

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
—oOo—

وزارة التعليم و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique  
—oOo—

26/88

102

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: **Hydraulique**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة —  
BIBLIOTHEQUE —  
Ecole Nationale Polytechnique

## PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

**Etudes sur un modèle**

**d'hydrologie et d'hydrogéologie**

**1 PLANCHE**

Proposé par :

**M. Uppaluri**

Etudié par :

**M. Madaoui  
Saïd**

Dirigé par :

**M. Uppaluri**

PROMOTION: **Juin 1988**



Département: ...HYDRAULIQUE.....  
Promoteur: .....UPFLURI.....  
Élève Ingénieur: ..MADAQWI...SAID...

دراسات على جهاز هيدرولوجي وهيدروجيولوجي

قمنا في هذا العمل بتجارب على جهاز آستاسي للهيدرولوجيا. تطرقنا الى بعض الجوانب الهيدرولوجيا ، جريان المياه الجوفية ونتائج الضخ تحت عدة شروط. في كلا الطرفين قارنا بين الدراسة النظرية والتطبيقية .

Sujet: ...ETUDES SUR UN MODELE D'HYDROLOGIE ET D'HYDROGEOLOGIE.....

Résumé: Ce modeste travail consiste , en l'installation d'un modèle d'Hydrologie et d'Hydrogéologie appelé "BASIC HYDROLOGY SYSTEM "

Quelques aspects Hydrologiques, l'écoulement de l'eau souterraine et les effets de pompage sous diverses conditions Hydrologiques ont été montrés expérimentalement.

Pour les deux parties, une comparaison a été faite entre l'étude théorique et l'étude expérimentale .

Subject: STUDIES ON A MODEL OF HYDROLOGY AND HYDROGEOLOGY .....

Abstract: In this work a model basic Hydrology system was installed .

By way of number of experiments some groundwater movement and the effects of pumping are demonstrated. For both the components of Hydrology and Hydrogeology, theoretical verification of the experimental results was attempted .

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحوث العلمي  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT :

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDES SUR UN MODELE  
D'HYDROLOGIE ET D'HYDROGEOLOGIE

Proposé Par :

Etudié par :  
MADAOUI Saïd

Dirigé par :  
UPPALURI

PROMOTION : JUIN 1988

## Dédicaces

Je dédies ce modeste travail à:  
mes parents,  
ainsi qu'à tous les amis.

## Remerciements.

Je tiens à remercier:

tous les professeurs et responsables  
ayant contribué à ma formation.

toutes les personnes ayant contribué  
de près ou de loin à l'élaboration de  
ce travail.

## Sommaire

	Pages.
Partie I. Generalités.	
Chapitre I. Introduction.	1-2
Chapitre II. Aperçu sur les modèles.	3-7
Chapitre III. Description de l'appareil.	8-13
Partie II. Hydrologie.	
Chapitre I. Etudes théoriques.	14-30
Chapitre II. Etudes expérimentales.	31-40
Chapitre III. Conclusions.	41
Partie III. Hydraulique souterraine.	
Chapitre I. Etudes théoriques.	42-78
Chapitre II. Etudes expérimentales.	79-103
Chapitre III. Conclusions.	104-105

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Partie

I

Généralités.

## Chapitre I.

### Introduction:

#### I.I.1. Rôle de l'eau dans la vie et le développement:

L'eau est synonyme de vie. On peut facilement se rendre compte, que les nations les plus prospères, sont celles où les ressources en eau sont abondantes.

Cependant, l'homme se devait de rationaliser ces ressources et d'en tirer le meilleur profit possible, ce qu'il fit depuis des temps très reculés, sous des formes multiples et variées.

Les barrages et les retenues les plus modernes existant de nos jours, ne sont en fait que des méthodes perfectionnées pour accumuler l'eau pendant la période humide (hiver) et la répartir selon les besoins du développement, durant la période sèche (été).

#### I.I.2. Apport de l'eau souterraine:

Avec les moyens dont il dispose, l'homme a su également tirer profit de l'eau souterraine, laquelle est parfois disponible en quantités très importantes. Elle est souvent d'un grand appoint quand les réserves terrestres font défaut. La fabrication des sondes et puits sous diverses formes, pour extraire l'eau souterraine, est devenue un besoin impérieux avec l'accroissement démographique d'une part, et les différentes activités humaines (Industrie, agriculture) d'autre part.



### I.I.3. Utilisation des réserves et règles :

L'exploitation des ressources en eau, doit cependant obéir à certaines règles ; par exemple un pompage intensif d'une nappe d'eau peut conduire à la disparition de celle-ci.

La construction d'un barrage dans une zone, sans faire des études hydrologiques et climatiques sur cette région, peut résulter en un gaspillage pur et simple de moyens financiers, humains, et matériaux.

### I.I.4. Gestion des ressources :

L'évaluation des ressources en eau d'une région donnée, se fait sur le terrain par des hydrogéologues, qui pourront ainsi par des méthodes analytiques ou de laboratoire fournir des paramètres typiques de ces ressources.

Les gestionnaires sauront à leur tour, assurer la meilleure répartition possible, des ressources en eau, existantes.

### I.I.5. But du projet :

Le travail consiste à faire des manipulations, sur un appareil d'hydrologie et d'hydrogéologie, importé en 1983 et non utilisé auparavant. Pour chaque expérience, on va comparer les résultats trouvés, avec la théorie.

## Chapitre II.

### - Aperçu sur les études des modèles :

La distribution et l'écoulement de l'eau souterraine peuvent être étudiés par des moyens analytiques, sur terrain et par des modèles techniques.

Les études sur modèles et les méthodes d'analyse numériques sont usuellement appliquées quand l'examen et l'analyse in situ ne sont pas possibles.

Ces modèles sont groupés dans quatre types généraux : modèle de sable, électrique, fluides visqueux, et membrane.

De tous ces modèles seul celui du sable représente un modèle juste pour l'écoulement à travers les pores et l'aquifère.

L'intérêt des modèles d'hydrologie est dans la représentation des nappes et leurs limites avec aussi leurs caractéristiques hydrologiques.

#### I. II. 1. Modèle de sable :

Ces modèles sont à des échelles beaucoup plus inférieures à celles de la réalité, sont construits en général par des bassins et des cuvettes étanches avec des formes variées, représentant des nappes libres ou captives.

L'identification visuelle de l'eau de la nappe ou de la ligne piézométrique est difficile, par conséquent,

Les niveaux piézométriques et l'allure de la nappe seront obtenus par des piézomètres convenablement arrangés et de préférence très proches, leurs diamètres doivent être de petites dimensions pour minimiser la modification de l'écoulement.

Les modèles de sable ont été employés pour l'investigation des problèmes variés d'hydraulique souterraine.

La littérature fournit des exemples d'application pour l'étude d'infiltration à travers la surface des barrages et des canaux, le mouvement des eaux souterraines, l'intrusion de l'eau de mer dans les nappes du littoral, l'eau répandue pour la recharge des eaux souterraines, et la pompage et la recharge des puits.

### I. II. 2. Modèles électriques:

L'intensité d'un courant électrique peut être donnée par la loi d'OHM  $I = \sigma_0 \frac{dE}{dx}$  où  $I$  est le courant électrique par unité de surface,  $\sigma_0$  la conductivité et  $\frac{dE}{dx}$  le gradient de la tension. L'équation précédente satisfait à l'équation de LAPLACE et l'analogie avec la loi de Darcy, est évidente.

Le champ électrique produit par une tension appliquée à l'intérieur d'un modèle reproduisant les limites de l'eau souterraine sera similaire au débit de l'eau souterraine.

La correspondance existe entre:

le potentiel et la tension; le gradient hydraulique et le gradient de tension; la perméabilité et la conductivité spécifique; Les lignes equipotentielle de l'écoulement et les lignes equipotentielles électriques; Les lignes de courant de l'écoulement et les lignes de flux du courant électrique.

Les modèles électriques s'appliquent seulement dans le cas de l'écoulement permanent avec des aquifères isotropiques homogènes. Dans ce modèle, il n'y a pas de force analogue à celle de la gravité pour reproduire le niveau de la nappe.

Ces modèles peuvent se répartir comme suit:

Conducteurs solides:

pour étudier par exemple une nappe libre.

I.II.2.1. Conducteurs liquides:

Ces modèles sont utiles pour établir la carte des surfaces d'écoulement des lignes equipotentielles et des lignes de courant.

I.II.2.2. Conducteurs en gélatine:

présentent un avantage précieux, car la gélatine peut être facilement modelée et peut simuler beaucoup d'applications.

I.II.2.3. Les traceurs couleurs:

applicables pour obtenir des informations concernant la recharge des puits.

I.II.3. Modèles de fluides visqueux:

Si un liquide visqueux s'écoule entre deux plaques parallèles

étroitement espacés formant un canal étroit, son mouvement est analogue à celui d'un écoulement d'eau souterraine dans la section transversale bidimensionnelle d'une nappe aquifère.

Avec un écoulement laminaire entre deux plaques parallèles, on peut montrer que les lignes de courant forment la surface d'écoulement potentiel bidimensionnel.

Pour un écoulement permanent avec les hypothèses de Dupuit

$$V_m = \frac{b^2 \rho_m \cdot g \cdot dh}{3 \mu_m dx}$$
 où  $V_m$ : vitesse moyenne dans le modèle,  $b$ : demi-largeur du canal,  $\rho_m$  et  $\mu_m$  sont respectivement la densité et la viscosité du modèle et  $\frac{dh}{dx}$ : la pente de la surface,  $g$  l'accélération de la gravité. Le rapport de vitesse sera:

$$V_r = \frac{V_m}{V_p} = \frac{\rho_m \cdot b^2 \cdot \mu_p}{3 \rho_p \cdot \mu_m} = \frac{b^2 \rho_r}{3 \mu_r} \quad (\mu_p, \rho_p \text{ paramètres du prototype})$$

Le rapport de temps est:  $T_r = \frac{L^2}{V_r}$ .

On peut étudier par analogie sur ces modèles les écoulements permanents, non permanents, dans des nappes libres, captives.

Dans ces modèles on peut étudier des applications particulières telles que: l'intrusion de l'eau de mer, l'infiltration à travers les barrages en terre, les problèmes de drainage et peuvent aussi combiner les effets de précipitation, l'évaporation, la recharge en eau douce dans les vallées, le drainage des lacs, et le pompage des puits.

#### I.I.4. Modèle de la membrane:

c'est un autre modèle d'analogie pour un écoulement d'eau

souterraine, peut être construit avec une membrane en caoutchouc  
la surface de la membrane est donnée par

$$\frac{dz}{dr} + \frac{1}{r} \cdot \frac{dz}{dr} = - \frac{w_m}{T_m}$$

$dz$ : déplacement à une distance  $dr$  du point de dérivation

central;  $w_m$ : poids de la membrane / unité de surface,

$T_m$ : tension uniforme de la membrane.

Pour étudier la forme d'une surface libre autour du puits, une membrane en caoutchouc est mise sous une tension uniforme autour d'une limite circulaire dans une position horizontale. Une sonde centrale (représentant un puits en pompage) dévie la membrane. Les déviations mesurées approchaient la relation semi-logarithmique théorique de rabattement.

Le modèle de la membrane est particulièrement adaptable pour des études de systèmes de puits multiples, simulés par un groupe de sondes; et de conditions aux limites, complexes contrôlées par le cadre de la membrane.

### I.11.5. Méthodes d'analyse numérique:

Les équations différentielles partielles gouvernent l'écoulement d'eau souterraine quand les limites sont irrégulières ou bien quand l'écoulement est non permanent. Pour ces cas, des méthodes d'analyse numérique basées sur le remplacement de l'équation différentielle partielle par des différences finies équivalentes qui peuvent être résolues par des calculs arithmétiques répétés, sont utilisées.

## Chapitre III.

### Description de l'appareil:

#### I. Fonctionnement:

Le bassin versant est représenté par un grand réservoir peu profond fabriqué en acier doux, calorifugé.

La précipitation est fournie par une rangée de jets d'eau de gicleurs qui sont au nombre de huit (08), situés au dans du réservoir, l'eau ruisselle et se dirige vers un système de mesure à l'extrémité aval de l'appareil.

L'approvisionnement d'eau pour l'équipement est donné par une pompe centrifuge montée au niveau du plancher près du réservoir de fond (réservoir d'eau).

L'eau passe à travers un filtre et un débitmètre qui mesure le débit d'entrée et de là vers les trois (03) vannes de contrôle d'eau.

Deux d'entre elles sont pour contrôler le débit de l'écoulement vers le bassin et la troisième pour le contrôle du débit de la précipitation.

Cette vanne une fois fixée, ne doit pas être touchée pour une manipulation et les autres vannes d'apport doivent être solidement fermées. Lorsque le bassin est rempli de sable, le profil de la surface pour lequel les expériences de ruissellement peuvent être réalisées, est formé par un système en "V" très ouvert plein, qui coulissera sur des rails fixés au bord du bassin, qui donneront ainsi la pente voulue

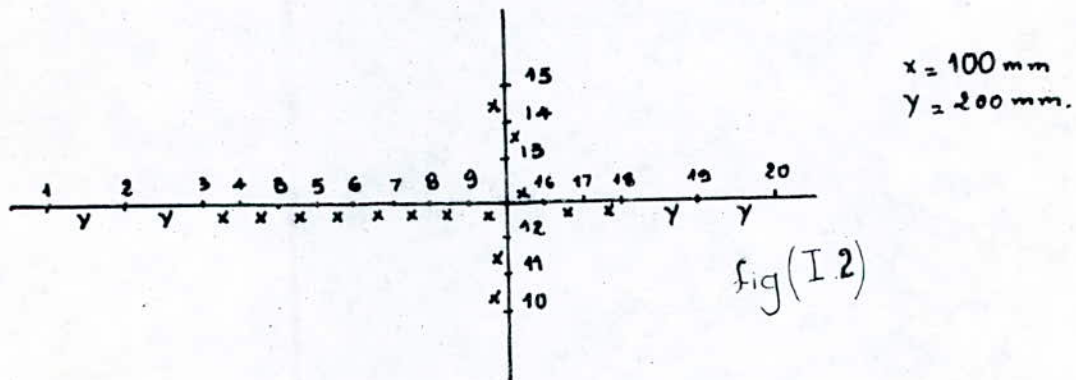
au sable, et seront ajustés à 3 cm de l'extrémité supérieure du bassin.

Le ruissellement quitte le bassin par déversement à partir de son lit, vers le réservoir stabilisateur, qui est muni d'un orifice à travers lequel l'eau passera pour être mesurée. La mesure du débit ruisselle et infiltré, est faite par un canal étroit ajusté et dimensionné, le réglage de son niveau se fait une fois pour toutes par une vis et un niveau.

L'eau sortant de ce canal revient au réservoir d'alimentation pour former ainsi un cycle fermé.

Pour les expériences de pompage on a deux sources d'eau, soit par la Danne de précipitation, soit par les (02) orifices submergés de chaque extrémité du réservoir,

Le niveau des points de la surface phréatique, est donné par des piézomètres regroupés dans une plaque fixée derrière le bassin. Chaque manomètre est connecté à un point de prise de pression dans la base du bassin et la fig (I.2) montre bien la position et le numéro de référence de chacun de ces points.





### I. III. 2. Vérifications:

Avant de commencer à manipuler, il faut vérifier certaines parties de l'appareil et les préparer au fonctionnement normal:

1. Vérifier que les prescriptions du moteur électrique de la pompe concordent avec les installations du laboratoire.
2. Ajuster les rails à leur pente maximale, poser la lame écorchuse en "V" au plus bas niveau et vérifier qu'au passage les drains fuits ne gênent pas pendant que le chariot traverse en longueur le bassin.
3. Remplir le réservoir d'eau, fermer toutes les vannes, actionner la pompe et vérifier son sens de rotation.
4. Ouvrir les vannes de contrôle d'arrivée d'eau des deux (02) extrémités du bassin pour le remplir et vérifier qu'il n'y a pas des fuites.
5. Ouvrir les vannes des puits et s'assurer qu'il n'y a pas de fuite.
6. Ouvrir la vanne de précipitation et s'assurer que tous les arroseurs fonctionnent correctement. Voir s'il y a des fuites.
7. Ajuster la vanne de précipitation à un débit donné et le vérifier sur le débitmètre, sinon l'étalonner.
8. Laisser l'eau ruisseler vers le canal de mesure et confirmer que le débit sortant est identique à celui indiqué; Essayer plusieurs débits.
9. Fermer toutes les vannes, remplir le bassin avec 25 mm de hauteur d'eau pour dégager l'air des manomètres.

10. Changez l'eau lorsqu'il y aurait un dépôt de sable très fin. L'appareil est maintenant prêt pour être utilisé, le remplir avec du sable et commencer l'expérimentation.

### I.3. Accessoires:

Le constructeur a inclus avec l'appareil, des accessoires spécifiques pour la réalisation des différentes expériences, qui sont données ci-dessous:

#### 1. Reservoir stabilisateur.

Il est placé entre la sortie de la décharge et le canal de mesure du débit (voir fig I.1). Comme son nom l'indique il permet de diminuer la vitesse de l'eau avant sa pénétration dans le canal de mesure.

#### 2. plastique :

Pour les expériences "d'urbanisation" c'est à dire le bassin est partiellement recouvert.

#### 3. Anneau de Diametre $D = 500$ mm et de hauteur $H = 60$ mm.

4. Une cuvette de diametre  $D = 500$  mm et de hauteur = 60 mm avec un orifice au centre, munie d'un tube en verre central, démontable.

5. Plateau rectangulaire de longueur  $L = 50$  et de largeur  $l = 30$  cm sa hauteur étant égale à  $h = 6$  cm.

6. Anneau carré de 30 cm de côté.

7. Grand anneau carré de côté égal à 50 cm.

### I. II. 4. Le choix du sable pour le bassin:

La taille et les dimensions du sable utilisé pour remplir le bassin, sont choisies pour satisfaire les besoins particuliers des expérimentateurs.

Un sable fin donnera normalement un coefficient de perméabilité faible, il réduira ainsi le ruissellement, rendra plus raides la pente du niveau de la nappe, par rapport à un sable grossier.

La meilleure gamme de sable pour le ruissellement est entre 2 et 5 mm. Tandis que pour le rabattement et le pompage, des dimensions légèrement plus petites sont exigées, disant de 0,6 à 2 mm.

Il semblerait raisonnable d'obtenir un sable aussi voisin de 2 mm que possible, si toutes les expériences d'hydrologie et d'hydrogéologie devaient être réalisées.

Comme il est difficile d'avoir un sable dont les dimensions sont voisines de 2 mm, on se contentera de travailler avec les catégories de sable mentionnées ci-dessus.

Partie III

Hydrologie.

Charnitre I

Etudes

theoriques

## II.1.1. Répartition des eaux apportées par une averse:

Une averse tombant sur un bassin provoquera à une station de contrôle située sur le cours d'eau une réponse qui peut être nulle (absence de crue) ou positive (écoulement ou crue). Cette précipitation se répartit en eau interceptée, évaporée, infiltrée, stockée dans les dépressions superficielles et ruissellée. Cette dernière constitue l'essentiel de l'écoulement vers l'exutoire.

