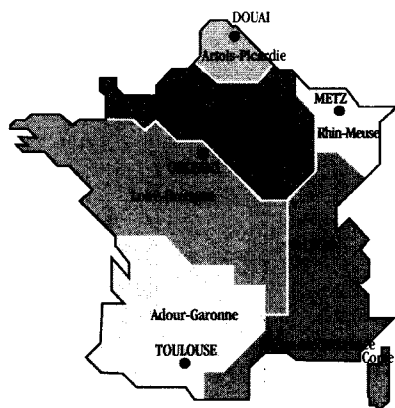


ETUDES PRELIMINAIRES A L'IMPLANTATION DES DISPOSITIFS D'EPURATION PAR INFILTRATION-PERCOLATION



*Document réalisé sous la direction des Agences de l'Eau
et du Ministère de l'Environnement.*

Chargé d'étude : BURGEAP

70, rue Mademoiselle

75015 PARIS

Prix : 100 F

1991

SOMMAIRE

	Pages
AVANT-PROPOS	1
1. REMARQUES PRELIMINAIRES	2
1.1. Typologie des sites favorables à l'infiltration-percolation avec évacuation dans le milieu souterrain	2
1.2. Notions d'hydraulique souterraine appliquée aux bassins d'infiltration-percolation	2
1.2.1. Saturation et non-saturation	2
1.2.2. Hydraulique de l'infiltration	3
2. LES ETUDES PREALABLES	5
2.1. Objectifs et méthodologie	5
2.2. Méthodes	6
2.2.1. Etape 1 : Contrôle de la capacité d'infiltration	8
2.2.2. Etape 2: Contrôle de la capacité de transfert	9
2.3. Programmes d'études types	10
2.4. Ordre de grandeur des coûts des études préalables	10

AVANT-PROPOS

A l'aval de toute station d'épuration, il existe un rejet, généralement dans le milieu superficiel (cours d'eau, mer...) et plus rarement dans le milieu souterrain (cas notamment des régions sans exutoire de surface).

Lorsque le contexte est favorable et qu'un rejet au milieu superficiel ne peut être envisagé, le procédé d'épuration par infiltration-percolation offre la possibilité d'une intégration dans le site permettant une évacuation des eaux épurées vers le milieu souterrain. La faisabilité de ce mode de rejet doit être examinée lors d'études préalables à l'élaboration d'un avant-projet.

Le présent document, élaboré par BURGEAP pour le Comité Inter-Agences à la demande de l'Agence de l'Eau Seine-Normandie, est constitué de deux volumes :

- le premier définit les études préalables nécessaires à l'évaluation de la faisabilité technique d'un projet ;
- le second, basé sur l'analyse des textes relatifs aux rejets sur le sol et dans le milieu souterrain, situe le cas des dispositifs d'infiltration-percolation dans le cadre réglementaire.

1. REMARQUES PRELIMINAIRES

1.1. Typologie des sites favorables à l'infiltration-percolation avec évacuation dans le milieu souterrain

D'une manière générale, on peut distinguer les trois grands types d'aquifères suivants :

- les milieux granulaires dans lesquels l'eau remplit les espaces ou pores entre les grains constituant la roche et y circule plus ou moins bien selon la taille de ces pores (ex : le sable, les alluvions...);
- les milieux fissurés dans lesquels l'eau peut être stockée et circuler dans les fissures de la roche, elle-même peu ou pas perméable (ex : calcaires, granites...);
- les milieux karstiques dans lesquels s'est constituée, à partir de fissures, une organisation des vides par dissolution de la roche (roches carbonarées...).

Les cas d'application de l'épuration par infiltration-percolation avec évacuation dans le milieu souterrain correspondent théoriquement à ces contextes hydrogéologiques, les principaux types de sites les plus fréquemment concernés étant les suivants :

- les zones dunaires(1),
- les zones sans réseau hydrographique superficiel (zones calcaires et crayeuses),
- et, dans une moindre mesure, les zones alluviales.

1.2. Notions d'hydraulique souterraine appliquée aux bassins d'infiltration-percolation

1.2.1. Saturation et non-saturation

Lorsqu'on creuse un puits dans un terrain contenant une nappe libre, le niveau de l'eau s'établit à la cote correspondant à $P = 0$, niveau de pression atmosphérique (figure 1).

(1) Voir notamment : Inventaire des sites favorables à l'infiltration d'effluents épurés le long du littoral ouest, agence de Bassin Loire-Bretagne, BURGEAP, 1979

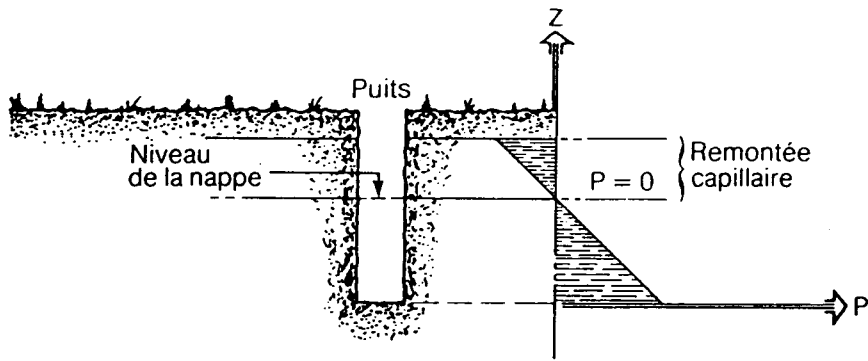


FIGURE 1 : Saturation et non-saturation

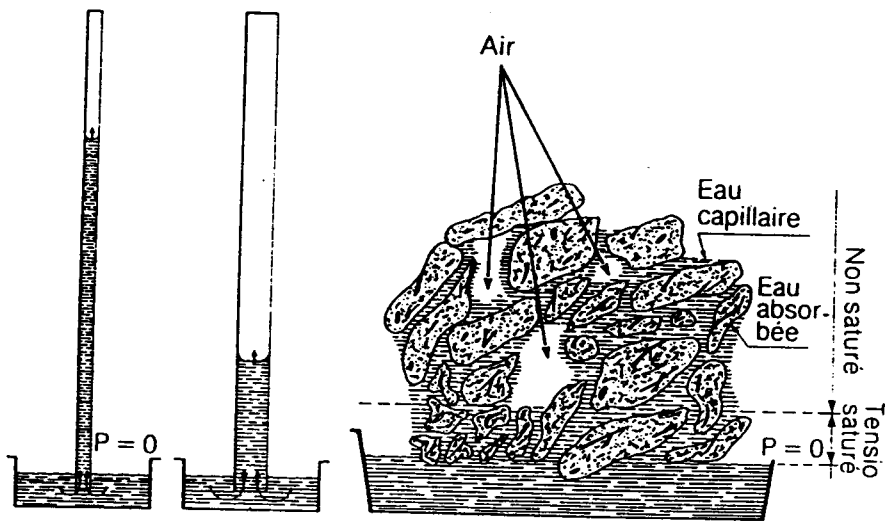


FIGURE 2 : Capillarité

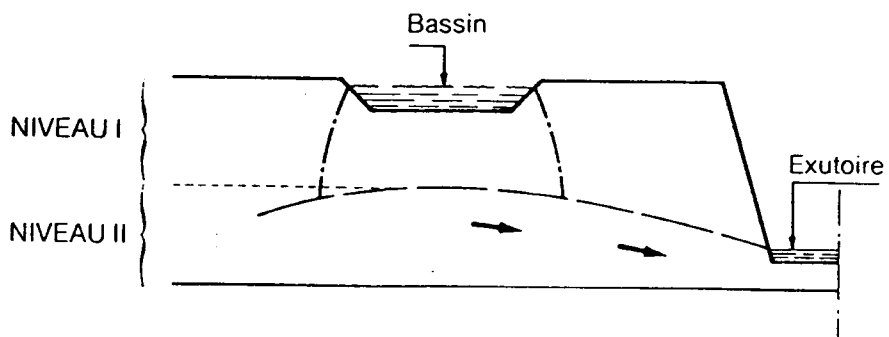


FIGURE 3 : Les deux niveaux de l'infiltration

Dans ce terrain, on peut distinguer deux domaines :

- au-dessous du niveau de la nappe, tous les pores sont pleins d'eau, le sol est saturé ; les pressions de l'eau, positives, sont mesurées par des piézomètres ;
- au-dessus du niveau de la nappe, le sol n'est pas saturé, certains pores seulement sont pleins d'eau, d'autres pleins d'air : c'est le domaine de la remontée capillaire dans lequel les pressions de l'eau sont négatives, l'eau est en tension et cette tension se mesure par des tensiomètres.

