivalente à $\frac{u''}{\varepsilon}$, où u'' est la vitesse linéaire apparente pour des pores moyens ($cm.s^{-1}$). De cette manière, on peut écrire :

$$u'' = u' * \varepsilon$$

$$u'' = - (\varepsilon * r_t^2 * \frac{d\phi}{dl}) * (\frac{1}{8\eta}) \quad (11)$$

On suppose que le flux passe d'une section A à une section B de manière aléatoire. De plus, la surface unitaire de chaque section est formée par une portion n de même aire $\frac{1}{n}$, de porosité ε , et de rayon moyen $r_1, r_2, \dots, r_n$ où $r_1 > r_2 > \dots > r_n$.

Le rayon des pores r_1 de la section A va être connecté avec n portions de chaque section B $\frac{1}{n^2}$. La surface du rétrécissement résultant de ce contact pore-pore va être celle du plus petit pore. En moyenne, l'aire de ce contact va être ε fois l'aire de la plus petite section rencontrée.

Ainsi, la surface de contact entre chaque portion n de la surface B avec la première portion de la surface A, va être $\varepsilon\pi r_1^2, \varepsilon\pi r_2^2, \dots, \varepsilon\pi r_n^2$.

De même, la portion A contenant des pores de rayon r_2 , va fournir des aires ($\varepsilon\pi r_1^2, \varepsilon\pi r_2^2, \dots, \varepsilon\pi r_n^2$) pour d'autres portions n de la surface B ($\frac{1}{n^2}$) avec lesquelles elles sont en contact.

La série continue de la même manière jusqu'à la n ème portion de la surface A contenant des pores de rayon r_n . Cette dernière portion va fournir une aire de $\varepsilon\pi r_n^2$ pour chaque portion n de la surface B avec laquelle elle est en contact. C'est la probabilité d'interconnexion des pores entre eux (Figure 8).

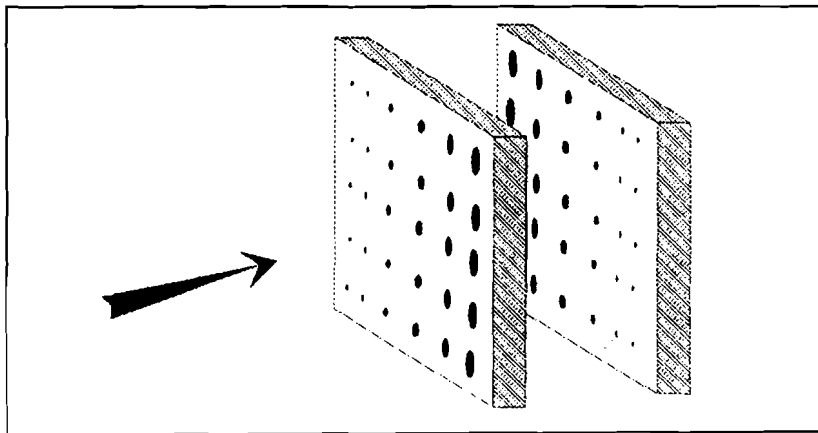


Figure 8 : Représentation schématique du modèle des pores interconnectés de MARSHALL (d'après PAVONE, 1982).

Ainsi, l'aire moyenne (A) d'une section pour toutes les portions n^2 de la surface B est égale à :

$$A = \frac{\varepsilon * \pi * [(r_1^2 + r_2^2 + \dots + r_n^2) + (2r_2^2 + r_3^2 + \dots + r_n^2) + \dots + n * r_n^2]}{r_n^2}$$

$$\text{Soit } A = \frac{\varepsilon * \pi}{n^2} * [r_1^2 + 3r_2^2 + 5r_3^2 + \dots + (2n-1)r_n^2]$$

La surface de cette section est utilisée pour représenter la surface d'une coupe, d'un tube de rayon r_t , où circule un flux à travers un milieu poreux. D'où :

$$r_t^2 = \frac{\varepsilon}{n^2} * [r_1^2 + 3r_2^2 + 5r_3^2 + \dots + (2n-1)r_n^2] \quad (12)$$

En remplaçant r_t^2 dans l'équation (11), l'expression de la vitesse linéaire, u , dans une direction normale d'une coupe de matériel poreux devient :

$$u = - \frac{\varepsilon}{n^2} * \frac{d\phi}{dl} * \frac{[(r_1^2 + 3r_2^2 + 5r_3^2 + \dots + (2n-1)r_n^2)]}{8\eta} \quad (13)$$

En égalisant les équations (9) et (13), on obtient :

$$K = \frac{\varepsilon}{8n^2} * [r_1^2 + 3r_2^2 + 5r_3^2 + \dots + (2n-1)r_n^2] \quad (14)$$

L'équation (14) permet donc de calculer la perméabilité dans un matériel poreux à partir de la distribution de la taille des pores.

La mesure de la taille des pores peut être reliée à une pression en cm d'eau. Dans un processus, l'eau qui se retire des pores par aspiration est mesurée. Le rayon du plus grand pore restant plein d'eau quand une succion h [L] de cette dernière est appliquée est donnée par :

$$r = \frac{2 * \gamma * \cos \theta}{\rho_w * g * h} \quad (15)$$

Avec - γ : la tension interfaciale air-eau [M.T⁻²],
 - ρ_w : la densité de l'eau [L.T⁻³],
 - g : l'accélération de la pesanteur [L.T⁻²].

D'après (15), $r^2 = 2,25.10^{-2} * h^2$ à 20°C.

En remplaçant r dans l'équation (6), on obtient :

$$K = 2,8.10^{-3} * \varepsilon^2 * n^{-2} * [h_1^{-2} + 3h_2^{-2} + 5h_3^{-2} + \dots + (2n-1)h_n^{-2}] \quad (16)$$

Avec - h : la tension de l'eau [L],
 - h_1 correspond à r_1 , appartenant à la catégorie des plus grands pores,
 - h_n correspond à r_n , appartenant à la catégorie des plus petits pores.

Dans les équations (14) et (16), K est donnée comme la perméabilité intrinsèque en cm^2 . Or la conductivité hydraulique K est déduite de la perméabilité intrinsèque dans un milieu poreux (cf chapitre 2.1) à l'aide de la fluidité f. Par conséquent, il est possible de calculer K :

$$K = k * f$$

3.3 Principe des calculs

Pour calculer la perméabilité, il faut appliquer le modèle de ARYA et PARIS suivi du modèle de MARSHALL.

3.3.1 Application du modèle de ARYA et PARIS

Pour appliquer ce premier modèle, nous avons utilisé une feuille de calcul *Excel*.

Nous avons tout d'abord calculé la teneur en eau à l'aide de l'équation (3).

$$\theta_i = \phi * S_w * \sum_{j=1}^{j=i} w_j \quad (3)$$

en utilisant la porosité ϕ (qui prend en compte le paramètre ρ_b) et les données granulométriques (w_j : % de chaque fraction) de chaque échantillon lors de la mise en place des piézomètres. Nous avons fait figurer les graphiques des courbes granulométriques cumulées (Annexe 3) pour tous les autres piézomètres afin de faciliter leur lecture. La courbe granulométrique du piézomètre 1 est représentée ci-dessous.

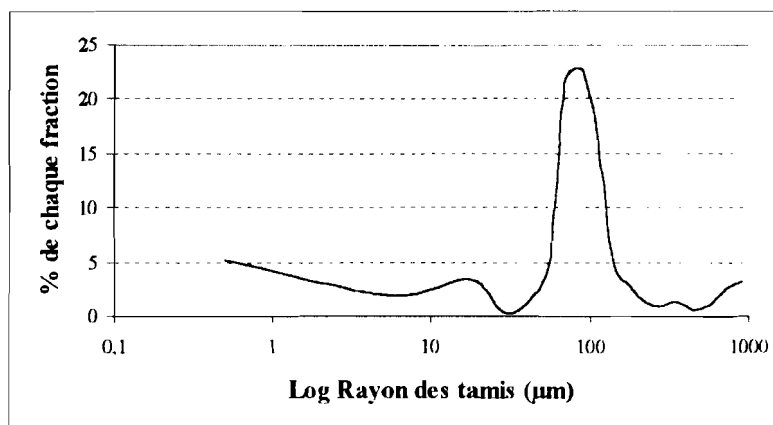


Figure 9 : Courbe granulométrique du piézomètre 1.

Remarque : Dans le protocole de détermination de la granulométrie, nous distinguons : la granulométrie 5 fractions (argile, limon fin, limon grossier, sable fin, sable grossier) qui est rapportée à 100%, et la granulométrie des sables (15 fractions) qui est rapportée à 100% du sable total.

Ensuite, pour obtenir la pression en eau, $h_i = \frac{2 * \gamma * \cos \theta}{\rho_w * g * r_i}$ (8), nous avons calculé le rayon des pores, r_i , à l'aide de l'équation (6) : $r_i = 0.816 * R_i * e * n_i^\alpha$, qui prend en compte le paramètre α . Pour cela, nous avons utilisé les données de la granulométrie

Cette feuille de calcul *Excel* nous a permis d'obtenir la courbe de la pression en eau en fonction de la teneur en eau : $h = f(\theta)$ pour chaque échantillon, en prenant en compte les deux paramètres α et ρ_b . Les valeurs de ces derniers peuvent être variables selon le cheminement suivi pour l'application de la méthode de MARSHALL. La courbe correspondante au piézomètre 1 est représentée dans le graphique suivant.

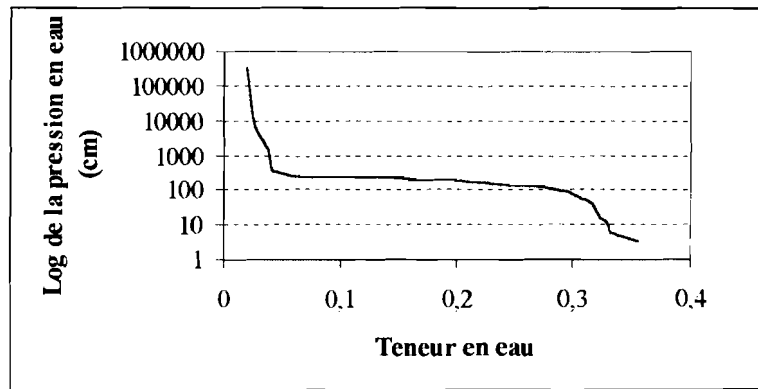


Figure 10 : Courbe de rétention du piézomètre 1.

3.3.2 Application du modèle de MARSHALL

Ensuite, à partir des données obtenues par le modèle de ARYA et PARIS (θ et h), nous avons appliqué le second modèle, celui de MARSHALL qui donne d'après l'équation 16 la relation entre la perméabilité et la pression en eau par :

$$K = 2,8.10^{-3} * \epsilon^2 * n^{-2} * [h_1^{-2} + 3h_2^{-2} + 5h_3^{-3} + \dots + (2n-1) h_n^{-2}]$$

Nous avons établi précédemment que nous pouvons faire varier α et ρ_b pour le calcul de h . Par conséquent, ces deux paramètres ont aussi une influence sur le calcul de K .

Pour déterminer K , nous avons utilisé 3 méthodes différentes :

1. Soit un programme appelé « k », où α et ρ_b sont fixes : $\alpha = 1.35$ et $\rho_b = 1.7$ (densité apparente du sable). Nous avons obtenu **K1**, à l'aide des équations.
2. Soit une feuille de calcul *Excel* appliquant la formule de VAN GENUCHTEN, qui est la suivante :

$$\theta(h) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + (\alpha * h)^n\right]^{\frac{n+1}{n}}} \quad (17)$$

Avec - θ_s : La teneur en eau à saturation,
 - θ_r : la teneur en eau résiduelle,
 - α et n : deux paramètres empiriques.

La formule de VAN GENUCHTEN utilise une courbe de rétention ajustée et a pour but de travailler sur une courbe idéalisée, débarrassée d'éventuels artefacts pouvant générer de fortes valeurs de K_s lors de l'utilisation du modèle de Marshall.

Pour l'application de cette formule, nous avons appliqué quatre variantes, pour connaître l'influence des paramètres α et ρ_b , et celle des sables grossiers :

- ✓ Soit α et ρ_b sont fixes comme dans le programme « k », respectivement égaux à 1.35 et 1.7, qui nous a permis de calculer **K2**,
- ✓ Soit α et ρ_b sont variables suivant les échantillons et nous avons calculé **K3**.

Aussi, nous avons utilisé cette formule en retirant les valeurs des sables grossiers (comprises entre 200 μ m et 2000 μ m) dans les données de la granulométrie initiale.

En effet, il faut rappeler que ce sont les valeurs en sable grossier qui gênent le calcul de perméabilité. Le sol peut présenter une alternance de lits de sables de granulométrie différente qui serait à l'origine du caractère hétérogène des horizons de ce sol. Or, les modèles supposent que l'échantillon soit uniforme.

Ainsi, nous avons à nouveau appliqué la formule (17), comme précédemment, c'est à dire, en distinguant deux cas :

- ✓ Lorsque α et ρ_b sont fixes, valeur de **K4**,
- ✓ Lorsque α et ρ_b sont variables, valeur de **K5**.

3. Soit une feuille de calcul *Excel* reliant directement la conductivité hydraulique à la taille des particules (d'après ARYA L.M. et al., 1999 (b)).

$$K = \frac{c * \phi_e}{\pi} * \sum_{j=1}^{J=t} R_j^{(x-2)} * w_j * [0.667 * e * n_j^{(1-\alpha_j)}]^{(x-2)/2} \quad (18)$$

Avec $c = 10^{1.849}$ et $x = 3.999$. Ce sont des paramètres empiriques qui ont été obtenus à l'aide de modèle de calibration et de test, à partir duquel une moyenne pour chaque paramètre a été effectuée en fonction de la texture de chaque échantillon.

Nous avons obtenu la valeur **K6** à l'aide de l'équation (18), où le paramètre

$$\alpha = \frac{-2.478 + 1.490 * \log\left(\frac{w_i}{R_i^3}\right)}{\log\left(\frac{3 * w_i}{4 * \pi * \rho_s * R_i^3}\right)} \text{ varie pour chaque fraction alors que le paramètre } \rho_b \text{ est fixe.}$$

Le cheminement suivi pour les différents calculs de perméabilité est récapitulé dans le tableau suivant :

	K1	K2	K3	K4	K5	K6
Modèle de ARYA et PARIS	Feuille de calcul <i>Excel</i>					Feuille de calcul <i>Excel</i>
Modèle de MARSHALL	Programme « k »	Feuille de calcul <i>Excel</i> utilisant la formule de VAN GENUCHTEN				
Valeur de α	1,35	1,35	Variable	1,35	Variable	Variable
Valeur de ρ_b	1,7	1,7	Variable	1,7	Variable	1,7

Tableau 6 : Récapitulatif des étapes de calculs de la perméabilité.

Ces méthodes ont donné respectivement les valeurs de la perméabilité pour chaque échantillon, en m.s^{-1} .

3.4 Résultats et discussion

Les valeurs de perméabilité obtenue correspondent à un horizon du sol, à une profondeur particulière. Lors du forage de chaque piézomètre, des échantillons ont été prélevés à différentes profondeurs. Ainsi, pour chaque piézomètre, nous avons choisi l'échantillon correspondant à la profondeur de celui-ci.

Pour chaque mesure de slug-test sur le terrain, nous avons choisi la profondeur du niveau d'eau initial, quand celui-ci était en dessous du niveau haut de la crépine, et inversement.

L'application des modèles a été effectuée sur les piézomètres dont nous disposons des données granulométriques sur le terrain, c'est à dire, dans la région du Ngallenka, les numéros 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 14, 15 et dans la région de Donaye, le piézomètre A. Nous avons obtenu les valeurs de perméabilité suivantes, exprimées en m.s^{-1} :

Lieu	N°du piézomètre sur le terrain	K mesurée	Echantillon théorique correspondant	K1 calculée	K2 calculée	K3 calculée	K4 calculée	K5 calculée	K6 calculée
Ngallenka	1	9.61E-7	2	8.47E-5	1.58E-6	8.87E-8	5.82E-7	3.23E-8	5.54E-4
	2	1.00E-7	4	8.53E-4	2.02E-4	2.94E-4	2.25E-4	6.24E-3	8.50E-4
	3	7.71E-7	8	2.92E-5	5.87E-7	3.97E-7	4.74E-7	3.21E-7	4.40E-4
	4	2.80E-7	10	1.41E-4	2.55E-6	1.59E-7	3.70E-7	3.20E-8	5.13E-4
	6	1.26E-7	17	2.62E-4	3.05E-5	9.45E-6	3.69E-3	4.34E-5	5.21E-4
	7	2.17E-7	22	4.61E-4	1.35E-5	9.21E-6	4.32E-4	7.50E-6	7.23E-4
	8	8.66E-6	27	6.34E-4	1.46E-5	3.49E-4	2.32E-5	1.95E-7	7.65E-4
	14	5.20E-8	55	2.97E-4	1.51E-5	3.80E-6	1.83E-2	4.86E-5	6.58E-4
	15	2.14E-8	63	1.93E-2	4.08E-3	8.22E-3	5.06E-6	1.01E-5	7.58E-4
Donaye	A	3.11E-6	Dnya	-	1.73E-7	1.17E-7	9.85E-6	8.18E-6	3.12E-5

Tableau 7 : Comparaison entre les valeurs mesurées de perméabilité et celles calculées pour les piézomètres 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 14, 15 et A.

Nous pouvons également visualiser ces résultats dans le graphique suivant :

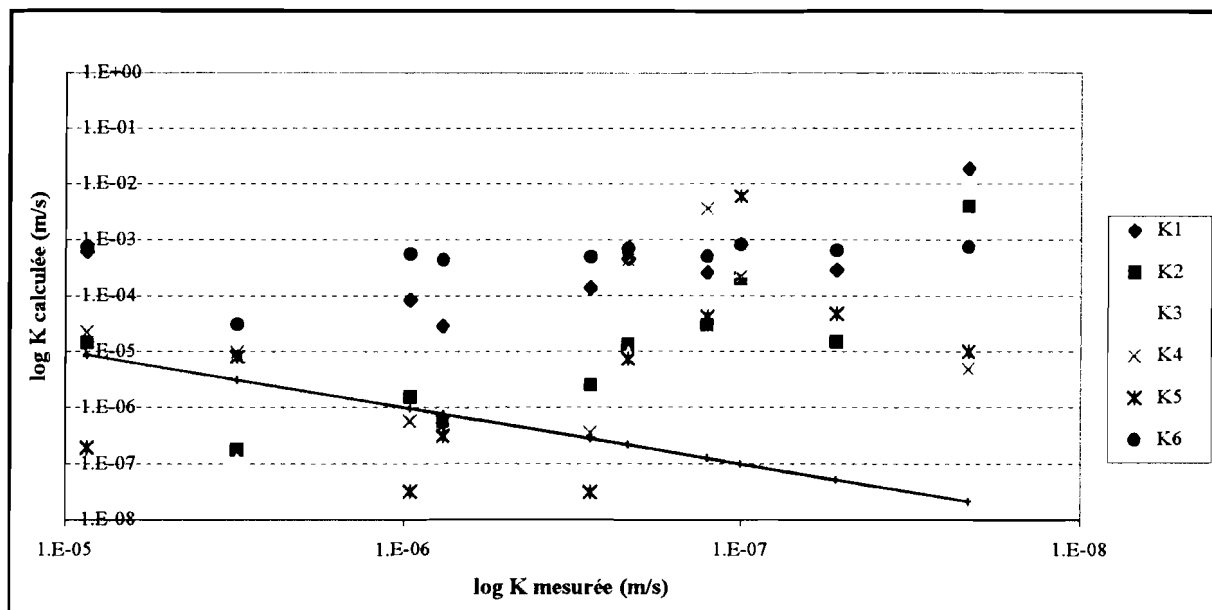


Figure 11 : Comparaison entre les valeurs de perméabilité mesurée et celles calculées pour les piézomètres 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 14, 15 et A.

Nous pouvons remarquer que sur l'ensemble des résultats théoriques obtenus, une majorité ne correspond pas avec les valeurs mesurées. Cependant, nous notons que pour chaque valeur de K mesurée, les différentes valeurs de K calculées correspondantes sont alignées. Et dans la plupart des cas, elles sont placées dans le même ordre. Cette remarque nous montre la cohérence des différentes méthodes. Dans ce cas, ne pouvons-nous pas déduire qu'il serait possible, moyennant l'introduction d'un facteur correctif, d'obtenir des résultats plus satisfaisants.

Toutefois, nous pouvons noter que les échantillon correspondants aux piézomètres 1, 3 et A, sont ceux qui possèdent les valeurs les plus cohérentes, avec une plus grande précision pour le 1 et le 3. En effet, nous avons mesuré $8.80E^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ et $7.71E^{-7} \text{ m.s}^{-1}$, et nous avons obtenu respectivement $5.82E^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ et $4.74E^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ à l'aide de la méthode de K4. La méthode utilisée pour le calcul de K4 semble la plus cohérente. Elle utilise la formule de VAN GENUCHTEN, en fixant α et ρ_b , et en retirant les valeurs des sables grossiers.

Dans l'ensemble, nous pouvons également observer que l'utilisation de la formule de VAN GENUCHTEN fournit les résultats les plus proches des valeurs mesurées (K2, K4, K5).

Remarque : Il faut noter que la formule VAN GENUCHTEN tend à « idéaliser » l'allure de la courbe de rétention de chaque échantillon. Par conséquent, certains points situés aux extrémités de cette courbe sont parfois supprimés. Or la perméabilité est la plus représentative pour des teneurs en eau maximum, qui correspondent aux plus grands pores. Ceci tend à expliquer que les valeurs de perméabilité obtenues à l'aide de cette formule soient plus faibles.

Il faut également rappeler que les modèles s'appliquent bien lorsque les sols ont des teneurs en argile qui sont faibles, or il s'est avéré que ce n'était pas toujours le cas. Nous pouvons citer les échantillons des piézomètres 2, 8 et 14 qui contiennent respectivement 25.2 %, 26.5 % et 22.7 % d'argile, ce qui n'est pas négligeable.

Une étude entre la teneur en argile dans chaque échantillon et la perméabilité de ce dernier a été effectuée. La courbe qui suit, $K = f(\text{teneur en argile})$, a permis de mettre en évidence une certaine tendance des deux paramètres. Nous pouvons remarquer que plus la teneur en argile augmente, plus la conductivité hydraulique diminue. En effet, un sol argileux augmente l'effet de la compaction, et par conséquent la pression en eau. Or, d'après l'équation (16), si h augmente, K augmente.