Si  $P$  est la hauteur de précipitation totale définie comme la hauteur moyenne de la lame d'eau reçue par le bassin pendant une certaine averse, le bilan hydrologique correspondant pourra être représenté par l'équation.

$$P = L + E + F + S + P_{net}$$

$L$ : étant la hauteur de pluie ou de neige interceptée, c'est à dire retenue par la couverture végétale du bassin;  $E$  et  $F$  et  $S$  représentent respectivement les hauteurs d'eau perdue par évaporation, absorbée par infiltration dans le sol et stockée dans les dépressions du bassin.

$P_{net}$  est la hauteur de pluie "nette" définie comme la portion des précipitations qui atteint l'exutoire, considérée en empruntant la voie du ruissellement superficiel.

Dans le ruissellement superficiel, on reconnaît généralement l'existence d'un ruissellement superficiel pur et d'un autre type d'écoulement retardé, de vitesse intermédiaire entre celle

du ruissellement superficiel pur et celle de l'écoulement de base. Cet écoulement retardé est fréquemment désigné sous le terme impropre d'hypodermique.

D'une manière générale, tout écoulement parvenant à l'exutoire est composé de la superposition des débits de base et de ruissellement. Les différentes composantes de l'écoulement, dans le cas simple d'une averse uniforme dans le temps et dans l'espace, peuvent être représentées schématiquement de la manière suivante :

(d'après Linsley, Kohler, Paulhos).

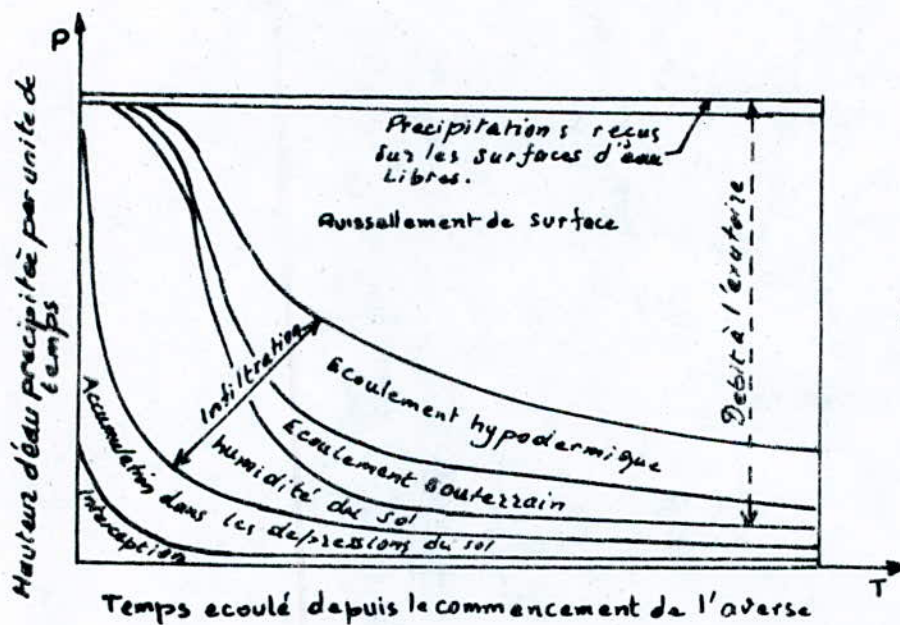


fig. (I.1)

Diagramme schématique de la répartition des eaux météoriques au cours d'une averse d'intensité constante



## II.2. forme de l'hydrographe:

Considérons un type d'hydrographe simple enregistré à une station de jaugeage après une averse tombée sur son bassin versant.

Il présente la forme générale d'une courbe en cloche dissymétrique que l'on divise comme suit: (voir figure

Courbe de concentration: la partie correspondant à la montée de la crue.

la pointe: zone entourant le maximum.

Courbe de décrue: zone affectée à la diminution progressive du débit.

Courbe de tarissement: partie de l'hydrogramme qui figure la décroissance du débit au bout d'un temps assez long pour que tout ruissellement en surface ayant cessé, le cours d'eau n'est plus alimenté que par les nappes souterraines.

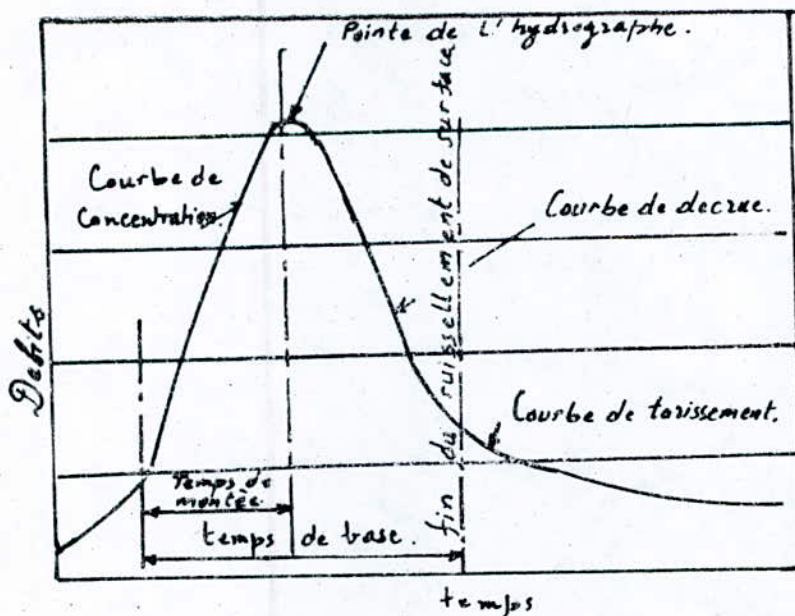


fig.(I.2) Les diverses caractéristiques de l'hydrographe-type.

. Définitions des autres paramètres intervenant dans l'hydrographe:

- Pluie efficace ( $P_{eff}$ ): partie de l'averse ayant ruisselé. elle est égale à la lame ruisselée de l'hydrogramme de crue.
- Débits maximal ( $Q_{max}$ ): Débit maximum de pointe de l'hydrogramme de crue.
- Volume ruisselé ( $V_r$ ): Volume de la crue correspondant au ruissellement pur. Il est mesuré sur l'hydrogramme enregistré à l'exutoire après réparation des écoulements. On en déduit la lame ruisselée ( $L_r$ ).
- Temps de montée: ( $t_m$ ): Durée s'écoulant entre le début du ruissellement et le maximum de l'hydrogramme de ruissellement mesuré directement sur l'hydrogramme.
- Temps de base ( $t_b$ ): Durée totale du ruissellement, mesurée après réparation des écoulements
- temps de réponse ( $t_p$ ): Intervalle de temps qui sépare le centre de gravité de la pluie efficace de la pointe de l'hydrogramme observé à l'exutoire.
- temps de concentration ( $t_c$ ): Temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci. On peut l'estimer en mesurant directement la durée comprise entre la fin de la pluie efficace et la fin du ruissellement ( $t_c = t_b - t_e$ )

### II.3. Courbe de décrue:

Cette courbe de décrue est la seule partie de l'hydrogramme

qui puisse être assez approximativement représentée par une équation générale applicable à la majorité des averses tombant sur un même bassin. Elles traduisent, en effet, l'écoulement de l'eau cumulée dans le bassin après la cessation de tout apport d'eau météorologique: leur allure générale doit donc être quasi indépendante des variations de l'intensité de la pluie et des infiltrations qui ont engendré la crue et seulement fonction des caractéristiques physiques du réseau hydrographique et du volume d'eau retenu sur le bassin à l'instant pris comme origine.

Les courbes de décrues du ruissellement superficiel, de l'écoulement hypodermique et de l'écoulement souterrain auront chacune leurs caractéristiques propres. La courbe de décrue globale sera la synthèse de ces décrues élémentaires.

En première approximation chacune de ces courbes de décrue peut être représentée par une fonction exponentielle de la forme

$$Q_t = Q_0 e^{-\alpha t} \quad (\text{I.I.1})$$

$Q_t$ : Débit à l'instant  $t$

$Q_0$ : Débit à un instant  $t_0$  antérieur et arbitraire pris comme origine.

$\alpha$ : Coefficient de décrue.

La formule ci-dessus peut s'écrire:

$$\log Q_t = \log Q_0 - \alpha t \log e. \quad (\text{I.I.2})$$

qui montre qu'en coordonnées semi-logarithmiques les courbes de décrue sont représentées par des droites.

## II.14. Courbe de tarissement et capacité de rétention du bassin:

La formule ( ) a été proposée par Maillet, pour représenter le débit d'une source en régime non influencé, c'est à dire durant la période pendant laquelle elle ne reçoit aucun apport d'eau extérieur.

La courbe de Maillet (ou courbe de tarissement), représente donc la becree des eaux souterraines: son intégrale (entre  $t=0$  et l'infini) =

$$W = \int_0^{\infty} Q_t \cdot dt = \int_0^{\infty} Q_0 \cdot e^{-\alpha t} = \frac{Q_0}{\alpha} \quad (\text{II.13})$$

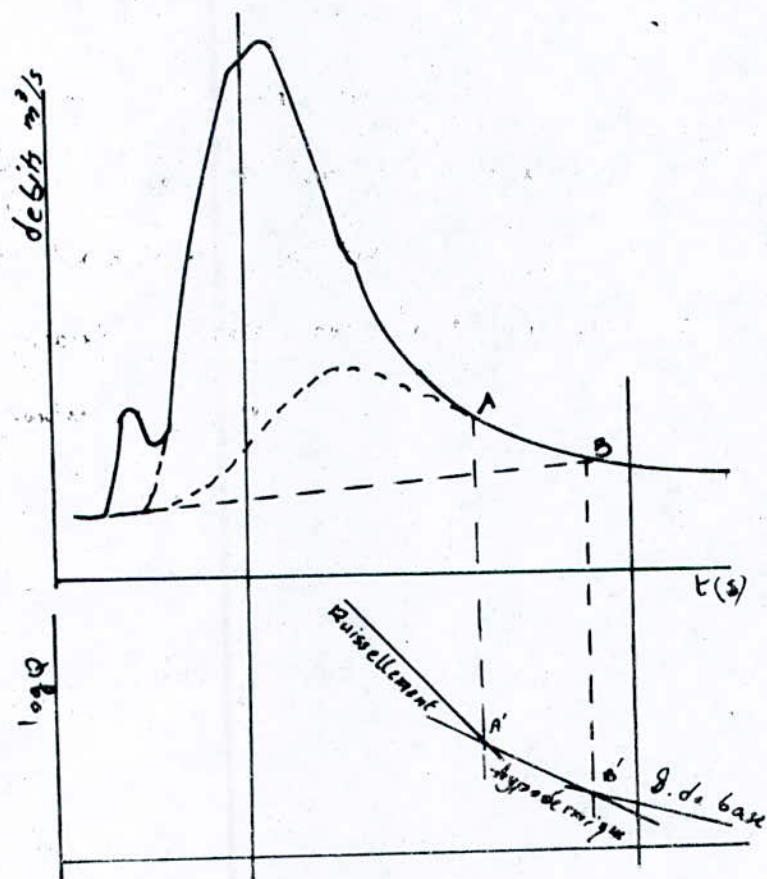
Donne approximativement la contenance d'eau  $W$  emmagasiné dans les réserves souterraines à l'instant  $t=0$  choisi comme origine.

## II.15. Séparation des diverses Composantes de l'hydrogramme:

L'hydrogramme d'une crue est le résultat des diverses formes d'écoulement existant dans le bassin: l'écoulement souterrain ou de base, l'écoulement hypodermique et le ruissellement direct de surface. La détermination du volume ruisselé (ou de la lame ruisselée) nécessitera la séparation des écoulements arrivant à l'exutoire et provenant de l'un ou l'autre de ces modes d'alimentation.

La séparation des différentes composantes de l'hydrogramme ne peut être qu'approximative puisqu'il est très difficile de connaître avec certitude la variation au cours de la crue des débits de différentes

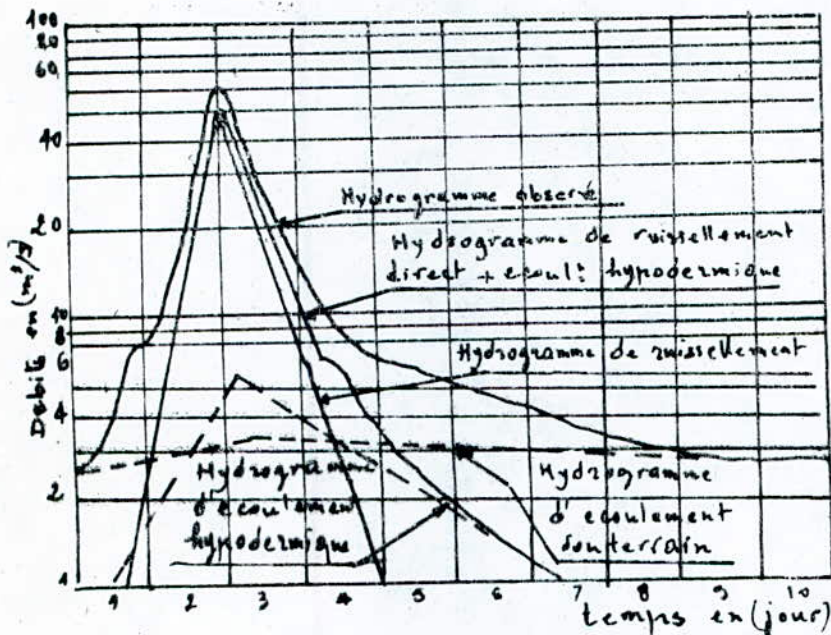
s'intéresser à la forme de l'hydrogramme de l'écoulement souterrain, notre but étant un planimétrage du volume de ruissellement de surface : sur la courbe de décrue en coordonnées semi-logarithmiques les deux variations brutales de pentes marquant la séparation entre le ruissellement pur et le ruissellement hypodermique d'une part, entre ce potentiel et l'écoulement de base d'autre part.



fig(I.3). Séparation des écoulements.

Pour tracer la ligne de séparation entre l'écoulement hypodermique et l'écoulement de base, on se contentera de joindre par une droite le point de forte courbure B au point qui marque le début de la montée de la crue.

natures. Les techniques de separation sont des plus simplifiées consistant à admettre, comme limite de l'hydrogramme de l'écoulement de base une ligne parallèle à l'axe des temps, aux plus sophistiquées et rapprochées de la réalité telle que la méthode de Barnes. Pour obtenir la décomposition de l'écoulement en trois composantes, Barnes utilise le fait qu'en coordonnées semi-logarithmiques les courbes de decrue de chacune des composantes sont approximativement représentées par des droites de pentes différentes.



fig(I.4) Séparation des composantes de l'écoulement en decrue sur un hydrogramme reporté en coordonnées semi-logarithmiques

En pratique, on se borne à diviser ces débits en deux parties:

1. Le ruissellement ou écoulement de surface qui englobe:

le ruissellement direct de surface et l'écoulement hypodermique.

2. l'écoulement souterrain ou de base:

la separation se fait selon la méthode de Barnes sans cependant

Volume ruisselé - lame ruisselée :

Une fois la séparation des écoulements faite, on procède au planimétrage du volume du ruissellement  $V_r$ .

De même, on détermine la lame ruisselée  $L_r$  par le rapport

$$L_r = \frac{V_r}{S} \quad (\text{II.I.4})$$

- Débit de pointe - débit maximal de ruissellement :

Le débit de pointe  $Q_p$  est le débit maximal enregistré à la station de jaugeage durant la crue, il est lu directement sur la pointe de l'hydrogramme.

Le débit maximal de ruissellement  $Q_{\text{max},r}$  est obtenu en retranchant le débit de base correspondant du débit de pointe de la crue :

$$Q_{\text{max},r} = Q_p - Q_b \quad (\text{II.I.5})$$

On calcule par la suite le débit maximal de ruissellement pour une lame ruisselée de 1 mm

$$q = \frac{Q_{\text{max},r}}{L_r} \quad (\text{II.I.6})$$

## II.1.6. Méthode de l'hydrogramme unitaire:

Proposé par L.K. Sherman, cette méthode se propose de déterminer l'hydrogramme de ruissellement à l'exutoire d'un bassin, à partir de l'hydrogramme moyen de l'averse tombée sur ce bassin.

Les principes qui sont à la base de cette méthode s'appliquent uniquement à la partie du débit global, apportée par le seul ruissellement.

Considérons une averse homogène dans le temps et qui couvre l'ensemble d'un bassin versant. Sa durée  $t_a$  est assez grande et son intensité suffisante pour qu'il y ait ruissellement en chaque point du bassin.

À l'exutoire du bassin, il résulte un hydrogramme de ruissellement caractérisé par un temps de montée  $T_1$  et un temps de base

$T_2$  fig(I.6)

Si l'on considère une série d'averse de durée  $t_b; t_c; \dots$  de temps décroissants, mais d'intensité constante, les temps de montée  $t_2, t_3, \dots$  ainsi que les temps de base  $t_2, t_3, \dots$  des hydrogrammes résultants vont décroître jusqu'à une certaine valeur  $t_0$  et  $T_0$  qui correspondent à une durée de l'averse  $t_a$ . Lorsque la durée de l'averse continue à diminuer (durée inférieure à  $t_a$ ) le temps de montée  $t$  et le temps de base des hydrogrammes résultants demeurent égaux à  $t_0$  et  $T_0$ . Ce sont là des valeurs caractéristiques propres au bassin versant.

Dans la pratique, on observe assez bien ces phénomènes pour des durées de l'averse:  $t_x = \frac{t_c}{3 \text{ à } 5}$  (II.1.7);  $t_c$ : temps de concentration.