Dans ce dernier domaine, la remontée de l'eau au-dessus du niveau $P = 0$ cesse quand le poids de la colonne d'eau est égal à la force d'attraction entre le sol et le liquide (énergie de surface développée au niveau des interfaces eau-air). On définit ainsi la pression capillaire ou succion que l'on peut exprimer en millibars ou en centimètres d'eau.

Dans des tubes capillaires, la succion, autrement dit la remontée de l'eau est d'autant plus grande que le diamètre du tube est plus petit (figure 2). Dans un sol que l'on peut assimiler à un ensemble de tubes ou de pores de différents diamètres, on assiste au même phénomène. Jusqu'à une certaine hauteur, comptée à partir de la surface libre à pression nulle, tous les pores sont remplis d'eau. On définit ainsi une zone qui est saturée et où l'eau est néanmoins en tension (zone "tensio-saturée").

1.2.2. Hydraulique de l'infiltration

La figure 3 illustre les deux niveaux de l'hydraulique de tout dispositif d'infiltration :

- l'hydraulique de l'infiltration sensu stricto (niveau I),
- l'hydraulique de transfert au sein de la nappe jusqu'à son exutoire (niveau II).

L'hydraulique de l'infiltration sensu stricto concerne le domaine des écoulements verticaux (non saturé) et celle du transfert le domaine des écoulements horizontaux (saturé).

Dans le premier cas, on cherche à savoir s'il est possible d'introduire dans le terrain une quantité d'eau donnée et, si la réponse est positive, on cherche dans le second à déterminer si la nappe est capable de transporter cette même quantité vers l'exutoire naturel (cours d'eau, mer) ou artificiel (drain, fossé).

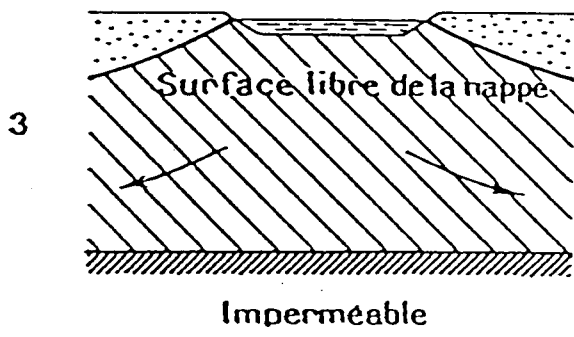
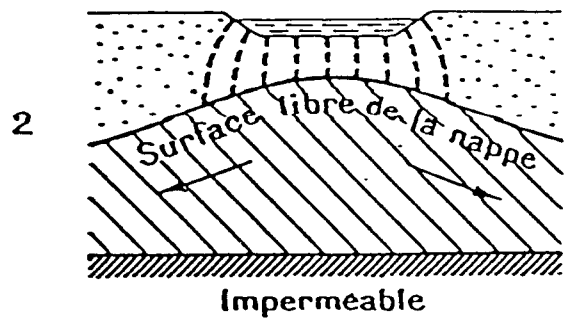
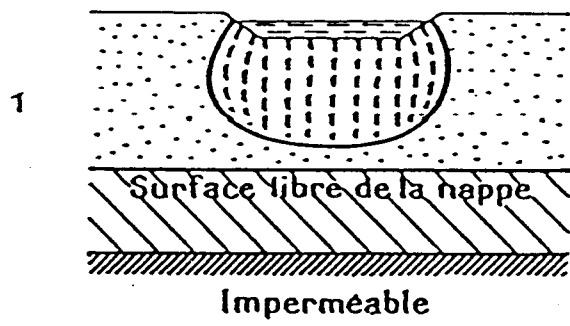


FIGURE 4 : Les différentes phases de l'infiltration sous un bassin

Les différentes phases de l'écoulement sous un bassin d'infiltration peuvent être schématisées de la manière suivante (figure 4) :

- **Phase 1** : avancée du front humide (a) ; cette phase se situe entre la mise en eau et l'instant où la nappe commence à recevoir de l'eau du bassin.

Au cours de la progression du front humide depuis le bassin jusqu'à la nappe, l'air contenu dans la tranche de terrain au-dessus de la surface libre ne peut généralement pas s'échapper en totalité : l'écoulement s'effectue en milieu non saturé.

- **Phase 2** : écoulement mixte (b) ; dans cette phase, la surface libre de la nappe délimite les deux domaines de l'écoulement définis précédemment (niveaux I et II) ; l'eau finit par rejoindre la nappe dont le niveau piézométrique se gonfle.
- **Phase 3** : écoulement de type horizontal en milieu saturé (c) ; suivant la valeur des paramètres hydrauliques et les conditions aux limites des écoulements, le schéma de la phase 2 peut correspondre au régime permanent, sinon constituer un état transitoire conduisant au schéma de la phase 3 où le dôme piézométrique se confond avec le bassin.

Dans les dispositifs d'épuration par infiltration-percolation en bassins, cette troisième phase ne doit pas être atteinte. En effet, elle se traduit par une disparition de la zone non saturée qui est le réacteur biologique dans lequel interviennent les phénomènes de l'épuration. Cette zone non saturée doit par conséquent être, dans tous les cas, maintenue.

2. LES ETUDES PREALABLES

2.1. Objectifs et méthodologie

Compte tenu de l'importance -et par conséquent du coût- que peuvent représenter les études préalables(1), ces dernières ne doivent être engagées qu'après avoir effectué le choix d'un site pour l'implantation de l'aménagement.

Ce choix intervient généralement lors de l'établissement du schéma d'assainissement qui définit les grandes orientations de l'assainissement de l'agglomération et notamment les filières d'épuration les mieux adaptées. Si l'épuration par infiltration-percolation avec évacuation dans le milieu souterrain est l'une de ces filières, sa préfaisabilité doit être examinée dans le cadre de l'étude de schéma sur la base des données existantes, essentiellement géologiques et hydrogéologiques. Le cas échéant, des reconnaissances sommaires du ou des sites envisageables peuvent être réalisées à la pelle mécanique afin d'identifier la nature des terrains superficiels et les contraintes qu'ils peuvent éventuellement représenter.

La succession des différentes étapes devant aboutir à la construction d'un aménagement et dans laquelle s'intercalent les études préalables est représentée schématiquement sur la figure 5. L'objectif de ces études est de confirmer la faisabilité du projet et, le cas échéant de déterminer les contraintes de site dont il faudra tenir compte lors de la conception du dispositif.

La démarche qui sous-tend l'organisation des études préalables peut être représentée par le schéma de la figure 6 dans laquelle plusieurs étapes sont distinguées selon un ordre logique.

La première condition qu'il convient de vérifier (étape 1) est que le terrain sur lequel est prévue la construction de l'aménagement est apte à l'infiltration des eaux épurées, c'est-à-dire, en d'autres termes, que le paramètre "perméabilité verticale" ne constitue pas un facteur limitant. Même, si dans la plupart des cas, le choix du mode d'épuration et du site d'implantation du dispositif a été au préalable effectué compte tenu de caractéristiques géologiques a priori favorables, l'expérience a montré que dans certains cas, l'infiltration pouvait être fortement limitée pour des raisons non décelables en l'absence de reconnaissances du site(2). Si tel est le cas :

- soit la cause limitant l'infiltration peut être éliminée (par exemple décapage d'une couche d'aliôs à 2 mètres de profondeur, fracturation à l'explosif d'une dalle calcaire dans un massif dunaire...)
- soit le projet tel qu'il était prévu à l'origine doit être abandonné, ou envisagé sur un autre site.

(1) En raison notamment des reconnaissances détaillées des terrains souvent nécessaires.

(2) Intercalations argileuses dans les formations dunaires, tanguie, niveaux d'aliôs, fissures colmatées par des argiles résiduelles, etc...