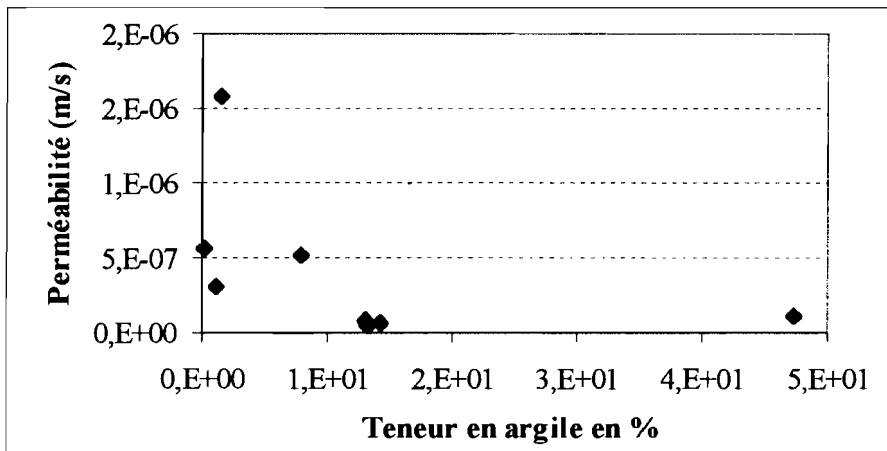


Figure 12 : Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en argile.

En définitive, les résultats obtenus par l'application de ces modèles ne sont pas assez satisfaisants, pour que ces derniers puissent être reproduits, voire même appliqués sans utiliser des mesures de terrain. Toutefois, nous avons remarqué une certaine cohérence entre les valeurs calculées qui pourrait laisser penser que moyennant l'introduction d'un facteur correctif entre ces valeurs et celles mesurées, il serait possible d'obtenir des résultats satisfaisants.

3.5 Analyse critique du modèle et des méthodes utilisées

Nous pouvons supposer que les hypothèses nécessaires à l'application de ces modèles théoriques n'étaient pas réunies, bien qu'elles aient été appliquées sur des échantillons de sol naturels :

- ✓ Un échantillon fractionné en n éléments identiques de même porosité,
- ✓ Dans chaque élément, les n classes de pores sont représentés,
- ✓ La section est représentée par un tube capillaire dans lequel l'écoulement est laminaire et les différents pores sont cylindriques,
- ✓ Une parfaite mouillabilité de l'eau,
- ✓ Une teneur en argile faible dans le sol,
- ✓ Un sol homogène.

La première source de dérive que nous pouvons noter provient des données granulométriques.

Nous ne pouvons pas nous assurer de la structure initiale des échantillons de forage car ils ont été remaniés. Aussi, nous pouvons penser que les fractions granulométriques ne sont pas réparties de manière aléatoire, mais qu'il existe des plans préférentiels d'écoulement, que le modèle ne prend pas en compte. En effet, les courbes granulométriques ne sont pas unimodales, elles sont dans la plupart des cas bimodales en ce qui concerne les fractions grossières. Nous pouvons alors supposer qu'il existe des alternances de lits plus ou moins hétérogènes dans les horizons du sol, qui entraîneraient des modifications de sa structure. Ce dernier ne serait alors pas homogène. Or, il faut rappeler qu'une proportion de fractions grossières non négligeable est responsable de fortes valeurs de perméabilité dans le modèle.

Par ailleurs, nous avons constaté que dans certains échantillons la proportion en argile n'est pas négligeable.

Les autres sources de dérive peuvent être liées à l'application même des modèles.

Lors de l'application de certaines méthodes (calcul de K_1 , K_2 , K_4), les paramètres α et ρ_b ont été fixés, alors que ce sont des paramètres variables. En effet, α varie de 1.35 à 1.7 et essaie de rendre compte de la tortuosité du réseau poreux sans préjuger du type d'empilement. La densité du solide, ρ_b , varie de 1.5 à 1.8. Nous l'avons apprécié à 1.7 car c'est à peu près la densité apparente du sable.

Au contraire, pour le calcul de K_3 et K_5 , nous avons fait varier α et ρ_b . Dans certains cas, les valeurs obtenues étaient proches des valeurs mesurées (pour les piézomètres 1 et 3 particulièrement). Toutefois, cette méthode n'est pas satisfaisante car elle n'est pas reproductible : les variations des deux paramètres ne sont pas les mêmes pour tous les piézomètres.

Aussi, pour le calcul de K_2 , K_3 , K_4 , K_5 , nous avons utilisé la formule de VAN GENUCHTEN pour appliquer le modèle de MARSHALL. Or pour cela, nous avons calculé les différents paramètres de l'équation (16) à partir des valeurs de h et θ obtenues à l'aide du modèle de ARYA et PARIS. Lors de cette étape, il existe par conséquent une source d'erreur. En effet, nous n'avons pas traité des données brutes, mais des valeurs qui avaient été obtenues en utilisant un premier modèle théorique.

Pour le calcul de K_6 , nous avons appliqué l'équation (17) où interviennent des paramètres empiriques (plus particulièrement c et x). Leurs valeurs ont été obtenues à l'aide de modèle de calibration et de test, à partir duquel une moyenne pour chaque paramètre a été effectuée en fonction de la texture de chaque échantillon.

Toutefois, il faut noter que la moyenne du coefficient de corrélation pour ces calculs est de 0.913, ce qui semble satisfaisant.

Aussi, nous pouvons faire des recommandations au sujet du mode de prélèvement des échantillons, ainsi que leurs manipulations.

En conclusion, nous pouvons penser que la principale source de dérive est due à la nature même des échantillons, qui ne répondaient pas aux hypothèses nécessaires à l'application des modèles.

Les piézomètres situés dans les périmètres de Donaye se situent à de moindre profondeur, et présentent des sables plus réguliers, donc ils sembleraient qu'ils répondent mieux aux exigences des hypothèses que ceux situés près du Ngallenka. Il serait alors intéressant

d'obtenir leurs données granulométriques afin de leur appliquer les modèles, pour vérifier la cohérence de ces derniers, et peut-être une plus grande validité.

En définitive, cette analyse nous a conduit à montrer que l'utilisation d'un outil de modélisation comporte des limites, qu'il n'est parfois pas possible de transgresser. Les modèles empiriques ont certaines exigences qui ne peuvent être satisfaites dans les conditions naturelles.



Photo 1: Traces blanches de sel (probablement du gypse) dans des canaux..

CHAPITRE 4 EVOLUTION DE LA NAPPE

Le « Ngallenka » est un bras mort du fleuve Sénégal, qui a été remis artificiellement en eau. Le long de ce nouveau bras, des périmètres irrigués ont été aménagés dans le cadre du programme avec la KFW et la S.A.E.D. (cf 1.3), d'où l'intérêt de faire un suivi de la nappe. Cette étude va nous permettre de connaître l'influence du Ngallenka et de l'irrigation sur le niveau de la nappe, et leurs conséquences si le niveau de celle-ci monte trop fortement.

Des traces de salinisation commencent à apparaître dans ces périmètres (*Photo 1*). Ce même phénomène existe à l'office du Niger au Mali depuis une cinquantaine d'années, et pose actuellement de sérieux problèmes (baisse des rendements...) sur la qualité des sols. En effet, environ cinquante kilos de sels sont récoltés sur une parcelle d'un hectare. Nous pouvons alors nous demander si à long terme ces problèmes ne seront pas à prévoir dans notre zone.

Les données relatives à la nappe ont été relevées dès la mise en place des parcelles, et l'évolution de celle-ci est régulièrement suivie à l'aide de mesures piézométriques. Ce suivi va nous permettre de dégager la tendance générale de l'évolution de la nappe.

Nous allons tout d'abord tracer une coupe décrivant l'évolution de la profondeur de la nappe en fonction du temps pour chaque piézomètre, en corrélant ces données avec celles relatives au niveau du fleuve Sénégal et aux précipitations dans la région. Ensuite, nous effectuerons des transects afin d'étudier la progression de la nappe dans l'espace. Enfin, nous visualiserons la nappe en trois dimensions afin d'étudier l'évolution de celle-ci dans le temps et dans l'espace.

Parmi les piézomètres étudiés dans les chapitres précédents, les piézomètres 8 et 15 n'ont pu être suivis, faute de données disponibles.

4.1 Coupes

Un suivi du niveau piézométrique de notre zone, sur la période janvier 1999 à août 2000, va nous permettre de connaître la tendance générale (hausse ou baisse) de la nappe, et les facteurs qui sont à l'origine de son évolution.

4.1.1 Principe et résultats

Les données brutes récoltées nous indiquent la profondeur de la nappe par rapport à la tête de chaque piézomètre correspondant. Aussi, il a fallu soustraire cette valeur à l'altitude de la tête de chaque piézomètre pour obtenir la hauteur, h , de la nappe par rapport au niveau de la mer (l'altitude IGN de la zone : entre + 4 et + 6 m).

Un graphique relatif à l'évolution du niveau de la nappe dans chaque piézomètre a été tracé : $h = f(\text{temps})$, sur lequel figure la moyenne mobile*. Ce paramètre permet d'atténuer les fluctuations saisonnières et permet d'apprécier la tendance générale (Annexe 4).

Le niveau de la nappe n'est pas le même dans tous les piézomètres. Toutefois, il se situe entre une altitude de 3,50 m et 5 m, ce qui pourrait correspondre au niveau de la nappe régionale. L'altitude de la zone variant entre + 4 m et + 6 m, le niveau de la nappe oscille entre 7,50 m et 11 m par rapport au niveau du sol.

Nous avons également tracé un graphique sur lequel figurent les variations suivantes, pour chaque piézomètre en activité, en fonction du temps (Annexe 5):

- ✓ L'altitude du niveau du fleuve Sénégal (cm) ;
- ✓ L'altitude du niveau de la nappe (cm), auxquelles nous avons ajouté un certain facteur (variable selon la hauteur de la nappe) pour simplifier la lecture du graphique ;
- ✓ Les hauteurs des précipitations de la zone (mm).

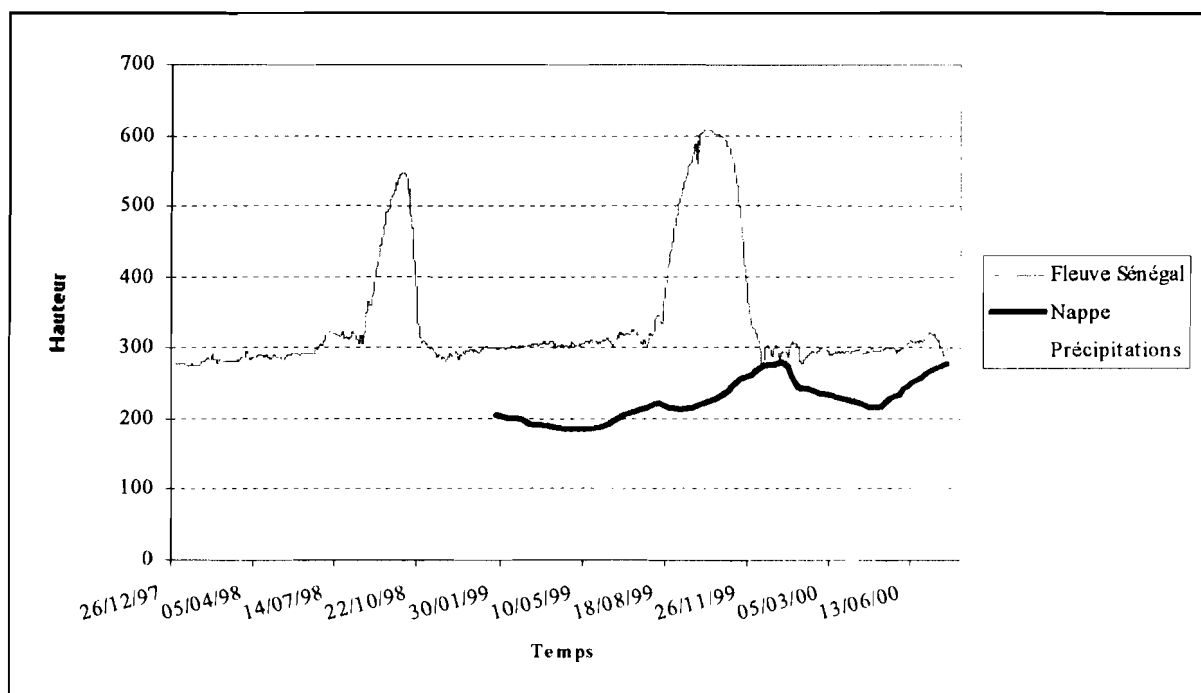


Figure 13 : Evolution du niveau du fleuve Sénégal, de la nappe dans le piézomètre 1 et des précipitations sur la période 26/12/97 au 10/08/00.

Remarque : le piézomètre 1 se situe le long d'une parcelle irriguée.

* La moyenne mobile projette des valeurs dans une période de prévision en se basant sur la valeur moyenne de la variable sur un nombre donné de périodes précédentes (dans notre cas 5). Elle indique une tendance qui serait impossible de déceler à l'aide d'une moyenne simple de toutes les données historiques.

De plus, il faut noter que les données relatives aux périodes pendant lesquelles s'effectue l'irrigation (débit dans les parcelles, ouverture des vannes...) ne sont pas disponibles. Cependant, nous savons que trois saisons culturales se succèdent pendant l'année :

- ✓ La contre saison froide pendant ou pas une activité maraîchère n'est pas systématique. Par conséquent, il y a peu d'eau dans les parcelles ;
- ✓ La contre saison chaude et la saison des pluies pendant lesquelles la culture du riz est pratiquée. Dans ce cas, les parcelles sont irriguées et la lame d'eau est importante.

D'une manière générale, la contre saison froide s'étend des mois de novembre à janvier-février, la contre saison chaude s'étend des mois de février-mars à juin-juillet et l'hivernage dure des mois de juillet-août à octobre.

4.1.2 Discussion

Les fréquences des précipitations ont des répercussions sur les crues du fleuve, en particulier pendant l'hivernage. Ainsi, les courbes relatives au niveau du fleuve et aux précipitations présentent la même allure.

L'analyse des variations du niveau de la nappe montre que du mois de février 1999 au mois de février 2000, le niveau d'eau n'est pas constant, mais a tendance à augmenter (+0,4 m/an). Cette élévation est, soit provoquée par la riziculture, qui par percolation recharge de manière importante la nappe, soit par la crue du fleuve, soit engendrée par la remise en eau du Ngallenka.

Cette remontée est marquée par deux élévations successives.

La première hausse (+ 0,36 m) du niveau de la nappe débute au mois de mai et se termine au mois d'août, ce qui correspond à la contre saison sèche, période pendant laquelle les parcelles sont irriguées.

Ensuite, le niveau de la nappe se stabilise, pour remonter une seconde fois (+ 0,64 m) du mois de septembre au mois de janvier. Ce phénomène est à corréler avec la crue du fleuve quelques mois auparavant. D'importantes variations du niveau du fleuve se traduisent par de faibles variations de celui de la nappe, ce dernier drainant toutes les eaux de ruissellement de son bassin versant.. D'une part, la réponse de la nappe est en moindre proportion, il semble normal que la réaction de la nappe face à un événement pluvieux soit moins importante que la crue du fleuve. D'autre part, la réaction de la nappe est décalée dans le temps par rapport à la crue du fleuve(à la pluie). Ce décalage entre les variations du niveau du fleuve et ses répercussions sur la nappe s'explique par le « temps de réponse » du sol. En l'occurrence, c'est le temps nécessaire à l'eau pour s'infiltrer dans le sol et rejoindre la nappe.

Aussi, faut-il rappeler que le Ngallenka est un bras du fleuve Sénégal, il présente donc le même régime hydrique. Par conséquent, nous pensons que cette élévation du niveau se cumule avec la crue du Sénégal, et se répercute par une remontée du niveau de la nappe en fin d'année.



Photo 2 : Un piézomètre non situé dans une parcelle irriguée (le 15).

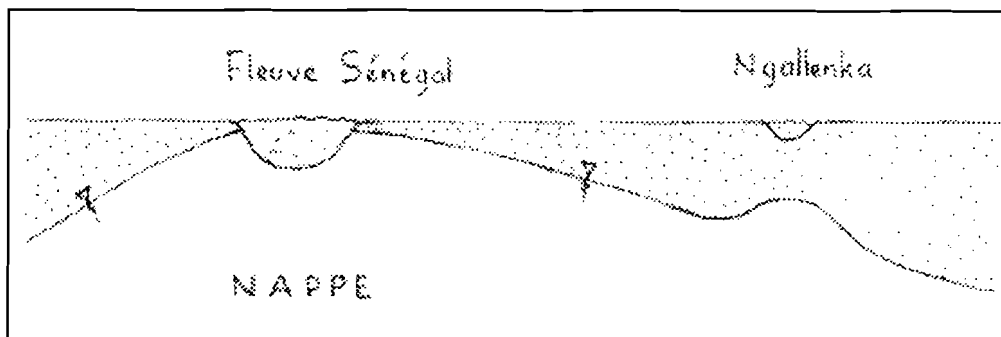


Figure 14 : Schéma interprétatif : sources d'alimentation de la nappe phréatique.

Le fleuve alimente le Ngallenka, mais il peut également servir à évacuer les eaux du marigot pendant les crues.

La distance entre chaque piézomètre et le Ngallenka étant variable, elle peut influencer le caractère plus ou moins rapide des réponses du sol.

Numéro du piézomètre en activité	Distance par rapport au Ngallenka (m)
1	117
2	533
3	833
4	100
6	167
7	133
10	165
14	467

Tableau 8 : Distance entre chaque piézomètre et le Ngallenka.

L'analyse des graphiques relatifs aux autres piézomètres (2, 3, 4, 6, 7, 10 et 14), montre des variations du niveau de la nappe incohérentes (cas des piézomètres 2, 3 et 10), ou bien la présence de palier aberrant (cas du piézomètre 14).

Ceci peut être dû à des erreurs de mesures ou de manipulations sur le terrain. En effet, la sonde de l'appareil de mesure est sensible à la moindre présence d'humidité, qu'elle soit à l'origine de la présence d'eau ou bien de boue.

De plus, nous constatons que les piézomètres situés à proximité de parcelles irriguées (2 et 3), présentent une remontée de leur niveau d'eau pendant la contre saison sèche, ces derniers étant alimentés par une irrigation en surface. De plus, ils sont proches d'un marigot.

Ils présentent une élévation du niveau de leur nappe, qui intervient après la crue du fleuve. Cette réponse a lieu à plus ou moins long terme de cet événement, et semble se cumuler avec la crue du Ngallenka à la même période. Cet effet est remarquable pour les piézomètres n'étant pas situés dans des périmètres irrigués (Photo 2), et ne sont donc pas alimentés par une irrigation en surface (cas des piézomètres 4, 6, 7, 10 et 14). Ils ne présentent pas cette élévation.

En conclusion, nous enregistrons une hausse du niveau de la nappe chaque année. Le fleuve Sénégal est responsable de la plus forte élévation du niveau d'eau (principalement après les crues de l'hivernage). Par conséquent, il est la principale source d'alimentation de la nappe, l'irrigation et le Ngallenka ne l'alimentant que superficiellement.

4.2 Transects

Des transects ont été tracés afin de connaître l'évolution des piézomètres dans le temps et dans l'espace. Ils nous permettent de juger :

- ✓ de l'impact de la distance de chacun par rapport au Ngallenka,
- ✓ de leurs réactions vis à vis des saisons et de l'irrigation,
- ✓ de l'effet cumulatif de tous ces paramètres.

Toutefois, il faut rappeler que tous les piézomètres ne sont pas en activité. Considérant leur position respective, deux seuls transects ont pu être tracés : 1-2-3 et 4-6.

4.2.1 Transect 1-2-3

Le transect 1-2-3 a été réalisé selon la coupe schématique suivante, qui nous a permis d'obtenir la figure 15 :

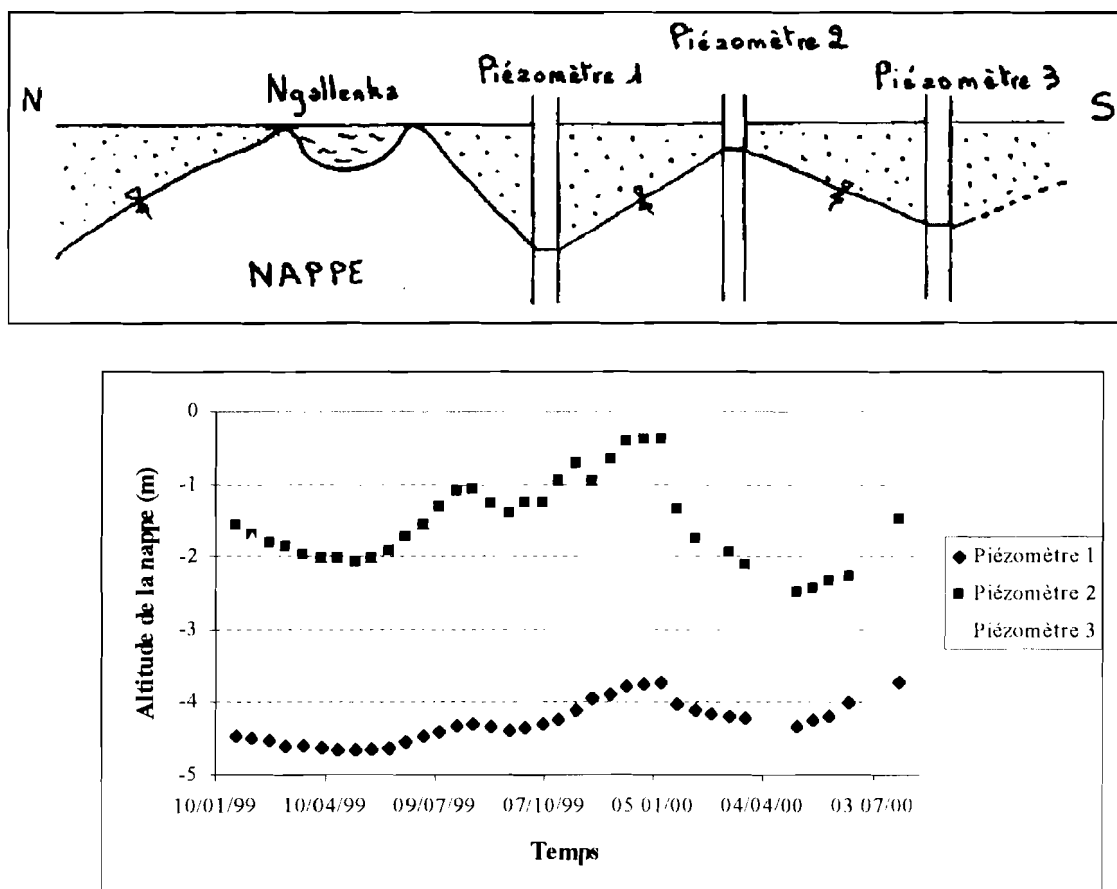


Figure 15 : Evolution de l'altitude de la nappe sur la période 10/01/99 au 10/08/00 pour les piézomètres 1, 2 et 3.