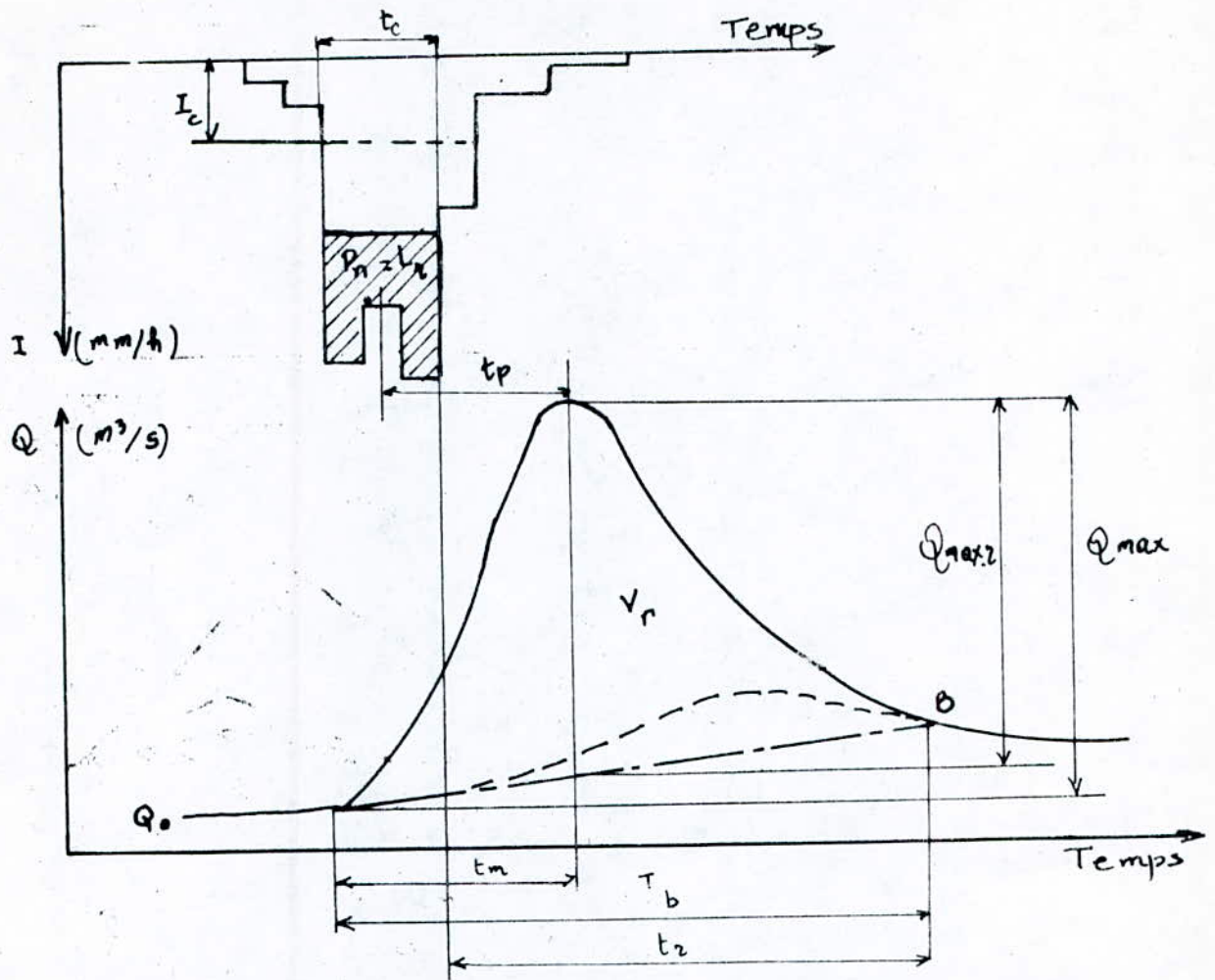


fig. (I.5) CARACTERISTIQUES D'UN EVENEMENT AVERSE-CRUE.

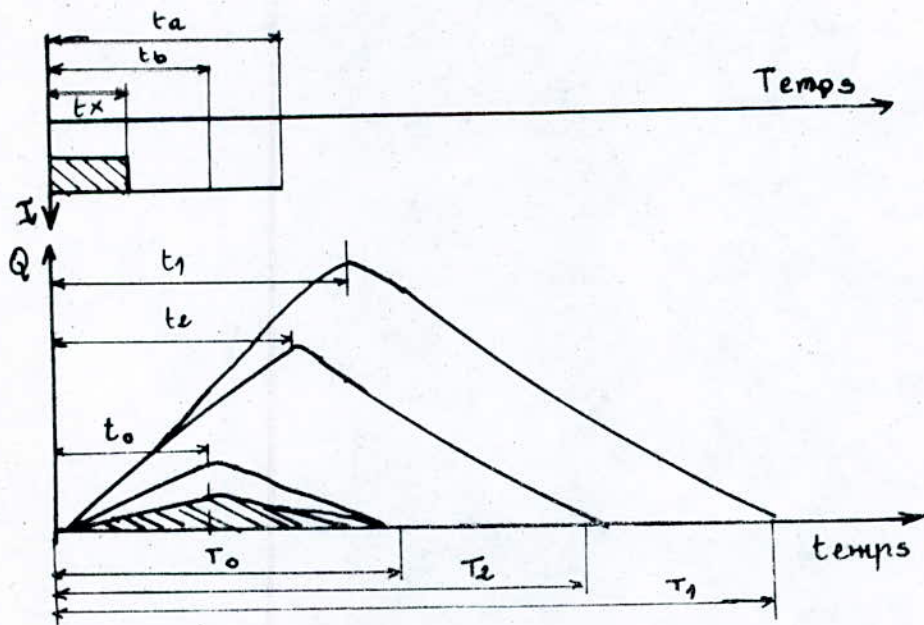


Fig. (I.6) HYDROGRAMMES DE CRUES RESULTANT D'AVERSES DE DUREES VARIABLES.

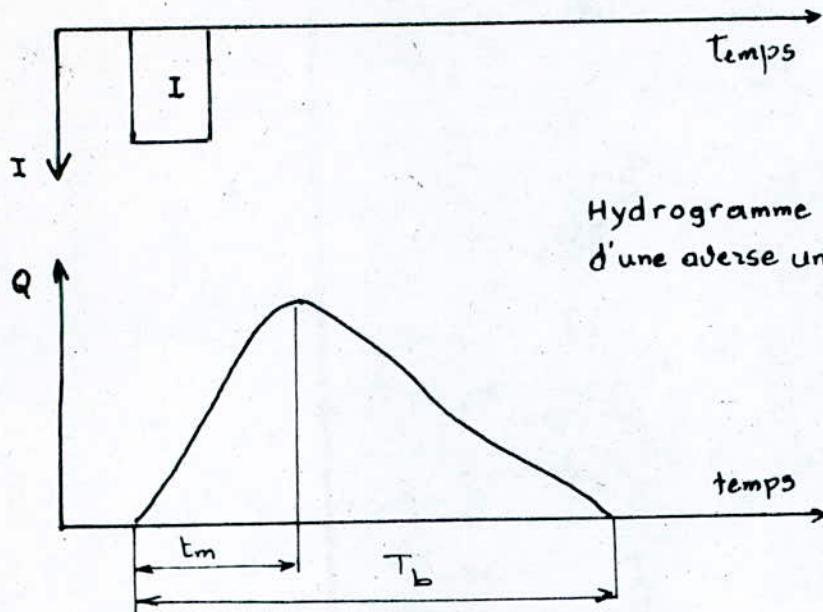
On appelle averse unitaire toute averse homogène dans le temps et l'espace, d'intensité suffisante pour provoquer un ruissellement généralisé, et dont la durée est inférieure à  $t_x$ .

L'application de la méthode de l'hydrogramme unitaire admet, comme hypothèse de travail que:

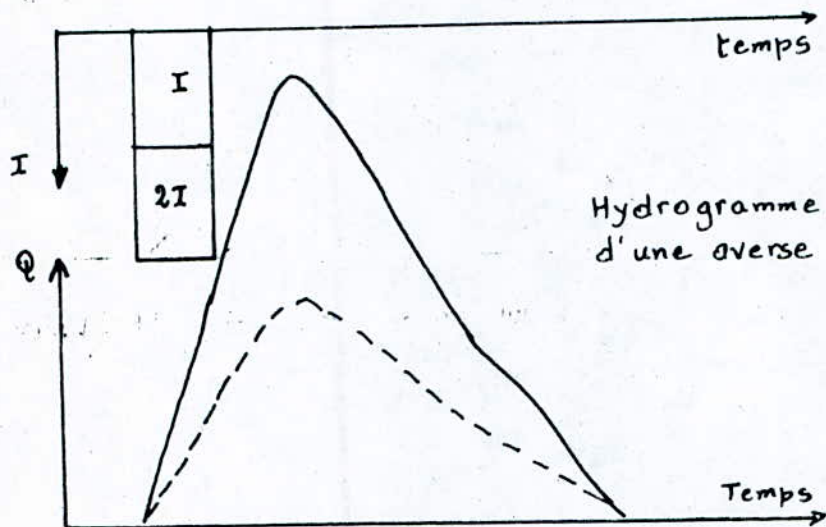
1. Sur un bassin donné, tous les hydrogrammes résultant d'averse uniforme de durée égale ou inférieure à la durée de l'averse unitaire auront le même temps de montée et le même temps de base.
2. Les ordonnées correspondantes des divers hydrogrammes, afférents à des averses de même durée seront proportionnelles aux intensités des averses correspondantes (donc aux volumes d'eau apportés par celles-ci).
3. Une averse dont la durée est supérieure à la durée de l'averse unitaire, engendra le même hydrogramme de crue (non unitaire) qu'une succession d'averses unitaires dont on additionne arithmétiquement les hauteurs d'eau, en tenant compte de leur échelonnement dans le temps.

Deux corollaires résultent des hypothèses admises:

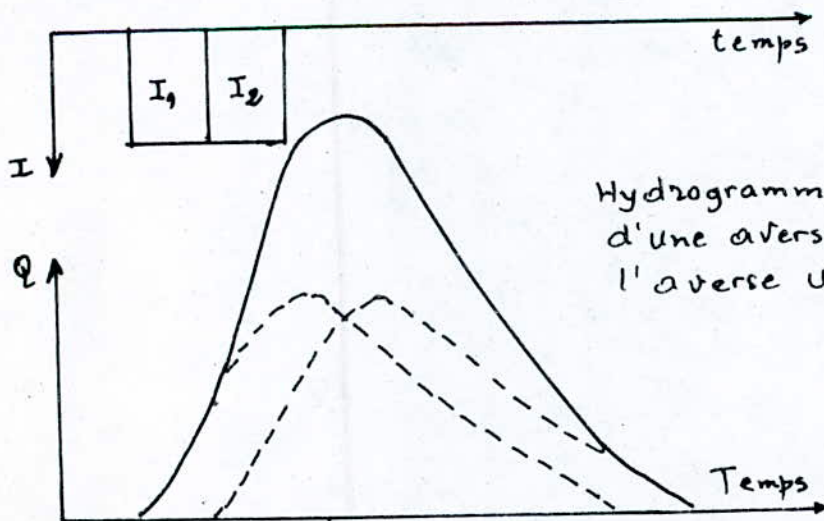
1. Si une averse unitaire d'intensité  $I$  engendre un hydrogramme unitaire de ruissellement  $q_1(t)$ , une averse unitaire d'intensité double  $2I$ , engendra un hydrogramme de même forme  $q_2(t)$ , et dont les débits sont doubles. Par affinité  $q_2(t) = 2q_1(t)$ . (II.1.B)
2. Une averse d'intensité  $I$  de durée double de l'averse unitaire engendra une crue non unitaire formée par la composition de deux hydrogrammes unitaires



Hydrogramme unitaire resultant d'une averse unitaire d'intensite' I



Hydrogramme unitaire resultant d'une averse unitaire d'intensite' 2I



Hydrogramme non unitaire resultant d'une averse de duree double de l'averse unitaire.

Fig(I.7) SCHEMA THEORIQUE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE.

décalés entre eux de la durée de l'averse unitaire.

J: l'on désigne par  $q_1(t)$  l'hydrogramme de référence (1) et par  $L_2$  la hauteur de la lame ruisselée (pluie nette) de l'averse unitaire qui l'a engendrée, tous les hydrogrammes de ruissellement du bassin, engendrés par des averses (pluie nette) de durée inférieure ou égale à la durée de l'averse unitaire répondent à la relation:

$$q(t) = q_1(t) \frac{L_2}{L_{21}} \quad (\text{II.1.9})$$

$q(t)$ : hydrogramme résultant d'une lame ruisselée de hauteur  $L_2$  (pluie nette)

$L_{21}$ : hauteur de la lame ruisselée qui a engendrée la crue  $q(t)$

$q_1(t)$ : hydrogramme unitaire (débit à l'instant  $t$ ) de référence du bassin versant.

$L_{21}$ : hauteur de la lame ruisselée de l'averse unitaire de référence.

L'hydrogramme unitaire a une forme fixe pour un bassin donné (avec  $t_m = \text{const}$  et  $\tau_b = \text{const}$ ). De ce fait, si l'on divise l'hydrogramme unitaire en  $n$  tranches de durée  $d$ , le pourcentage du volume ruisselé dû à chaque tranche est une constante caractéristique du bassin.

Prenez par exemple un certain nombre d'hydrogramme observés choisis tels, que chacun puisse être l'hydrogramme unitaire du bassin, chaque hydrogramme est divisé en  $n$  tranches de durée  $d$ , dont la valeur est choisie arbitrairement, mais de telle façon que l'une d'elles encadre la pointe de l'hydrogramme.

Cette dernière tranche, est cotée 0, les autres étant cotées -1, -2, -3, ...

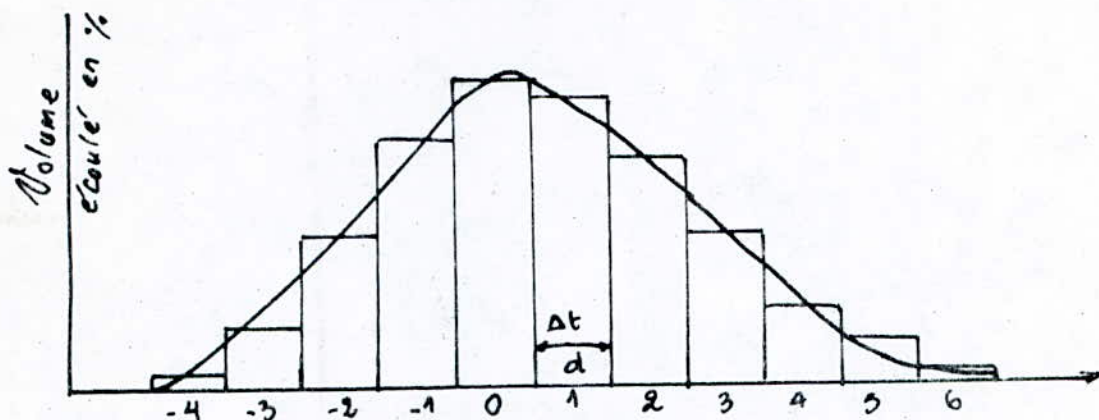
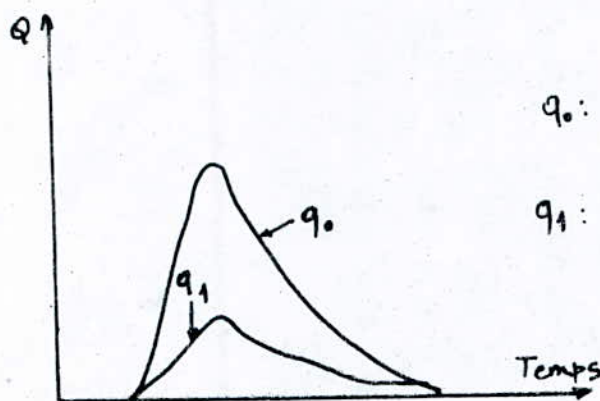


Fig. I.8). DIAGRAMME DE DISTRIBUTION D'UN HYDROGRAMME UNITAIRE



$q_0$ : hydrogramme unitaire resultant d'une lame ruisselée de 3mm

$q_1$ : hydrogramme unitaire resultant correspondant à une lame ruisselée de 1mm

$$q_1(t) = q_0(t) \cdot \frac{1}{3}$$

Fig. I.9). REDUCTION D'UN HYDROGRAMME UNITAIRE A UN HYDROGRAMME CORRESPONDANT A UNE LAME RUISSLEE DE 1mm.

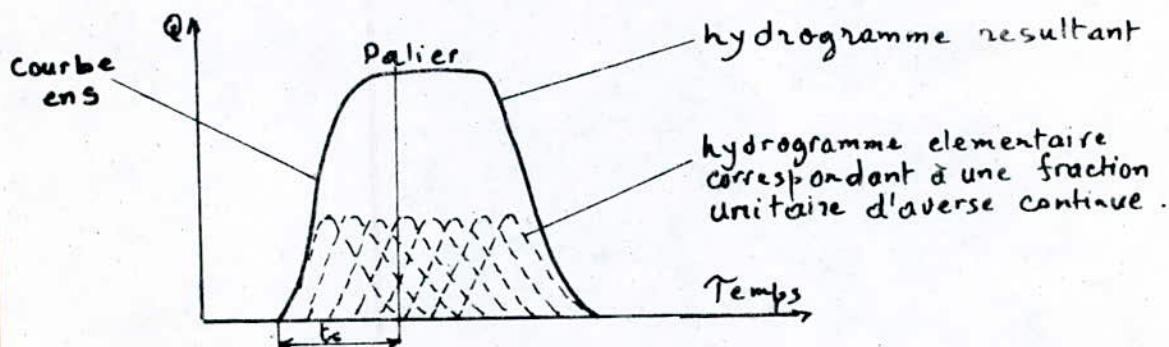


Fig. I.10). PROPRIETE D'ADDITIVITE DES HYDROGRAMMES UNITAIRES.  
(Hydrogramme resultant d'une averse d'intensite' constante de duree superieure au temps de concentration du B.V.)

type moyen d'un bassin:

En raison des erreurs d'observations inevitables et en raison de la repartition spatiale et temporelle toujours légèrement differente des differentes aversees qui servent de base aux calculs, les differentes hydrogrammes observés pouvant être considérés comme unitaire ne concordent généralement pas exactement. De là, la necessité de prendre comme hydrogramme type definitif la moyenne des differentes hydrogrammes unitaires réduits.

La méthode de SHERMAN, consiste donc à établir la forme de l'hydrogramme unitaire type du bassin étudié, résultant d'une averse unitaire.

A partir de celui-ci on peut reconstituer l'hydrogramme de crue provoqué par une averse de durée quelconque.

En effet, dans le cas d'une averse de durée supérieure à  $t_x$  qui a été défini comme limite de l'averse unitaire, il est possible de la décomposer en intervalle de temps  $\Delta t$ , inférieurs à  $t_x$ .

Chaque intervalle  $\Delta t$  de l'averse engendre un hydrogramme unitaire. L'hydrogramme global résultant de l'averse est obtenu par la sommation des ordonnées des différents hydrogrammes unitaires qui sont décalés les uns des autres de  $\Delta t$ .

Un cas extrême est celui où la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin. L'hydrogramme global, obtenu par décomposition de l'averse en aversees unitaires et par sommation des hydrogrammes unitaires est une courbe en S jusqu'à la durée du temps de concentration suivie d'un palier constant, puis une courbe de décrue.

### II.1.1. Écoulement d'eau à partir d'un seul orage:

Avant l'exécution de cette expérience, les rails de chaque côté du bassin versant doivent être inclinés à une pente de  $1/200$  (pente vers l'entrée). L'instrument transaltant<sup>13</sup> sur les rails doit être maintenant utilisé pour établir "une vallée" en coupe transversale et une pente uniforme longitudinale (vers l'aval) dans le sable. Une fois le sable trempé initialement, le volume utilisé doit être corrigé pour que le profil de la surface formée par ce chariot sur les rails soit uniforme sur toute la longueur du lit de sable.

La prochaine étape consiste à établir le meilleur débit d'eau pour les arrosoirs.

En premier lieu actionnez la pompe et ajustez la vanne de contrôle des arrosoirs jusqu'à ce que le débit de  $141/\text{min}$  soit indiqué.