FIGURE 5

Place des études préalables dans la succession des étapes
conduisant à la réalisation d'un aménagement

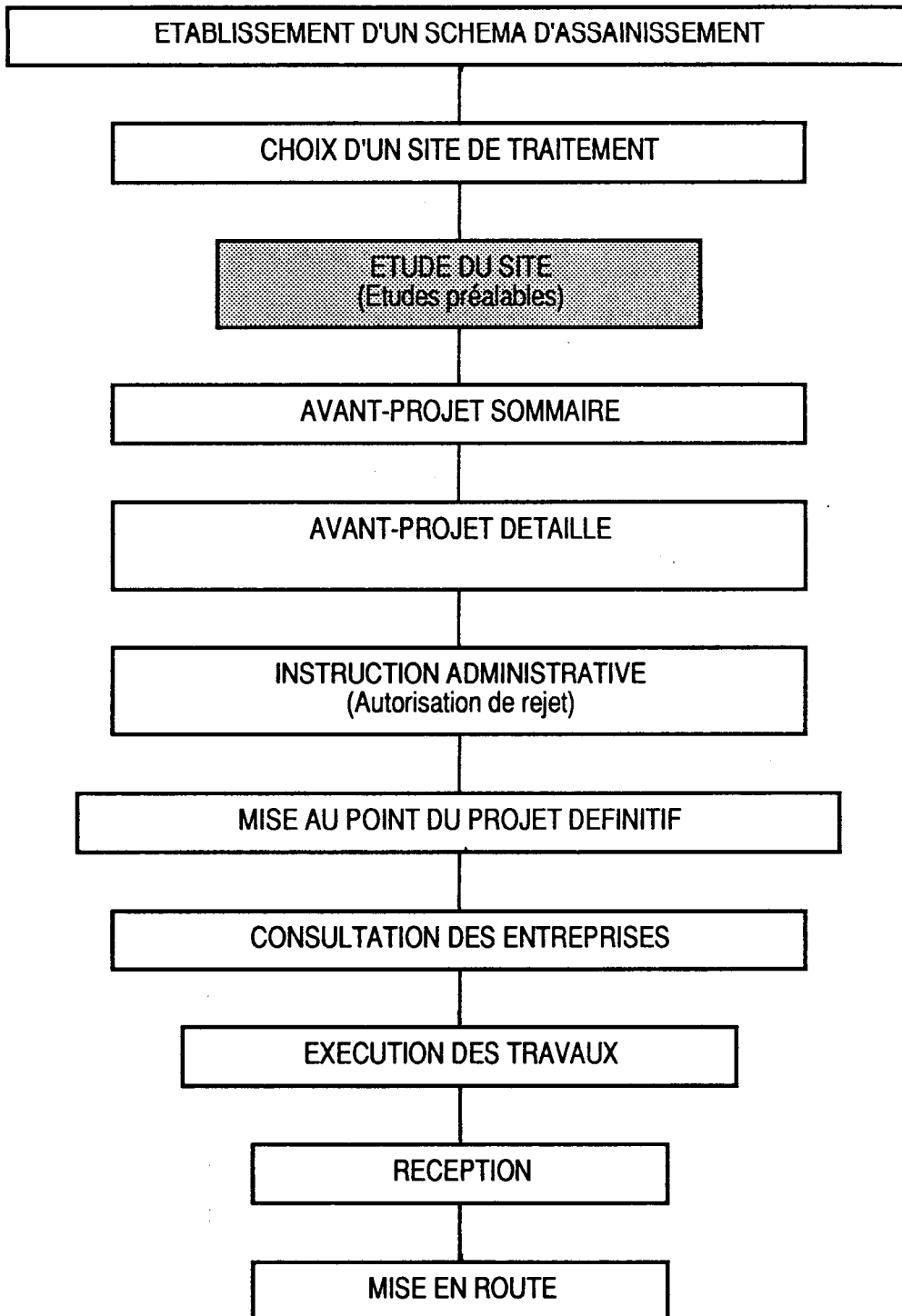
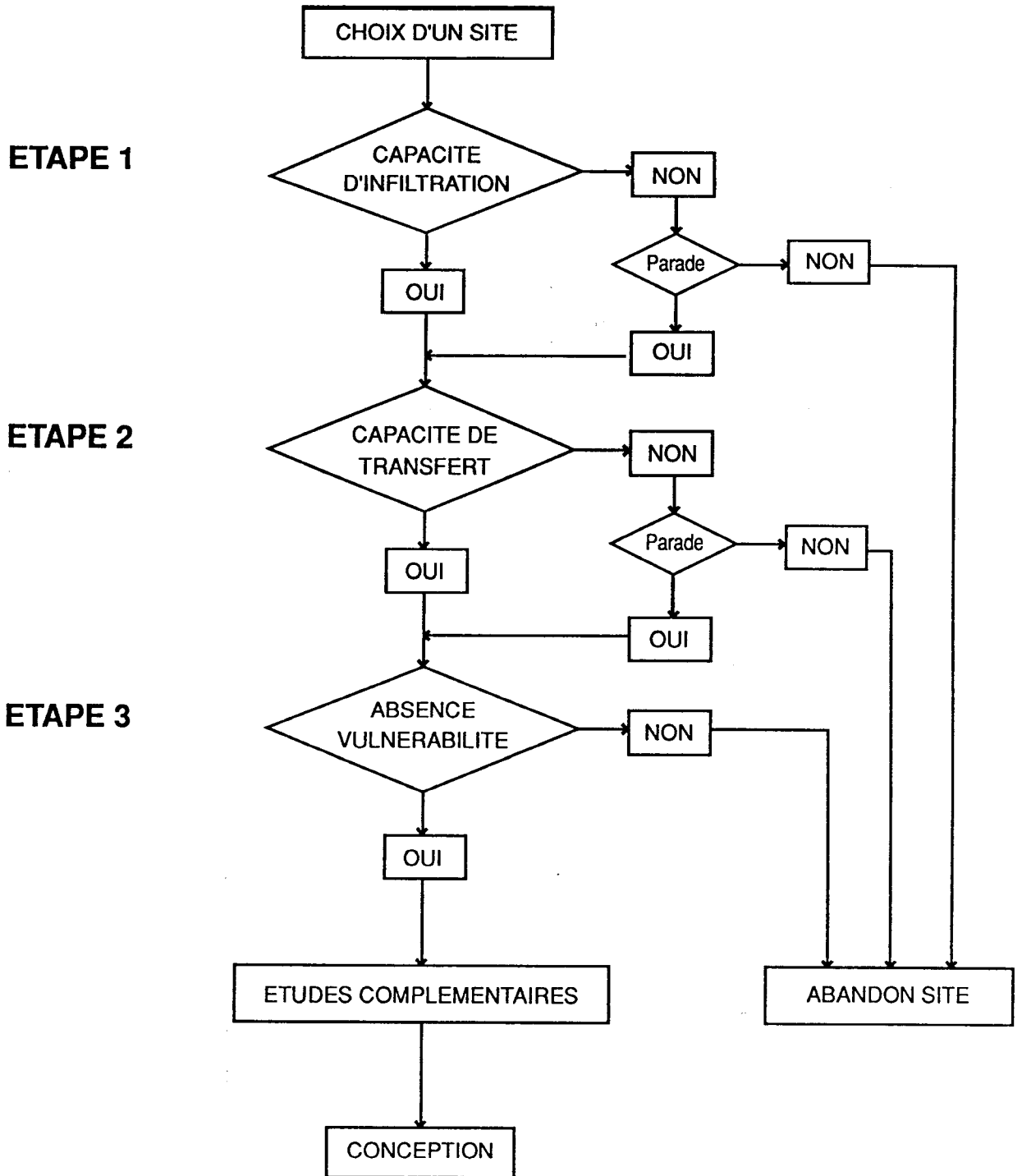


FIGURE 6

ORGANISATION DES ETUDES PREALABLES



Dès lors que l'aptitude des terrains à l'infiltration des eaux épurées est confirmée, il convient d'examiner si l'aquifère récepteur est en mesure d'évacuer latéralement le débit infiltré (étape 2) sans que la remontée du dôme piézométrique consécutive à l'infiltration ne soit incompatible avec l'exigence de la conservation d'une épaisseur de terrain non saturé(1) de 2 mètres, voire 3 mètres, selon les cas et les objectifs du traitement.

Dans le cas où cette condition ne serait pas vérifiée, des solutions telles que le drainage par des fossés périphériques, voire un tapis drainant "écrêteur" ou l'extension de l'aire d'infiltration(2) peuvent parfois être envisagées pour limiter la remontée du dôme piézométrique et permettre ainsi, en dépit de conditions hydrogéologiques défavorables, la réalisation du projet.

La dernière condition qui reste à examiner concerne l'impact de la pollution résiduelle des eaux traitées sur le milieu souterrain dans l'environnement du site d'infiltration (étape 3). Une évaluation préliminaire de cet impact est généralement effectuée préalablement au choix du site afin de s'exempter de cette contrainte. Toutefois, dans certains cas, on peut être amené à valider cette évaluation à partir des données hydrogéologiques recueillies lors de l'étude du site. La réalisation d'un modèle mathématique de simulation des écoulements souterrains peut s'avérer nécessaire dans le cas notamment de la présence de points d'eau exploités dans un rayon susceptible d'être concerné par la modification du régime des écoulements souterrains.

Des investigations complémentaires peuvent, le cas échéant, être engagées dans le cadre des études préalables, notamment pour ce qui concerne le réemploi des déblais pour la constitution de digues par exemple. Des essais de laboratoire sont dans ce cas nécessaires pour déterminer l'aptitude des terrains à leur réutilisation en remblai.

2.2. Méthodes

Les méthodes susceptibles d'être utilisées dans les études préalables à l'implantation des dispositifs d'infiltration-percolation avec évacuation dans le milieu souterrain sont regroupés ci-après selon les étapes définies précédemment. Certaines méthodes particulières font l'objet d'une fiche technique en annexe 1.