Le niveau d'eau dans le piézomètre 1 se situe plus bas que celui des piézomètres 2 et 3. Il faut rappeler qu'il est le plus proche du Ngallenka, suivi ensuite des piézomètres 2 et 3.

Le piézomètre 3 se situe à proximité d'un marigot permanent qui atteint la limite des parcelles pendant l'hivernage. Ce marigot existait bien avant la remise en activité du Ngallenka. Nous pouvons alors penser qu'il exerce une plus grande influence que le Ngallenka, plus récent et donc qui est plus lent à se mettre en place. Le piézomètre 3 est par conséquent moins influencé par le fleuve que les deux autres.

Le piézomètre 2 peut être influencé par ces deux sources : le Ngallenka et le marigot, ce qui pourrait expliquer que son niveau soit plus élevé.

Par conséquent, le piézomètre 1 serait plus représentatif que le 2 et le 3, ayant plus tendance à refléter l'incidence de la remise en eau du Ngallenka sur l'évolution de la nappe.

L'emplacement de chaque piézomètre et les différentes sources d'alimentation peuvent expliquer les variations du niveau de la nappe. Par conséquent, cette dernière réagit aux sources d'alimentation extérieures.

A partir du mois de novembre 1999, le niveau d'eau dans le piézomètre 3 redescend, suivi des piézomètres 2 et 1 à partir du mois de janvier 2000. Ensuite le niveau remonte (nouveau cycle) successivement dans chacun des trois piézomètres. Ceci souligne l'influence du marigot sur le piézomètre 3 puis sur le 2 et enfin sur le 1 (ordre respectif par rapport au fleuve), ainsi qu'une moindre influence du Ngallenka par rapport à celui-ci.

L'analyse du piézomètre 1 confirme l'influence de l'irrigation pendant la contre saison sèche, et celle du fleuve Sénégal et du Ngallenka à la fin de l'hivernage.

Dans l'ensemble, le niveau d'eau dans chaque piézomètre remonte progressivement du mois de mai 1999 au mois de novembre 1999, puis redescend de manière plus rapide après la saison des pluies. **Le niveau final est dans tous les cas plus élevé que le niveau initial.** Ceci peut-être du à la remise en activité du Ngallenka.

Et le cycle recommence, avec un niveau d'eau qui est remonté entre le début et la fin du cycle...

Il serait intéressant de modéliser ce phénomène pour en connaître l'évolution à long terme.

En définitive, nous pouvons conclure que **la nappe est principalement contrôlée par les saisons (crues du fleuve Sénégal) et est superficiellement contrôlée par l'irrigation, et le niveau d'eau dans les marigots à proximité des piézomètres.** De plus, la distance entre chaque piézomètre et le fleuve a une influence sur le temps de réponse de la nappe au point considéré.

On peut se demander si le phénomène de remontée de la nappe n'entraînera pas certaines conséquences (en l'occurrence une mobilisation du sel marin et une remontée de celui-ci vers la surface) ou s'il va trouver un état d'équilibre.

Ce scénario est à relier avec les observations de l'office du Niger au Mali :

- ✓ Une eau présentant un faciès avec une alcalinité résiduelle vis à vis de la calcite positive,
- ✓ Une élévation du niveau de la nappe de 40 mètres en 50 ans, qui ont entraînés une dégradation des sols.

Par ailleurs, il a pu être remarqué que ce processus s'exprime principalement dans le cas où les agriculteurs n'appliquent pas une bonne gestion de leur ressource en eau (organisation pour l'ouverture des vannes...).

4.2.2 Transect 4-6

Le transect 4-6 a été réalisé à partir de la coupe schématique NW – SE suivante, qui nous a permis d'obtenir la figure 16 :

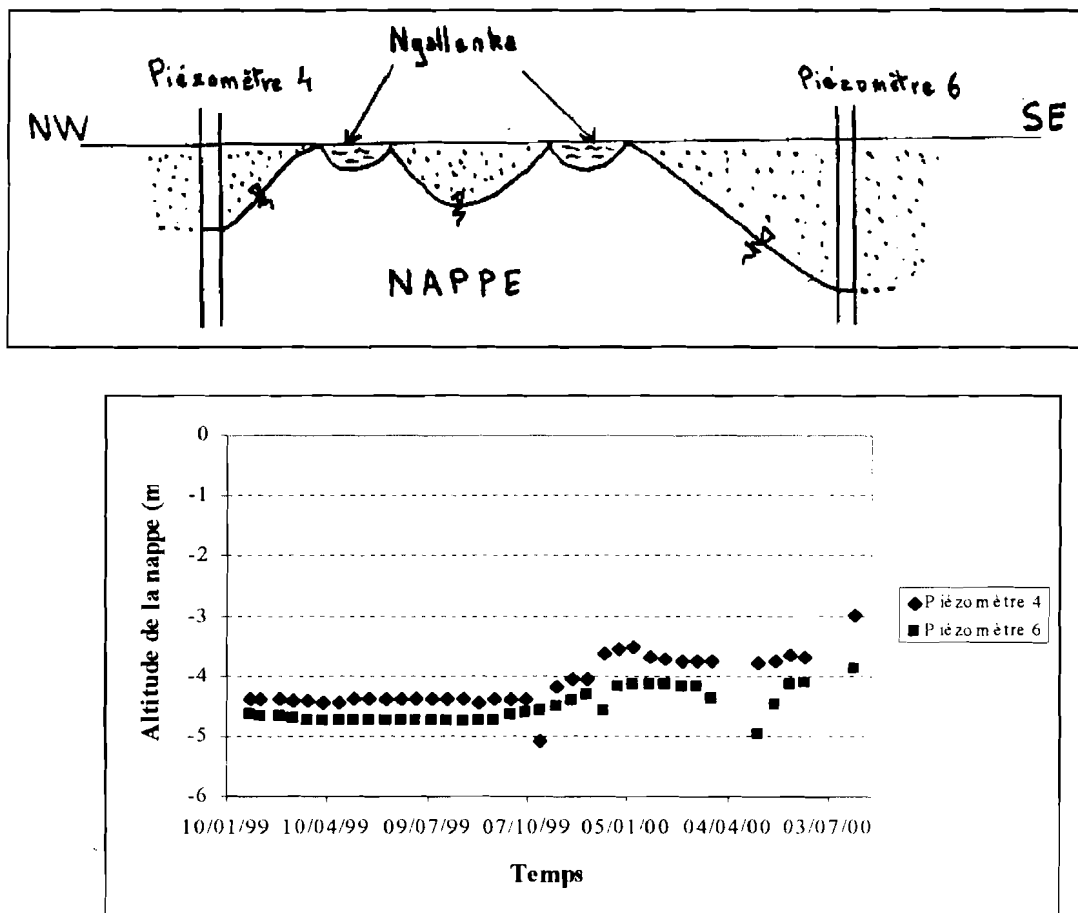


Figure 16 : Evolution de l'altitude de la nappe sur la période du 10/01/99 au 10/08/00 pour les piézomètres 4 et 6.

Le niveau d'eau dans les deux piézomètres a la même allure mais avec un décalage dans le temps. Le piézomètre 6 réagit avant le 4 alors qu'il est 67 m plus loin du canal. Ceci peut peut-être s'expliquer par leur perméabilité ($1.15E^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ et $1.78E^{-8} \text{ m.s}^{-1}$). En effet, le sol du piézomètre 6 est environ 6 fois plus perméable que celui du 4.

Il aurait été donc intéressant de faire un transect avec deux piézomètres de même ordre de perméabilité pour mettre plus en évidence l'influence de la distance au Ngallenka, mais les données ne sont pas disponibles.

4.3 Visualisation en 3D de la nappe

Nous avons visualisé l'évolution de la nappe en 3 dimensions à l'aide du logiciel « SURFER ». Nous avons tracé deux graphiques à un an d'intervalle, pendant la saison sèche, le premier daté du 9/02/99 et le second daté du 8/02/00. Nous avons utilisé les coordonnées x et y de chaque piézomètre (*Annexe 6*) auxquelles nous avons associé la profondeur du niveau d'eau par rapport au niveau de la mer. Ensuite nous avons effectué la différence entre ces deux graphiques afin de connaître l'évolution du niveau d'eau dans les différents piézomètres et dans le temps.

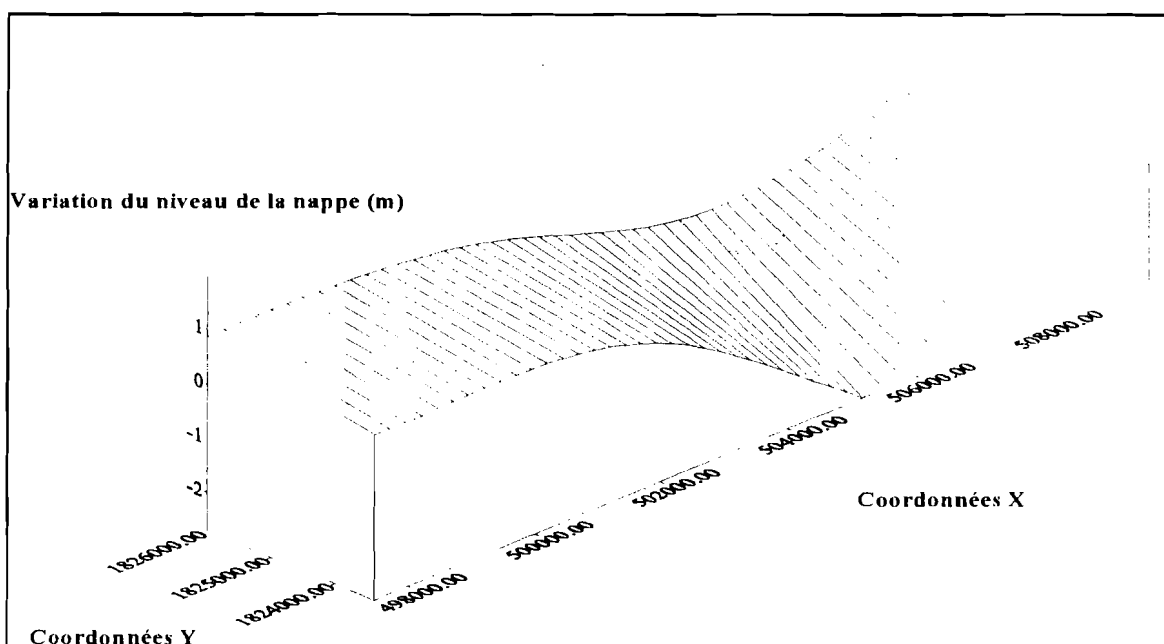


Figure 17 : Visualisation en trois dimensions du niveau de la nappe du 10-01-99 au 10-08-00.

D'une manière générale le niveau de la nappe remonte, toutefois il est variable selon le piézomètre considéré (+ 0,4 m pour le piézomètre 1, + 0,13 m pour le 2, + 0,29 m pour le 7). Cette augmentation peut s'expliquer par la localisation des piézomètres. Ceux situés à l'ouest du graphique, sont alimentés par l'irrigation dans les cultures, contrairement à ceux situés à l'est. Ces derniers sont implantés dans une zone qui n'est pas encore cultivée, mais qui se trouve à proximité du Doué. Le Doué est aussi un bras du fleuve Sénégal, qui alimente le Ngallenka depuis sa remise en activité début 1999. Nous pouvons alors penser que c'est le Doué qui alimenterait ces piézomètres.

Nous constatons également une chute du niveau d'eau (- 2,50 m), qui correspond au piézomètre 10. Il faut rappeler que lors de sa mise en place, la région était inondée. Par conséquent, initialement son niveau était anormalement élevé et progressivement il tend vers un équilibre, qui semble être celui de la nappe régionale.

Ces résultats confirment bien ce que nous avons observé lors du suivi de la nappe à l'aide des transects.

CONCLUSION

Cette étude avait pour objectif de suivre et de caractériser l'aquifère du périmètre irrigué du secteur Ngallenka Amont.

Il est possible de tester différents scénarios d'irrigation et de connaître leur impact sur le sol en utilisant des modèles empiriques. Pour cela, il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques du sol, comme la conductivité hydraulique. Ce paramètre a donc été mesuré sur le terrain à l'aide du slug-test, ou essai par choc hydraulique, sur tous les piézomètres en activité jusqu'alors.

Ensuite, nous avons appliqué des modèles théoriques, celui de ARYA et PARIS, suivi de celui de MARSHALL, pour calculer la perméabilité des sols de notre secteur. L'application de ces modèles ne nous a pas permis d'établir de liens entre les valeurs mesurées sur le terrain et les valeurs théoriques obtenues. Par conséquent, il n'est pas possible de s'affranchir d'effectuer des mesures de slug-test sur le terrain. Toutefois, les valeurs théoriques sont cohérentes entre elles. Dans ce cas, ne pouvons-nous pas déduire que les modèles utilisés ont un biais, et qu'il serait possible, moyennant l'introduction d'un facteur correctif, d'obtenir des résultats plus satisfaisants ?

Nous pouvons penser que la principale source de dérive de l'application de ces modèles est due à la nature même des échantillons. En effet, leur structure initiale n'a pas été conservée lors de leur prélèvement. Nous pouvons supposer que ces échantillons ne sont pas répartis de manière aléatoire, or cette hypothèse n'est pas prise en compte par les modèles. Il existerait une alternance de lits plus ou moins grossiers dans les horizons du sol qui pourrait en modifier la structure.

De plus, des proportions non négligeables de fractions grossières ont été constatées, alors qu'elles sont responsables de fortes valeurs de perméabilité lors de l'application des modèles.

Une proportion en argile non négligeable a été relevée pour certains échantillons.

Enfin, entre 1999 et 2000, l'analyse de l'évolution de la nappe nous a permis de montrer que son niveau est remonté. Nous avons constaté que cette élévation du niveau d'eau est principalement due au fleuve Sénégal (crues saisonnières), quelques marigots, la remise en activité récente du Ngallenka et l'irrigation n'entraînant que de petites variations superficielles. Aussi, faut-il noter que les distances respectives de chaque piézomètre par rapport au Ngallenka ont un impact sur le temps de réponse du niveau d'eau dans ces derniers. La localisation des piézomètres dans une zone irriguée est également à l'origine d'élévations plus importantes du niveau d'eau.

L'implantation de périmètres irrigués dans la vallée a donc un impact indirect sur l'évolution de la nappe, et pose effectivement des problèmes liés au transfert de sels et à la gestion de l'eau.

Aussi, face à cette évolution, il faut trouver un moyen de lutte simple et efficace, compatible avec les techniques de cultures, les moyens financiers et les coutumes des paysans sénégalais. Des aménagements, comme les systèmes de drainage existent, et permettent de ralentir ce phénomène de remontée de la nappe. En surface, l'évaporation est intense ; et est donc le siège des plus fortes concentrations. Le drainage des parcelles permet alors d'écouler cette solution du sol en surface. L'inconvénient est que le lieu de rejet et de pompage des drains est le même.

Aussi, des traces de salinisation sont déjà remarquables sur le terrain. Or, ce phénomène affecte la fertilité des sols. Un excès de sels pourrait conduire à long terme à une stérilisation des sols. Il serait intéressant au vue des résultats de faire une étude du sol en surface (par infiltration...) et de mettre au point un modèle relatif à l'évolution de la nappe, pour savoir si son niveau va continuer à monter, et ainsi prévoir l'ampleur et l'impact à long terme de ce phénomène.

BIBLIOGRAPHIE

ARYA L.M. and PARIS J.F., 1981, *Physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data*, Soil Sci. Soc. Am. J., volume 45, pages 1023 à 1030.

ARYA L.M. et al, 1999 (a), *Scaling parameter to predict the soil water characteristic from particle-size distribution data*, Soil Sci. Soc. Am. J., volume 63, pages 510 à 519.

ARYA L.M. et al, 1999 (b), *Relationship between hydraulic conductivity function and the particle-size distribution*, Soil Sci. Soc. Am. J., volume 63, pages 1063 à 1070.

BERTRAND et al., 1993, *La dégradation des sols des périmètres irrigués de grandes vallées subsahariennes (cas de l'office du Niger au mali)*, Cahiers Agriculture, volume 2, 349 pages.

BOIVIN P. et al, 1995, *Nianga - Laboratoire de l'agriculture irriguée en moyenne vallée du Sénégal*, ORSTOM, 562 pages.

BOUWER H. et RICE R.C., 1976, *A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells*, Water Resources Research, volume 12, n°3.

CALOT G., 1969, *Cours de statistique descriptive-Statistique et programme*, n°6, Dunod, 519 pages.

CASTANY G., 1982, *Principes et méthodes de l'hydrogéologie*, Bordas, 236 pages.

CEUPPENS J. et LAMBRECHTS D., 1999, *Programme d'Appui à la Consolidation et à la Valorisation du Système de Suivi Evaluation de la SAED – Rapport final*, 78 pages.

FAO-SEDAGRI, 1969, *Carte pédomorphologique de la vallée et du delta du Sénégal au 1 50 000 - Podor 3a, 3b et Dagana 4b*, IGN.

FOUCAULT A. et RAOULT J.F., 1995, *Dictionnaire de géologie*, 4^{ème} édition, Masson, 324 pages.

Groupe de Travail Réhabilitation des périmètres irrigués du Réseau Recherche-Développement, 1991, *La réhabilitation des périmètres irrigués*, GRET, 79 pages.

HAMMECKER Claude, 1993, *Importance des transferts d'eau dans la dégradation des pierres en œuvre*. Thèse de Géologie et Pétrophysique : Université Louis Pasteur de Strasbourg, 254 pages.

HVORSLEV J.M., 1951, *Time lag and soil permeability in ground water observations*, bulletin 36, U.S. Corps of ENG., Waterways Exp. Sta., 50 pages.

LAVAL F., 1996, *Caractérisation hydrodynamique des aquifères alluviaux de la vallée du fleuve Sénégal – Région de Podor Ndiaye – Méthode du slug-test*, ORSTOM, Dakar, 21 pages.

MANE Landing., 1999, *La surface du sol de la moyenne vallée du fleuve Sénégal : contribution à l'étude de la dynamique actuelle des milieux naturels – du terrain à la télédétection satellitaire*, Thèse de géographie physique : Université Louis Pasteur de Strasbourg, 388 pages.

MARRANT D., 1998, *Caractérisation de l'aquifère dans le secteur Ngallenka Amont – Conductivité hydraulique par la méthode du slug-test*, ORSTOM, 40 pages.

MARSHALL T.J., 1958, *A relation between permeability and size distribution of pores*, *Journal of Soil Sciences*, n°9, 8 pages.

MICHEL P., 1973, *Les basSins des fleuves Sénégal et Gambie-Etude géomorphologique*, ORSTOM, n° 63, 3 tomes, 752 pages.

MUSY A. et SOUTTER M., 1991, *Physique du sol*, Collection Gérer l'environnement, Presses polytechniques et universitaires romandes de Lausanne, volume 6, 335 pages.

PELISSIER P., 1989, *Atlas du Sénégal*, Les éditions jeune afrique, 169 pages.

ROBERT & COLLINS, 1983, *Dictionnaire de français-anglais english-french*, Collins publishers, 781 pages.

SAED, 1988, *Implantation de Périmètres Irrigués Villageois sur le Marigot Ngallenka Amont – Etude de Factabilité*, Volume 1.

SAED, 1995, *Actualisation du Dossier de l'Implantation de Périmètres Irrigués Villageois sur le Marigot Ngallenka Amont – Etude de Factabilité*, Volume 2.

SARR B., 1995, *Détermination de la perméabilité des aquifères par la méthode du Slug-Test -- Application à la nappe du littoral nord du Sénégal*, Rapport de DEA de géologie appliquée mention hydrogéologie, Université C.A. Diop de Dakar, 59 pages.

ANNEXES

ANNEXE 1

Feuilles de calcul de la perméabilité à l'aide des méthodes de BOUWER et RICE, et HVORSLEV pour les différents piézomètres situés sur les périmètres du Ngallenka.