Laissez la vanne dans cette position, et arrêtez la pompe et laissez s'écouler au moins une heure pour drainer complètement le lit de sable.

### II.1.2. Écoulement à partir d'une averse de longue durée:

Permettre une assez longue durée de chute de pluie pour avoir une valeur de ruissellement de  $0,2351/5$ .

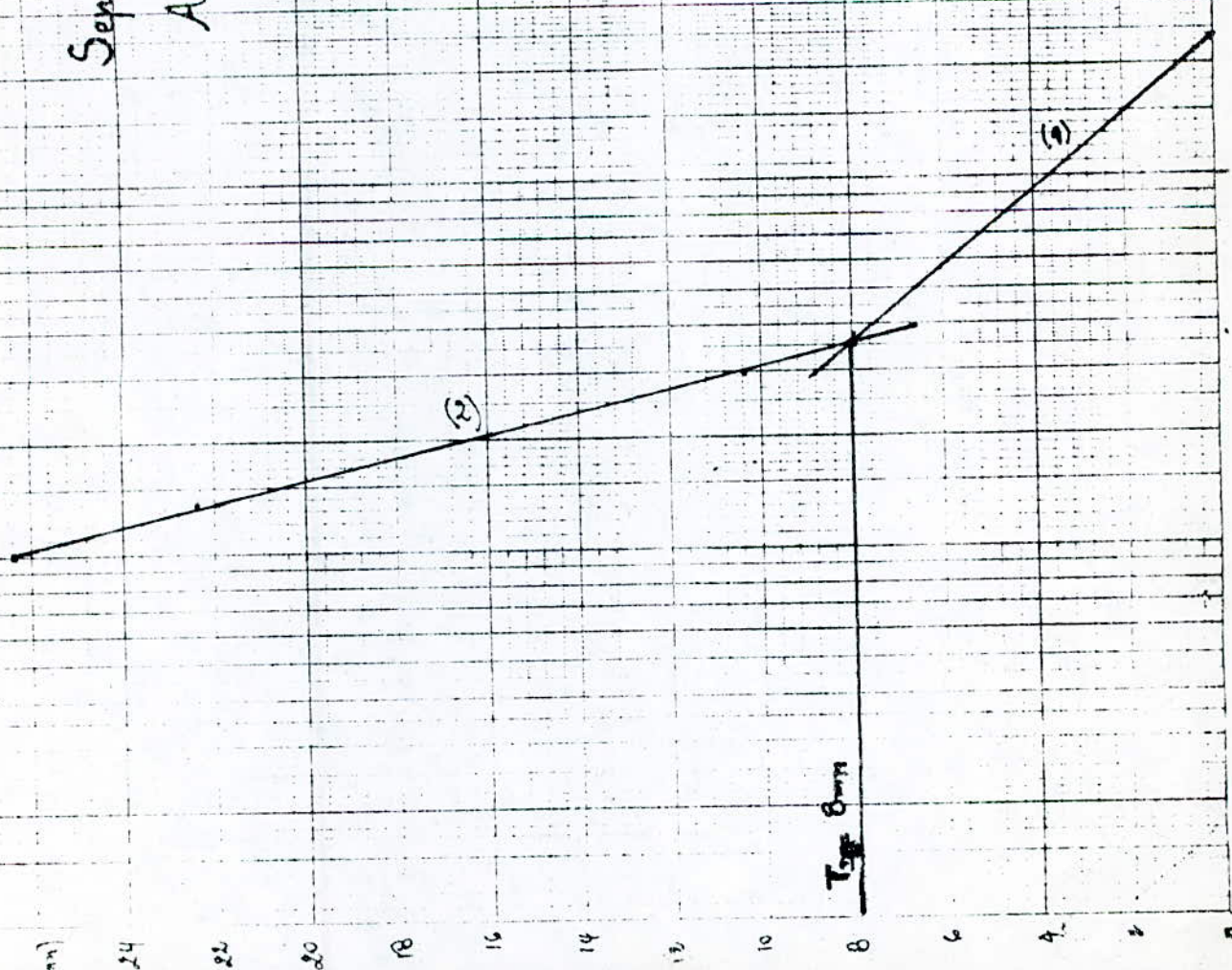
Arrêtez la pompe et enregistrez la courbe de recession de l'hydrographe. Utilisez un chronomètre dès le commencement de la précipitation et lisez la valeur sur le canal de mesure<sup>8</sup> pour avoir l'allure et la forme de l'hydrographe.

Séparation des écoulements

Averse de longue durée.

$$\text{Log } Q = f(t)$$

fig(II1)





## 2.1. Séparation des écoulements:

- Après avoir obtenu l'hydrogramme, on prend la décroissance et on trace  $\log Q = f(t)$  voir (fig II.1).

Ce graphique est composé de deux droites de pentes différentes, l'une pour l'écoulement de ruissellement et l'autre correspond à l'écoulement souterrain.

Leur point d'intersection donne la fin du ruissellement, de ce point on mène une droite vers l'axe des temps sur le graphique (fig II.2), de ce graphique on peut voir:

$$T_c = 580 \text{ s} \quad T_{\text{B}} = 8 \text{ mm} = 480 \text{ s}$$

$$t_{\text{ralies}} = 120 \text{ s}$$

$$T = 8 \times 60 = 480 \text{ s} \quad (\text{lu sur fig(II.1)})$$

fin ruissellent;

$$T_b = T + T_c + T_p$$

Donc le temps de base sera:

$$T_b = 580 + 120 + 480 = 1180 \text{ s}$$

Calcul de la lame de ruissellement:

Par planimétrie on obtient:

(on fait la moyenne de 3 mesures).

$$V_2 = \frac{\sum V_i}{i} \cdot \text{échelle} = \frac{64,6 + 64,5 + 60,2}{3} \cdot 0,02 \cdot 100 = 122,5 \text{ L}$$

$$\text{d'où } V_2 = 122 \text{ L}$$

$$D_B = \frac{21,3 + 22,6 + 22,9}{3} \cdot 0,02 \cdot 100 = 22,2 \text{ L}, \text{ On prend } D_B = 22 \text{ L}$$

de l'équation (II.4) on a:

$$L_2 = \frac{122}{2} = 61 \text{ mm}$$

Calcul du débit maximal de ruissellement:

de l'équation (II.1.5) on a:

$$Q_{\text{max.}} = 0,223 - 0,009 = 0,214 \text{ L/s.}$$

et de l'équation (II.1.6) on aura un débit maximal pour une lame de 1mm

$$q = \frac{0,214}{61} = 0,0035 \text{ L/s}$$

2.2. Formulation de la décroissance:

de la fig (II.1), la droite (2) se met sous la forme suivante:

$$y = ax + b. \quad (A)$$

$$a = \frac{\log 0,035 - \log 0,01}{(24,4 - 8) \cdot 60} = 4,9 \cdot 10^{-4}$$

$$b = 0,035 \text{ (L/s)}$$

En comparant l'équation (A) avec (II.1.2) on a:

$$a = \frac{4,9 \cdot 10^{-4}}{\log e} = 0,00113. \quad \text{et } b = \log Q_0$$

On peut mettre l'équation (A) sous la même forme que (II.1.1)

$$Q = 0,035 e^{0,00113(t - 480)} \quad (\text{L/s})$$

2.3. Calcul de la capacité de rétention:

De l'équation (II.1.3) on a:

$$W = \frac{0,035}{0,00113} = 30,98 \text{ L c'est à dire } W = 31 \text{ L.}$$

Pour la droite (1)

$$Q_0 = 0,232 \text{ L/s}$$

$$a = \frac{\log 0,232 - \log 0,035}{\log e} = 0,0036$$

$$\rightarrow Q_1 = 0,232 e^{0,0036 t}$$

La totalité de la dérive sera la somme des débits  $Q_1$  et  $Q_2$ :

$$Q = Q_1 + Q_2.$$

$$Q = 0,035 e^{0,00113(t-480)} + 0,232 e^{-0,0036 t}.$$

### II.1.3 Écoulement d'eau sans eau souterraine:

Un bouchon en caoutchouc, est fourni et utilisé pour empêcher l'écoulement d'eau souterraine de quitter le bassin par le point dit de décharge.

L'eau maintenant se déverse au dessus du cylindre évacuateur ajusté à son maximum, quand le sable est saturé, l'hydrographe entier, est associé, seulement avec le ruissellement de surface et du lit de "La Vallée". Le tuyau du regulateur du déversement doit être mené au réservoir stabilisateur.

Je souviens d'empêcher le débordement du débit par le cylindre évacuateur, en fermant son tuyau de décharge flexible ou, en le suspendant au dessus du niveau du bassin versant.

Remarque: Il ne doit pas y avoir un écoulement par cette voie pour toutes les expériences d'hydrographes.

Comparaison entre le graphique dans ce cas avec le diagramme de ruissellement dans le cas précédent:

On fait une comparaison des volumes ruisselés dans les deux cas. Par le planimétrage ont trouve un  $N_2 = 126 \text{ L}$  donc près de  $N_2 = 122 \text{ L}$ .

Tableau de mesures pour:

l'élaboration de l'hydrogramme sans eau souterraine.

$Q_{\text{précipitation}} = 14 \text{ L/mn.}$

CRUE				DECLUE	
t(s)	Q(L/s)	t(s)	Q(L/s)	t	Q(L/s)
10	0,06	210	0,229	de 10 en 10s	0,18
20	0,095	250	0,23		0,16
30	0,10	280	0,232		0,15
40	0,12	310	0,234	de 30 en 30s	0,125
50	0,14	380	0,235	"	0,096
60	0,15	500	0,235	"	0,07
70	0,16			"	0,044
80	0,17			de 1 en 1mn	0,024
90	0,18			"	0,014
100	0,19			"	0,006
110	0,196			2 mn	0,004
120	0,202			"	"
140	0,212				
150	0,218				
160	0,22				
170	0,222				
180	0,224				
190	0,226				
200	0,228				

D'après le graphique (II.3) on voit que l'écoulement d'eau souterraine persiste en petite quantité, ce qui explique la faible différence entre le volume ruisselle de l'hydrogramme de l'averse de longue durée et celui de ce cas.

#### II.2.4. Relation entre le ruissellement et la précipitation:

A partir du graphique de durée longue de l'averse on a le tableau suivant:

t (s)	0	100	200	300	400	500	600	700
R (mm)	0,5	2,1	6,1	9,4	9,7	10,5	9,9	
R (mm) Cumule		0,5	2,6	7,7	17,1	26,8	37,3	47,2
P (mm)	11,6	11,6	11,6	11,6	11,6	11,6	11,6	11,6
P (mm) Cumule		11,6	23,3	35	46,7	58,3	70	81,7

Le graphique de  $P = f(R)$  est une droite, donc la relation entre le ruissellement et la précipitation est linéaire.

$$P = 1,34 R + 23,87$$

Pour  $R=0$  (pas de ruissellement),  $P_0 = 23,87$  mm indique que la précipitation est en avance sur le ruissellement d'un certain temps qui est:

$$T_0 = \frac{P_0}{P_{100}} \quad \left( P_{100} : \text{hauteur de précipitation pendant 100 secondes} \right)$$

$$T_0 = \frac{23,87}{11,6} = 206 \text{ s.}$$

## II.1.5. Établissement des hydrogrammes à partir de l'hydrogramme unitaire :

### 5.1. Recherche du diagramme unitaire :

On prend le  $T_c$  de l'hydrogramme de longue durée de précipitation précédent pour avoir expérimentalement un hydrogramme global de  $T_x = \frac{T_c}{3}$ .

$$T_x = 190 \text{ s}$$

Détermination expérimentale de  $T_0$  :

Après séparation des eaux on obtient un  $T_{DB} = 520 \text{ s}$

$T_{DB}$  : temps de fin de ruissellement à partir de la pointe.

tire du graphe  $t = \log Q$ .

Le temps de base sera :

$$T_{DB} = t_0 + 520 \text{ s.}$$

Détermination de  $t_0$  :

à partir du graphe global on pourra lire la valeur du temps de montée.

$$t_0 = 210 \text{ s.}$$

$$T_0 = 210 + 520 = 730 \text{ s.}$$

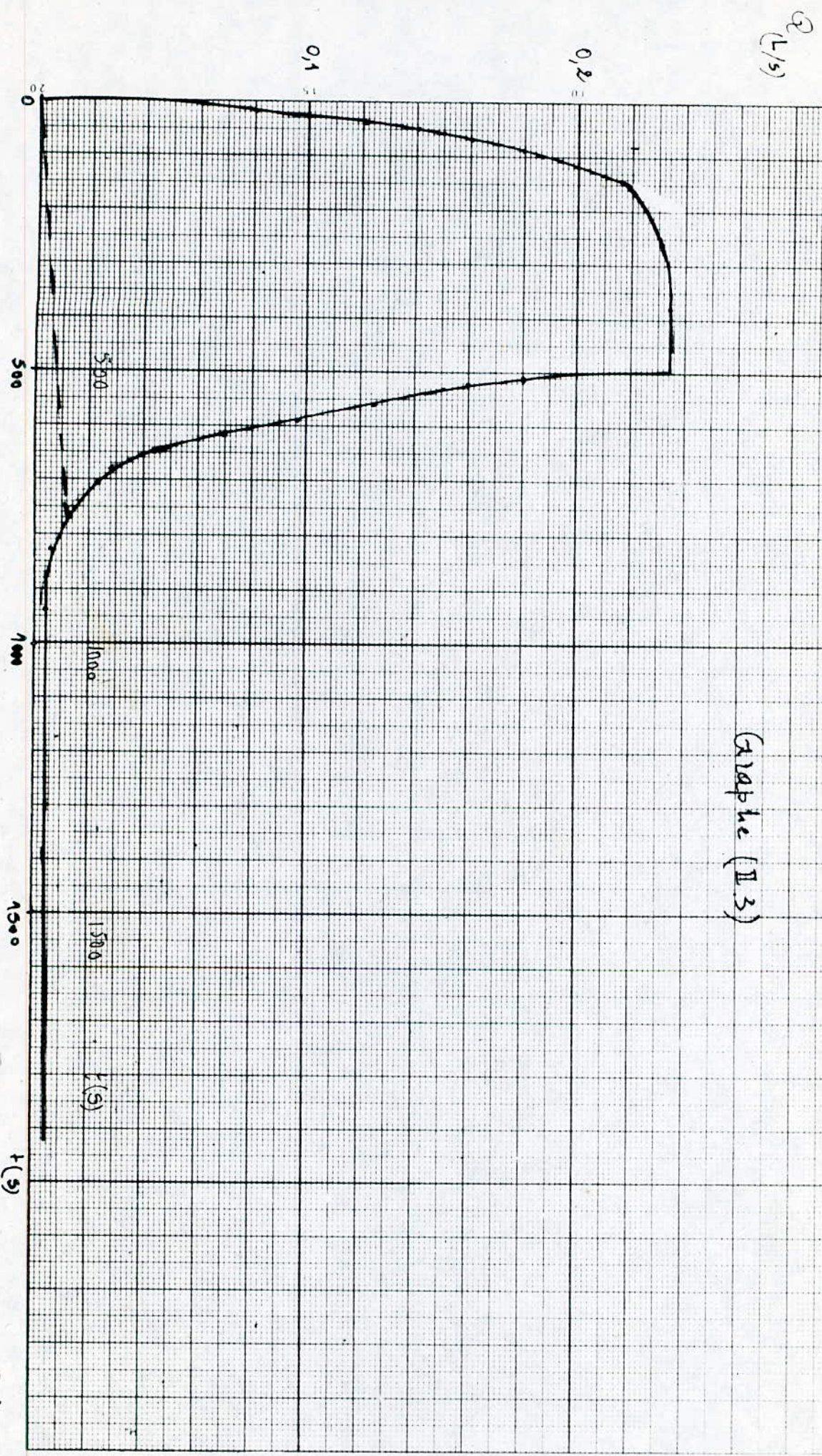
Par ces deux paramètres on construit le diagramme unitaire correspondant à une averse d'intensité constante de  $14 \text{ L/mn}$ .

### 5.2. Hydrogramme d'une averse de longue durée :

$t_{\text{de l'averse}} > t_c > t_x$ , il est de  $700 \text{ s}$ .

Le diagramme de ruissellement sans eau potentielle

(A10p1e (II.3))



$$P = f(R)$$

$$P = f(R)$$

$P(\text{mm})$

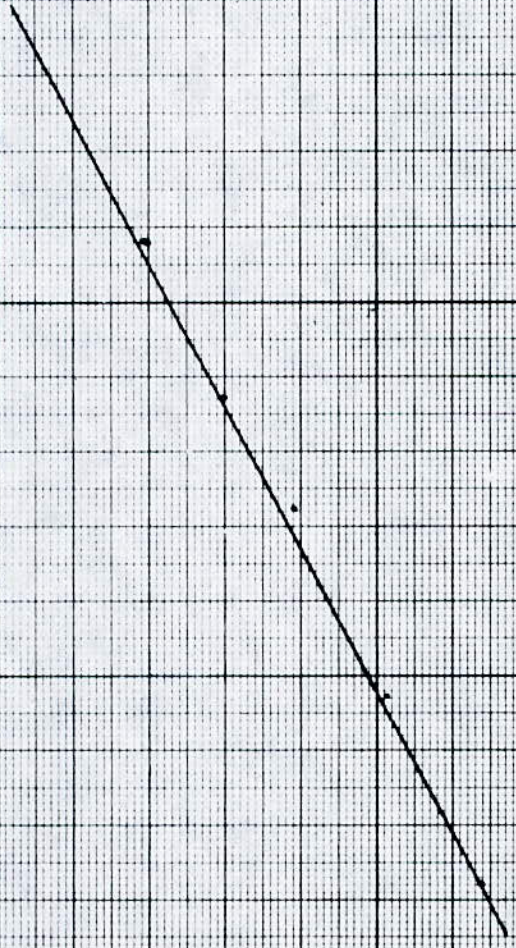
100

50

20

40

$R(\text{mm})$





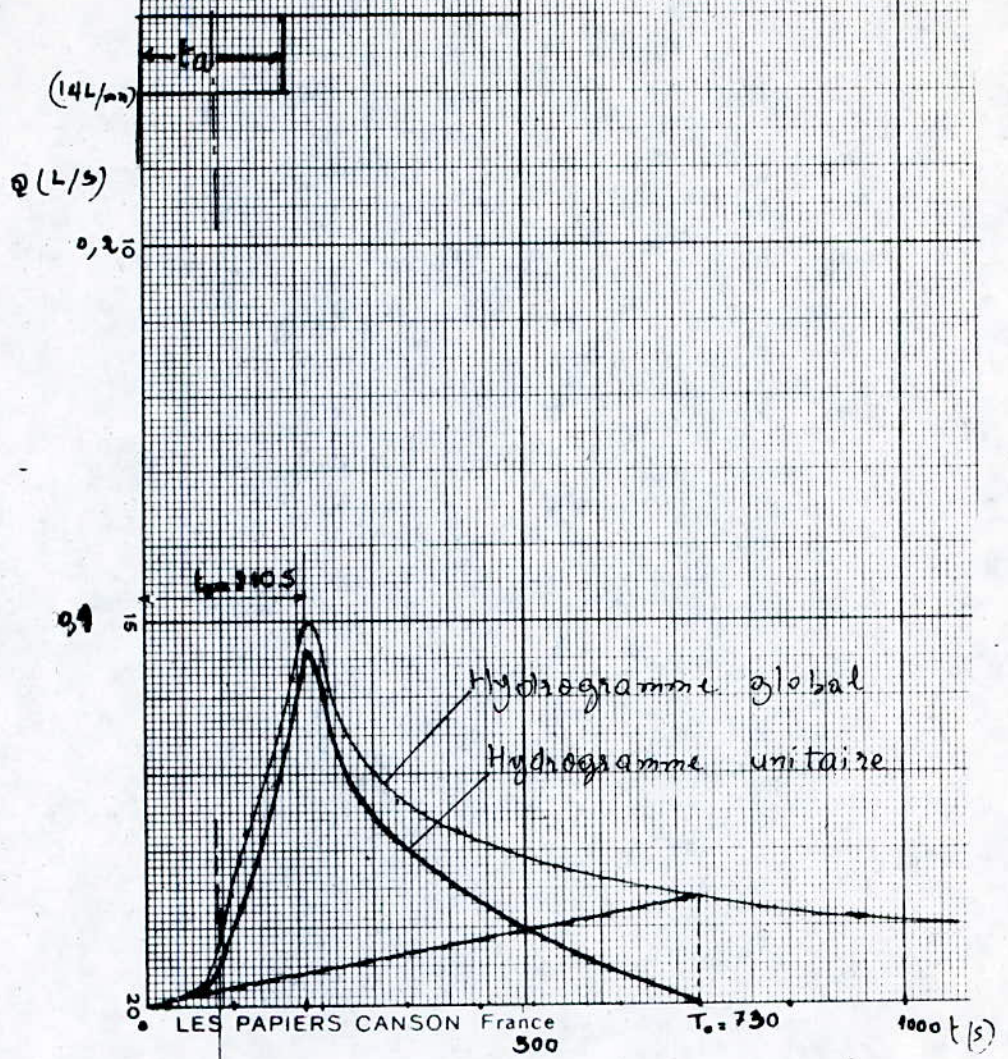


Tableau des données de:

$Q = 14 \text{ L/mn}$  avec une durée de l'averse  $t_a = 190 \text{ s}$

CRUE		DECLUE			
t (s)	Q (L/s)	t	Q (L/s)		
60	0,005	de 10 en 10 s	0,09		
70	0,015	"	0,082		
80	0,022	"	0,075		
90	0,029	"	0,07		
100	0,037	"	0,068		
110	0,045	de 30 en 30 s	0,06		
120	0,05	"	0,053		
130	0,055	"	0,05		
140	0,059	de 1 en 1 mn	0,045		
150	0,06	"	0,04		
160	0,065	"	0,035		
170	0,07	de 2 en 2 mn	0,03		
180	0,08	"	0,025		
190	0,09	de 4 en 4 mn	0,02		
200	0,095	"	0,015		
210	0,1				



Tableau de données pour uneaverse de longue durée  $> t_c$

$Q = 14L/mn$   
 Precipitation

CRUE				DECLUE	
t (s)	Q (L/s)	t (s)	Q (L/s)	t	Q (L/s)
60	0,042	250	0,144	20 s	0,20
70	0,044	260	0,156	+10 s	0,18
80	0,046	270	0,165	de 30 en 30 s	0,14
90	0,048	310	0,173	"	0,113
100	0,022	340	0,185	"	0,098
110	0,024	370	0,192	"	0,086
120	0,042	400	0,20	"	0,078
130	0,04	430	0,208	"	0,07
140	0,048	460	0,216	"	0,062
150	0,06	490	0,222	de 1 en 1 mn	0,052
160	0,07	520	0,226	"	0,045
170	0,08	550	0,23	"	0,042
180	0,092	580	0,235	de 2 en 2 mn	0,034
190	0,106	610	"	"	0,028
200	0,112	640	"	de 4 en 4 mn	0,012
210	0,118	670	"	"	0,008
220	0,124	700	"		
230	0,13				
240	0,136				

Cet hydrogramme est établi par la succession de plusieurs hydrogrammes unitaires séparés par  $\Delta t = t_p = \frac{210 - 190}{2} = 10 \text{ s}$ , entre 2 hydrogrammes.

L'hydrogramme calculée est peu différent de celui obtenu par l'expérience. On voit un décalage entre les courbes de descente. Le  $T_b$  de la courbe calculée est plus que celui de l'expérimentale.

5.3 - Hydrogramme d'une averse inférieure à  $t_x$ :

$$t_{\text{temps de l'averse}} = t_a = 140 \text{ s.}$$

Dans ce cas, il faut calculer la lame ruisselée due à l'averse unitaire. Par planimétrie on trouve:

$$L_1 = \frac{22}{2} \text{ mm} = 11 \text{ mm}$$

Pour appliquer la formule (I.I.9) on a besoin de la lame ruisselée  $L_2$  pour qu'on puisse calculer  $q(t)$  et établir l'hydrogramme correspondant.

$$\text{Par un planimétrie aussi on trouve: } L_2 = \frac{17}{2} = 8,5 \text{ mm}$$

$$\text{donc } q(t) = q_1(t) \cdot \frac{8,5}{11} = 0,773 q_1(t).$$

On constate que l'hydrogramme obtenue par la méthode de l'hydrogramme unitaire est très proche de l'hydrogramme expérimentale.

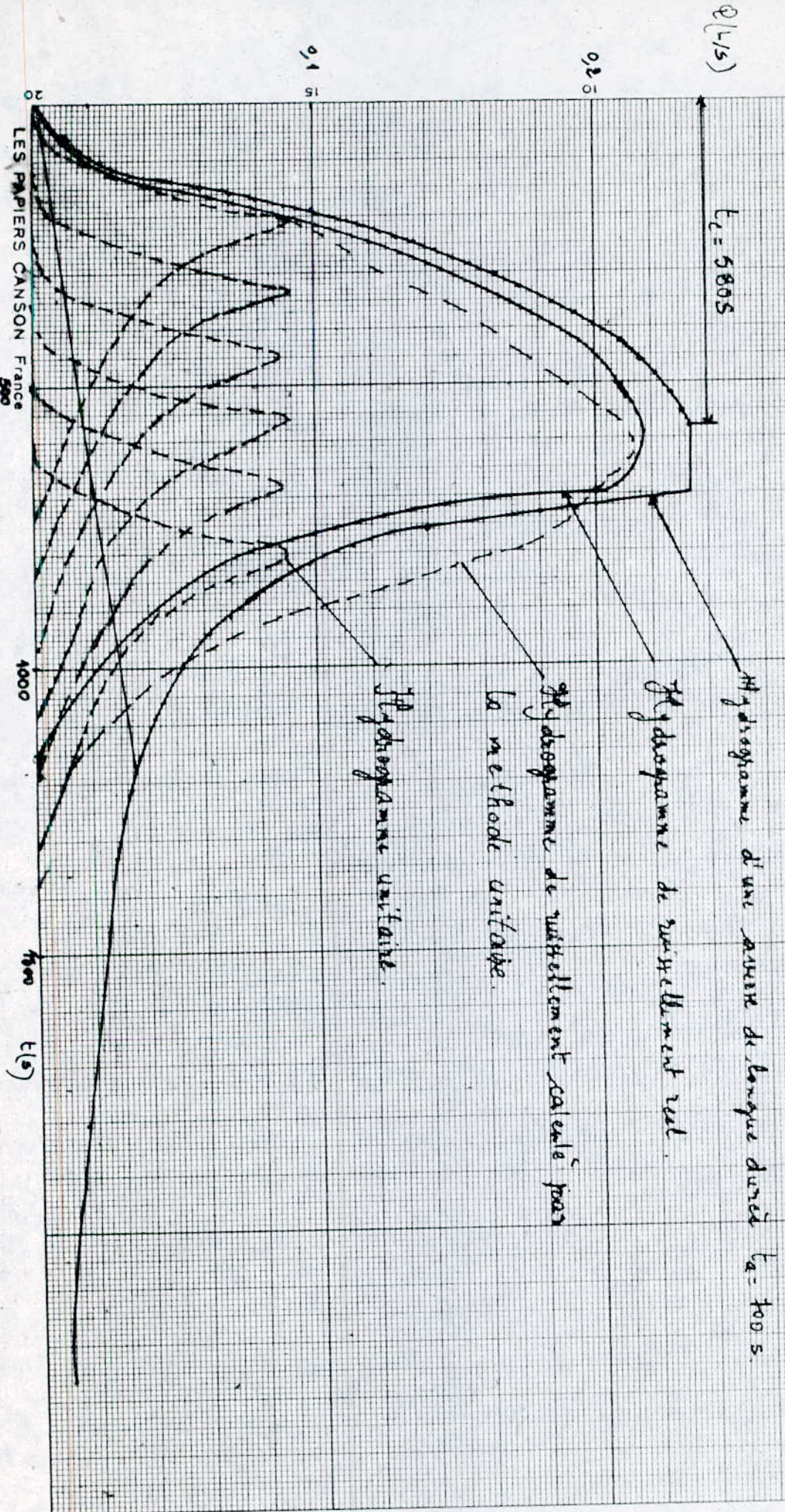
5.4 - Hydrogramme d'une averse de durée  $T_c > t_a > t_x$ :

$$t_a = 330 \text{ s.}$$

On fait le même travail que pour l'hydrogramme de longue durée, c'est à dire en sommant les différents hydrogrammes,

fig (II.2)

$\phi = 141 \text{ mm}$





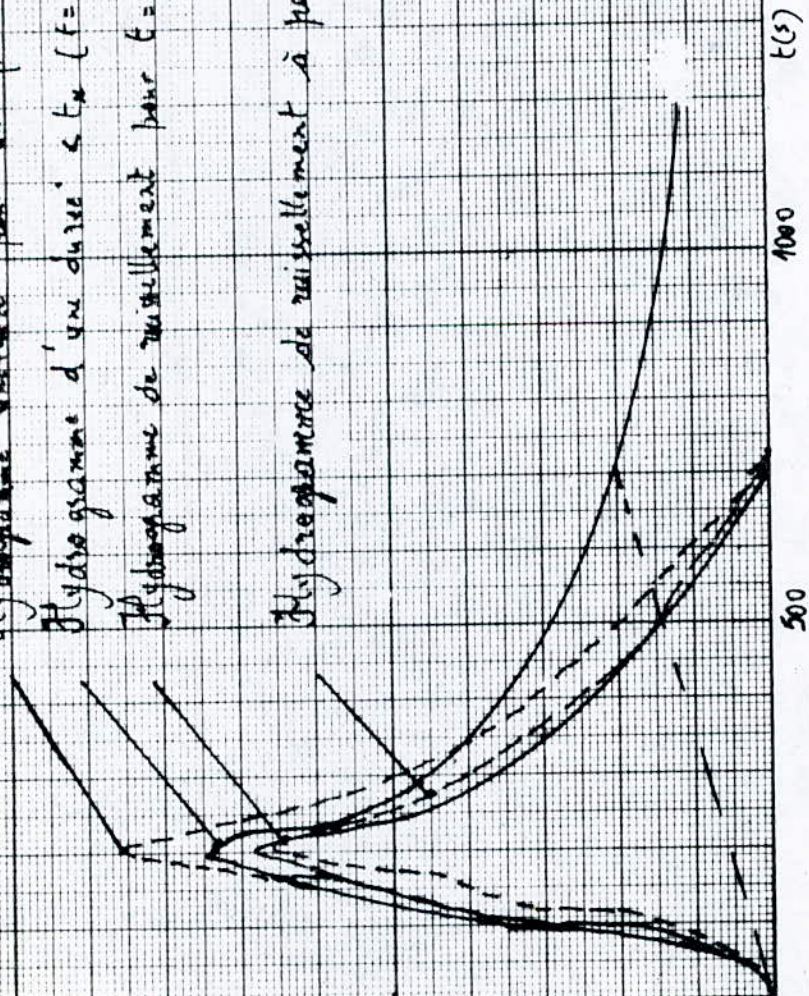
$Q(L/s)$

0,1

0,05

20

Hydrogramme unitaire pour une pression unitaire d'intensité  $Q_0 = 144 \text{ l/min}$   
Hydrogramme d'une durée  $t_u$  ( $t_u = 140 \text{ s}$ ),  $Q_0 = 144 \text{ l/min}$   
Hydrogramme de ruissellement pour  $t = 140 \text{ s}$ ,  $Q_0 = 144 \text{ l/min}$   
Hydrogramme de ruissellement à partir de l'hydrogramme unitaire.





qui sont au nombre de trois.

De ce cas l'hydrogramme unitaire ne donne pas un bon résultat bien que les lames ruissellées sont voisines,

$$L_r \text{ calculée} = 14 \text{ mm} ; L_r = 12 \text{ mm} \text{ expérimentale}$$

5.5. Hydrogramme de précipitation pour un débit de précipitation  $Q = 7 \text{ L/mn}$ :

Etablissement de l'hydrogramme unitaire:

D'après le corollaire sur les intensités il s'ensuit:

qu'on peut avoir l'hydrogramme unitaire de  $Q = 7 \text{ L/mn}$ , en prenant celui de  $Q = 14 \text{ L/mn}$  et diviser le  $q(t)$  par 2.  
(en maintenant le même débit de base)

L'obtention de l'hydrogramme de ruissellement se fait par la succession de 4 diagrammes unitaires séparés, comme dans tous les cas par le "lag time".

On obtient un diagramme calculé qui approche plus ou moins du diagramme réel. (le temps de l'averse est de 440s)

$Q_{precipitation} = 14 \text{ L/min}$

$Q \text{ (L/s)}$

0,2

0,1

0

500

1000

1500

$t \text{ (s)}$

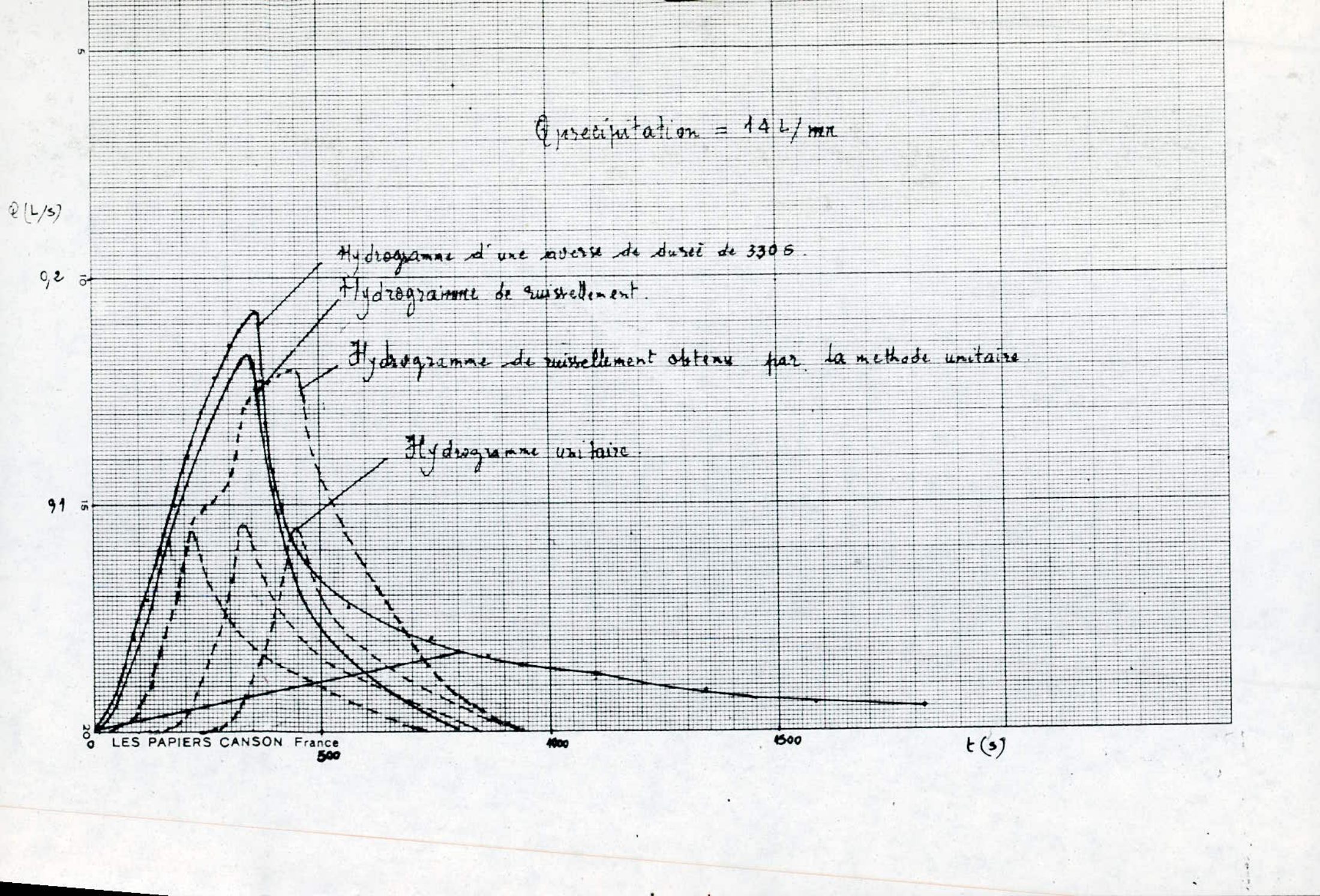
Hydrogramme d'uneaverse de durée de 330 s.

Hydrogramme de ruissellement.

Hydrogramme de ruissellement obtenu par la méthode unitaire.

Hydrogramme unitaire.

LES PAPIERS CANSON France



# Tableau des Valeurs pour

$Q_{\text{précipitation}} = 7 \text{ L/mn}$  et un temps de l'averse  $t_a = 440 \text{ s}$ .