(1) *incluant, le cas échéant, le matériau rapporté.*

(2) *Superficie totale de l'emprise du dispositif comprenant les espaces interbassins ; à ne pas confondre avec la plage d'infiltration qui correspond à la superficie des bassins.*

2.2.1. Etape 1 : Contrôle de la capacité d'infiltration

- **Sondages à la pelle mécanique** : ces sondages permettent d'identifier la nature des terrains sur les premiers mètres (3 à 4 mètres maximum) ; compte tenu de la rapidité de l'exécution de ces sondages, de leur faible coût(1) et de l'importance des observations qui peuvent être effectuées, ces sondages sont à prévoir systématiquement. Ces sondages peuvent permettre, dans le cas de zones dunaires, de déterminer l'extension d'une couche d'aliôs qu'il sera nécessaire d'extraire ou, dans le cas de zones calcaires, l'état de fracturation de la roche sous les formations superficielles et le degré de colmatage éventuel des fissures. Lors de l'exécution de ces sondages, des échantillons peuvent être prélevés afin d'effectuer, si nécessaire, des essais en laboratoire en vue d'identifier l'aptitude des matériaux à leur réemploi en remblais.

- **Détermination du coefficient de perméabilité** : Il existe de nombreuses méthodes de mesure de la perméabilité d'un matériau. Les méthodes de laboratoire, sur échantillons intacts ou remaniés, sont à exclure. Parmi les méthodes de mesure in situ, les méthodes suivantes sont proposées :
 - . la méthode par infiltration dans une tranchée(2) ;
 - . la méthode du double-anneau(3), plus particulièrement adaptée au cas des matériaux granulaires fins (sables dunaires par exemple) et qui ne convient pas dans le cas de matériau de type calcaire fracturé ;

Pour ce qui concerne les matériaux du type sableux, il est à noter que l'ordre de grandeur du coefficient de perméabilité peut être estimé par la formule de Hazen :

$$K = d_{10}^2/100 \text{ avec } d_{10} \text{ en mm, } K \text{ en m/s}$$

qui n'est toutefois strictement valable que pour un matériau de granulométrie uniforme (coefficient d'uniformité inférieur à 2). Cette estimation nécessite par conséquent la réalisation d'analyses granulométriques.

Dans le cas de sables dunaires, de telles analyses sont préconisées sur des échantillons prélevés lors des sondages profonds afin d'en vérifier l'homogénéité. A partir des résultats de ces analyses, un recoupement est alors possible avec les mesures de perméabilité réalisées in situ.

(1) A titre indicatif, le coût d'une journée de pelle mécanique est de l'ordre de 2 500 FHT.
(2) Voir annexe 1, fiche n° 1.
(3) Voir annexe 1, fiche n° 2.

- **Sondages mécaniques** : Dans le cas de zones dunaires et de zones alluviales, ces sondages sont effectués à la soupape (ou "battage") dans un tubage métallique provisoire. L'observation détaillée des matériaux extraits par "passe" d'environ 0,50 m à 1 m permet d'identifier les variations éventuelles de faciès et notamment la présence d'intercalations argileuses ou tourbeuses. Si nécessaire, des diagraphies gamma-ray peuvent être effectuées dans les forages afin de mieux évaluer l'importance des niveaux argileux dont la présence aurait été identifiée en cours de foration.

Pour ce qui concerne les zones calcaires, la réalisation de sondages mécaniques peut s'avérer nécessaire dans les cas suivants :

- . niveau piézométrique de la nappe à faible profondeur,
- . existence probable au sein de la formation calcaire de niveaux de perméabilité réduite (marnes, marno-calcaires),
- . risques d'un colmatage important des fissures par des argiles résiduelles.

Ces forages seront généralement réalisés en mettant en oeuvre une technique destructive (rotary, marteau-fond-de-trou). En principe, le carottage ne devrait être utilisé qu'exceptionnellement dans le cas où une observation directe de l'état des fissures de la roche s'avèrerait nécessaire.

Il faut remarquer que dans la plupart des dispositifs réalisés, en zone calcaire(1), aucun sondage profond n'a été effectué compte tenu notamment de la profondeur importante de la nappe et de la nature favorable des terrains.

2.2.2. Etape 2 : contrôle de la capacité de transfert

L'évaluation de la capacité de transfert de la nappe nécessite la détermination :

- de la piézométrie de la nappe et de son écoulement,
- de l'épaisseur de l'aquifère,
- des paramètres hydrodynamiques de l'aquifère (transmissivité et coefficient d'emmagasinement(2)).

(1) Voir "Les bassins d'infiltration - Recensement des sites et des techniques employées" - Agence de l'Eau Seine-Normandie, CREATE, octobre 1988.

(2) . Transmissivité (T) : égale au produit de la perméabilité horizontale par l'épaisseur de l'aquifère : elle s'exprime en m^2/s .

. Coefficient d'emmagasinement (S) : rapport du volume d'eau libéré ou emmagasiné par unité de surface (m^2) à la variation de charge hydraulique correspondante ; ce paramètre est sans dimension.

La détermination de la piézométrie de la nappe est effectuée par mesure des niveaux de l'eau dans des sondages équipés en piézomètres(1). L'interpolation entre les points de mesure permet de dessiner la piézométrie de la nappe et d'en déduire le sens des écoulements.

L'épaisseur de l'aquifère peut être déterminée soit par des sondages mécaniques, soit, le cas échéant, par des méthodes géophysiques(2) telles que la méthode électrique ou la sismique réfraction.

2.3. Programmes d'études types

Le programme des études préalables à réaliser ne peut être défini que cas par cas en fonction du contexte géologique, du projet et de sa taille, le détail des reconnaissances (nombre de sondages, profondeur, essais...) ne pouvant être déterminé qu'après un examen des données existantes.

Le tableau 1 propose un programme des études en fonction de la typologie des sites.

2.4. Ordre de grandeur des coûts des études préalables

Le coût des études préalables(3) dépend essentiellement des conditions de site, donc de la nature des reconnaissances à engager et peu de la taille du projet dans une gamme comprise entre quelques centaines et quelques dizaines de milliers d'habitants.

L'ordre de grandeur du coût de ces études est compris entre 30 000,00 F dans un cas très simple et 150 000,00 F dans un cas plus complexe(4).

(1) *Un nivellement des piézomètres réalisés est nécessaire.*

(2) *Voir annexe 1, fiches n° 5 et 6.*

(3) *Hors ingénierie du projet.*

(4) *Dans le cas de projets beaucoup plus importants, le coût des reconnaissances de terrain peut atteindre 1 500 000 F (épuration des eaux usées du Grand Agadir sur la dune du Mzar : 500 000 E.H.).*

Le cas le plus simple est par exemple celui d'un site sur plateau calcaire très fissuré, avec faible recouvrement superficiel, dans lequel le niveau piézométrique de la nappe est profond (une vingtaine de mètres par exemple). Dans ce cas, les études sont limitées à :

- des sondages à la pelle mécanique,
- des essais d'infiltration en tranchée,
- des essais d'identification des matériaux de surface.

Le cas le plus complexe est celui d'une zone dunaire dans laquelle la nappe est située à moins de 10 mètres de profondeur sur un substratum irrégulier et non loin à l'aval d'un point d'eau utilisé pour l'alimentation en eau. Les études à engager dans ce cas comprennent :

- des sondages à la pelle mécanique,
- des essais d'infiltration,
- des sondages profonds dont certains équipés en piézomètres,
- des essais de pompage,
- des analyses granulométriques,
- une modélisation pour examiner impact sur les écoulements souterrains et s'assurer de l'absence de risques vis-à-vis du point d'eau exploité.