Annexe 1a : piézomètre 2

Annexe 1b : piézomètre 3

Annexe 1c : piézomètre 4

Annexe 1d : piézomètre 6

Annexe 1e : piézomètre 7

Annexe 1f : piézomètre 8

Annexe 1g : piézomètre 14

Annexe 1h : piézomètre 15

PIEZOMETRE 2

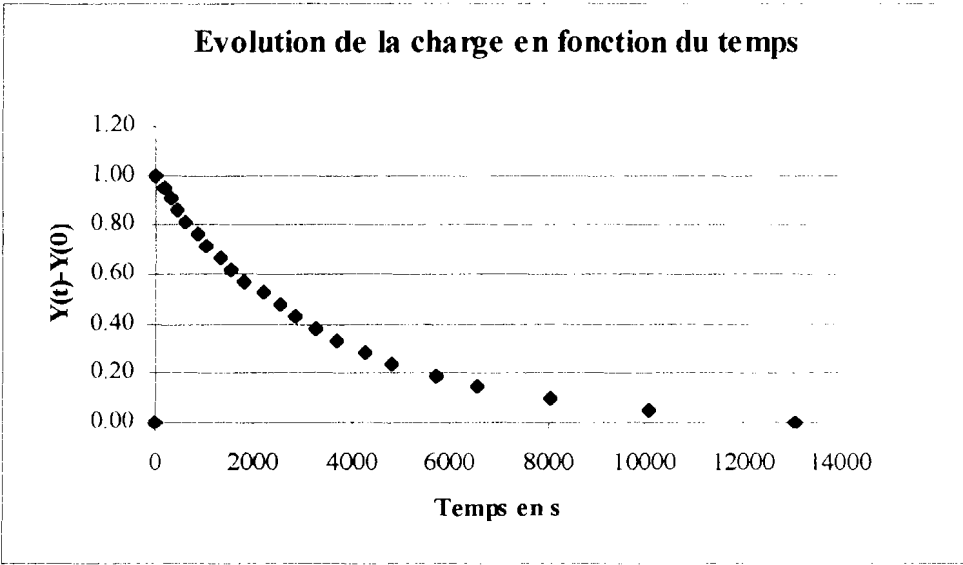
Date : 06/08/00

	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	-4.036
Niveau bas crépine	-	-8.036
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	6.38	-1.529
Niveau d'eau après 2 prélèvements h^0 à $t=0$	6.59	-2.59
Abaissement de la nappe	0.21	-
Niveau du sable	11.43	-6.577

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	4.851
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.216
Rayon du tubage R_c (m)	0.038
Hauteur de crépine libre L (m)	4
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	6.51

Temps (en h ' ")	Niveau d'eau (m)	Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$(1/t)*\ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/((t(n+1)-t(n)))]$ $* \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
t=0 initial	6.38	0	0.00	-	-	-
t=0	6.59	0	1.00	-	-	-
2'36"	6.58	156	0.95	-0.05	0.0003	0.0003
4'51"	6.57	291	0.90	-0.10	0.0003	0.0007
7'22"	6.56	442	0.86	-0.15	0.0003	0.0010
10'09"	6.55	609	0.81	-0.21	0.0003	0.0013
14'03"	6.54	843	0.76	-0.27	0.0003	0.0012
17'29"	6.53	1049	0.71	-0.34	0.0003	0.0016
22'10"	6.52	1330	0.67	-0.41	0.0003	0.0014
25'58"	6.51	1558	0.62	-0.48	0.0003	0.0021
30'28"	6.50	1828	0.57	-0.56	0.0003	0.0021
36'42"	6.49	2202	0.52	-0.65	0.0003	0.0017
42'06"	6.48	2526	0.48	-0.74	0.0003	0.0023
47'41"	6.47	2861	0.43	-0.85	0.0003	0.0025
54'47"	6.46	3287	0.38	-0.97	0.0003	0.0023
1h01'36"	6.45	3696	0.33	-1.10	0.0003	0.0027
1h11'13"	6.44	4273	0.29	-1.25	0.0003	0.0022
1h20'07"	6.43	4807	0.24	-1.44	0.0003	0.0027
1h35'10"	6.42	5710	0.19	-1.66	0.0003	0.0018
1h49'15"	6.41	6555	0.14	-1.95	0.0003	0.0023
2h13'55"	6.40	8035	0.10	-2.35	0.0003	0.0016
2h48'02"	6.39	10082	0.05	-3.04	0.0003	0.0015
3h38'28"	6.38	13108	0.00	-	-	-

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne générale	0.0003	0.0018
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0003	0.0015



	Méthode Bouwer et Rice		Méthode Hvorslev
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Y_o/Y(t))$	avec valeur de $1/t*\ln[(h^o-H^o)/(h(t)-H^o)]$		avec valeur de $1/(t(n+1)-t_n)*\ln[(h(t_n)-H^o)/(h(t_{n+1})-H^o)]$
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Y_o/Y(t))$	0.0003	0.0003	0.0015
L/rw	37.05	21.83	21.83
Constante A	2.42	1.98	1.98
Constante B	0.46	0.35	0.35
$\ln(Re/rw)$	0.36	0.44	0.44
Re	0.15	0.05	0.05
Perméabilité k (m/s)	1.9369E-08	2.0073E-08	1.0020E-07
			1.2988E-06

PIEZOMETRE 3

Date : 05/08/00

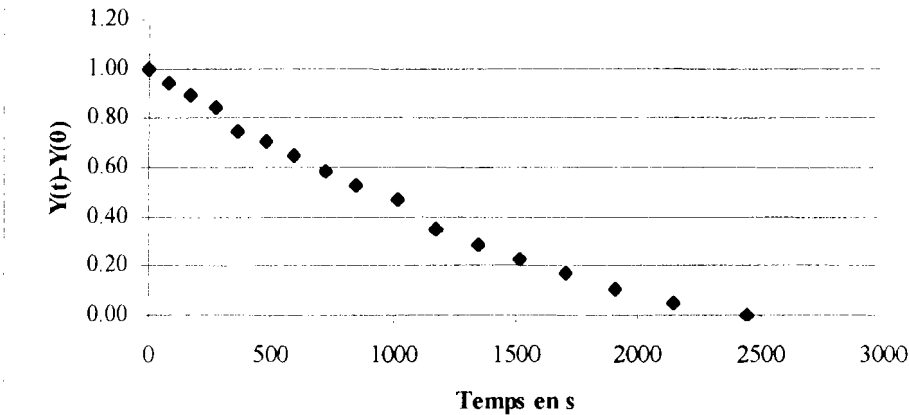
	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	-3.922
Niveau bas crépine	-	-7.922
Niveau d'eau initial H° à t=0	5.88	-1.432
Niveau d'eau après 2 prélèvements h° à t=0	6.04	-2.04
Abaissement de la nappe	0.16	-
Niveau du sable	11.03	-6.577

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	4.448
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant 2rw (m)	0.216
Rayon du tubage Rc (m)	0.038
Hauteur de crépine libre L (m)	4
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	6.49

Temps (en h ' '')	Niveau d'eau (m)	Temps (en s)	$\ln \frac{(h(t)-H^{\circ})}{(h^{\circ}-H^{\circ})}$	$\frac{(1/t)*\ln}{[(h(t)-H^{\circ})/(h^{\circ}-H^{\circ})]}$	$\frac{[1/(t(n+1)-t(n))]}{* \ln [(h(t)-H^{\circ})/(h^{\circ}-H^{\circ})]}$
t=0 initial	5.88	0	0.00	-	-
t=0	6.04	0	1.00	-	-
1'22"	6.03	82	0.94	-0.06	0.0008
2'55"	6.02	175	0.90	-0.11	0.0012
4'36"	6.01	276	0.84	-0.17	0.0017
6'06"	6.00	366	0.75	-0.29	0.0032
7'58"	5.99	478	0.71	-0.35	0.0031
9'52"	5.98	592	0.65	-0.44	0.0038
12'05"	5.97	725	0.59	-0.53	0.0040
14'09"	5.96	849	0.53	-0.64	0.0052
17'03"	5.95	1023	0.47	-0.76	0.0044
19'33"	5.94	1173	0.35	-1.06	0.0071
22'24"	5.93	1344	0.29	-1.25	0.0073
25'14"	5.92	1514	0.23	-1.48	0.0087
28'20"	5.91	1700	0.17	-1.78	0.0096
31'45"	5.90	1905	0.11	-2.22	0.0108
35'41"	5.89	2141	0.05	-3.02	0.0128
40'46"	5.88	2446	0.00	-	-

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne générale	0.0009	0.0056
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0013	0.0118

Evolution de la charge en fonction du temps



	Méthode Bouwer et Rice		Méthode Hvorslev	
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Yo/Y(t))$	avec valeur de $1/t*\ln[(h^o-H^o)/(h(t)-H^o)]$		avec valeur de $1/(t(n+1)-tn)*\ln[(h(tn)-H^o)/(h(tn+1)-H^o)]$	
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent	
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Yo/Y(t))$	0.0013	0.0009	0.0118	
L/rw	37.05	21.83	21.83	
Constante A	2.42	1.98	1.98	
Constante B	0.46	0.35	0.35	
ln (Re/rw)	0.36	0.44	0.44	
Re	0.15	0.05	0.05	
Perméabilité k (m/s)	8.40083E-08	5.63413E-08	7.71E-07	9.98759E-06

PIEZOMETRE 4

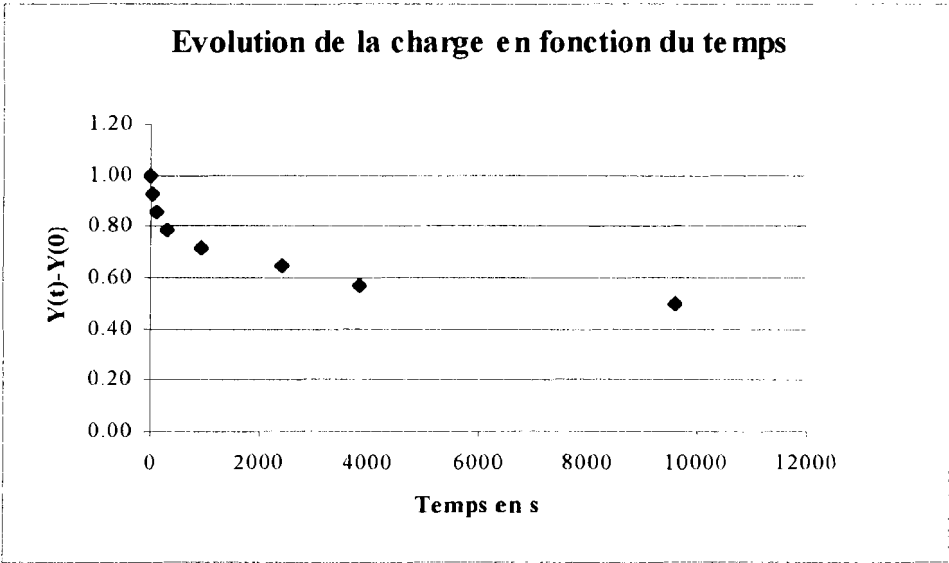
Date : 04/08/00

	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	-3.626
Niveau bas crépine	-	-7.626
Niveau d'eau initial H° à $t=0$	7.89	-3.052
Niveau d'eau après 2 prélèvements h° à $t=0$	7.75	-3.75
Abaissement de la nappe	-0.14	-
Niveau du sable	11.42	-6.577

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	4.838
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.216
Rayon du tubage R_c (m)	0.038
Hauteur de crépine libre L (m)	4
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	4.57

Temps (en h ' ")	Niveau d'eau (m)	Temps (en s)	$(h(t)-H^{\circ})/(h^{\circ}-H^{\circ})$	$\ln [(h(t)-H^{\circ})/(h^{\circ}-H^{\circ})]$	$(1/t)*\ln [(h(t)-H^{\circ})/(h^{\circ}-H^{\circ})]$	$[1/(t(n+1)-t(n))]*\ln [(h(t)-H^{\circ})/(h^{\circ}-H^{\circ})]$
$t=0$ initial	7.75	0	0.00	-	-	-
$t=0$	7.89	0	1.00	-	-	-
52"	7.88	52	0.93	-0.07	0.0014	0.0014
2'05"	7.87	125	0.86	-0.15	0.0012	0.0021
5'25"	7.86	325	0.79	-0.24	0.0007	0.0012
15'50"	7.85	950	0.71	-0.34	0.0004	0.0005
40'13"	7.84	2413	0.64	-0.44	0.0002	0.0003
1h33'27"	7.83	3825	0.57	-0.56	0.0001	0.0004
2h40'27"	7.82	9627	0.50	-0.69	0.0001	0.0001

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne générale	0.0006	0.0009
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0001	0.0003



	Méthode Bouwer et Rice		Méthode Hvorslev
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Y_o/Y(t))$	avec valeur de $1/t*\ln[(h^o-H^o)/(h(t)-H^o)]$		avec valeur de $1/(t(n+1)-t(n))*\ln[(h(tn)-H^o)/(h(tn+1)-H^o)]$
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Y_o/Y(t))$	0.0001	0.0006	0.0003
L/rw	37.05	21.83	21.83
Constante A	2.42	1.98	1.98
Constante B	0.46	0.35	0.35
$\ln(Re/rw)$	0.36	0.44	0.44
Re	0.15	0.05	0.05
Perméabilité k (m/s)	8.71679E-09	3.86782E-08	2.8E-07
			2.30196E-07

PIEZOMETRE 6

Date : 26/07/00

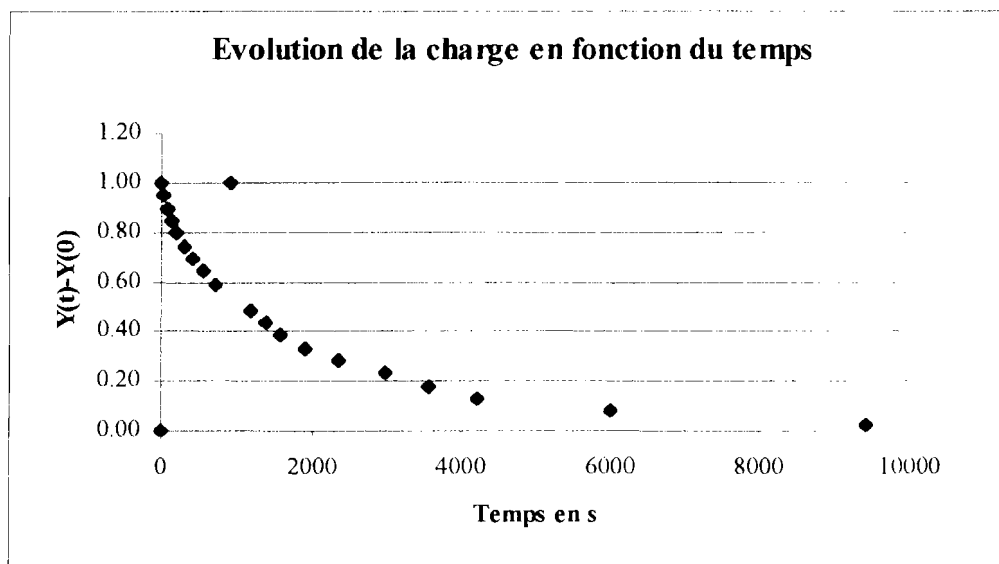
	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	-3.139
Niveau bas crépine	-	-7.139
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	8.705	-3.89
Niveau d'eau après 2 prélèvements h^0 à $t=0$	8.9	-4.90
Abaissement de la nappe	0.195	-
Niveau du sable	11.515	-6.7

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	4.815
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.216
Rayon du tubage R_c (m)	0.038
Hauteur de crépine libre L (m)	4
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	3.25

Temps (en h ' ")	Niveau d'eau (m)
t=0 initial	8.71
t=0	8.90
24"	8.89
1'11"	8.88
2'06"	8.87
3'23"	8.86
5'21"	8.85
7'02"	8.84
9'23"	8.83
12'08"	8.82
15'11"	8.81
20'15"	8.80
23'11"	8.79
26'24"	8.78
31'56"	8.77
39'25"	8.76
49'36"	8.75
59'48"	8.74
1h10'19"	8.73
1h40'12"	8.72
2h36'56"	8.71

Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$(1/t)*\ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))]$ $* \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
0	0.00	-	-	-
0	1.00	-	-	-
24	0.95	-0.05	0.0022	0.0022
71	0.90	-0.11	0.0015	0.0023
126	0.85	-0.17	0.0013	0.0030
203	0.79	-0.23	0.0011	0.0030
321	0.74	-0.30	0.0009	0.0025
422	0.69	-0.37	0.0009	0.0036
563	0.64	-0.44	0.0008	0.0032
728	0.59	-0.53	0.0007	0.0032
911	1.00	0.00	0.0000	0.0000
1215	0.49	-0.72	0.0006	0.0024
1391	0.44	-0.83	0.0006	0.0047
1584	0.38	-0.96	0.0006	0.0050
1916	0.33	-1.10	0.0006	0.0033
2365	0.28	-1.27	0.0005	0.0028
2976	0.23	-1.47	0.0005	0.0024
3588	0.18	-1.72	0.0005	0.0028
4219	0.13	-2.05	0.0005	0.0033
6012	0.08	-2.56	0.0004	0.0014
9416	0.03	-3.66	0.0004	0.0011

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne générale	0.0008	0.0027
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0004	0.0019



	Méthode Bouwer et Rice		Méthode Hvorslev	
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	avec valeur de 1/t*ln[(h°-H°)/(h(t)-H°)]		avec valeur de 1/(t(n+1)-tn)*ln[(h(tn)-H°)/(h(tn+1)-H°)]	
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent	
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	0.0004	0.0008	0.0019	
L/rw	37.05	21.83	21.83	
Constante A	2.42	1.98	1.98	
Constante B	0.46	0.35	0.35	
ln (Re/rw)	0.36	0.44	0.44	
Re	0.15	0.05	0.05	
Perméabilité k (m/s)	2.8429E-08	5.0515E-08	1.2576E-07	1.6219E-06

PIEZOMETRE 7

Date : 04/08/00

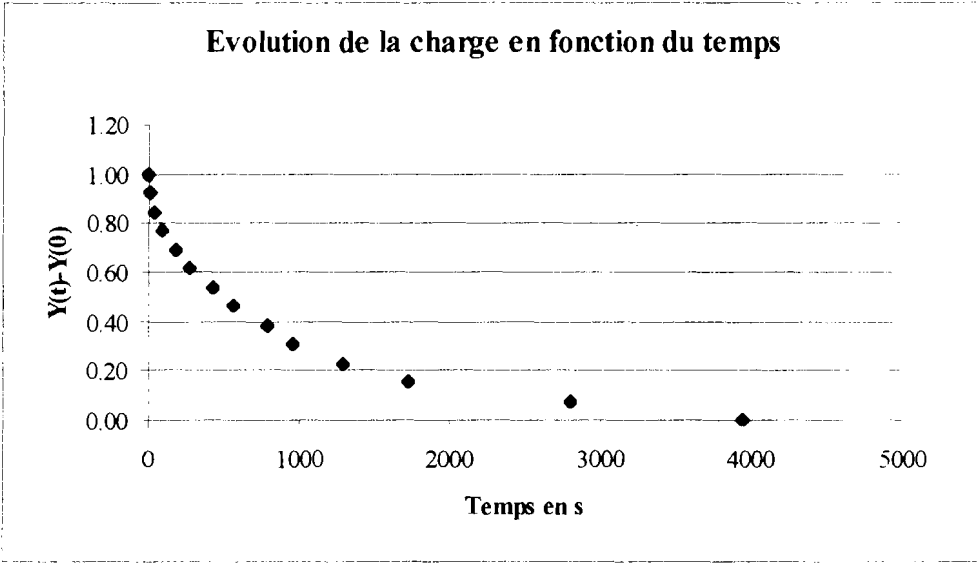
	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	-3.818
Niveau bas crépine	-	-7.818
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	9.70	-4.305
Niveau d'eau après 2 prélèvements h^0 à $t=0$	9.83	-5.83
Abaissement de la nappe	0.13	-
Niveau du sable	11.97	-6.577

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	5.395
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.216
Rayon du tubage R_c (m)	0.038
Hauteur de crépine libre L (m)	4
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	3.51

Temps (en h ' ' '')	Niveau d'eau (m)
t=0 initial	9.70
t=0	9.83
11"	9.82
44"	9.81
1'38"	9.80
3'02"	9.79
4'44"	9.78
7'23"	9.77
9'35"	9.76
13'10"	9.75
16'00"	9.74
21'33"	9.73
28'53"	9.72
46'44"	9.71
1h05'43"	9.70

Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$(1/t)*\ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
0	0.00	-	-	-
0	1.00	-	-	-
11	0.92	-0.08	0.0073	0.0073
44	0.85	-0.17	0.0038	0.0051
98	0.77	-0.26	0.0027	0.0049
182	0.69	-0.37	0.0020	0.0044
284	0.62	-0.49	0.0017	0.0048
443	0.54	-0.62	0.0014	0.0039
575	0.46	-0.77	0.0013	0.0059
790	0.38	-0.96	0.0012	0.0044
960	0.31	-1.18	0.0012	0.0069
1293	0.23	-1.47	0.0011	0.0044
1733	0.15	-1.87	0.0011	0.0043
2804	0.08	-2.56	0.0009	0.0024
3943	0.00	-	-	-

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
Moyenne générale	0.0021	0.0049
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0010	0.0033



	Méthode Bouwer et Rice			Méthode Hvorslev
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	avec valeur de 1/t*ln[(h°-H°)/(h(t)-H°)]		avec valeur de 1/(t(n+1)-tn)*ln[(h(tn)-H°)/(h(tn+1)-H°)]	
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo -permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent	
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	0.0010	0.0021	0.0033	
L/rw	37.05	21.83	21.83	
Constante A	2.42	1.98	1.98	
Constante B	0.46	0.35	0.35	
ln (Re/rw)	0.36	0.44	0.44	
Re	0.15	0.05	0.05	
Perméabilité k (m/s)	6.4978E-08	1.4000E-07	2.1658E-07	2.8074E-06

PIEZOMETRE 8

Date : 26/07/00

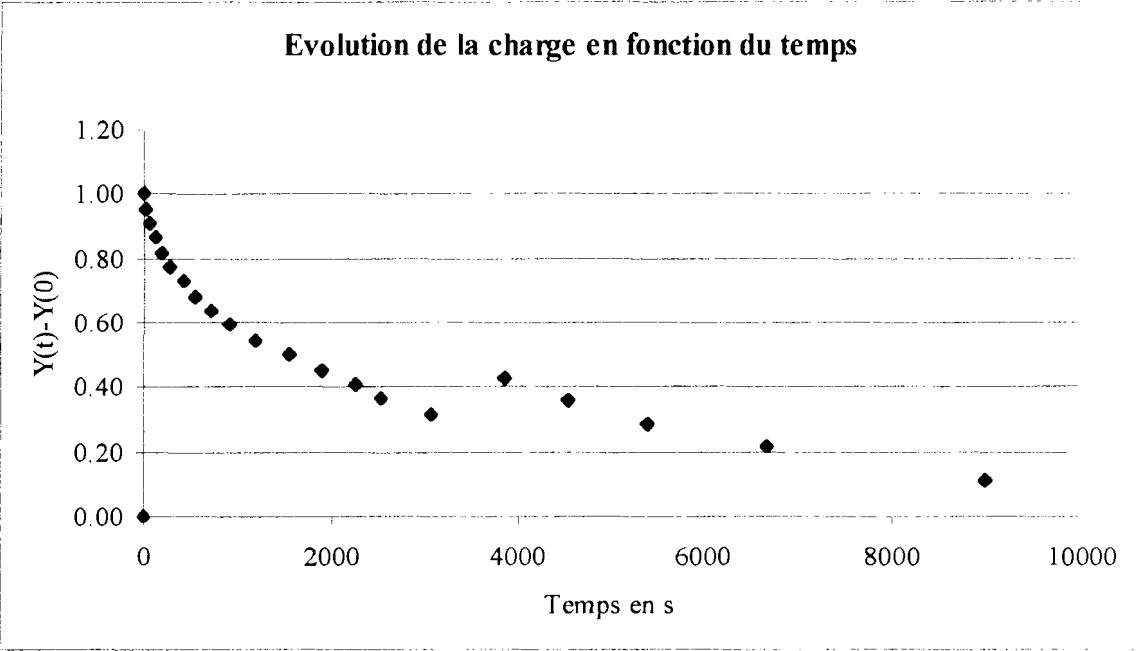
	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	-2.987
Niveau bas crépine	-	-7.487
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	11.41	-5.63
Niveau d'eau après 2 prélèvements h^0 à $t=0$	11.63	-5.85
Abaissement de la nappe	0.22	-

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	5.78
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.216
Rayon du tubage R_c (m)	0.038
Hauteur de crépine libre L (m)	4.50
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	1.857