CRUE				DECLUE	
t(s)	Q(L/s)	t(s)	Q(L/s)	t	Q(L/s)
70	0,06	480	0,089	de 10 en 10 s	0,09
80	0,01	510	0,091	"	0,07
90	0,014			"	0,065
100	0,017			"	0,06
110	0,022			+ 30 s	0,055
120	0,025			+ 10 s	0,052
130	0,027			de 30 en 30 s	0,05
140	0,029			"	0,046
150	0,031			"	0,042
180	0,036			"	0,04
210	0,042			de 2 en 2 mn	0,035
240	0,046			"	0,03
270	0,051			"	0,025
300	0,055			+ 3 mn	0,02
330	0,061			+ 4 mn	0,016
360	0,067			+ 9 mn	0,01
390	0,075				
420	0,079				
450	0,085				

# Hydrogrammes unitaires

Q  
(L/s)

0,1

0,5

0

500

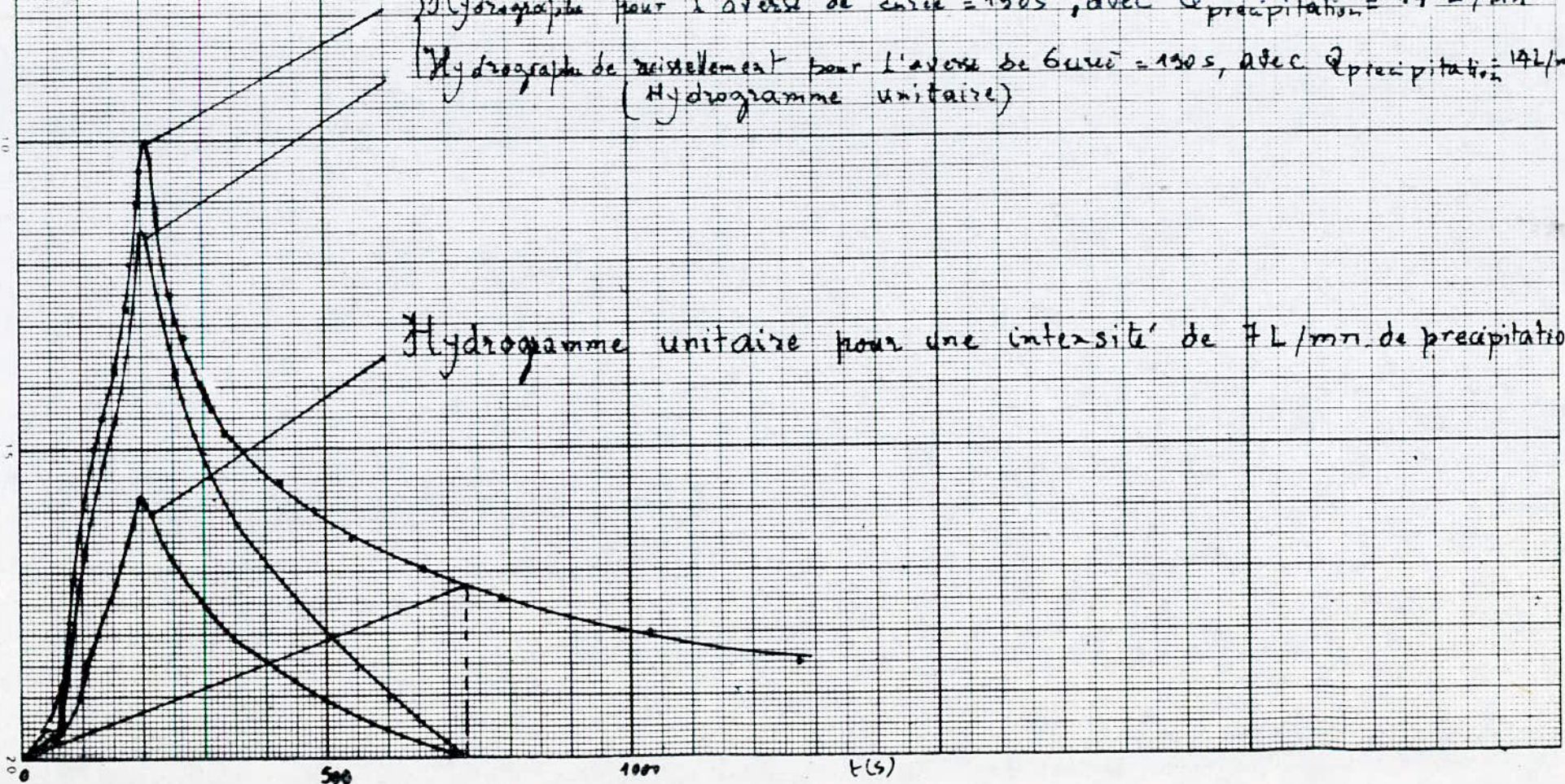
1000

t(s)

Hydrographe pour l'averse de durée = 190 s, avec  $Q_{\text{precipitation}} = 14 \text{ L/mn}$

Hydrographe de ruissellement pour l'averse de durée = 190 s, avec  $Q_{\text{precipitation}} = 14 \text{ L/mn}$   
(Hydrogramme unitaire)

Hydrogramme unitaire pour une intensité de  $1 \text{ L/mn}$  de précipitation.



Q precipitation = 7L/an

Q(L/s)

0,1

0,05

0

500

1000

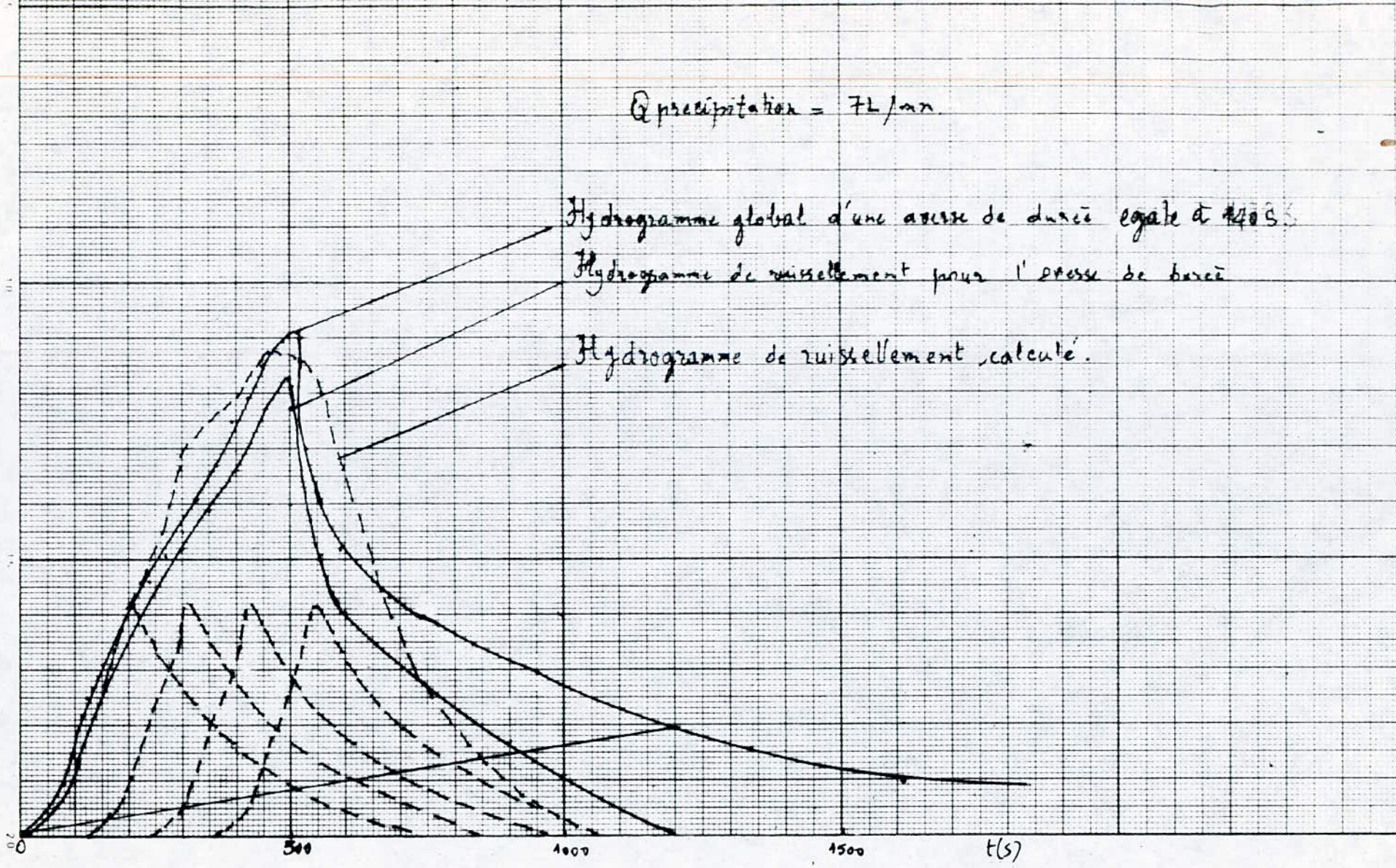
1500

t(s)

Hydrogramme global d'une averse de durée égale à 400s

Hydrogramme de ruissellement pour l'averse de base

Hydrogramme de ruissellement calculé.



Chapitre III

Conclusions.

## Conclusions :

L'utilisation de la technique de BARNES a permis de séparer les écoulements. La séparation peut se faire approximativement, celle de BARNES est meilleure, car l'hypothèse qu'il fait a été vérifiée.

En effet, en traçant  $\log Q_{décru} = f(t)$ , 2 droites de pentes différentes apparaissent et le point d'intersection marque la fin du ruissellement. On n'a enregistré en fait que deux écoulements : écoulement souterrain ou débit de base, et le ruissellement. On a aussi vérifié, la forme exponentielle de la décroissance. Par une manipulation simple on a retrouvé le volume de ruissellement obtenu par planimétrie sur l'hydrogramme global.

La seconde partie du travail a consisté en l'élaboration de l'hydrogramme unitaire type au bassin versant du modèle. Les hydrogrammes obtenus par la superposition des diagrammes unitaires quand c'est le cas, sont acceptables, car ils ne divergent pas trop des hydrogrammes expérimentaux. L'utilisation du diagramme unitaire a donné de bons résultats dans le cas où le temps de l'averse est inférieur à  $t_x$ .

On pourra en fonction des accessoires présents exécuter d'autres manipulations

Partie III

Hydraulique

souterraine.



Charnitre I

Etudes

theoriques

### III.I.1 Loi de Darcy:

Le montage de l'expérience montre une colonne de sol inclinée au travers de laquelle, l'eau s'écoule sous un régime permanent de gauche à droite, entre deux réservoirs, l'un surélevé par rapport à l'autre. Le niveau de l'eau est maintenant constant dans les deux réservoirs.

On aura la relation suivante:

$$Q = \frac{V}{t} \cdot A \cdot \frac{\Delta H}{L} \quad \text{(III.I.1)}$$

$Q$ : Débit ou volume d'eau écoulé à travers la colonne par unité de temps  
 $\Delta H$ : Perte de charge hydraulique.  
 $L$ : Longueur de la colonne.

$\frac{\Delta H}{L}$ : Perte de charge par unité de longueur dans la direction de l'écoulement ou le gradient hydraulique qui est en fait la force motrice.

$\frac{Q}{A}$ : Débit spécifique (ou le volume d'eau écoulé par unité de surface et par unité de temps), est appelé « la densité de flux » (plus simplement le flux) et représenté par  $q$ .

Donc:

$$q = \frac{Q}{A} = \frac{V}{At} \sim \frac{\Delta H}{L} \quad (LT^{-1})$$

Le facteur de proportionnalité, est généralement appelé « la conductivité hydraulique ou perméabilité  $K$  »

$$q = K \cdot \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Une expression plus exacte et plus générale de la loi de Darcy doit donc prendre une forme différentielle.

Slichter a généralisé la loi de Darcy pour les milieux poreux saturés, en une équation différentielle à trois dimensions

$$\text{de la forme : } q = -K \cdot \nabla H \quad \text{(III.I.2)}$$

Dans un système unidimensionnel l'équation s'écrit:

$$q = -k \frac{dH}{dx} \quad (\text{III.I.3})$$

### III.I.2. les limitations de la loi de Darcy :

La validité de la loi de Darcy n'est pas universelle pour toutes les conditions d'écoulement liquide dans les milieux poreux.

Aux grandes vitesses, la relation entre le flux et le gradient hydraulique n'est pas linéaire, car les forces d'inertie ne sont plus négligeables par rapport aux forces de viscosité.

Cette loi est applicable seulement pour les écoulements laminaires et dans le cas où l'interaction sol-eau n'introduit pas de changement dans la perméabilité en fonction du gradient.

L'écoulement laminaire est prépondérant dans les limons et les matériaux plus fins pour le gradient hydraulique. Dans les sables grossiers et les graviers, des gradients hydrauliques bien supérieures à l'unité peuvent cependant développer des conditions d'écoulement non laminaire et la loi de Darcy n'est pas toujours applicable.

Le critère quantitatif d'évaluation de l'écoulement turbulent est le nombre de Reynolds  $Re$ :  $Re = d\bar{u}\rho/\nu$  (III.I.4)

- $\bar{u}$ : vitesse moyenne d'écoulement.
- $d$ : le diamètre effectif des pores.
- $\rho$ : la densité du liquide.
- $\nu$ : la viscosité du liquide.

Dans les tubes rectilignes, la valeur de  $Re$  au delà de laquelle s'établit un état de turbulence est de l'ordre de 1000 à 2000, pour un tube incurvé l'existence d'un écoulement turbulent

est apparemment, fort réduit. Par conséquent, dans les milieux poreux, il est plus prudent de supposer que le flux reste linéaire par rapport au gradient hydraulique aussi longtemps que  $Re$  est inférieur à l'unité. Au fur et à mesure que la vitesse d'écoulement augmente, particulièrement dans les systèmes composés de grands pores, l'apparition de tourbillons turbulents ou d'écoulements laminaire, non laminaire, est observée.

Les déviations de la loi de DARCY peuvent être trouvées dans les aquifères rocheux, dans les aquifères non consolidés qui possèdent des gradients hydrauliques raides, ou dans ceux contenant des pores larges, et aussi dans l'écoulement au voisinage des puits ou des cours d'eau.

Jehnebeli trouva à partir d'observations de l'écoulement dans le milieu poreux que la première apparence de la turbulence commence à  $Re = 60$ ; alors que Hubbert l'a trouvé dans la gamme 600-700. Malgré la différence de ces observations, les 2 suggèrent que la turbulence commence à un nombre de Reynolds beaucoup plus grand que celui de la limite supérieure de la loi de DARCY, ceci implique que:

- $Re$  n'est pas un bon critère pour juger le début d'une turbulence dans l'écoulement en milieu poreux.

- Les écoulements laminaires qui n'obéissent pas à la loi de DARCY existent en milieux poreux.

La loi de Darcy gouverne seulement les écoulements dont les forces de viscosité sont prédominantes.

L'eau souterraine se forme à partir des infiltrations d'une partie des précipitations, dont la quantité dépend de la porosité et de la nature des couches souterraines. Les couches portant cette eau sont appelées aquifères. Dans ces aquifères on a un écoulement horizontal dû aux vides interconnectant la structure.

On distingue deux types d'aquifères : libres et captives.

Un aquifère est dit captif s'il est surmonté par une formation peu ou (pas) perméable et si la charge hydraulique de l'eau qu'elle contient est supérieure à la cote du toit de la nappe.

Quand on fore un puits ou un piézomètre dans une telle nappe, l'eau remonte brusquement dans l'ouvrage, lorsque l'on crève le toit imperméable de la nappe. L'eau contenue dans la nappe est en fait comprimée à une pression supérieure à la pression atmosphérique.

Si cette pression est suffisante pour que l'eau remonte jusqu'à la surface du sol et jaillisse (soit la charge piézométrique supérieure à la cote du sol), la nappe captive est dite « artésienne ».

Par opposition à l'aquifère captif, l'aquifère libre est un aquifère où la surface piézométrique coïncide avec la surface libre de l'aquifère et qui est surmonté par une zone non saturée. Dans de tels aquifères, la surface piézométrique coïncide avec la limite supérieure de la zone de saturation, et est généralement appelée ligne piézométrique.

### III.3.3 facteurs influençant l'écoulement souterrain:

L'écoulement d'eau souterraine se fait à travers les pores dont

L'écoulement et l'emmagasinement de l'eau souterraine sont conditionnés par les propriétés suivantes:

la porosité, la perméabilité et une portion mineure de la compressibilité. Seules les deux premières sont considérées ici.

### 3.1. La porosité:

Définie comme le rapport:  $n = \frac{\text{Volume des vides}}{\text{Volume apparent du sol}}$

$$n = \frac{V_v}{V_v + V_g}$$

Dans la mécanique des sols, on utilise la notion d'indice des vides

$$e = \frac{\text{Volume du vide}}{\text{Volume solide}} = \frac{V_v}{V_g}$$

$V_v$ : Volume total des vides

$V_g$ : Volume des grains.

En combinant les 2 équations on aura:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad \text{et} \quad e = \frac{n}{1-n}$$

Dans un sol à granulométrie uniforme et à grains sphériques la porosité minimale est d'environ 26%.

On distingue deux porosités différentes: la porosité effective et la porosité géométrique définie ci-dessus.

$$\text{La porosité effective } E = n_e = n \cdot S = \frac{V_l}{V_v + V_g} \quad (\text{III.1.5})$$

$V_v$ : Volume total des vides

$V_l$ : Volume occupé par le liquide.

$V_g$ : Volume des grains.

net ne sont presque les mêmes pour des matériaux tels que le gravier mais dans le sable fin on a une différence de 5% ou plus par rapport à un matériau très fin. La notion de porosité effective est très importante dans l'écoulement souterrain.

### 3.2. Perméabilité:

La perméabilité est l'aptitude d'une nappe aquifère à se laisser traverser par un fluide sous l'effet d'un gradient hydraulique.

De l'équation:

$$q = C d_{10}^2 \frac{\gamma}{\mu} \cdot i \quad (\text{III.I.6})$$

K la perméabilité peut se mettre sous la forme:

$$K = C d_{10}^2 \frac{\gamma}{\mu} \quad (\text{III.I.7})$$

C: facteur de forme sans dimension

$d_{10}$ : diamètre efficace

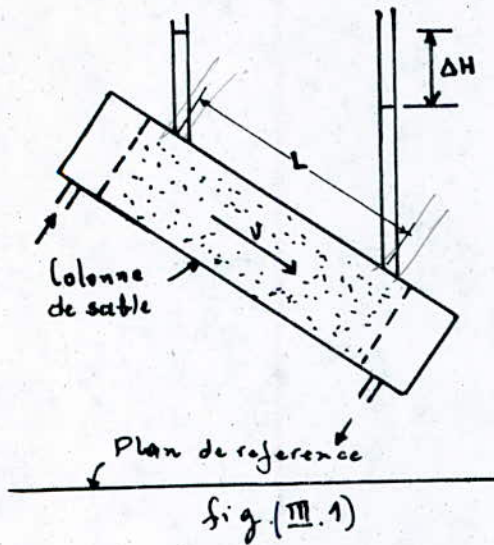
$\mu$ : viscosité

$\gamma$ : poids volumique

$i$ : gradient hydraulique.