TABLEAU 1
Programmes d'études types

Types de sites Etudes	Zones dunaires	Zones alluviales	Zones sans exutoire
Etape 1 : évaluation de la capacité d'infiltration - sondages mécaniques . pelle . forage - essais d'infiltration . double anneau . tranchée - analyses granulométriques - diagraphies	 + + + + + + + + + ou + + + + + + +	 + + + + + + + ou + + + + + + +	 + + + + o + + + o +
Etape 2 : évaluation de la capacité de transfert - géophysique . électrique . sismique réfraction - essai de pompage - évaluation remontée nappe	 + ou + + + + +	 + ou + + + + +	 o o + +
Etape 3 : modélisation	+	+	+
Compléments - essais de laboratoire	o	+	+

+ + + indispensable
 + éventuel (selon les cas)
 o inutile

ANNEXES



ANNEXE 1

**METHODES D'INVESTIGATION
FICHES TECHNIQUES**

LISTE DES FIGURES

- FIGURE 1** : Saturation et non saturation
- FIGURE 2** : Capillarité
- FIGURE 3** : Les deux niveaux de l'infiltration
- FIGURE 4** : Les différentes phases d'infiltration sous un bassin
- FIGURE 5** : Place des études préalables dans la succession des étapes conduisant à la réalisation d'un aménagement
- FIGURE 6** : Organisation des études préalables

LISTE DES TABLEAUX

- TABLEAU 1** : Programmes d'études types

LISTE DES ANNEXES

- ANNEXE 1** : Méthodes d'investigation - Fiches techniques
- ANNEXE 2** : Fiches de cas

LISTE DES FICHES

- FICHE N° 1 : Détermination du coefficient de perméabilité. Méthode de Matsuo**
- FICHE N° 2 : Détermination du coefficient de perméabilité. Méthode du double-anneau**
- FICHE N° 3 : Détermination de la perméabilité horizontale et du coefficient d'emménagement**
- FICHE N° 4 : Evaluation de la remontée du dôme piézométrique sous un bassin**
- FICHE N° 5 : Méthodes géophysiques - Electrique**
- FICHE N° 6 : Méthodes géophysiques - Sismique réfraction**
- FICHE N° 7 : Essais de laboratoire**

DETERMINATION DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE**METHODE DE MATSUO⁽¹⁾
(méthode par infiltration dans une tranchée)****PRINCIPE :**

Dans une tranchée à fond rectangulaire, on introduit un débit Q tel que le niveau de l'eau dans la tranchée soit maintenue constant ; la tranchée est allongée d'une certaine longueur L et le débit Q' nécessaire pour maintenir le même niveau constant est mesuré. La différence entre Q et Q' correspond donc au débit absorbé par la longueur supplémentaire de la tranchée, en éliminant l'influence des extrémités.

CALCUL DE K :

- Si la couche imperméable ou peu perméable est profonde :

$$K = q/(B + 2H)$$

avec :

q : débit absorbé par unité de longueur, soit $(Q' - Q)/L$ (m^3/s)

B : largeur de la tranchée au niveau du plan d'eau (m)

H : épaisseur de la lame d'eau (m).

- Si la couche imperméable ou peu perméable est proche du fond de la tranchée :

$$K = q/(B - 2H)$$

(1) *Communication au 3ème congrès international de mécanique des sols - Zurich (1958).*

DETERMINATION DU COEFFICIENT DE PERMEABILITE

METHODE DU DOUBLE ANNEAU

Cette méthode qui permet de déterminer la perméabilité d'un sol est d'une mise en oeuvre facile. Différents auteurs ont utilisé cette méthode avec des variantes quant à l'appareillage ou au mode opératoire mais toutes sont basées sur le principe de la méthode dite de MUNTZ.

La méthode décrite ci-après est celle proposée par GAIRON et VACHAUD et reprise par BARRES et LALLEMAND-BARRES(1).

PRINCIPE :

La détermination de la perméabilité à saturation K_s en recherchant la valeur limite du débit d'infiltration par unité de surface, en portant sur un graphique la courbe d'infiltration cumulée (volume d'eau infiltrée par unité de surface) en fonction du temps. Cette courbe tend vers une droite dont la pente est égale à K_s .

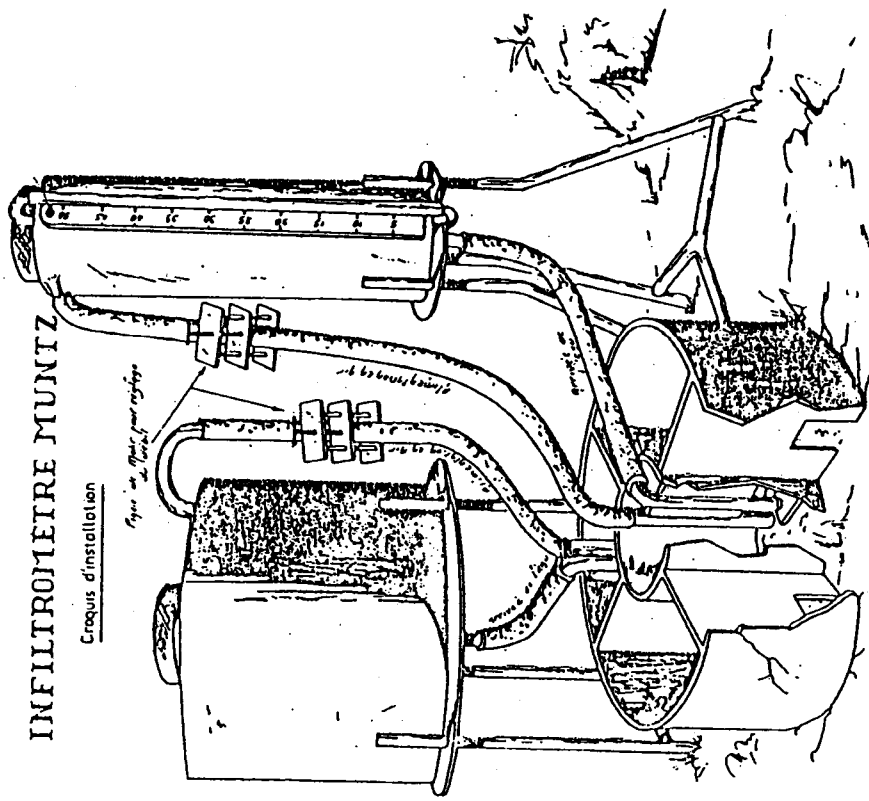
APPAREILLAGE DE MESURE :

Il est du même type que celui décrit par COLOMBANI et col.(2), représenté sur la figure 1. Dans les essais décrits par VACHAUD, l'infiltromètre est composé de deux anneaux concentriques en tôle d'acier de 200 mm de hauteur ; le diamètre intérieur de l'anneau central est de 240 mm (section : $45,24 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$) et le diamètre intérieur de l'anneau de garde est de 490 mm. Ces deux anneaux sont munis à leur base d'un couteau permettant de les enfoncer dans le sol sur dix centimètres environ.

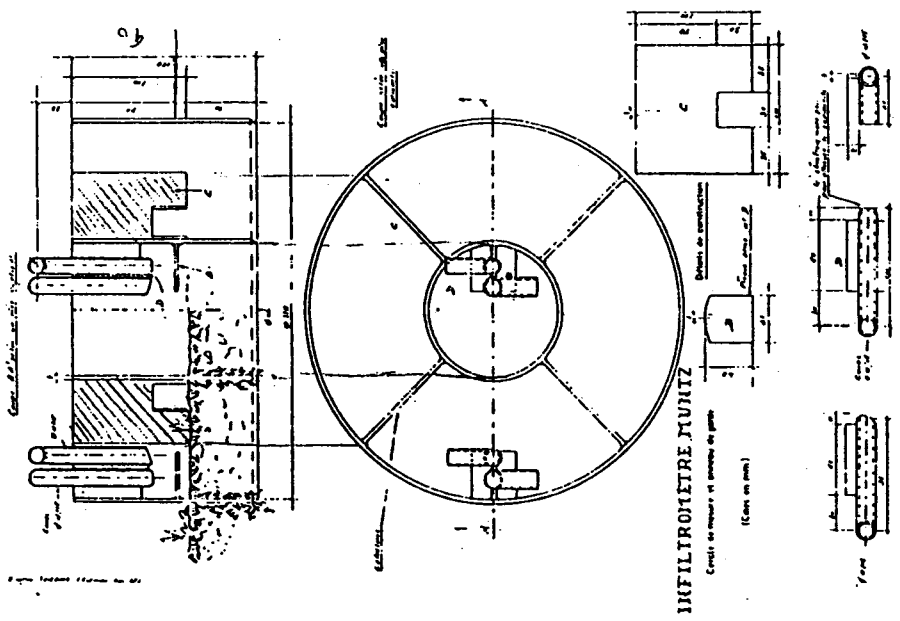
-
- (1) *Etude documentaire sur la mise en décharge de déchets industriels. Contribution à l'évaluation des paramètres suivants : perméabilité, pouvoir épurateur du sol, bilans hydriques, prévention et contrôle des eaux - Ministère de l'Environnement, BRGM, 1982.*
- (2) *COLOMBANI J., LAMAGAT J.P., THIEBAUX J. (1972) : Mesure de la perméabilité des sols en place : un nouvel appareil pour la méthode MUNTZ, une extension de la méthode PORCHET aux sols hétérogènes, Cahier ORSTOM, Vol. IX, n° 3, série Hydrol. p. 15 à 46.*

Mesure de la perméabilité des sols en place.

(J.) Colombeau, (J.P.) Lemaçat et (J.) Thiebaux



Échelle 1/100 (Cours des E.N.S.)



Le dispositif comporte deux réservoirs : un réservoir de 12 litres alimente l'anneau intérieur, un réservoir de 50 litres alimente l'anneau de garde. L'appareil est alimenté en maintenant une lame d'eau de 50 mm constante à la surface du sol par un réglage de la position des tubes d'alimentation des réservoirs en air.