Temps (en h ' ")	Niveau d'eau (m)	Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$(1/t)*\ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))]*\ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
t=0 initial	11.41	0	0.00	-	-	
T=0	11.63	0	1.00	-	-	
16"	11.62	16	0.95	-0.05	0.0029	0.0029
58"	11.61	58	0.91	-0.10	0.0016	0.0023
2'01"	11.60	121	0.86	-0.15	0.0012	0.0023
3'05"	11.59	185	0.82	-0.20	0.0011	0.0031
4'42"	11.58	282	0.77	-0.26	0.0009	0.0027
6'58"	11.57	418	0.73	-0.32	0.0008	0.0023
9'13"	11.56	553	0.68	-0.38	0.0007	0.0028
12'11"	11.55	731	0.64	-0.45	0.0006	0.0025
15'24"	11.54	924	0.59	-0.53	0.0006	0.0027
19'50"	11.53	1190	0.55	-0.61	0.0005	0.0023
26'02"	11.52	1562	0.50	-0.69	0.0004	0.0019
31'28"	11.51	1888	0.45	-0.79	0.0004	0.0024
37'32"	11.5	2252	0.41	-0.89	0.0004	0.0025
42'10"	11.49	2530	0.36	-1.01	0.0004	0.0036
51'17"	11.48	3077	0.32	-1.15	0.0004	0.0021
1h04'25"	11.47	3865	0.43	-0.85	0.0002	0.0011
1h15'45"	11.46	4545	0.36	-1.03	0.0002	0.0015
1h30'02"	11.45	5402	0.29	-1.25	0.0002	0.0015
1h51'21"	11.44	6681	0.21	-1.54	0.0002	0.0012
2h29'34"	11.43	8974	0.11	-2.20	0.0002	0.0010

$$(1/t) * \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)] \quad [1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$$

Moyenne générale	0.0007	0.0022
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0002	0.0013



Valeur caractéristique de $(1/t) \cdot \ln(Y_0/Y(t))$	Méthode Bouwer et Rice		Méthode Hvorslev
	avec valeur de $1/r \cdot \ln[(h^0 - H^0)/(h(t) - H^0)]$	avec valeur de $1/(t(n+1)-t_n) \cdot \ln[(h(t_n) - H^0) \cdot h(t_{n+1}) - H^0]$	
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent
Valeur caractéristique de $(1/t) \cdot \ln(Y_0/Y(t))$	0.0002	0.0007	0.0013
L/rw	41.67	41.67	41.67
Constante A	2.60	2.60	2.60
Constante B	0.50	0.50	0.50
$\ln(Rc/rw)$	2.06	2.06	2.06
Re	0.85	0.85	0.85
Perméabilité k (m/s)	1.573E-06	4.749E-06	8.656E-06
			9.887E-07

PIEZOMETRE 14

Date : 05/08/00

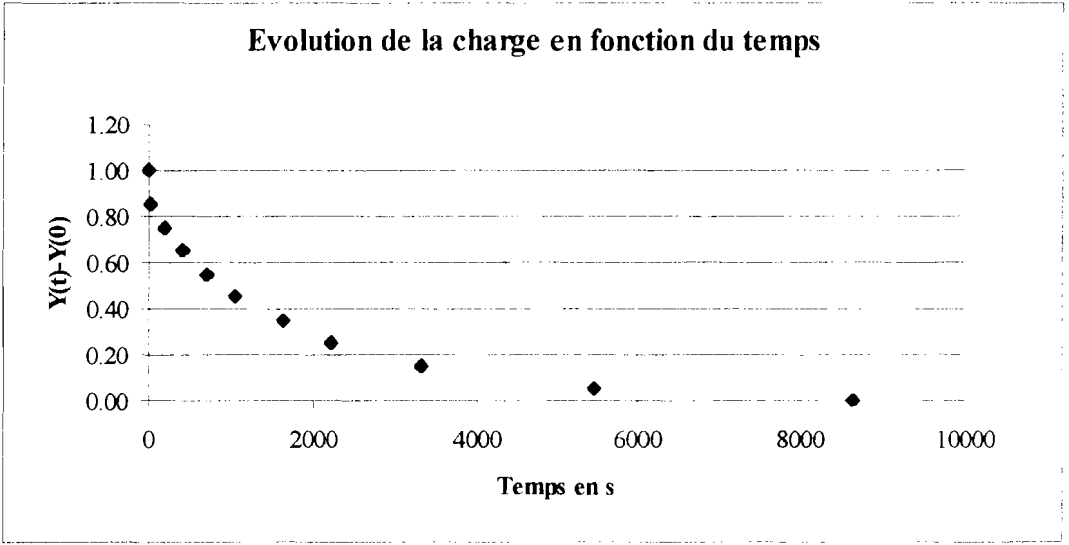
	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	-5.341
Niveau bas crépine	-	-11.341
Niveau d'eau initial H° à t=0	10.585	-5.697
Niveau d'eau après 2 prélèvements h° à t=0	10.685	-6.69
Abaissement de la nappe	0.1	-
Niveau du sable	11.47	-6.577

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	4.888
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant 2rw (m)	0.216
Rayon du tubage Rc (m)	0.038
Hauteur de crépine libre L (m)	6
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	5.64

Temps (en h ' ")	Niveau d'eau (m)
t=0 initial	10.585
t=0	10.685
27"	10.67
3'19"	10.66
6'56"	10.65
11'57"	10.64
17'22"	10.63
27'20"	10.62
37'12"	10.61
55'14"	10.60
1h30'47"	10.59
2h24'03"	10.585

Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$(1/t)*\ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))]$ $* \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
0	0.00	-	-	-
0	1.00	-	-	-
27	0.85	-0.16	0.0060	0.0060
199	0.75	-0.29	0.0014	0.0017
416	0.65	-0.43	0.0010	0.0020
717	0.55	-0.60	0.0008	0.0020
1042	0.45	-0.80	0.0008	0.0025
1640	0.35	-1.05	0.0006	0.0018
2232	0.25	-1.39	0.0006	0.0023
3314	0.15	-1.90	0.0006	0.0018
5447	0.05	-3.00	0.0005	0.0014
8643	0.00	-	-	-

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne générale	0.0014	0.0024
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0006	0.0016



	Méthode Bouwer et Rice			Méthode Hvorslev
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	avec valeur de 1/t*ln[(h°-H°)/(h(t)-H°)]		avec valeur de 1/(t(n+1)-tn)*ln[(h(tn)-H°)/(h(tn+1)-H°)]	
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent	
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	0.0006	0.0014	0.0016	
L/rw	55.58	21.83	21.83	
Constante A	3.27	1.98	1.98	
Constante B	0.64	0.35	0.35	
ln (Re/rw)	0.28	0.44	0.44	
Re	0.14	0.05	0.05	
Perméabilité k (m/s)	1.8691E-08	4.6197E-08	5.2584E-08	9.6631E-07

PIEZOMETRE 15

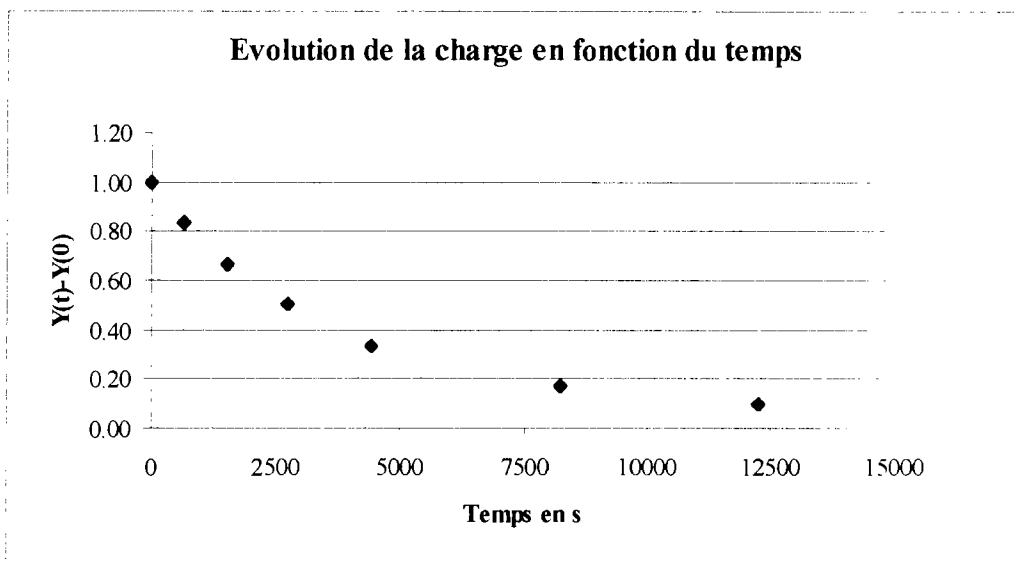
Date : 26/07/00

	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	-0.269
Niveau bas crépine	-	-6.269
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	11.96	-4.985
Niveau d'eau après 2 prélèvements h^0 à $t=0$	12.02	-8.02
Abaissement de la nappe	0.06	-
Niveau du sable	13.675	-6.7

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	6.975
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.2159
Rayon du tubage R_c (m)	0.0508
Hauteur de crépine libre L (m)	6
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	1.28

Temps (en h ' ")	Niveau d'eau (m)	Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$(1/t)*\ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))]$ $* \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
t=0 initial	11.96	0	0.00	-	-	-
t=0	12.02	0	1.00	-	-	-
11'02"	12.01	662	0.83	-0.18	0.0003	0.0003
25'39"	12.00	1539	0.67	-0.41	0.0003	0.0005
45'51"	11.99	2751	0.50	-0.69	0.0003	0.0006
1h14'00"	11.98	4440	0.33	-1.10	0.0002	0.0007
2h17'21"	11.97	8241	0.17	-1.79	0.0002	0.0005
3h24'17"	11.966	12257	0.10	-2.30	0.0002	0.0000

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne générale	0.0002	0.0004
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0002	0.0004



	Méthode Bouwer et Rice		Méthode Hvorslev	
Valeur caractéristique de $(1/t) * \ln(Y_o/Y(t))$	avec valeur de $1/t * \ln[(h^o-H^o)/(h(t)-H^o)]$		avec valeur de $1/(t(n+1)-t(n)) * \ln[(h(tn)-H^o)/(h(tn+1)-H^o)]$	
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent	
Valeur caractéristique de $(1/t) * \ln(Y_o/Y(t))$	0.0002	0.0002	0.0004	
L/rw	55.58	21.83	21.83	
Constante A	3.27	1.98	1.98	
Constante B	0.64	0.35	0.35	
$\ln(Re/rw)$	0.27	0.44	0.44	
Re	0.14	0.05	0.05	
Perméabilité k (m/s)	1.2463E-08	1.3781E-08	2.1420E-08	3.8373E-07

ANNEXE 2

Feuilles de calcul de la perméabilité à l'aide des méthodes de BOUWER et RICE, et HVORSLEV pour les différents piézomètres situés dans le périmètre de Donaye.

Annexe 2a : piézomètre 1

Annexe 2b : piézomètre 2

Annexe 2c : piézomètre 3

Annexe 2d : piézomètre A

Annexe 2e : piézomètre B

Annexe 2f : piézomètre C

PIEZOMETRE 1

Date : 15/06/00

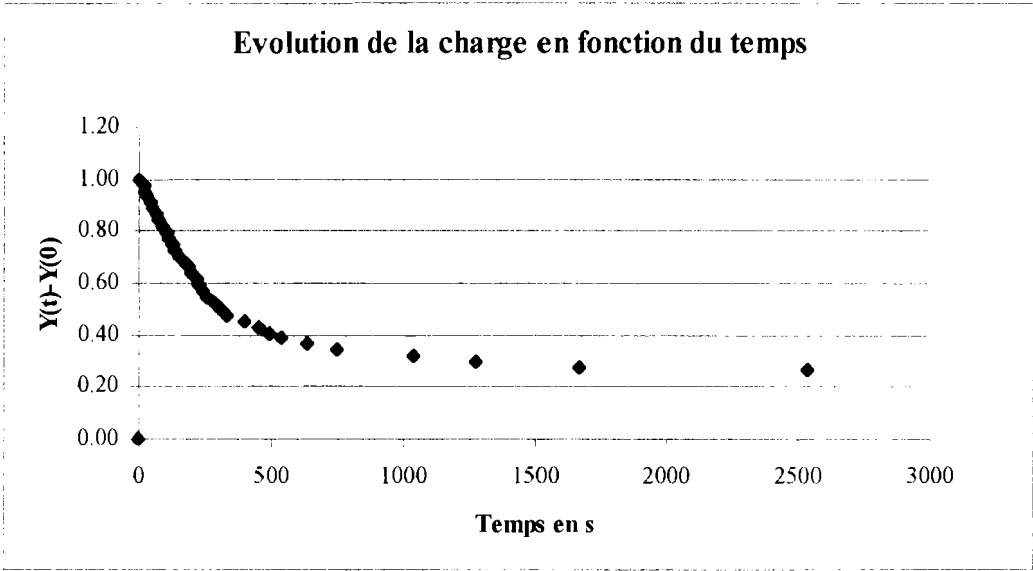
	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	3.45
Niveau bas crépine	-	1.95
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	1.5	4.6
Niveau d'eau après 2 prélèvements h^0 à $t=0$	1.94	2.06
Abaissement de la nappe	0.44	-
Niveau du sable	2.98	3.12

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	6.1
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.0678
Rayon du tubage R_c (m)	0.0339
Hauteur de crépine libre L (m)	0.74
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	2.65

Temps (en h''')	Niveau d'eau (m)
t=0 initial	1.50
t=0	1.94
19"	1.93
22"	1.92
29"	1.91
44"	1.90
52"	1.89
1'06"	1.88
1'19"	1.87
1'33"	1.86
1'43"	1.85
1'57"	1.84
2'07"	1.83
2'14"	1.82
2'35"	1.81
2'50"	1.80
3'06"	1.79
3'20"	1.78
3'39"	1.77
3'45"	1.76
3'59"	1.75
4'16"	1.74
4'45"	1.73
5'08"	1.72
5'35"	1.71
6'43"	1.70
7'34"	1.69
8'12"	1.68
8'58"	1.67
10'38"	1.66
12'27"	1.65
17'15"	1.64
21'14"	1.63
27'44"	1.62
42'20"	1.62

Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$(1/t) \cdot \ln$ $[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] \cdot \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
0	0.00	-	-	-
0	1.00	-	-	-
19	0.98	-0.02	0.0012	0.0012
22	0.95	-0.05	0.0021	0.0155
29	0.93	-0.07	0.0024	0.0101
44	0.91	-0.10	0.0022	0.0064
52	0.89	-0.12	0.0023	0.0151
66	0.86	-0.15	0.0022	0.0105
79	0.84	-0.17	0.0022	0.0133
93	0.82	-0.20	0.0022	0.0143
103	0.80	-0.23	0.0022	0.0229
117	0.77	-0.26	0.0022	0.0184
127	0.75	-0.29	0.0023	0.0288
134	0.73	-0.32	0.0024	0.0455
155	0.70	-0.35	0.0023	0.0167
170	0.68	-0.38	0.0023	0.0255
186	0.66	-0.42	0.0022	0.0261
200	0.64	-0.45	0.0023	0.0323
219	0.61	-0.49	0.0022	0.0257
225	0.59	-0.53	0.0023	0.0877
239	0.57	-0.57	0.0024	0.0404
256	0.55	-0.61	0.0024	0.0357
285	0.52	-0.65	0.0023	0.0224
308	0.50	-0.69	0.0023	0.0301
335	0.48	-0.74	0.0022	0.0274
403	0.45	-0.79	0.0020	0.0116
454	0.43	-0.84	0.0018	0.0165
492	0.41	-0.89	0.0018	0.0235
538	0.39	-0.95	0.0018	0.0207
638	0.36	-1.01	0.0016	0.0101
747	0.34	-1.08	0.0014	0.0099
1035	0.32	-1.15	0.0011	0.0040
1274	0.30	-1.22	0.0010	0.0051
1664	0.27	-1.30	0.0008	0.0033
2540	0.26	-1.34	0.0005	0.0015

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne sur l'ensemble de l'essai	0.0020	0.0205
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0012	0.0078



	Méthode Bouwer et Rice			Méthode Hvorslev
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	avec valeur de 1/t*ln[(h°-H°)/(h(t)-H°)]		avec valeur de 1/(t(n+1)-tn)*ln[(h(tn)-H°)/(h(tn+1)-H°)]	
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent	
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	0.0012	0.0020	0.0078	
L/rw	21.83	21.83	21.83	
Constante A	1.98	1.98	1.98	
Constante B	0.35	0.35	0.35	
ln (Re/rw)	0.44	0.44	0.44	
Re	0.05	0.05	0.05	
Perméabilité k (m/s)	3.9479E-07	6.6373E-07	2.6397E-06	1.8675E-05

PIEZOMETRE 2

Date : 15/06/00

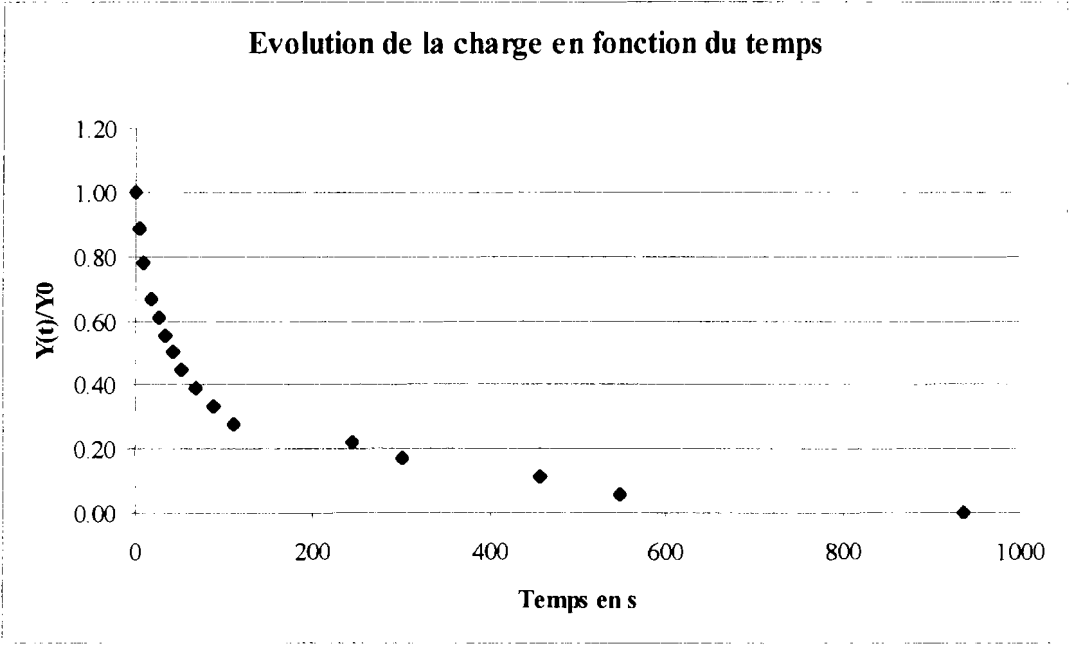
	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	3.42
Niveau bas crépine	-	1.92
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	1.96	4.06
Niveau d'eau après 2 prélèvements h^0 à $t=0$	2.14	3.88
Abaissement de la nappe	0.18	-
Niveau du sable	2.87	3.15

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	6.02
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.0678
Rayon du tubage R_c (m)	0.0339
Hauteur de crépine libre L (m)	0.74
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	2.14

Temps (en h ' '')	Niveau d'eau (m)
t=0 initial	1.96
t=0	2.14
4"	2.12
8"	2.10
18"	2.08
28"	2.07
35"	2.06
44"	2.05
51"	2.04
1'08"	2.03
1'29"	2.02
1'51"	2.01
4'05"	2.00
5'02"	1.99
7'37"	1.98
9'08"	1.97
15'37"	1.96

Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$(1/t) * \ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
0	0.00	-	-	-
0	1.00	-	-	-
4	0.89	-0.12	0.0294	0.0294
8	0.78	-0.25	0.0314	0.0628
18	0.67	-0.41	0.0225	0.0405
28	0.61	-0.49	0.0274	0.0492
35	0.56	-0.59	0.0168	0.0840
44	0.50	-0.69	0.0158	0.0770
51	0.44	-0.81	0.0159	0.1158
68	0.39	-0.94	0.0139	0.0556
89	0.33	-1.10	0.0123	0.0523
111	0.28	-1.28	0.0115	0.0582
245	0.22	-1.50	0.0061	0.0112
302	0.17	-1.79	0.0059	0.0314
457	0.11	-2.20	0.0048	0.0142
548	0.06	-2.89	0.0053	0.0318
937	0.00	-	-	0.00

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
Moyenne sur l'ensemble de l'essai	0.0157	0.0476
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0055	0.0056



	Méthode Bouwer et Rice			Méthode Hvorslev
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	avec valeur de 1/t*ln[(h°-H°)/(h(t)-H°)]		avec valeur de 1/(t(n+1)-tn)*ln[(h(tn)-H°)/(h(tn+1)-H°)]	
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent	
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	0.0055	0.0157	0.0112	
L/rw	9.882	9.882	9.882	
Constante A	1.800	1.800	1.800	
Constante B	0.280	0.280	0.280	
ln (Re/rw)	2.505	2.505	2.420	
Re	0.415	0.381	0.381	
Perméabilité k (m/s)	1.0774E-05	3.04462E-05	8.9395E-05	0.000113895

PIEZOMETRE 3

Date : 15/06/00

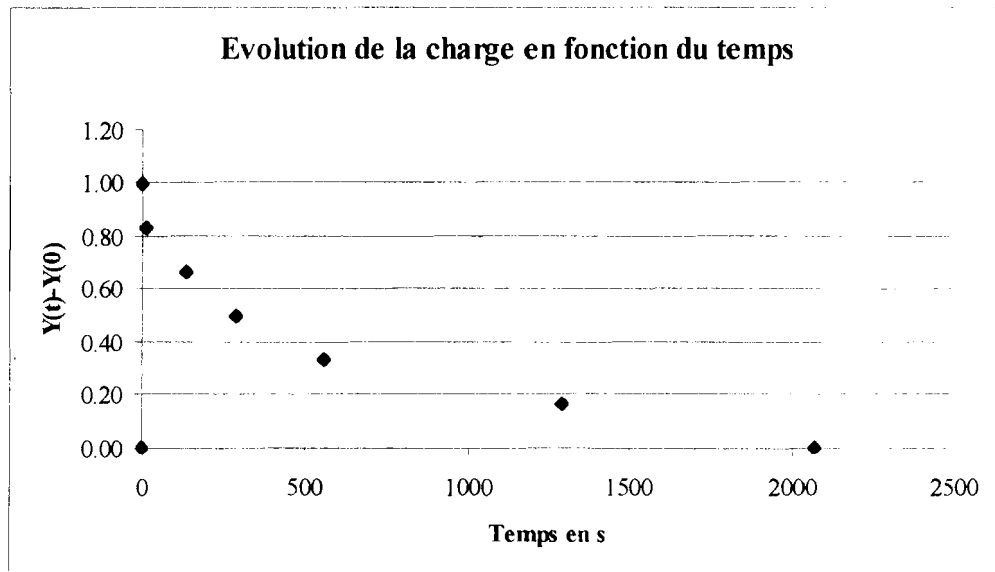
	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	3.23
Niveau bas crépine	-	1.73
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	2.73	3.4
Niveau d'eau après 3 prélèvements	2.79	3.34
Abaissement de la nappe	0.06	
Niveau du sable	3.07	3.06