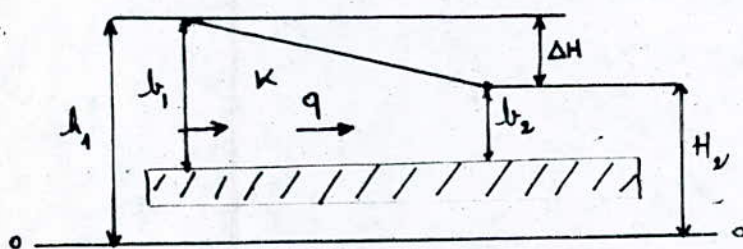
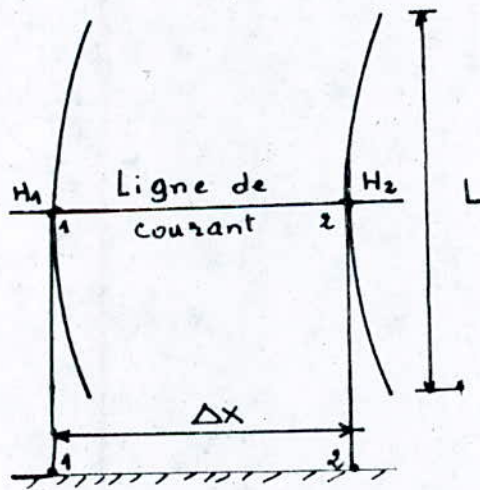
$C d_{10}^2$  englobe les caractéristiques du réservoir, et du liquide ( $\gamma/\mu$ ). En effet, il comporte deux résistances à l'écoulement la quantité  $C d_{10}^2$  est appelée la perméabilité intrinsèque ayant les dimensions d'une surface ( $L^2$ )

### Schema de la loi de DARCY.



### 3.3. Calcul pratique de la perméabilité et de la porosité effective

Une des méthodes les plus pratiques est celle des cartes piézométriques, en prenant une ligne de courant comme d'indique les figures (III.2) et (III.3) pour le calcul de la perméabilité:





Le débit passant entre les points ① et ② est donné par:

$$Q = \kappa \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot L \cdot \frac{\Delta H}{\Delta x} \quad (\text{III.I.1}')$$

On tire la perméabilité de cette équation:

$$\kappa = \frac{2Q \cdot \Delta x}{(b_1 + b_2) \cdot L \cdot \Delta H} \quad (\text{III.I.1}'')$$

Pour le calcul de la porosité effective on fait le rapport suivant:

$$n_e = \frac{V_e}{V_t} \quad (\text{III.I.5}')$$

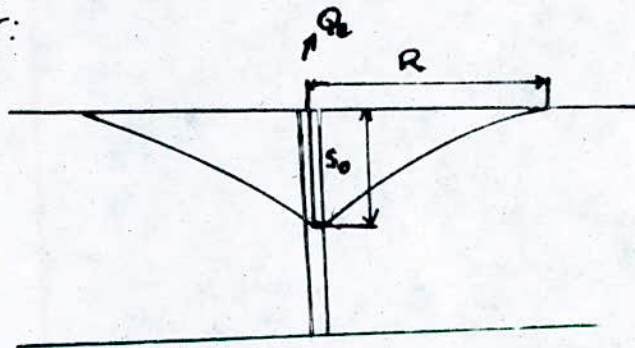
avec

$V_e$ : Volume d'eau évacuée par unité de temps

$V_t$ : Volume total du cône de dépression

Ces 2 paramètres  $V_e$ ,  $V_t$  sont définis sur le schéma

suivant:



$$V_e = Q_e \cdot t \quad (\text{III.I.5.a})$$

$$V_t = \frac{1}{3} \pi R^2 s_0 \quad (\text{III.I.5.b})$$

$Q_e$ : Débit pompe du puits

### III.1.4. Equations générales de l'écoulement:

Dans sa forme générale l'équation de Darcy s'écrit:

$$v = K \frac{\partial h}{\partial s} \quad (\text{III.I.8})$$

$v$ : vitesse de l'écoulement.

$K$ : perméabilité du sol.

$s$ : distance le long de la direction moyenne de l'écoulement.

Si on a un sol anisotrope les vitesses sont données dans le système de coordonnées  $x, y, z$  comme suit:

$$v_x = K_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad ; \quad v_y = K_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad ; \quad v_z = K_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (\text{III.I.9})$$

$K_x, K_y, K_z$  sont les perméabilités dans les directions respectives  $x, y, z$ .

La vitesse en un point peut être calculée par le vecteur somme des 3 composantes. Pour simplifier l'analyse mathématique on admet que la perméabilité est la même dans toutes les directions:

$$v_x = K \frac{\partial h}{\partial x} \quad ; \quad v_y = K \frac{\partial h}{\partial y} \quad ; \quad v_z = K \frac{\partial h}{\partial z} \quad (\text{III.I.10})$$

Si on suppose que le potentiel  $\phi = -Kh$ , alors il s'ensuit de l'équation (III.I.10.)

$$v_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x} \quad ; \quad v_y = -\frac{\partial \phi}{\partial y} \quad ; \quad v_z = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (\text{III.I.11})$$

Pour un écoulement permanent:

tout écoulement d'eau souterraine doit satisfaire à l'équation

de la continuité, qui est en générale écrite sous la forme:

$$-\left[ \frac{\partial (\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial (\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial (\rho v_z)}{\partial z} \right] = \frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (\text{III.I.12})$$

$\rho$  densité du fluide,  $t$  le temps. Pour l'écoulement permanent, il n'y a pas de dépendance en temps et l'eau

est incompressible, donc  $\rho$  reste constante l'équation (III.I.12) se réduit à:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (\text{II.I.13})$$

Alors les conditions de l'existence d'un écoulement irrotationnel donné par l'équation (III.I.11), sont substituées dans l'équation (II.I.13) et on aura l'équation de Laplace.

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{II.I.14})$$

En remplaçant  $\phi$  par  $-kh$  l'équation devient:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{II.I.15})$$

Cette équation est l'équation générale aux dérivées partielles pour un écoulement d'eau dans un milieu isotrope, homogène.

Pour un écoulement non permanent:

Ici le débit varie en fonction du temps, le débit d'eau rentrant par unité de temps est différent de celui de la sortie; et la valeur du flux est définie.

Cas d'un aquifère libre:

L'apport en eau à partir d'un élément dû au rabattement de (en fonction du temps  $dt$ ) est donné par:

$n_e \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot dh$  où  $n_e$  = porosité effective (porosité de drainance); et on a:

$$K \left( \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot dt = n_e \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot dt \quad (\text{III.I.16})$$

$n_e \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot dt$  = Volume d'eau de sortie ou écoulé.

Le membre à gauche représente la variation du flux dans un temps  $dt$ .

On peut écrire l'équation précédente comme :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \nabla^2 h = \frac{n_e}{K} \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.I.17})$$

Cas d'une nappe captive :

Le volume d'eau dû au rabattement  $dh$  est donné par une variation d'emménagement égale à :

$$S_s \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot dh \quad \text{où}$$

$S_s$  = le coefficient d'emménagement spécifique

$S = S_s \cdot b$  (III.I.18);  $S$ : coefficient d'emménagement  
 $b$ : épaisseur de l'aquifère.

et l'équation de Laplace devient :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S_s}{K} \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.I.19})$$

$$\text{ou} \quad \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S_s \cdot b}{K \cdot b} \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{S}{T} \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.I.20})$$

Cette équation générale est appelée équation de diffusion.

### III.I.5. Écoulement permanent unidirectionnel :

- la nappe aquifère captive :

On considère un écoulement d'eau avec une vitesse  $v$ , de direction  $x$ , dans une nappe captive d'épaisseur uniforme.

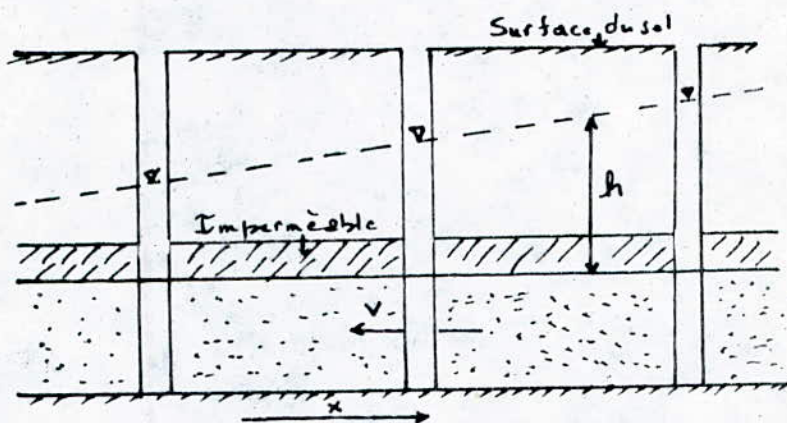
D'après l'équation de Laplace on a :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{III.I.21})$$

La solution de cette équation est :

$$h = C_1 x + C_2 \quad (\text{III.I.22})$$

où  $h$  : la charge,  $C_1$  et  $C_2$  étant deux constantes d'intégration



- Écoulement unidirectionnel dans une nappe captive

Supposons qu'à  $h=0$   $x=0$  et  $\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{v}{k}$  (loi de Darcy)

de là on aura :

$h = -\frac{v}{k} x$  (III.I.23) indiquant que la charge décroît linéairement avec l'écoulement dans le sens négatif de  $x$ .

#### 5.1 - la nappe aquifère libre :

Pour une telle situation, la solution analytique directe de l'équation de Laplace n'est pas possible du fait que le niveau piézométrique

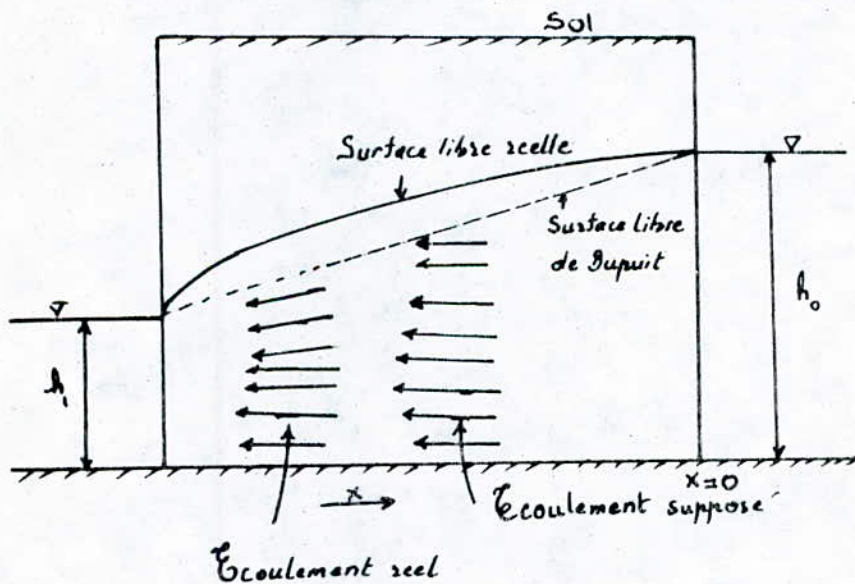
à deux dimensions, représente une ligne d'écoulement et la forme de cette surface détermine la distribution de l'écoulement, et en même temps la surface piézométrique détermine la surface de la nappe.

Pour résoudre ce problème, il faut à priori supposer que :

- Pour des petites inclinaisons de la surface libre, les lignes d'écoulement peuvent être considérées comme des lignes horizontales sur toute la nappe dans une section verticale.
- la vitesse d'écoulement est proportionnelle à la tangente du gradient (ou le gradient hydraulique est constant)

Pour un écoulement unidirectionnel, le débit par unité de largeur dans n'importe quelle section verticale est donné par :

$$q = K h \frac{dh}{dx} \quad (\text{III.I.24})$$



### 5.2. L'écoulement permanent dans une nappe libre

Par intégration on a :

$$q x = -\frac{K}{2} h^2 + C \quad (\text{III.I.25})$$

et si  $h=h_0$  à  $x=0$  on aura l'équation de Dupuit:

$$q = \frac{k}{2x} (h_0^2 - h^2) \quad (\text{III.1.26})$$

montrant une forme parabolique de la surface piézométrique (ou surface libre).

Pour un écoulement entre deux réservoirs d'eau de charge constante  $h_0$  et  $h_1$  (voir fig) le gradient ou la pente de la surface libre en amont de l'aquifère d'après (4) sera:

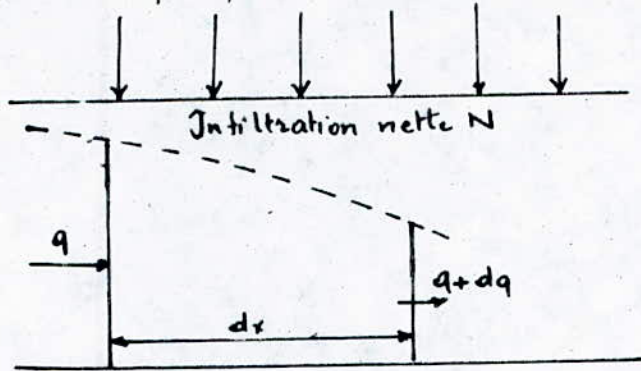
$$\frac{dh}{dx} = \frac{q}{kh_0} \quad (\text{III.1.27})$$

Mais la limite  $h=h_0$  est une ligne potentielle et le potentiel dans le réservoir est constant; par conséquent, la surface libre dans cette section doit être horizontale, ce qui est contraire à l'équation (7). La forme parabolique décrite par l'équation (6) (De Dupuit) augmente dans la direction de l'écoulement. De ce fait les approximations de Dupuit deviennent de plus en plus erronées par rapport à l'écoulement réel dans le sens de l'écoulement.

En réalité, en aval, la surface libre se rapproche de la limite tangentiellement (ou presque verticale) et elle forme une face de resurgence.

### 5.3. Écoulement entre deux canaux:

Avant d'aborder ce cas, étudions l'écoulement dans une nappe phréatique avec précipitation comme l'illustre ce schéma:



Après les suppositions faites précédemment, la loi de Darcy

$$\text{devient: } q = -KH \frac{dh}{dx} \quad (\text{III.I.28})$$

$$\frac{dq}{dx} = -\frac{1}{2}K \cdot \frac{d^2(h^2)}{dx^2}$$

Car en posant:

$$d(v^n) = n v^{n-1} \text{ et de là}$$

$$d(h^2)/dx = 2h dh/dx \text{ et}$$

$$\frac{1}{2} d(h^2)/dx = h \cdot dh/dx$$

En prenant (III.I.28) on peut la mettre sous cette forme:

$$q = -\frac{1}{2}K \cdot d(h^2)/dx \text{ donc,}$$

$$dq/dx = -\frac{1}{2}K \frac{d^2(h^2)}{dx^2}$$

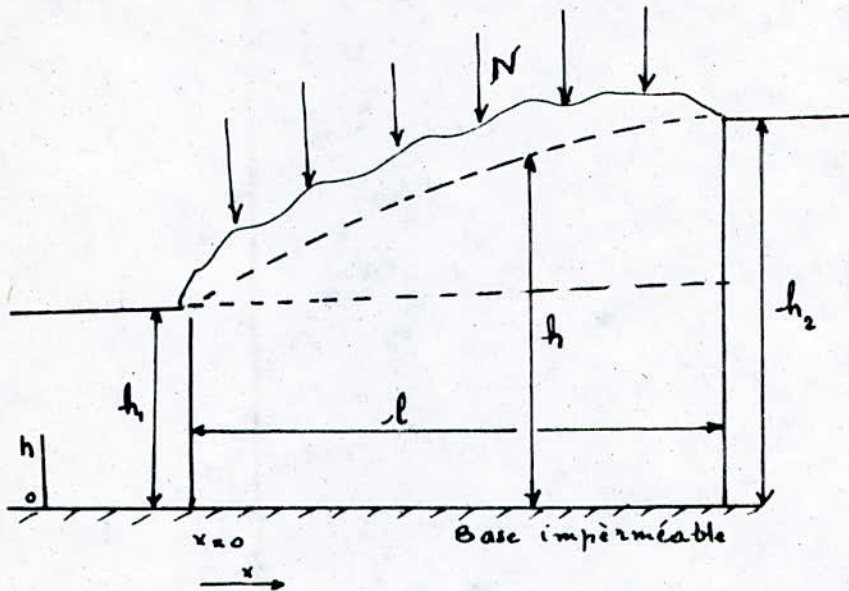
$$\frac{dq}{dx} = -\frac{1}{2}K \frac{d^2(h^2)}{dx^2} = N$$

$$\Rightarrow \frac{d^2(h^2)}{dx^2} = -\frac{2N}{K} \quad (\text{III.I.29})$$

On passe à notre cas maintenant:



Considérons 2 canaux, dans des niveaux différents, séparés par une bande de terrain d'une certaine largeur.



En intégrant (III.29) par rapport à  $h$  et  $x$  on aura :

$$\frac{d(h^2)}{dx} = -\frac{2N}{K}x + C_1$$

$$h^2 = -\frac{N}{K}x^2 + C_1x + C_2 \quad (\text{III.I.30})$$

si  $x=0$ ,  $h=h_1$  d'où

$$h_1^2 = C_2$$

qd  $x=l$ ,  $h=h_2$

$$h_2^2 = -\frac{N}{K}l^2 + lC_1 + h_1^2 \Rightarrow C_1 = \frac{h_2^2 - h_1^2}{l} + \frac{N}{K}l$$

de l'équation (III.29) et l'équation (III.I.30) on obtient :

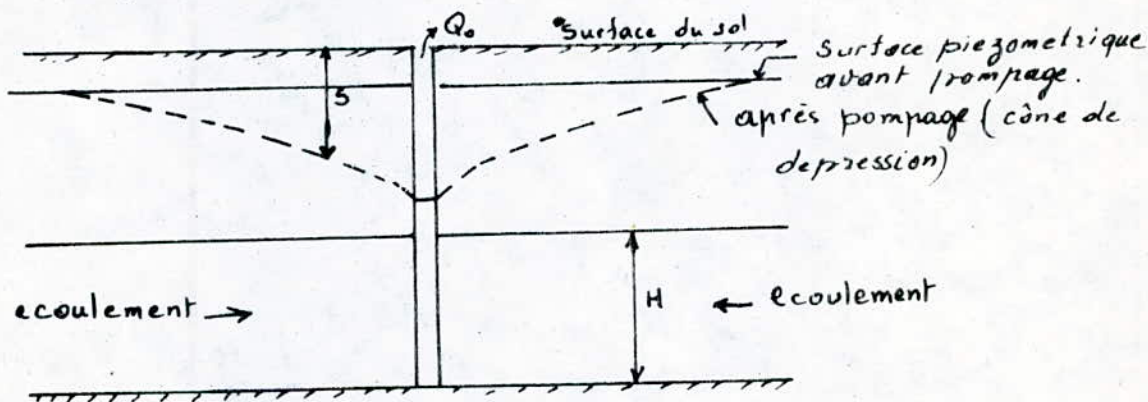
$$h = \sqrt{-\frac{N}{K}x^2 + \left(\frac{h_2^2}{l} - \frac{h_1^2}{l} + \frac{Nl}{K}\right)x + h_1^2} \quad (\text{III.I.31})$$

### III.I.6. L'effet de pompage dans le régime permanent:

Au cours du pompage d'un puits ou d'un forage, le niveau dans le voisinage baisse. Cet abaissement est appelé un rabattement, exprimé par  $s$ . Le rabattement est maximum au niveau du forage en pompage et décroît avec la distance à ce point; et à une distance  $r_0$  l'influence du pompage sur le niveau pourra être nulle (c'est à dire  $s=0$ ). Cette distance est le rayon d'influence, et dépend du débit de pompage, des paramètres de la nappe aquifère et de la durée de pompage.