PROCEDURE DE MESURE :

A l'instant initial, on verse instantanément un volume d'eau correspondant à une charge de 50 mm dans les deux anneaux. Le système régule automatiquement le débit d'alimentation de telle sorte qu'une charge de 50 mm (± 1 mm) soit maintenue à la surface du sol. Le réservoir alimentant l'anneau interne est muni d'un tube avec une échelle graduée sur laquelle on relève périodiquement le niveau d'eau. Cette mesure permet d'obtenir la courbe du volume infiltré cumulé en fonction du temps en considérant une infiltration verticale sur l'aire de l'anneau intérieur.

La mesure risquant d'avoir une durée longue, on aura intérêt à partir d'un sol déjà imbibé.

DETERMINATION DE LA PERMEABILITE HORIZONTALE ET DU COEFFICIENT D'EMMAGASINEMENT

La détermination de ces paramètres est effectuée à partir des données mesurées lors d'un essai de pompage (rabattements, temps) et dont l'interprétation repose sur l'utilisation des équations d'hydrodynamique en régime transitoire établies par THEIS (1935) et ses successeurs WENZEL (1942) et JACOB (1950).

Le dispositif d'essai doit être défini en fonction des caractéristiques hydrogéologiques locales. Il est constitué généralement d'un forage dans lequel est réalisé le pompage et d'un piézomètre. Au cours du pompage effectué à débit constant, les niveaux de l'eau dans le forage et dans le piézomètre sont relevés. Après l'arrêt du pompage, ces niveaux sont également suivis pendant une durée équivalente à celle du pompage.

Pour interpréter un essai de couple, le couple de données recueillies est porté sur un graphique semi-logarithmique :

- les rabattements ou les profondeurs de l'eau, en mètres, en ordonnées linéaires,
- les temps de pompage en abscisses logarithmiques.

Le type d'aquifère étant identifié, la transmissivité (T) et le coefficient d'emménagement (S) peuvent être calculés :

- la transmissivité est calculée par la pente de la droite représentative. Les échelles des coordonnées n'étant pas homogènes, la pente est déterminée par l'accroissement du rabattement au cours d'un module logarithmique noté Δ ; la transmissivité est donnée par la formule :

$$T = 0,183.Q/\Delta, \quad Q \text{ étant le débit de pompage}$$

- le coefficient d'emménagement est déterminé par l'expression :

$$S = 2,25.T.t./x^2, \quad x \text{ étant la distance du piézomètre à l'axe du forage.}$$

EVALUATION DE LA REMONTEE DU DOME PIEZOMETRIQUE SOUS UN BASSIN

Le gonflement de l'aquifère récepteur sous un bassin est un phénomène général, indispensable pour que la nappe puisse évacuer le surcroît de débit qui lui est fourni par l'infiltration dans le bassin. Cette remontée piézométrique influe sur les trois paramètres suivants :

- elle accroît la hauteur aquifère, donc la transmissivité,
- se produisant de manière différentielle, sous le bassin et à distance, elle accroît localement le gradient de la nappe,
- elle accroît enfin la section d'écoulement de l'aquifère.

A partir du moment où l'eau issue du bassin parvient à l'aquifère, un régime transitoire complexe s'installe par lequel la nappe "tente", en remontant son niveau, de retrouver un nouvel équilibre qui lui permette d'évacuer, outre son débit naturel, le débit supplémentaire infiltré. L'étude de ce régime transitoire appartient à un chapitre particulier de l'hydrodynamique des nappes.

L'évaluation de la remontée du dôme piézométrique peut être effectuée par :

- la formule complète (GLOVER)
- la formule simplifiée (HANTUSCH).

1. La formule de GLOVER

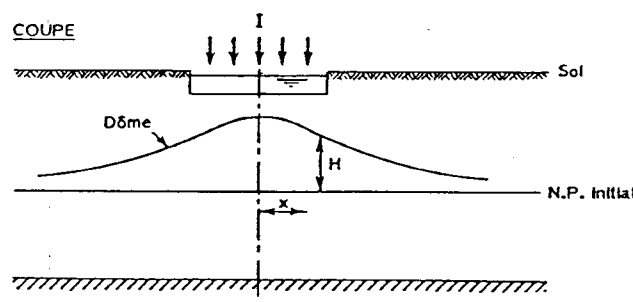


FIGURE 1 : Etude spatiale de la remontée du dôme piézométrique sous un bassin d'infiltration

On considère un bassin de taille rectangulaire $L \times 1$ (figure 1) alimentant une nappe (transmissivité T , emmagasinement S) avec une vitesse constante i . Sous l'effet de la recharge, le niveau piézométrique remonte d'une valeur H , selon une équation de la forme :

$$H = \frac{it}{45} \int_0^1 \left(\operatorname{erf} \frac{x + 1/2}{\sqrt{4Ttz/S}} - \operatorname{erf} \frac{x - 1/2}{\sqrt{4Ttz/S}} \right) \left(\operatorname{erf} \frac{y + L/2}{\sqrt{4Ttz/S}} - \operatorname{erf} \frac{y - L/2}{\sqrt{4Ttz/S}} \right) dz$$

avec :

- t : temps
- x, y : coordonnées par rapport au centre du bassin
- z : variable d'intégration

Cette formule reste valable pour un aquifère libre, homogène, isotrope, d'extension latérale infinie. Le niveau piézométrique initial est supposé horizontal, et la remontée du dôme reste faible devant l'épaisseur saturée initiale, de façon qu'on puisse considérer que la transmissivité ne change pas.

Mais il faut souligner que cette équation ne prend pas en compte le temps nécessaire pour imbiber la zone saturée.

2. La formule de Hantusch

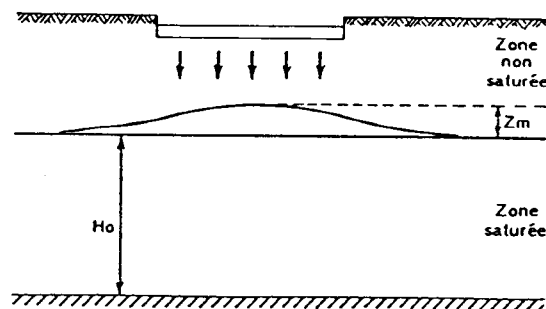


FIGURE 2 : Etude du pic de remontée du dôme piézométrique sous un bassin d'infiltration

La formulation de la remontée maximum de nappe (Z_m) sous un dispositif d'infiltration rectangulaire, de dimensions L et l (figure 2) peut être approchée par la méthode de Hantusch (1967) qui a démontré que son modèle reste valable pour des valeurs de Z_m atteignant 50 % de l'épaisseur initiale de la zone saturée H_0 , avec une erreur relative ne dépassant pas 6 %.

Finnemore et Hantzsche (1983) ont repris les équations de Hantusch et ont proposé une formulation mathématique simplifiée :

$$Z_m = I \cdot C \cdot \left(\frac{L}{P} \right)^n \cdot \left(\frac{l}{K \cdot H} \right)^{0,05n} \cdot \left(\frac{t}{S} \right)^{1-0,5n}$$

avec :

- K : perméabilité horizontale de l'aquifère
- S : coefficient d'emmagasinement de l'aquifère
- t : durée de fonctionnement du dispositif
- H : $H_0 + Z_m/2$
- I : vitesse d'infiltration apparente
- C et n : coefficients dépendant du rapport de forme L et l .

L'application de cette formule appelle les conditions suivantes :

- le temps doit dépasser le seuil limite $t_{lim} = 40 \cdot L^2 \cdot S / K \cdot H_0$
- l'erreur relative reste inférieure à 6 % pour $Z_m < H_0/2$
- en remplaçant H par H_0 , l'erreur relative reste inférieure à 3 %,
- le milieu aquifère est considéré comme libre, homogène, isotrope et d'extension latérale infinie avec un écoulement horizontal nul.

Il faut noter que dans les cas de $t < t_{lim}$, les valeurs de Z_m calculées sont supérieures à celles observées. D'autre part, si l'aquifère est en écoulement horizontal, l'amplitude de la remontée sera atténuée.

METHODES GEOPHYSIQUES

ELECTRIQUE

1. LE SONDAGE ELECTRIQUE

1.1. Principe

Cette méthode permet d'étudier la variation du paramètre "résistivité apparente" du sous-sol à la verticale du point d'investigation.

Pour réaliser les mesures sur le terrain, on envoie dans le sol, par l'intermédiaire d'électrodes A et B, un courant électrique continu d'intensité i . On mesure avec un potentiomètre la différence de potentiel existant entre deux électrodes impolarisables M et N. La résistivité apparente est donnée par la formule suivante :

$$p_a = K \cdot \Delta V / i$$

où K est un coefficient fonction de la disposition des 4 électrodes A, B, M et N (figure 1).

En allongeant la longueur de la ligne AB, on atteint des couches de plus en plus profondes.