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	6.13
Puissance de l'aquifère b (m)	4
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.0678
Rayon du tubage R_c (m)	0.0339
Hauteur de crépine libre L (m)	0.75
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	1.67

Temps (en h ' '')	Niveau d'eau (m)
t=0 initial	2.73
t=0	2.79
14"	2.78
2'14"	2.77
4'48"	2.76
9'20"	2.75
21'27"	2.74
34'33"	2.73

Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln$ $(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$(1/t) * \ln$ $(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln$ $(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$
0	0.00	-	-	-
0	1.00	-	-	-
14	0.83	-0.18	0.0130	0.0130
134	0.67	-0.41	0.0030	0.0034
288	0.50	-0.69	0.0024	0.0045
560	0.33	-1.10	0.0020	0.0040
1287	0.17	-1.79	0.0014	0.0025
2073	0.00	-	-	-

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne sur l'ensemble de l'essai	0.0044	0.0055
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0017	0.0033



	Méthode Bouwer et Rice		Méthode Hvorslev
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Y_o/Y(t))$	avec valeur de $1/t*\ln[(h^o-H^o)/(h(t)-H^o)]$		avec valeur de $1/(t(n+1)-t(n))*\ln[(h(tn)-H^o)/(h(tn+1)-H^o)]$
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Y_o/Y(t))$	0.0017	0.0044	0.0033
L/rw	22.12	22.12	22.12
Constante A	1.99	1.99	1.99
Constante B	0.35	0.35	0.35
$\ln(Re/rw)$	2.28	2.28	2.28
Re	0.33	0.33	0.33
Perméabilité k (m/s)	1.6467E-06	4.2830E-06	7.7148E-06

PIEZOMETRE A

Date : 15/06/00

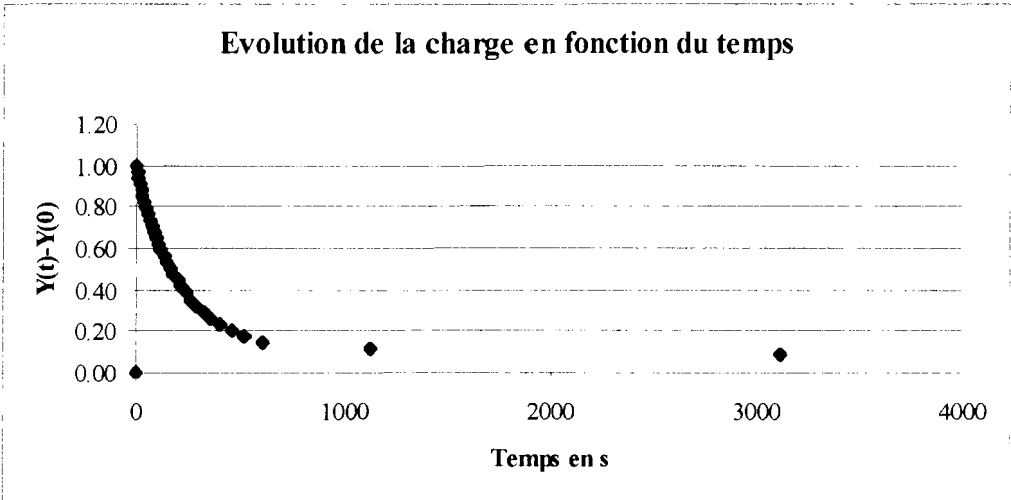
	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	3.89
Niveau bas crépine	-	2.39
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	2.47	4.67
Niveau d'eau après 2 prélèvements h^0 à $t=0$	2.81	4.33
Abaissement de la nappe	0.34	
Niveau du sable	3.85	3.29

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	7.14
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_v$ (m)	0.0678
Rayon du tubage R_c (m)	0.0339
Hauteur de crépine libre L (m)	0.95
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	2.72

Temps (en h ' '')	Niveau d'eau (m)
T=0 initial	2.47
t=0	2.81
7"	2.80
11"	2.79
18"	2.78
25"	2.77
32"	2.76
41"	2.75
49"	2.74
56"	2.73
1'05"	2.72
1'14"	2.71
1'25"	2.70
1'36"	2.69
1'47"	2.68
2'00"	2.67
2'14"	2.66
2'26"	2.65
2'42"	2.64
2'58"	2.63
3'20"	2.62
3'29"	2.61
3'58"	2.60
4'25"	2.59
4'52"	2.58
5'27"	2.57
6'02"	2.56
6'48"	2.55
7'41"	2.54
8'45"	2.53
10'08"	2.52
18'52"	2.51
52"04	2.50

Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$(1/t) * \ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
0	0.00	-	-	-
0	1.00	-	-	-
7	0.97	-0.03	0.0043	0.0043
11	0.94	-0.06	0.0055	0.0152
18	0.91	-0.09	0.0051	0.0132
25	0.88	-0.13	0.0050	0.0179
32	0.85	-0.16	0.0050	0.0227
41	0.82	-0.19	0.0047	0.0216
49	0.79	-0.23	0.0047	0.0288
56	0.76	-0.27	0.0048	0.0383
65	0.74	-0.31	0.0047	0.0342
74	0.71	-0.35	0.0047	0.0387
85	0.68	-0.39	0.0046	0.0355
96	0.65	-0.44	0.0045	0.0396
107	0.62	-0.48	0.0045	0.0438
120	0.59	-0.53	0.0044	0.0408
134	0.56	-0.58	0.0043	0.0416
146	0.53	-0.64	0.0044	0.0530
162	0.50	-0.69	0.0043	0.0433
178	0.47	-0.75	0.0042	0.0471
200	0.44	-0.82	0.0041	0.0372
209	0.41	-0.89	0.0042	0.0986
238	0.38	-0.96	0.0040	0.0332
265	0.35	-1.04	0.0039	0.0386
292	0.32	-1.13	0.0039	0.0418
327	0.29	-1.22	0.0037	0.0350
362	0.26	-1.33	0.0037	0.0380
408	0.24	-1.45	0.0035	0.0315
461	0.21	-1.58	0.0034	0.0298
525	0.18	-1.73	0.0033	0.0271
608	0.15	-1.92	0.0032	0.0231
1132	0.12	-2.14	0.0019	0.0041
3124	0.09	-2.43	0.0008	0.0012

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne sur l'ensemble de l'essai	0.0041	0.0329
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0019	0.0095



	Méthode Bouwer et Rice			Méthode Hvorslev
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	avec valeur de 1/t*ln[(h°-H°)/(h(t)-H°)]		avec valeur de 1/(t(n+1)-tn)*ln[(h(tn)-H°)/(h(tn+1)-H°)]	
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo -permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent	
Valeur caractéristique de (1/t)*ln(Yo/Y(t))	0.0019	0.0041	0.0095	
L/rw	28.02	28.02	28.02	
Constante A	2.13	2.13	2.13	
Constante B	0.39	0.39	0.39	
ln (Re/rw)	2.65	2.65	2.65	
Re	0.48	0.48	0.48	
Perméabilité k (m/s)	3.1103E-06	6.5938E-06	0.0000E+00	1.9084E-05

PIEZOMETRE B

Date : 15/06/00

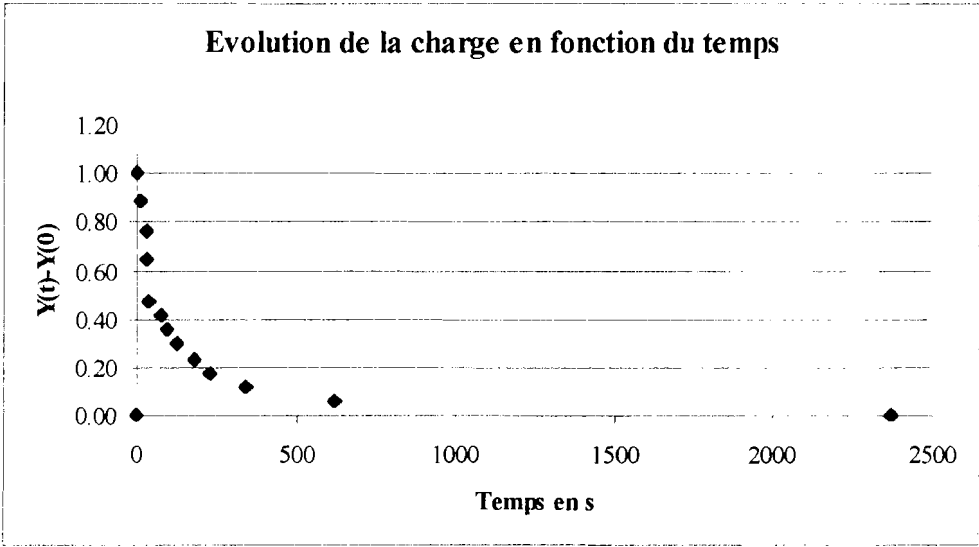
	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	3.34
Niveau bas crépine	-	1.84
Niveau d'eau initial H^0 à $t=0$	2.79	3.3
Niveau d'eau après 2 prélèvements h^0 à $t=0$	2.96	3.13
Abaissement de la nappe	0.17	
Niveau du sable (m)	2.6	3.49

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	6.09
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant $2r_w$ (m)	0.0678
Rayon du tubage R_c (m)	0.0339
Hauteur de crépine libre L (m)	0.42
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	1.46

Temps (en h ' '')	Niveau d'eau (m)
t=0 initial	2.79
T=0	2.96
10"	2.94
29"	2.92
32"	2.90
40"	2.87
1'13"	2.86
1'37"	2.85
2'08"	2.84
3'00"	2.83
3'53"	2.82
5'43"	2.81
10'20"	2.80
39'31"	2.79

Temps (en s)	$(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)$	$\ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$(1/t)*\ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))]*\ln [(h(t)-H^0)/(h^0-H^0)]$
0	0.00	-	-	-
0	1.00	-	-	-
10	0.88	-0.13	0.0125	0.0125
29	0.76	-0.27	0.0093	0.0066
32	0.65	-0.44	0.0136	0.1451
40	0.47	-0.75	0.0188	0.0544
73	0.41	-0.89	0.0122	0.0269
97	0.35	-1.04	0.0107	0.0370
128	0.29	-1.22	0.0096	0.0395
180	0.24	-1.45	0.0080	0.0235
233	0.18	-1.73	0.0074	0.0327
343	0.12	-2.14	0.0062	0.0158
620	0.06	-2.83	0.0046	0.0102
2371	0.00	-	-	-

	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne sur l'ensemble de l'essai	0.0103	0.0367
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0054	0.0130



	Méthode Bouwer et Rice		Méthode Hvorslev	
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Yo/Y(t))$	avec valeur de $1/t*\ln[(h^o-H^o)/(h(t)-H^o)]$		avec valeur de $1/(t(n+1)-tn)*\ln[(h(tn)-H^o)/(h(tn+1)-H^o)]$	
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en régime pseudo-permanent	
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Yo/Y(t))$	0.0054	0.0103	0.0130	
L/rw	12.39	12.39	12.39	
Constante A	1.83	1.83	1.83	
Constante B	0.29	0.29	0.29	
$\ln (Re/rw)$	0.45	0.45	0.45	
Re	0.05	0.05	0.05	
Perméabilité k (m/s)	3.3288E-06	6.3251E-06	8.0064E-06	4.4758E-05

PIEZOMETRE C

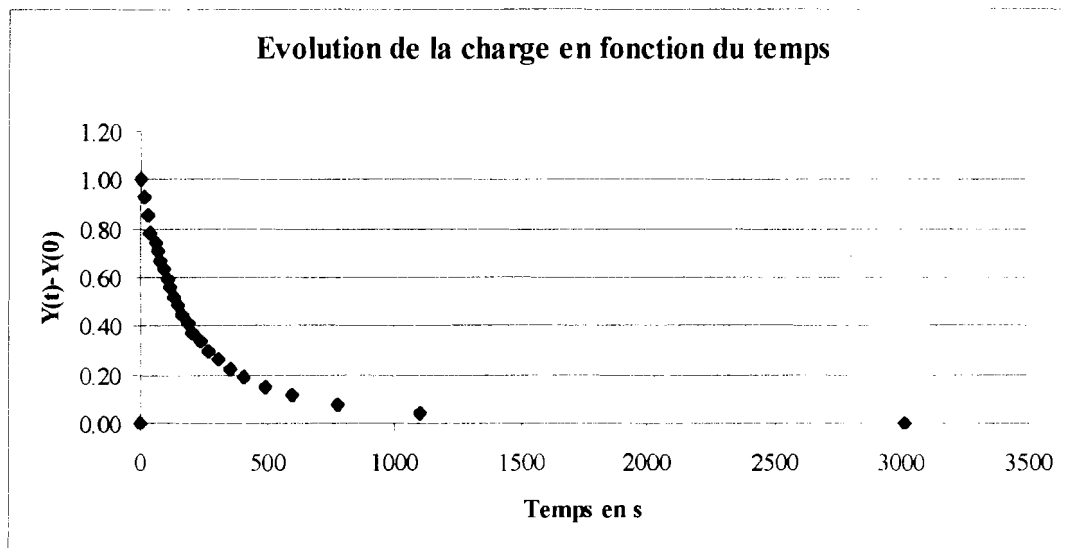
Date : 15/06/00

	Altitude du piézomètre (m)	Altitude IGN (m)
Niveau haut crépine	-	2.85
Niveau bas crépine	-	1.31
Niveau d'eau initial H° à t=0	2.70	2.74
Niveau d'eau après 2 prélèvements h° à t=0	2.97	1.03
Abaissement de la nappe	0.27	
Niveau du sable (m)	2.63	2.81

Altitude IGN sommet du piézomètre (m)	5.44
Puissance de l'aquifère b (m)	4.00
Diamètre crépine + massif filtrant 2rw (m)	0.0678
Rayon du tubage Rc (m)	0.0339
Hauteur de crépine libre L (m)	0.55
Distance entre la surface de l'aquifère et le fond du piézomètre d (m)	1.43

Temps (en h ' '')	Niveau d'eau (m)	Temps (en s)	$\frac{h(t)-H^{\circ}}{(h^{\circ}-H^{\circ})}$	$\ln \frac{h(t)-H^{\circ}}{(h^{\circ}-H^{\circ})}$	$\frac{(1/t)*\ln}{[(h(t)-H^{\circ})/(h^{\circ}-H^{\circ})]}$	$\frac{[1/(t(n+1)-t(n))]*}{\ln[(h(t)-H^{\circ})/(h^{\circ}-H^{\circ})]}$
t=0 initial	2.70	0	0.00	-	-	-
t=0	2.97	0	1.00	-	-	-
16"	2.95	16	0.93	-0.08	0.0048	0.0048
32"	2.93	32	0.85	-0.16	0.0050	0.0100
40"	2.91	40	0.78	-0.25	0.0063	0.0314
1'03"	2.90	63	0.74	-0.30	0.0048	0.0130
1'11"	2.89	71	0.70	-0.35	0.0049	0.0439
1'21"	2.88	81	0.67	-0.41	0.0050	0.0405
1'33"	2.87	93	0.63	-0.46	0.0050	0.0386
1'48"	2.86	108	0.59	-0.52	0.0048	0.0349
2'00"	2.85	120	0.56	-0.59	0.0049	0.0490
2'15"	2.84	135	0.52	-0.66	0.0049	0.0438
2'30"	2.83	150	0.48	-0.73	0.0049	0.0487
2'46'	2.82	166	0.44	-0.81	0.0049	0.0507
3'08"	2.81	188	0.41	-0.90	0.0048	0.0408
3'27"	2.80	207	0.37	-0.99	0.0048	0.0523
3'54"	2.79	234	0.33	-1.10	0.0047	0.0407
4'27"	2.78	267	0.30	-1.22	0.0046	0.0369
5'08"	2.77	308	0.26	-1.35	0.0044	0.0329
5'52"	2.76	352	0.22	-1.50	0.0043	0.0342
6'51"	2.75	411	0.19	-1.69	0.0041	0.0286
8'13"	2.74	493	0.15	-1.91	0.0039	0.0233
10'00"	2.73	600	0.11	-2.20	0.0037	0.0205
12'57"	2.72	777	0.07	-2.60	0.0033	0.0147
18'23"	2.71	1103	0.04	-3.30	0.0030	0.0101
50'09"	2.70	3009	0.00	-	-	-

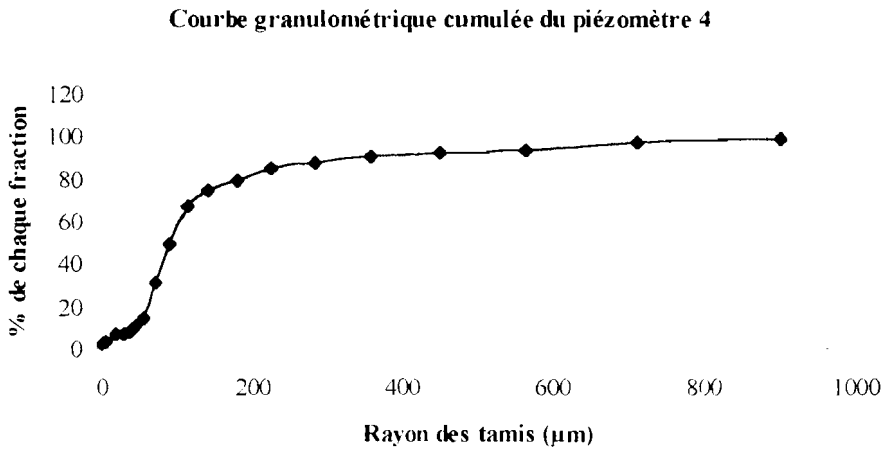
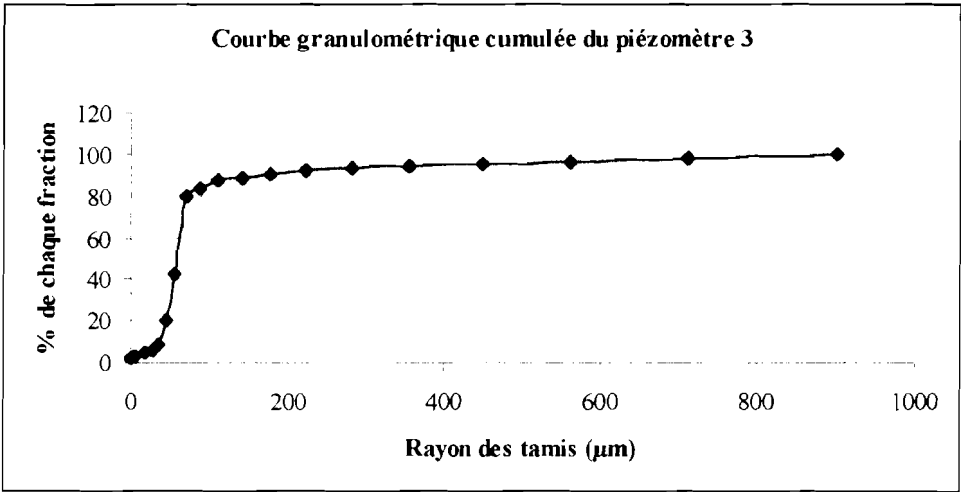
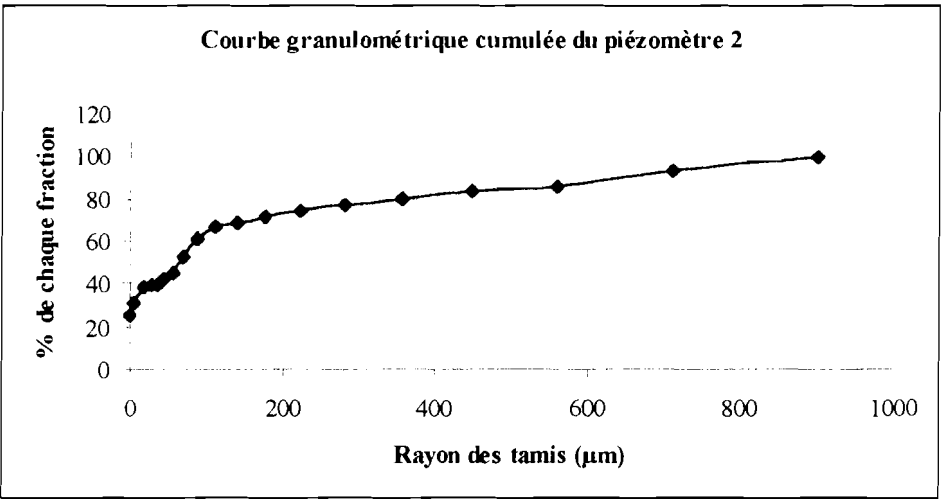
	$(1/t) * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$	$[1/(t(n+1)-t(n))] * \ln[(h(t)-H^o)/(h^o-H^o)]$
Moyenne sur l'ensemble de l'essai	0.0046	0.0324
Moyenne en régime pseudo-permanent	0.0032	0.0124

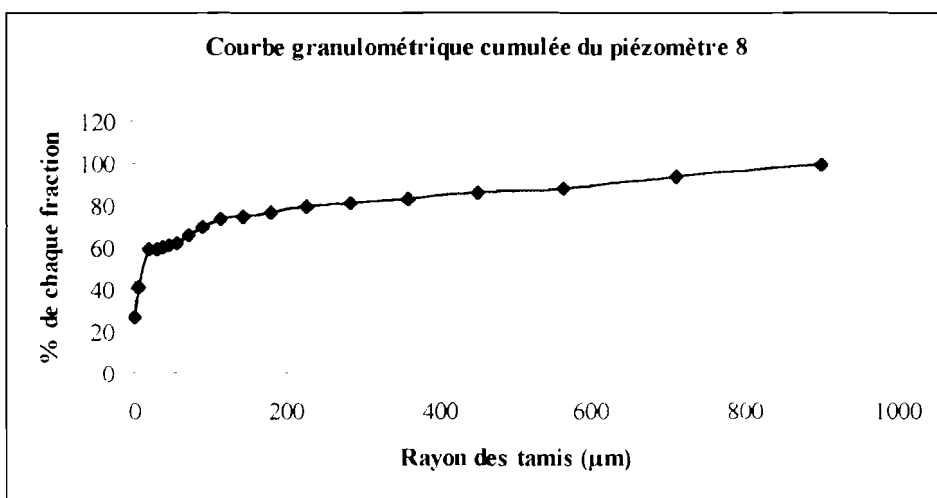
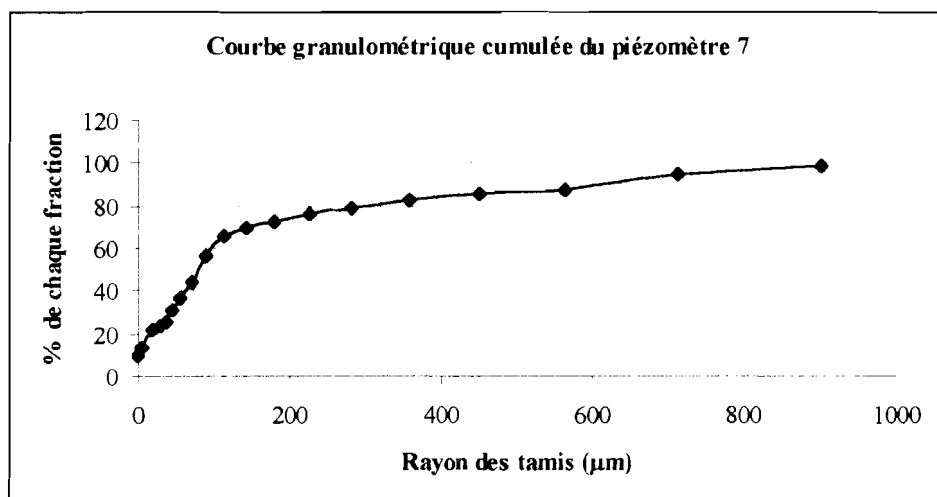
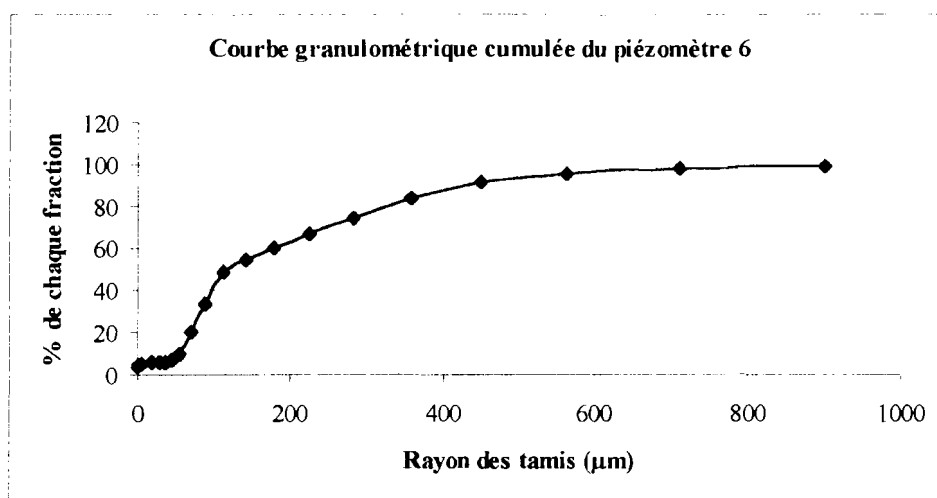


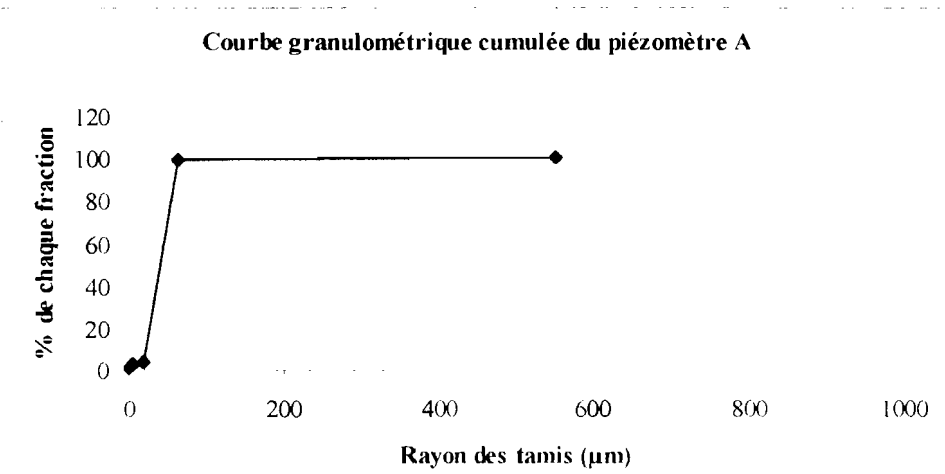
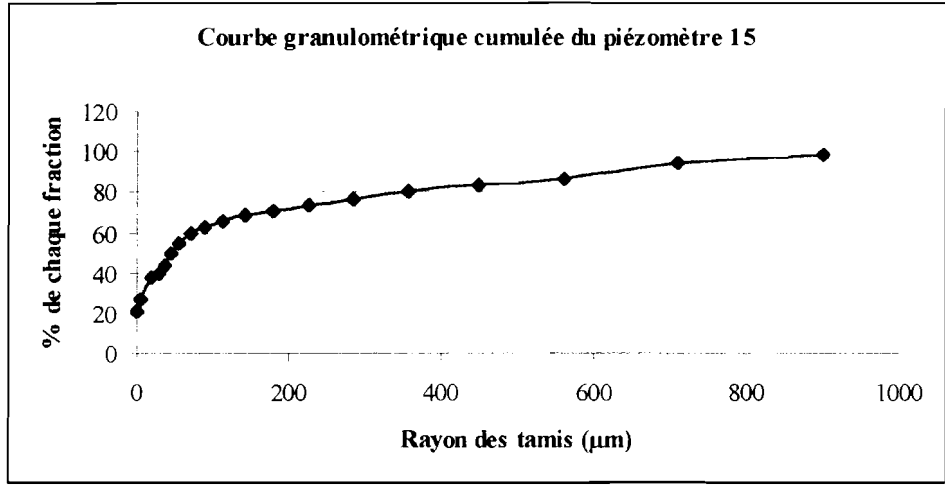
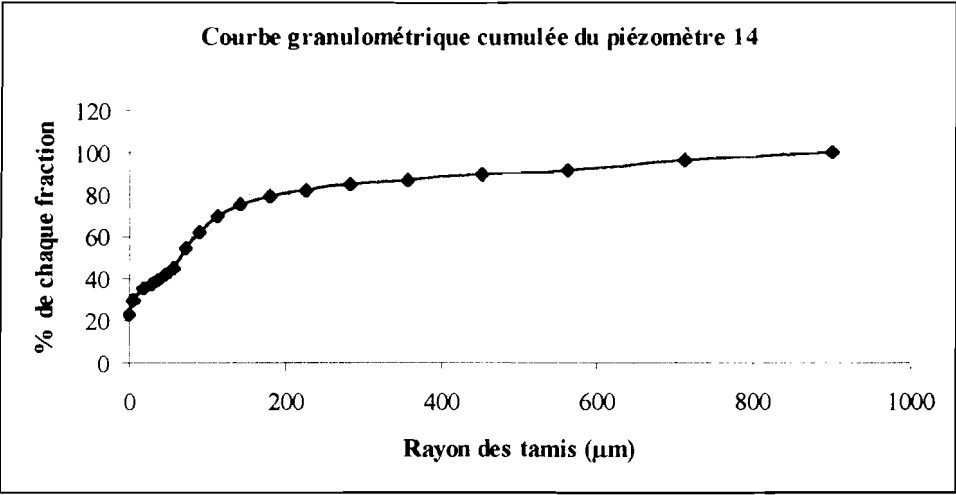
	Méthode Bouwer et Rice		Méthode Hvorslev
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Y_o/Y(t))$	avec valeur de $1/t*\ln[(h^o-H^o)/(h(t)-H^o)]$		avec valeur de $1/(t(n+1)-t(n))*\ln[(h(tn)-H^o)/(h(tn+1)-H^o)]$
Valeur moyenne choisie	en régime pseudo-permanent	sur toute la durée de l'essai	en regime pseudo-permanent
Valeur caractéristique de $(1/t)*\ln(Y_o/Y(t))$	0.0032	0.0046	0.0124
L/rw	16.22	16.22	16.22
Constante A	1.88	1.88	1.88
Constante B	0.31	0.31	0.31
$\ln(Re/rw)$	0.44	0.44	0.44
Re	0.05	0.05	0.05
Perméabilité k (m/s)	1.4665E-06	2.1253E-06	1.4665E-06
			3.6119E-05

ANNEXE 3

Courbes granulométriques cumulées des piézomètres 2, 3, 4, 6, 7, 8, 14 et 15.





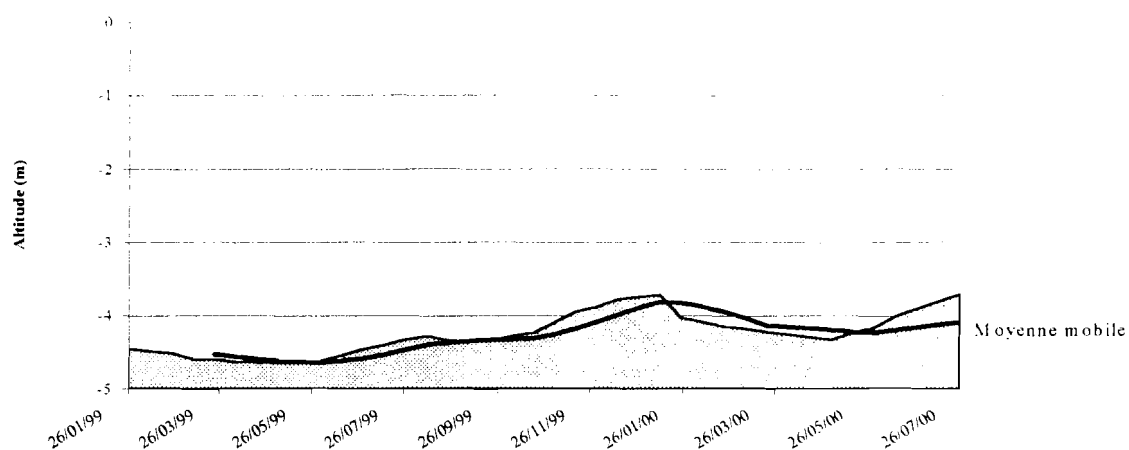


ANNEXE 4

Evolution de l'altitude du niveau de la nappe
en fonction du temps dans les piézomètres :

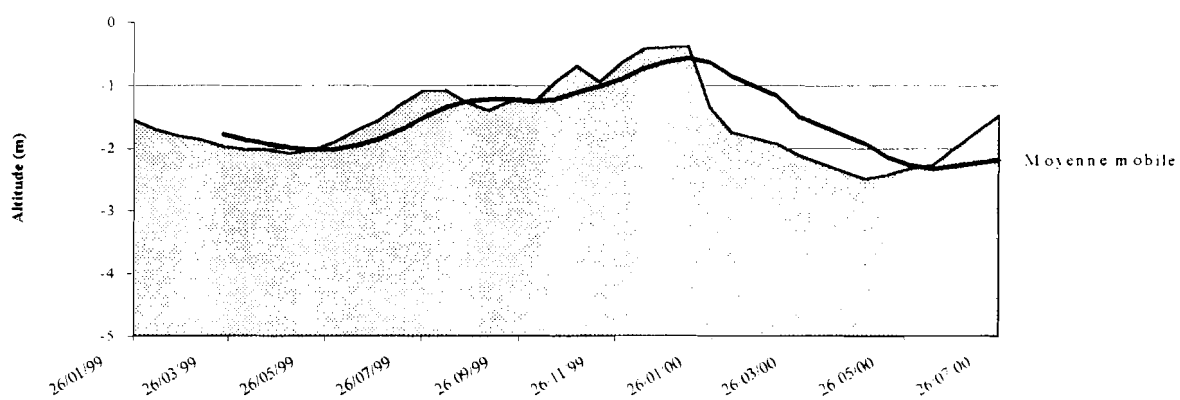
1, 2, 3, 4, 6, 7, 10 et 14.

Evolution de la profondeur de la nappe dans le piézomètre 1 au cours du temps

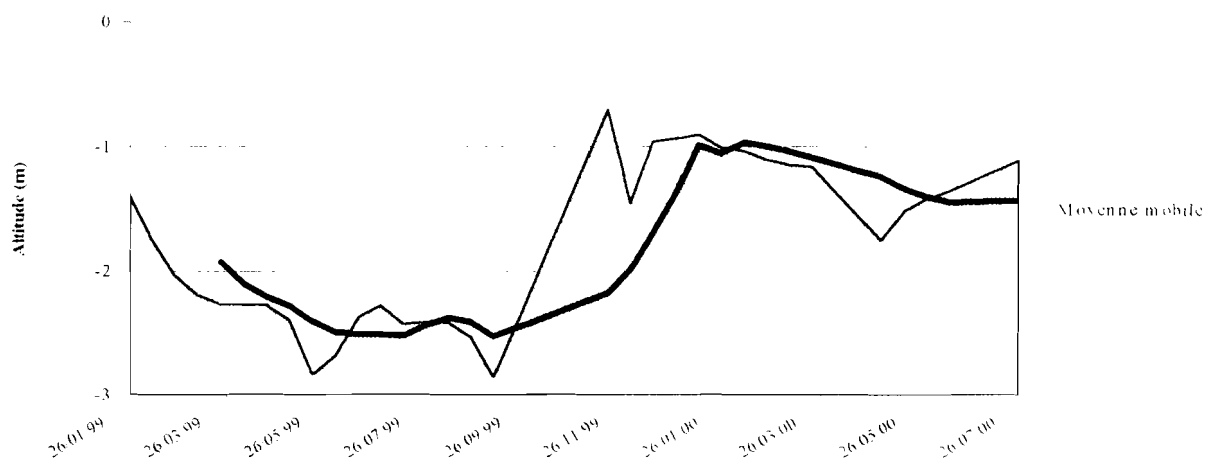


Les piézomètres 1 et 2 sont situés le long de parcelles irriguées.

Evolution de la profondeur de la nappe dans le piézomètre 2 au cours du temps

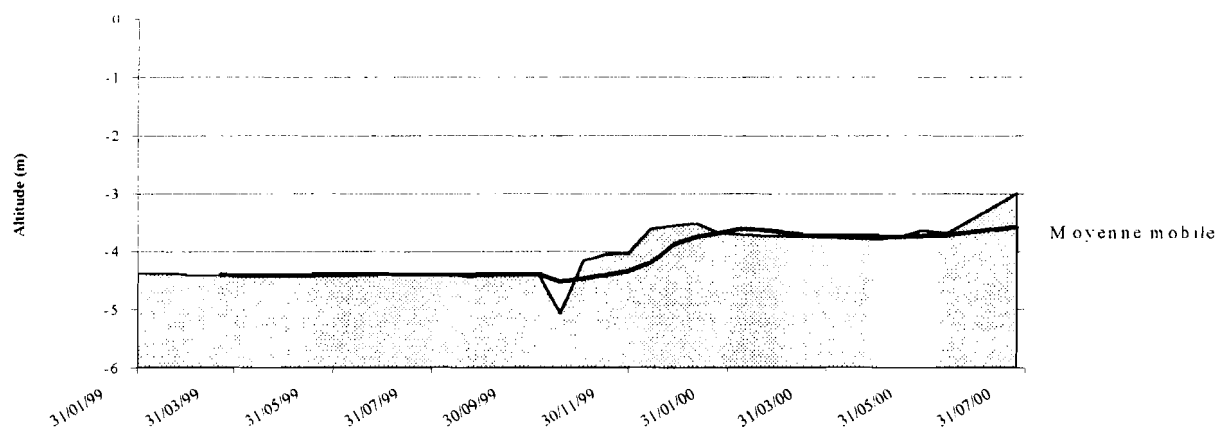


Evolution de la profondeur de la nappe dans le piézomètre 3 au cours du temps



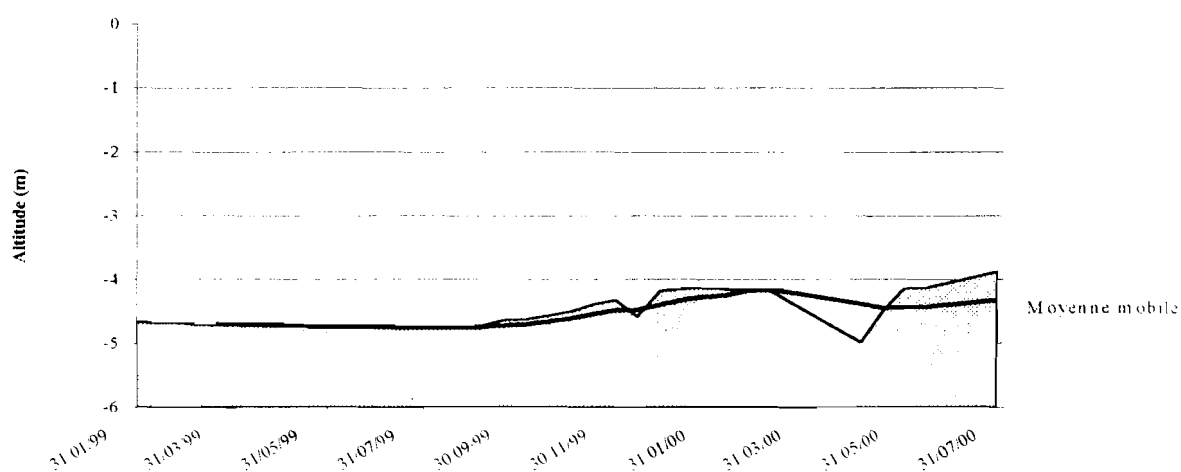
Le piézomètre 3 est placé à proximité d'une parcelle, qui se situe près d'un marigot permanent, qui existait bien avant le Ngallenka (réactivé en 1998). Ce dernier crée une zone d'inondation à la limite des parcelles (dôme au niveau de la nappe), lorsque le niveau d'eau dans le Ngallenka remonte (pendant l'hivernage). Par conséquent, l'évolution du niveau d'eau dans le piézomètre 3 est conditionné par ce marigot et non pas par la présence du fleuve.

Evolution de la profondeur de la nappe dans le piézomètre 4 au cours du temps

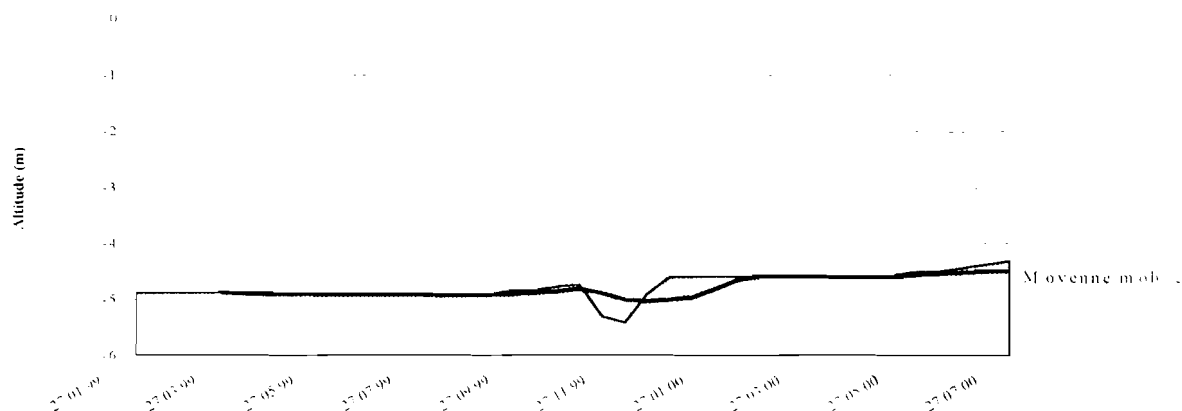


Les piézomètres 4 et 6 se situent à proximité du Ngallenka, et le 6 est situé le long d'une parcelle irriguée.

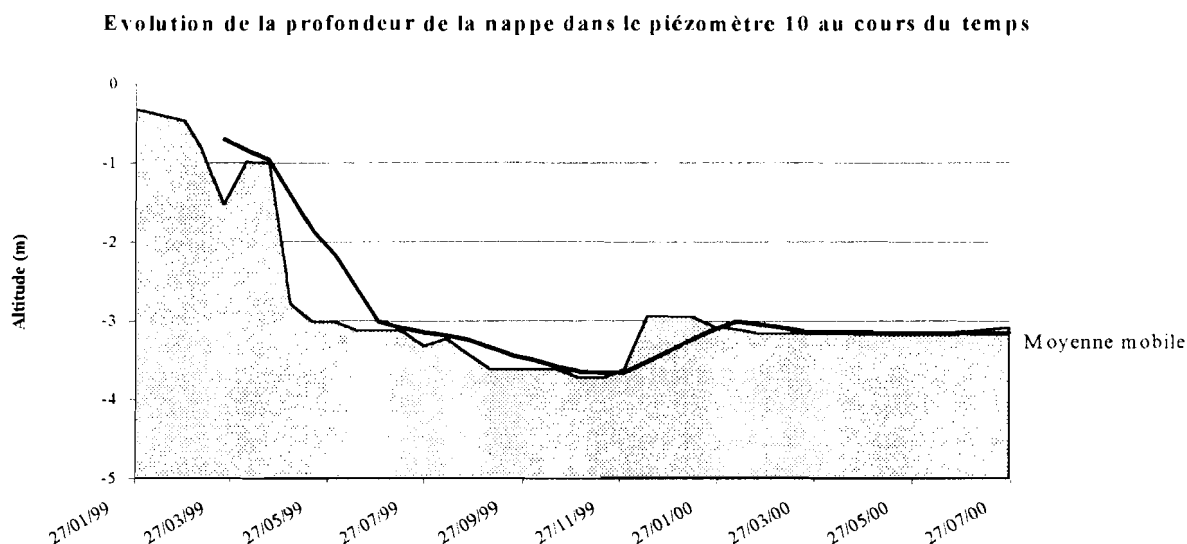
Evolution de la profondeur de la nappe dans le piézomètre 6 au cours du temps



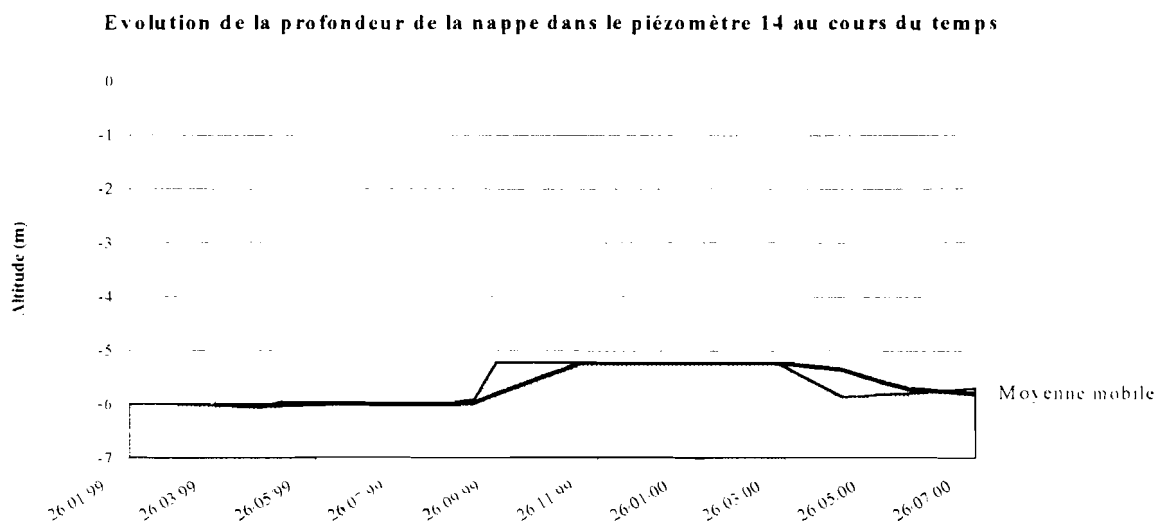
Evolution de la profondeur de la nappe dans le piézomètre 7 au cours du temps



Les piézomètres 7 et 10 ne sont pas placés ni dans une parcelle irriguée, ni à proximité de celle-ci.