Le report des valeurs de la résistivité en fonction de la demi-longueur AB, sur papier bilogarithmique, donne une courbe appelée diagramme électrique qui, après analyse, permet d'apprécier les épaisseurs et les résistivités variées des formations.

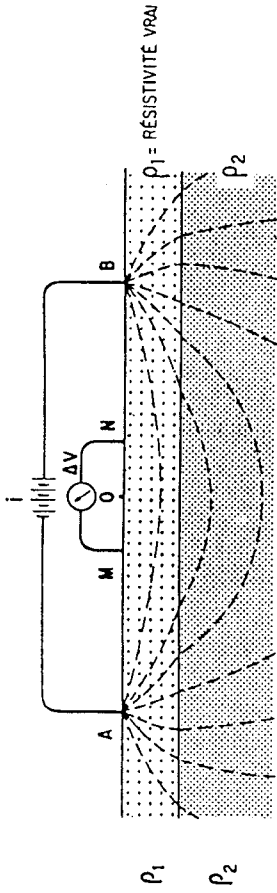
1.2. Mise en oeuvre

La réalisation de sondages électriques nécessite un matériel relativement simple et peu encombrant :

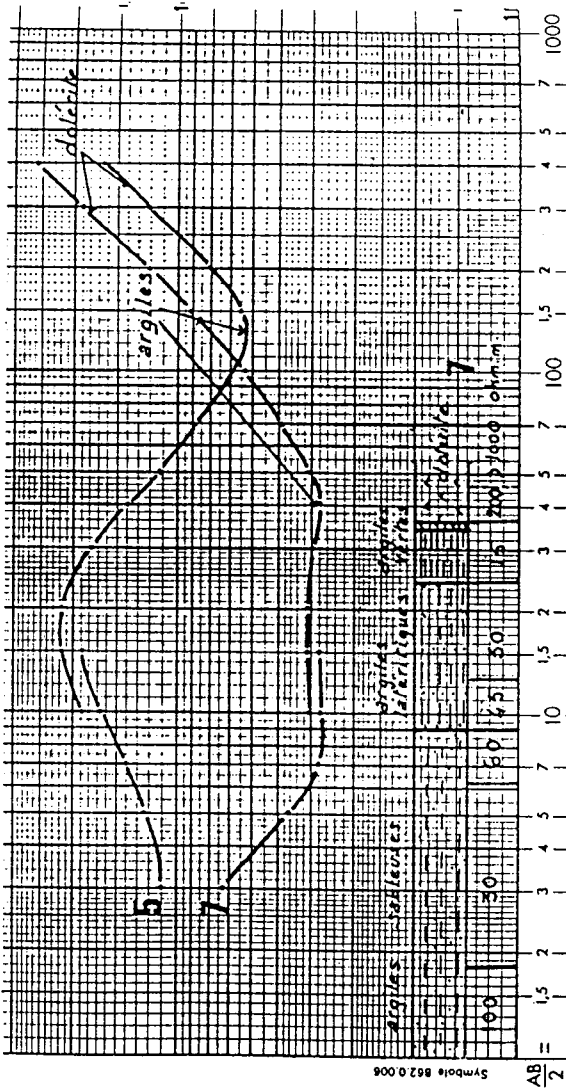
- un appareillage de mesures (potentiomètre) et ses accessoires (câbles, électrodes, source d'énergie électrique),
- un véhicule.

Trois à cinq manoeuvres sont suffisantes pour des sondages ne dépassant pas des longueurs de ligne AB de 1 000 mètres.

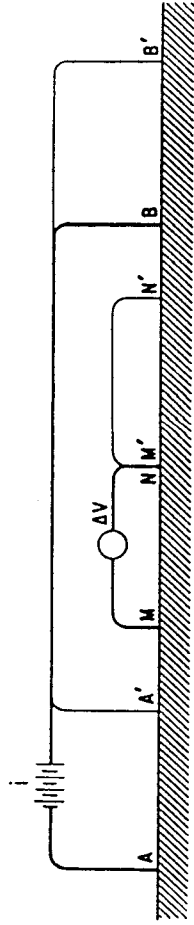
Ⓐ - SCHEMA DU SONDAGE ELECTRIQUE



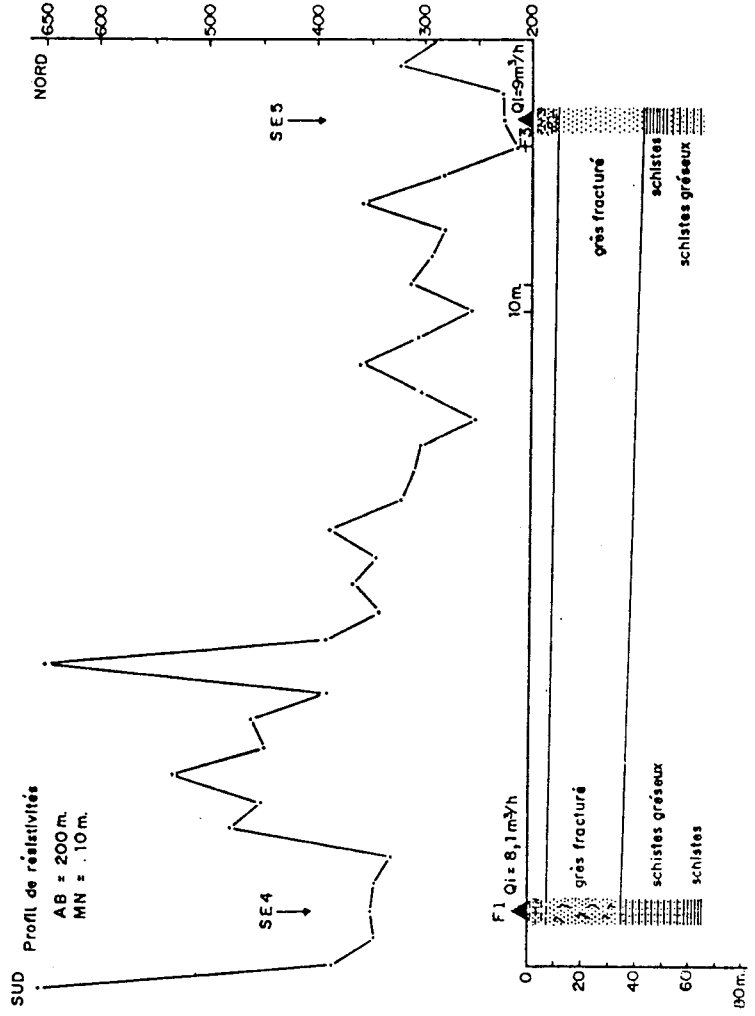
Ⓑ - DIAGRAMMES DE SONDAGES ELECTRIQUES



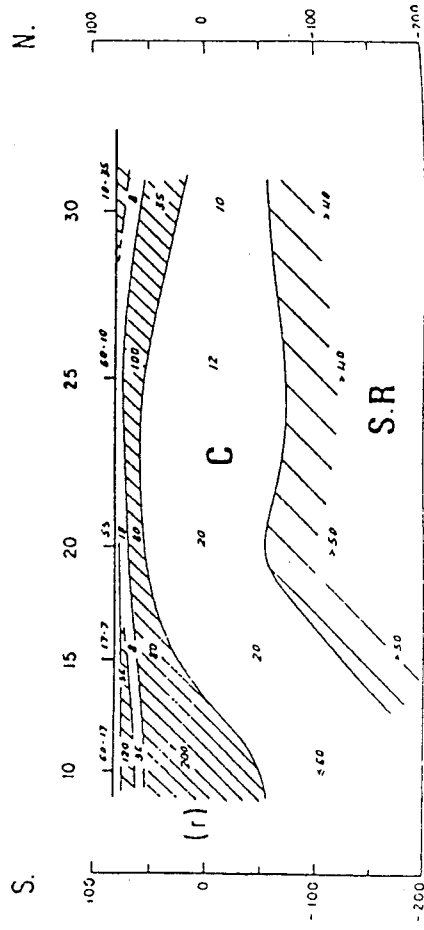
Ⓐ - SCHEMA DU TRAINÉ



Ⓑ - REPRESENTATION DES MESURES



Ⓒ - COUPE ELECTRIQUE INTERPRETATIVE



2. LE TRAINÉ ELECTRIQUE

2.1. Principe

Comme en sondage électrique, on mesure le paramètre "résistivité apparente" mais dans ce cas à profondeur quasiment constante, c'est-à-dire avec un dispositif AMNB de dimension constante que l'on déplace le long d'un profil.

Les variations horizontales de résistivité que l'on enregistre permettent de mettre en évidence des changements de faciès.

2.2. Mise en oeuvre

La réalisation des mesures nécessite le même matériel que le sondage électrique. Le personnel doit être un peu plus nombreux, surtout dans le cas de traîné à plusieurs longueurs de ligne.