Le piézomètre 10 se situe à proximité du Ngallenka.. Il faut noter que le piézomètre 10 présente un niveau d'eau assez élevé (-0.50m). Il faut préciser que lors de sa mise en place la région était inondée. Nous pouvons d'ailleurs constater que son niveau a tendance à diminuer pour atteindre un équilibre aux environs de 3.5m, qui semble correspondre au niveau général de la nappe sur le Ngallenka.



Le piézomètre 14 est éloigné de toute parcelle irriguée ainsi que du Ngallenka.

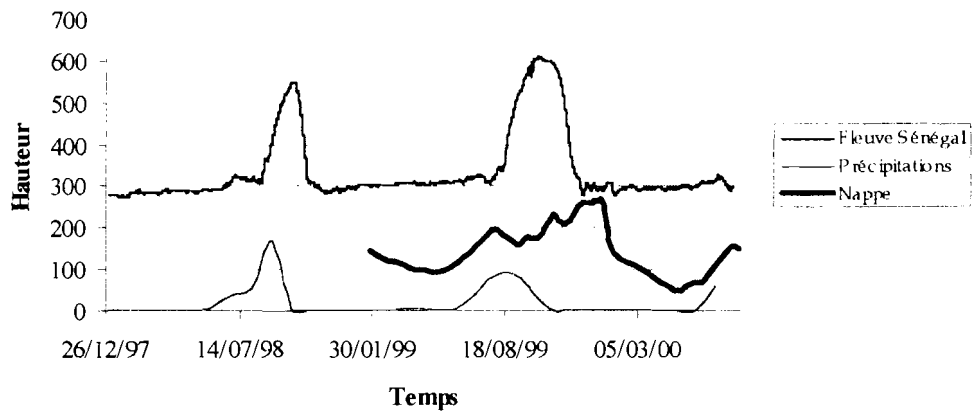
ANNEXE 5

Evolution de la hauteur :

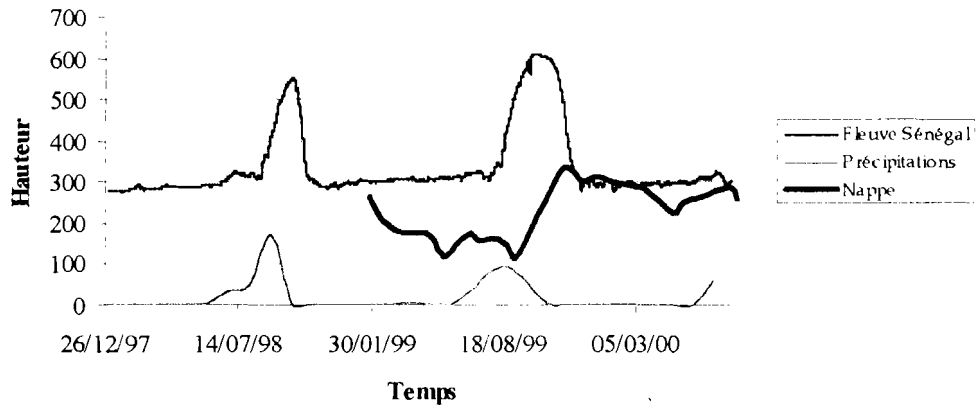
- ✓ des précipitations,
- ✓ du niveau d'eau du fleuve Sénégal,
- ✓ du niveau de la nappe,

en fonction du temps dans les piézomètres 2, 3, 4, 6, 7, 10 et 14.

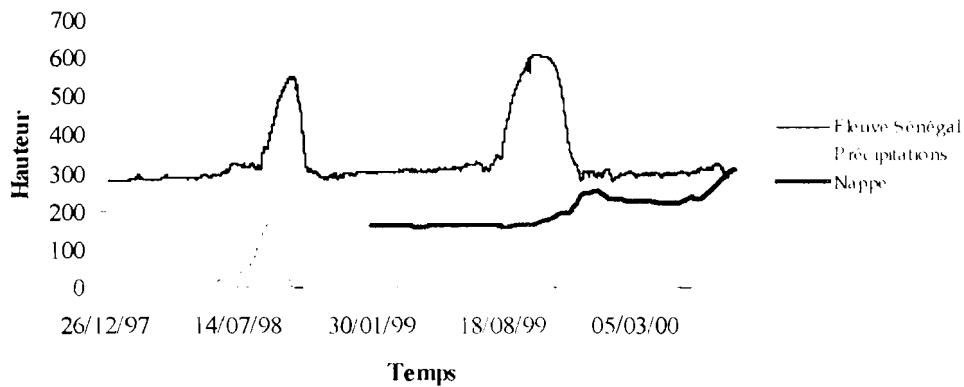
Evolution des hauteurs des précipitations, du niveau d'eau du Sénégal et de celui dans le piézomètre 2 en fonction du temps



Evolution des hauteurs des précipitations, du niveau d'eau du Sénégal et de celui dans le piézomètre 3 en fonction du temps



Evolution des hauteurs des précipitations, du niveau d'eau du Sénégal et de celui dans le piézomètre 4 en fonction du temps

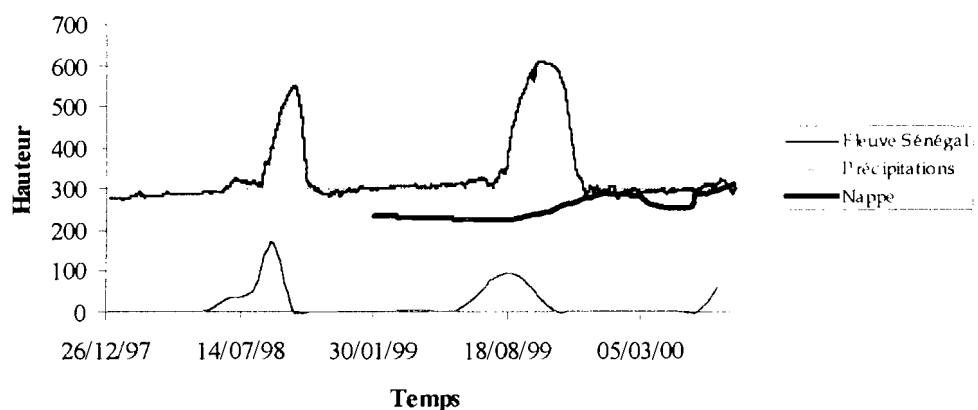


ANNEXE 6

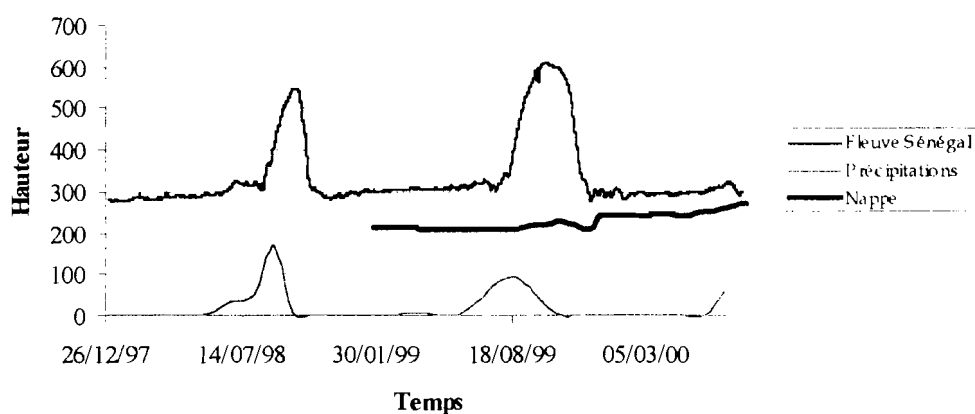
CARACTERISTIQUES DES PIEZOMETRES

Piézomètre	Profondeur (m)	Coordonnées X	Coordonnées Y
1	12.0	497466.057	1823718.014
2	12.5	497521.807	1824076.042
3	12.0	497562.352	1824310.792
4	12.0	499859.547	1824493.928
5	8.0	500377.120	1824162.146
6	12.0	500750.043	1824030.973
7	12.0	502207.820	1824368.515
8	12.0	503459.768	1824369.109
9	10.0	502937.762	1824258.795
10	11.5	505107.568	1823373.023
11	9.5	505102.398	1823951.153
12	10.0	504902.331	1824479.513
13	10.5	504728.878	1825026.669
14	15.0	509648.113	1825996.155
15	12.0	509137.303	1826328.385
16	10.0	508676.819	1826881.758
17	10.0	508611.608	1827427.139
18	10.0	507991.440	1827723.683

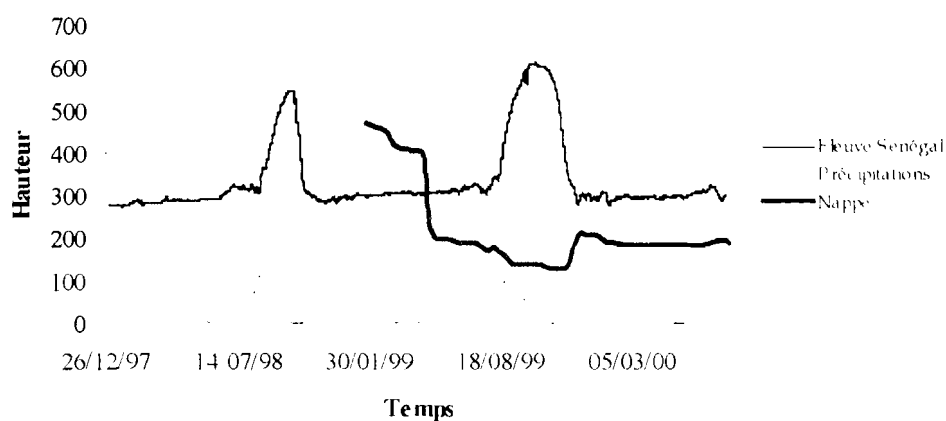
Evolution des hauteurs des précipitations, du niveau d'eau du Sénégal et de celui dans le piézomètre 6 en fonction du temps



Evolution des hauteurs des précipitations, du niveau d'eau du Sénégal et de celui dans le piézomètre 7 en fonction du temps



Evolution des hauteurs des précipitations, du niveau d'eau du Sénégal, et de celui dans le piézomètre 10 en fonction du temps



Evolution des hauteurs des précipitations, du niveau d'eau du Sénégal et de celui dans le piézomètre 14 en fonction du temps

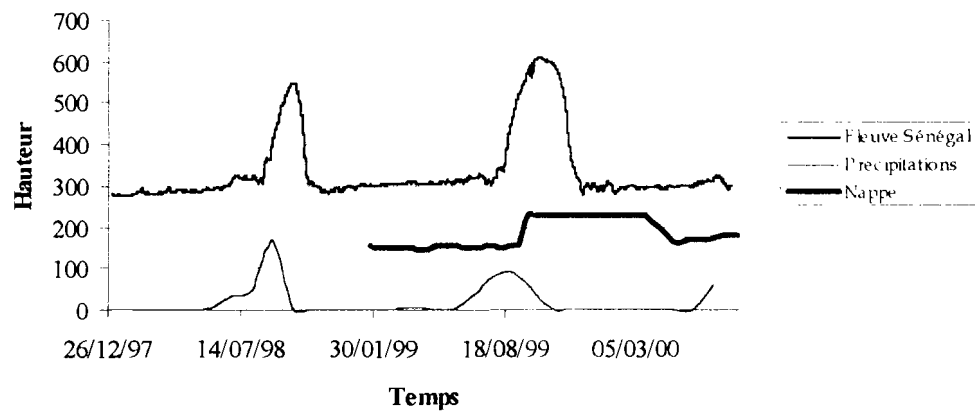


TABLE DES ANNEXES

Annexe 1 : Feuilles de calcul de la perméabilité à l'aide des méthodes de BOUWER et RICE, et HVORSLEV pour les différents piézomètres situés sur les périmètres du Ngallenka.

Annexe 1a : piézomètre 2
Annexe 1b : piézomètre 3
Annexe 1c : piézomètre 4
Annexe 1d : piézomètre 6
Annexe 1e : piézomètre 7
Annexe 1f : piézomètre 8
Annexe 1g : piézomètre 14
Annexe 1h : piézomètre 15

Annexe 2 : Feuilles de calcul de la perméabilité à l'aide des méthodes de BOUWER et RICE, et HVORSLEV pour les différents piézomètres situés dans le périmètre de Donaye.

Annexe 2a : piézomètre 1
Annexe 2b : piézomètre 2
Annexe 2c : piézomètre 3
Annexe 2d : piézomètre A
Annexe 2e : piézomètre B
Annexe 2f : piézomètre C

Annexe 3 : Courbes granulométriques cumulées des piézomètres 2, 3, 4, 6, 7, 8, 14 et 15.

Annexe 4 : Evolution de l'altitude IGN du niveau de la nappe en fonction du temps dans les piézomètres : 1, 2, 3, 4, 6, 7, 10 et 14.

Annexe 5 : Evolution de la hauteur : des précipitations, du niveau d'eau du fleuve Sénégal, du niveau de la nappe, en fonction du temps dans les piézomètres 2, 3, 4, 6, 7, 10 et 14.

Annexe 6 : Caractéristiques des piézomètres.

TABLE DES ILLUSTRATIONS

FIGURES

Figure 1: Formation d'anciens deltas de rupture de levée dans la vallée du Sénégal (d'après MICHEL, 1973).	9
Figure 2: Coupe schématique de la basse vallée du Sénégal dans la région de Podor. Les relations et entre micro relief, la submersion et les sols (d'après MICHEL, 1973).	10
Figure 3: La tortuosité (d'après MUSY A. et SOUTTER M., 1991).	15
Figure 4: Ordre de grandeur de la conductivité hydraulique dans divers sols (d'après MUSY A. et SOUTTER M., 1991).	15
Figure 5: Estimation des coefficients A et B par la méthode graphique de BOUWER et RICE.	18
Figure 6: Evolution de la charge en fonction du temps dans le piézomètre 1.	23
Figure 7: Influence de la texture et de la structure sur la relation $h(\theta)$ (d'après MUSY A. et SOUTTER M., 1991).	26
Figure 8: Représentation schématique du modèle des pores interconnectés de MARSHALL (d'après PAVONE, 1982).	30
Figure 9: Courbe de rétention du piézomètre 1.	33
Figure 10: Courbe granulométrique du piézomètre 1.	32
Figure 11: Comparaison entre les valeurs de perméabilité mesurée et celles calculées pour les piézomètres 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 14, 15 et A.	36
Figure 12: Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en argile.	37
Figure 13: Evolution du niveau du fleuve Sénégal, de la nappe dans le piézomètre 1 et des précipitations sur la période 26/12/97 au 10/08/00.	41
Figure 14: Schéma interprétatif: sources d'alimentation de la nappe phréatique.	43
Figure 16: Evolution de l'altitude de la nappe sur la période 10/01/99 au 10/08/00 pour les piézomètres 1, 2 et 3.	44
Figure 17: Evolution de l'altitude de la nappe sur la période du 10/01/99 au 10/08/00 pour les piézomètres 4 et 6.	46
Figure 18: Visualisation en trois dimensions du niveau de la nappe du 10/01/99 au 10-08-00.	47

TABLEAUX

Tableau 1: Caractéristiques du piézomètre 1.	21
Tableau 2: Calcul relatif aux variations du niveau d'eau dans le piézomètre 1.	22
Tableau 3: Valeurs moyennes calculées par les deux méthodes pour le piézomètre 1.	22
Tableau 4: Détails des calculs de la perméabilité par les méthodes de BOUWER et RICE et HVORSLEV pour le piézomètre 1.	23
Tableau 5: Bilan des valeurs de perméabilité obtenues à l'aide du slug-test pour les piézomètres considérés.	24
Tableau 6: Récapitulatif des étapes de calculs de la perméabilité.	35
Tableau 7: Comparaison entre les valeurs mesurées de perméabilité et celles calculées pour les piézomètres 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 14, 15 et A.	35
Tableau 8: Distance entre chaque piézomètre et le Ngallenka.	43

CARTES

Encadré 1: a) Localisation géographique du Sénégal	6
b) Localisation géographique de la moyenne vallée du fleuve Sénégal	6
(d'après BOIVIN et al., 1995)	
Carte 1: Localisation des périmètres du secteur Ngallenka Amont (région de Podor)	12

PHOTOS

Photo 1: Des traces de sel (probablement du gypse) dans des canaux	40
Photo 2: Un piézomètre non situé dans une parcelle irriguée	43

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION.....	5
CHAPITRE 1 CONTEXTE DU SECTEUR D'ETUDE.....	7
1.1 SITUATION GÉOGRAPHIQUE.....	7
1.2 LES SOLS DE LA MOYENNE VALLÉE DU FLEUVE SÉNÉGAL.....	7
1.2.1 Géologie.....	7
1.2.2 Géomorphologie et pédologie.....	9
1.2.3 Hydrogéologie.....	10
1.2.4 Les risques de dégradation par l'irrigation.....	11
1.2.4.1 La salinisation.....	11
1.2.4.2 La sodisation.....	11
1.2.4.3 L'alcalinisation.....	11
1.3 LE PROJET D'IMPLANTATION DE PÉRIMÈTRES IRRIGUÉS VILLAGEOIS DANS LE NGALLENKA.....	12
CHAPITRE 2 METHODE DU SLUG TEST.....	14
2.1 DÉFINITION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE.....	14
2.1.1 La conductivité hydraulique en fonction du sol.....	15
2.1.2 La conductivité hydraulique en fonction du fluide.....	16
2.2 METHODE DU SLUG-TEST.....	16
2.3 LES DIFFÉRENTES MÉTHODES D'INTERPRÉTATION.....	16
2.3.1 La méthode de BOUWER et RICE.....	17
2.3.2 La méthode de HVORSLEV.....	19
2.4 EXPLICATION DES DIFFÉRENTS CALCULS.....	19
2.5 RÉSULTATS.....	21
CHAPITRE 3 APPLICATION DE MODELES THEORIQUES.....	25
3.1 LE MODÈLE DE ARYA ET PARIS.....	25
3.1.1 La courbe de rétention.....	25
3.1.2 Principe.....	26
3.2 LE MODÈLE DE MARSHALL.....	29
3.3 PRINCIPE DES CALCULS.....	32
3.3.1 Application du modèle de ARYA et PARIS.....	32
3.3.2 Application du modèle de MARSHALL.....	33
3.4 RÉSULTATS ET DISCUSSION.....	35
3.5 ANALYSE CRITIQUE DU MODÈLE ET DES MÉTHODES UTILISÉES.....	37
CHAPITRE 4 EVOLUTION DE LA NAPPE.....	40
4.1 COUPES.....	40
4.1.1 Principe et résultats.....	40
4.1.2 Discussion.....	42
4.2 TRANSECTS.....	44
4.2.1 Transect 1-2-3.....	44
4.2.2 Transect 4-6.....	46
4.3 VISUALISATION EN 3D DE LA NAPPE.....	47
CONCLUSION.....	48
BIBLIOGRAPHIE.....	50
ANNEXES	
TABLE DES ANNEXES	
TABLE DES ILLUSTRATIONS	

Résumé

L'objectif de cette étude est de suivre et de caractériser l'aquifère du périmètre irrigué du secteur Ngallenka Amont.

Pour cela, il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques du sol, comme la conductivité hydraulique. Ce paramètre a donc été mesuré sur le terrain à l'aide du slug-test.

Des modèles théoriques ont été appliqués, celui de ARYA et PARIS, suivi de celui de MARSHALL, afin d'établir un lien entre les valeurs mesurées sur le terrain et celles théoriques. A la lecture des résultats, il n'est pas possible de s'affranchir d'effectuer des mesures de slug-test sur le terrain. La principale source de dérive de l'application de ces modèles est due à la nature même des échantillons, qui ne seraient pas répartis de manière aléatoire, paramètre qui n'est pas pris en compte par les modèles.

L'analyse de l'évolution de la nappe nous a permis de montrer que son niveau remonte d'une année sur l'autre. Cette élévation du niveau d'eau est principalement due au fleuve Sénégal (crues saisonnières), l'irrigation, la remise en activité récente du Ngallenka et la présence de quelques marigots n'entraînant que de petites variations superficielles.

Par ailleurs, des traces de salinisation sont déjà remarquables sur le terrain. Or, un excès de sels pourrait conduire à long terme à une stérilisation des sols.

L'implantation de périmètres irrigués dans la vallée a donc un impact indirect sur l'évolution de la nappe, et pose effectivement des problèmes liés au transfert de sels et à la gestion de l'eau.

Mots clés : *perméabilité, slug-test, modèles, nappe, irrigation, salinisation.*

Abstract

The objective of this study is to follow and characterize the aquifer of the irrigated perimeters of the Amont Ngallenka's sector.

For that, it is necessary to know certain soil characteristics, like hydraulic conductivity. This parameter was measured using the slug-test in the field. Theoretical models were applied, that of ARYA and PARIS, followed by MARSHALL, in order to establish a link between the values measured to the ground and those theoretical. With the reading of the results, it isn't possible to be freed to take measurements of slug-test on the ground. The principal source of drift of the application of these models is due to nature samples, which would not be distributed in a random way, and which isn't taken into account by the models.

The analysis of the evolution of the water-table enabled us to show that the level rises every year. This rise of the water-level is mainly due to the presence of the river Senegal (seasonal risings), the irrigation, the handing-over in recent activity of Ngallenka and the presence of some backwaters leading to small surface variations. This increase of the level of the water-table started a salinisation of the grounds, whose first traces are already striking on the ground. A salt excess could lead to a sterilization of the grounds.

The establishment of irrigated perimeters in the valley has thus an indirect impact on the evolution of the water-table, and leads indeed problems related on the salts' transfer and the water's management.

Key words : **hydraulic conductivity, slug-test, models, water table, irrigation, salinisation.**