METHODES GEOPHYSIQUES

SISMIQUE REFRACTION

1. PRINCIPE

La sismique réfraction consiste à étudier la propagation dans le sous-sol des ondes élastiques provoquées par des charges d'explosif enterrées à faible profondeur.

L'étude du temps de propagation des ondes circulant à la partie supérieure des couches de terrain de plus en plus compactes et donc de plus en plus "rapides sismiquement" permet de connaître l'épaisseur des terrains, la profondeur du substratum et théoriquement, dans des certains cas, d'identifier les formations sèches des aquifères.

2. MISE EN OEUVRE

Les arrivées d'énergie transportée par les ondes sismiques sont détectées par des géophones (ou sismographes) régulièrement espacés sur une ligne appelée "base". L'écartement des sismographes est fonction de la profondeur de la structure recherchée. L'énergie est transformée par le géophone en courant électrique alternatif, lui-même amplifié et enregistré.

Le processus de mise en oeuvre est assez lourd et pour des dispositifs relativement longs, il est nécessaire de disposer d'une source d'énergie puissante.

ESSAIS DE LABORATOIRE

Définition des essais

Ces essais permettent de classer les sols par familles notamment du point de vue de leur aptitude au terrassement (réemploi de déblais en remblais...).

ESSAIS D'IDENTIFICATION :

■ Teneur en eau naturelle W (%) : elle s'exprime en pourcentage du poids sec après dessiccation à l'étuve à 105°C. Elle permet de caractériser, après comparaison avec les limites d'Atterberg, la consistance des matériaux plastiques.

■ Limites d'Atterberg : elles correspondent à des teneurs en eau exprimées en pourcentage du poids sec, caractéristiques de pâtes remaniées, fabriquées avec le matériau étudié suivant des processus normalisés. Ces essais ne se font que sur la fraction granulométrique inférieure à 0,4 mm :

- limite de liquidité (W_L) est la teneur en eau au-dessus de laquelle une pâte remaniée du matériau se comporte comme un semi-liquide ;
- limite de plasticité (W_p) est la teneur en eau au-dessous de laquelle une pâte remaniée du matériau n'a plus de comportement plastique,
- l'indice de plasticité (I_p), différence entre ces deux limites, définit le domaine de comportement plastique du matériau. Il est pratiquement nul pour les sables dont la limite de liquidité et la limite de plasticité sont très voisines. Il croît très nettement avec la teneur en éléments fins (limons, argiles et colloïdes).

■ Granulométrie : l'analyse granulométrique est réalisée :

- par tamisage pour les graviers et sables,
- par sédimentation pour les limons et argiles.

■ Autres (éventuellement) : teneur en matières organiques et en carbonate de calcium.

ESSAIS PROCTOR :

La compacité obtenue par compactage d'un matériau est influencée par sa teneur en eau : s'il y a trop peu d'eau, les grains ne sont pas suffisamment lubrifiés et le matériau ne peut être compacté à son volume minimum ; s'il y a trop d'eau, l'effet de l'adsorption tend à faire gonfler le matériau et les pressions des appareils de compactage sont amorties par l'eau ; de plus, l'eau occupe les interstices entre les grains et ne peut être chassée.

L'essai Proctor permet de déterminer en laboratoire la relation existant entre la teneur en eau d'un matériau et sa densité pour une énergie de compactage donnée.

On distingue l'essai Proctor normal (OPN) et l'essai Proctor modifié (OPM) selon le protocole employé.

ANNEXE 2

FICHES DE CAS

LISTE DES FICHES

FICHE N° 1	:	Zone dunaire	:	CARCANS (Gironde)
FICHE N° 2	:	Zone calcaire	:	FLESSELLES (Somme)
FICHE N° 3	:	Zone alluviale	:	AUBENAS (Ardèche)

CARCANS

(Gironde)

ETUDE HYDROGEOLOGIQUE DE FAISABILITE(1)

- **Localisation** : Entre le lac de Carcans-Maubuisson et l'océan
- **Cadre géologique** : Sable dunaire
- **Programme de reconnaissance** :
 - Fosse à la pelle mécanique et 6 essais d'infiltration en tranchée.
 - 4 sondages (3 à 10 mètres et un à 15 mètres).
 - 8 piézomètres profonds de 10 à 20 mètres.
 - 2 pompages d'essai d'une durée de 8 heures.
 - Lever piézométrique rattaché au NGF.
 - Diagraphies gamma-ray et test géo-radar (évaluation de l'importance des niveaux argileux).
- **Résultats** :
 - Terrains constitués de sables homogènes, moyens à fins avec des niveaux de tourbe et d'argile de faible importance.
 - La perméabilité verticale déduite des essais d'infiltration est comprise entre 5,2 et $9 \cdot 10^{-4}$ m/s (soit 45 à 78 m/j).
 - La nappe est située à une profondeur comprise entre 4,80 m et 5,30 m et elle s'écoule en direction de l'océan avec un faible gradient (0,16 à 0,18 ‰).
 - Les paramètres hydrodynamiques de l'aquifère déterminés à partir des résultats des essais de pompage sont les suivants :
 - $T = 4 \text{ à } 5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$
 - $S = 6 \text{ à } 8 \%$

(1) BRGM, janvier 1991

Evaluation de la remontée du dôme piézométrique :

L'infiltration d'un débit journalier de 5 000 m³/j pendant 100 jours correspondant à la période estivale provoque à une remontée de la nappe comprise entre 3,20 et 3,80 m. La profondeur de la nappe étant actuellement comprise entre 4,80 et 5,30 m, l'épaisseur de terrain non saturé serait donc inférieur à 1,50 m.

- Conclusions

:

- Terrains favorables à l'infiltration.
- Compte tenu de la profondeur actuelle de la nappe et de la remontée du niveau piézométrique consécutive à l'infiltration réduisant l'épaisseur de terrain non saturé à 1,50 m, les conditions suivantes doivent être adoptées :
 - . répartir l'infiltration sur au moins deux zones distantes de 500 mètres,
 - . augmenter l'épaisseur de sable non saturé sur au moins 1 à 2 mètres en fond de dépression.

FLESSELLES

(Somme)

ETUDE HYDROGEOLOGIQUE DE FAISABILITE(1)

- **Localisation** : 15 km au nord d'Amiens
- **Cadre géologique** : Plateau crayeux recouvert de limon, sans exutoire de surface, nappe profonde.
- **Programme de reconnaissance** :
 - 10 sondages à la pelle mécanique (profondeur maxi : 2,50 m)
 - 5 sondages profonds de 5 à 6 mètres
 - 3 essais d'infiltration (double anneau)
- **Résultats** :

La craie semi-fissurée est recouverte, de bas en haut par :

 - une couche de craie altérée en morceaux et granules ; les interstices entre les granules de craie sont remplis de limons argilo-sableux,
 - une couche de limons argilo-sableux contenant quelques granules de craie,
 - une couche de terre végétale.

L'épaisseur de ce recouvrement est comprise entre 3,5 m et 4,5 m.

(1) BURGEAP, 1980

La perméabilité des terrains est la suivante :

- craie fissurée : $K > 5,8 \cdot 10^{-5}$ m/s (5 m/j)
- craie limoneuse : $K = 1,2 \cdot 10^{-6}$ m/s (0,10 m/j)
- limons argilo-sableux : $K < 4,6 \cdot 10^{-6}$ m/s (0,40 m/j)

- Conclusions :

La couche de craie limoneuse constitue une couche limitante dont la capacité d'infiltration est insuffisante.

Il est par conséquent indispensable que les formations superficielles soient décapées jusqu'à la craie saine.

AUBENAS

(Ardèche)

ETUDE HYDROGEOLOGIQUE DE FAISABILITE(1)

- **Localisation** : en bordure de la rivière Ardèche
- **Cadre géologique** : alluvions.
- **Programme de reconnaissances** :
 - 4 sondages à la pelle mécanique à une profondeur de 3 m à 3,50 m.
 - 1 sondage de reconnaissance à 5 mètres de profondeur.
 - 1 essai de pompage.
 - Analyses granulométriques.
- **Résultats** :

Les alluvions sont constituées de sables et de gros galets reposant sur un substratum situé à une profondeur de 5 mètres environ.

La profondeur du niveau de la nappe est de l'ordre de 3 mètres par rapport au terrain naturel.

La transmissivité de l'aquifère déduite des résultats de l'essai de pompage est de $3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ correspondant à une perméabilité horizontale de $1.5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$.

(1) BURGEAP, 1988

- Conclusions

- :
 - . Terrains favorables à infiltration.
 - . Compte tenu de la faible profondeur de niveau de la nappe et de la remontée du niveau piézométrique consécutive à l'infiltration de 4 200 m³/j, la conservation d'une épaisseur de non saturé de 3 mètres est impossible : un dispositif de drainage devra être mis en place.