L'abaissement du niveau autour du forage cause une différence de charge ou un gradient hydraulique vers le puits, provoquant un écoulement à travers des sections cylindriques successives avec les surfaces décroissantes vers le forage en pompage, et la vitesse augmente graduellement vers le puits. Et de ceci il en résulte une surface qui en face du puits ressemble à un "cône" et elle est appelée "cône de depression".

#### 6.1 - Pompage de l'eau d'une nappe aquifère captive:



$r$ : coordonnée horizontale mesurée à partir du puits, puisque l'écoulement est radial

$Q_0$ : décharge du puits.

Les équations régissant l'écoulement sont écrites comme suit.

De la loi de Darcy:

$$Q = v.A = -K \frac{ds}{dr} \cdot 2\pi r H.$$

Condition de continuité:

$$Q = Q_0 = \text{constante.}$$

En combinant les 2 équations:

$$ds = -\frac{Q_0}{2\pi r H} \cdot \frac{dr}{r}.$$

En intégrant entre  $r = r_1$  et  $r = r_2$  pour respectivement  $s = s_1$  et  $s = s_2$

$$s_1 - s_2 = \frac{Q_0}{2\pi KH} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (\text{Equation de Thiem}) \quad (\text{III.I.32})$$

La valeur de  $KH$  est connue sous l'appellation de transmissivité

$$T = KH.$$

$$s = \frac{Q_0}{2\pi KH} \ln r + C \quad (\text{III.I.33})$$

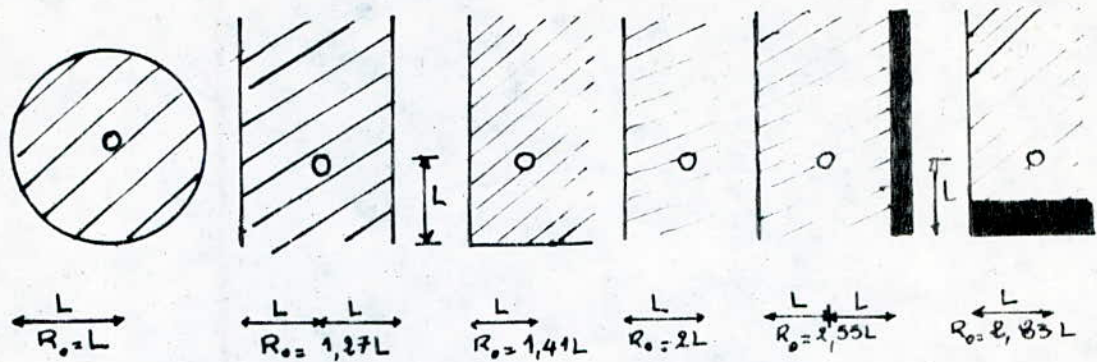
si  $s = 0$  quand  $r = R$  alors

$$s = \frac{Q_0}{2\pi KH} \ln \frac{R}{r}. \quad (\text{III.I.34})$$

$Q_0$  et  $R$  peuvent être déterminés à partir des conditions aux limites.  $R$ , toutefois varie d'un point à un autre. Dans la plupart des cas, cependant, c'est le rabattement autour du puits qui est important quand  $R$  prend la valeur  $R_0$ .

Quand la distance augmente,  $R_0$  et le rabattement aussi.

On donnera quelques valeurs de  $R_0$  pour des cas bien précis:



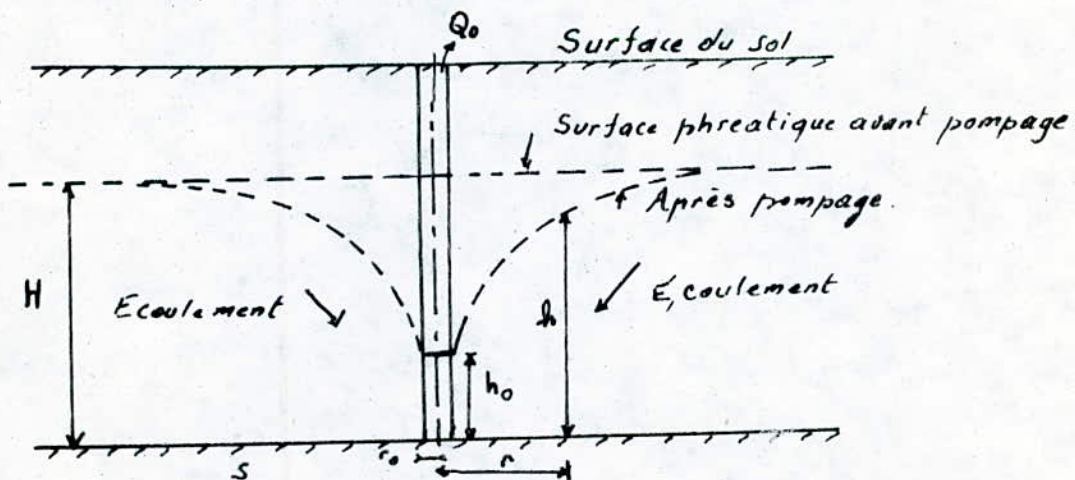
Valeur de la constante d'integration  $R_0$  dans la formule de Dupuit pour le rabattement autour du puits.

Les surfaces hachurées sont des terrains et l'espace blanc adjacent représente l'eau.

### 6.2. Pompage d'un puits dans une nappe libre:

Quand le rabattement est faible comparé avec l'épaisseur de l'aquifère, le facteur  $KH$  reste à peu près constant et la formule pour un écoulement captif peut être utilisée.

Quand le rabattement augmente, le niveau d'eau diminue et réduit la surface de l'aquifère.



De la loi de Darcy on aura:

$$Q = 2\pi r K h \frac{dh}{dr}$$

Equation de Continuité:

$$Q = Q_0 = \text{Constante.}$$

Des deux equations, on tire:

$$h \cdot dh = \frac{Q_0}{2\pi K} \cdot \frac{dr}{r}$$

$$\text{En integrant: } h^2 = \frac{Q_0}{\pi K} \ln r + C \quad (\text{III. I. 35})$$

et si  $H = h$  quand  $r = R$ .

$$\text{alors: } H^2 - h^2 = \frac{Q_0}{2\pi K} \ln \frac{R}{r} \quad (\text{III. I. 36})$$

La valeur de  $R$ : rayon d'action, correspond à  $h = H$ .

Le niveau dans le puits ou bien le niveau du rabattement ( $H - h_0$ ) est deduit par l'introduction du rayon du puits  $r_0$  dans l'equation ( )

$$H^2 - h_0^2 = \frac{Q_0}{2\pi K} \ln \frac{R}{r_0} \quad (\text{III. I. 37})$$

Boabitt et Caldwell ont propose' l'equation suivante pour l'evaluation de la surface libre pour un puits situe dans une nappe libre, basee sur les experiences sur modeles et l'analogie electrique.

$$Q = \frac{\pi K H (H - h)}{2,3 C_x \log\left(\frac{R}{0,1 H}\right)} \quad (\text{III. I. 38})$$

où  $C_x$  est un facteur empirique represente' par:

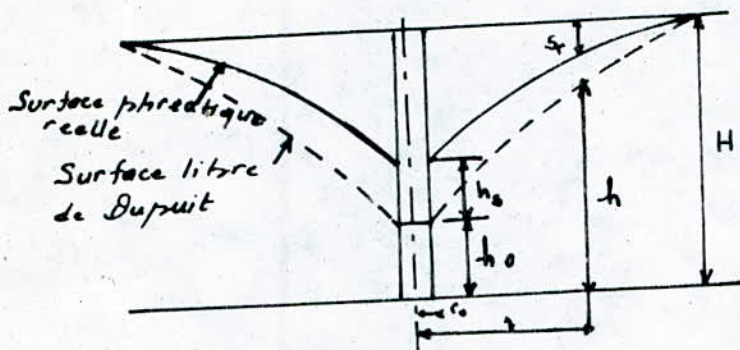
$$C_x = 0,3 \log \frac{R}{r} \quad (\text{III. I. 39})$$

Les rapports  $\frac{r}{R}$  doit être entre  $0,02 \div 1,0$  et  $\frac{R}{H}$  entre  $3,1 \div 6,45$

Boulton pour sa part a proposé, l'expression suivante pour la détermination de  $h_s$  pour les valeurs de  $\frac{r_0}{H} < 0,1$

$$h_s = (H - h_0) - 3,75 \frac{Q}{2\pi KH} \quad (\text{III.I.40})$$

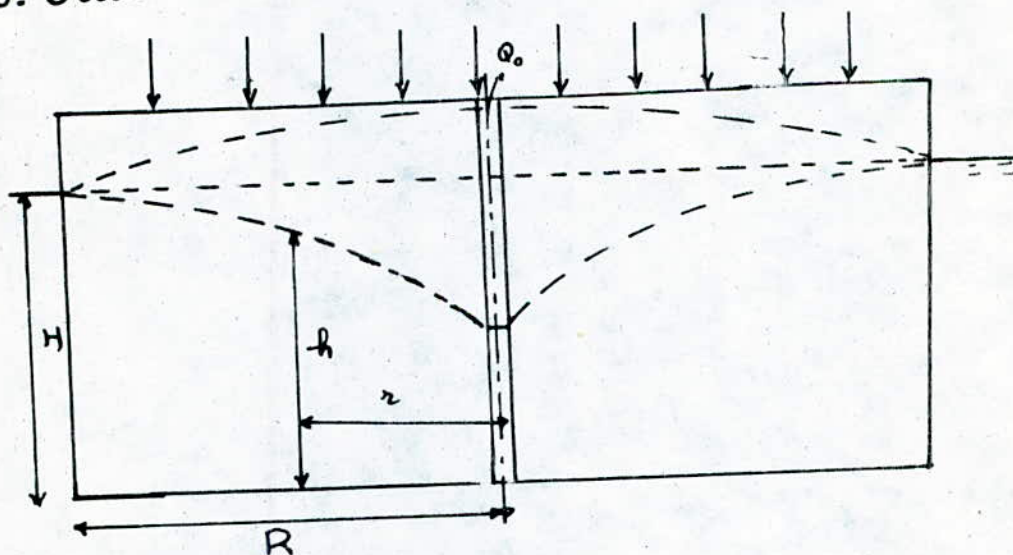
Si  $r_0/H$  est de l'ordre de 0,25 le facteur 3,75 sera remplacé par 3,5.



$h_s$ : hauteur de suintement.  
 $s_r$ : Rabattement au rayon  $r$  pour la formule du dessous

D'autres chercheurs ont proposé:  $Q = \frac{2,39 KH S_r}{[1 - \sqrt{1 - (r/R)^2}] \log(R/0,1H)}$  (III.I.41)

63. Écoulement dans une nappe libre avec précipitation: (cas d'une île)



Puits central dans une île circulaire et une nappe libre avec pluie.

• Quand il y a présence de pluie l'équation devient:

- à partir de la loi de Darcy on aura:

$$Q = 2\pi r K \frac{dh}{dr}$$

et de la continuité

$$dQ = -2\pi r dr \cdot N \quad (\text{avec } N: \text{infiltration nette})$$

En intégrant:

$$Q = -\pi r^2 N + C_1 \quad (\text{III.I.42})$$

En posant  $r=r_0=0$  et  $Q=Q_0$  pour déterminer  $C_1$

$$Q = -\pi r^2 N + Q_0$$

En substituant cette valeur dans l'équation de Darcy

$$-h \cdot dh = \frac{Q_0}{2\pi K} \frac{dr}{r} - \frac{N}{2K} r dr$$

En intégrant on aura:

$$h^2 = \frac{Q_0}{\pi K} \ln r - \frac{N}{2K} r^2 + C_2 \quad (\text{III.I.43})$$

$C_2$  est une constante d'intégration qui doit satisfaire les conditions particulières aux limites. Dans ce cas pour un puits central dans une île circulaire de rayon  $R$ , quand  $r=R$ ,  $h=H$ :

$$C_2 = H^2 - \frac{Q_0}{\pi K} \ln R + \frac{N}{2K} R^2$$

En remplaçant cette valeur dans l'équation (III.I.43)

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_0}{\pi K} \ln \frac{R}{r} - \frac{N}{2K} (R^2 - r^2) \quad (\text{III.I.44})$$

si  $Q_0=0$  (pas de pompage) alors la forme de la surface phréatique est donnée par:

$$H^2 - h^2 = -\frac{N}{2K} (R^2 - r^2) \quad (\text{III.I.45})$$

### 6.4. Interference entre deux puits en pompage:

Quand deux ou plusieurs forages situés l'un près de l'autre de manière à ce que les cônes de dépression se superposent, on dit que les forages interfèrent entre eux.

Donc si on pompe de plusieurs forages remplissant la condition précédente, le débit total de captage n'est pas égal à la somme des débits de chaque forage.

Le rabattement dans un point quelconque situé dans la région d'influence dû au pompage simultané dans plusieurs forages est donné par:

$$S_T = S_a + S_b + S_c + \dots + S_n.$$

où  $S_T$ : rabattement total.

$S_a, S_b, S_c, \dots$  sont les rabattements respectivement du forage a, b, c, ...

Pour deux forages séparés par une distance  $w$ , le rabattement dans un point P est:

$$S_t = \frac{Q_1}{4\pi T} w(u_1) + \frac{Q_2}{4\pi T} w(u_2) \quad (\text{III.I.46})$$

Nappe captive avec écoulement permanent:

$$S_{r_2} = \frac{Q_1}{2\pi T} \ln \frac{R}{r_1} + \frac{Q_2}{2\pi T} \ln \frac{R}{r_2} \quad (\text{III.I.47})$$

$r_{1,2}$ : rayons respectifs des forages 1, 2.

Dans le cas où  $R \gg w$  on aura:

$$S_t = \frac{Q}{2\pi T} \left[ \ln \frac{R}{r_0} + \ln \frac{R}{w} \right] = \frac{Q}{2\pi T} \ln \frac{R^2}{w \cdot r_0} \quad (\text{III.I.48})$$

$r_0$ : rayon du puits.



Pour deux forages identiques, séparés par une distance  $w$   
 l'expression du débit se réduit à:

$$Q_1 = Q_2 = Q_i = \frac{2\pi T (H - h_0)}{\ln(R^2/r_0 w)} \quad (\text{III.I.49})$$

où  $H - h_0 = s_r$  : rabattement combiné

L'expression similaire pour 3 forages situés sur un triangle  
 équilatéral, séparés par une distance  $w$  est:

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_i = \frac{2\pi T (H - h_0)}{\ln(R^2/2_0 w)} \quad (\text{III.I.50})$$

Pour une nappe libre:

$$Q_1 = Q_2 = Q_i = \frac{\pi K (H^2 - h_0^2)}{\ln(R^2/3w)} \quad (\text{III.I.51})$$

$K$ : perméabilité de la nappe.

L'effet d'interférence est exprimé par le rapport du débit  
 combiné des 2 forages et le débit d'un seul:

$$Q_i/Q = \frac{\log R}{\log \frac{R^2}{w}} \quad (\text{III.I.52})$$

Cette relation a deux limites: la première sans interférence  
 à  $w = R$ , et l'autre quand les deux forages donnent  
 l'interférence maximale c'est à dire  $w = 1 \Rightarrow Q_i/Q = \frac{1}{2}$ .

On peut vérifier le résultat en utilisant l'abaque  
 (fig. ) pour déterminer le rapport  $Q_i/Q$  en fonction  
 du rayon d'action  $R$ , et de la distance entre les puits.

Si les débits des puits sont différents on aura :

$$H^2 - h^2 = \sum_i^n \frac{Q_i}{\pi K} \ln \frac{R_i}{r_i} \quad (\text{III.I.53})$$

où :

$H$  : hauteur d'eau avant le pompage .

$h$  : hauteur d'eau pendant le pompage en un point quelconque de la nappe.

$R_i$  : Distance de l' $i$ ème puits au point où le rabattement est nul.

$r_i$  : Distance de l' $i$ ème puits au point donné.

La formule précédente n'est valable que pour des rabattements relativement petits.

Présence de deux puits :

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_1}{\pi K} \ln \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi K} \ln \frac{R_2}{r_2} \quad (\text{III.I.54})$$

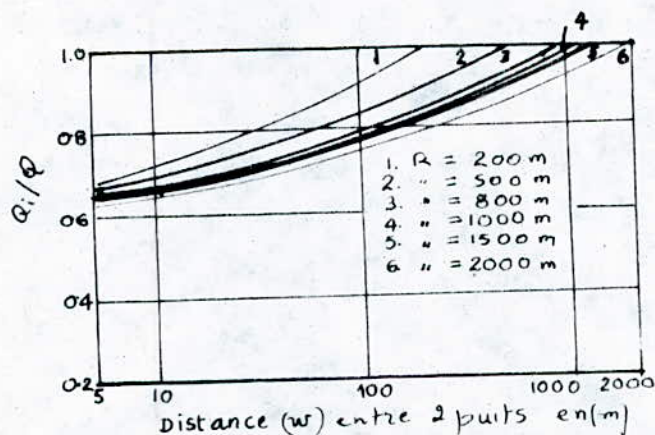


fig. (III.4)

### III.I.7. l'effet de pompage dans le regime non permanent:

Quand on pompe d'un puits pénétrant un aquifère avec un débit constant, l'influence du débit s'étend dans le voisinage du puits.

L'équation différentielle (III.I.15) sera applicable dans ce cas est en coordonnées polaires:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S \partial h}{T \partial t} \quad (\text{III.I.55})$$

$T$ : Coefficient de transmissivité ( $T = Kb$ ,  $b$  l'épaisseur de l'aquifère)  
 et  $t$ : le temps du début de pompage.

Etcheis a donné une solution, en prenant qu'avant le pompage  $h = H$ , et que  $h \rightarrow H$  qd  $r \rightarrow \infty$  après le commencement du pompage ( $t > 0$ ), la solution est:

$$H - h = \frac{Q}{4\pi T} \int_{r^2 S / 4Tt}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \quad (\text{III.I.56})$$

$H$ : charge de la nappe avant extraction  
 $h$ : charge correspondant à la distance  $r$  du puits.

On pose généralement:  $\int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du = W(u)$

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

$W(u)$  s'appelle la "fonction  $u$  du puits", cette fonction est tabulée et représentée en coordonnées bilogarithmiques

sous le terme de "courbe standard".

$W(u)$  peut s'écrire comme:

$$W(u) = -0,5772 - \log u - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-u)^n}{n \cdot n!} \quad (\text{III.I.57})$$

## 7.1. formule approximative de Jacob:

Lorsque  $u$  est suffisamment petit, la série constituant le 3<sup>ème</sup> terme du 2<sup>ème</sup> membre tend vers 0:

$$H - h = \frac{Q}{4\pi T} \left( -0,5772 - \text{Ln} \frac{r^2 S}{4Tt} \right);$$

peut être écrite comme:

$$H - h = \frac{Q}{4\pi T} \left( \frac{\text{Ln} 4Tt}{r^2 S} - 0,5772 \right)$$

elle se réduit à:

$$H - h = \frac{2,3}{4\pi T} Q \log \frac{2,25 T t}{r^2 S}. \quad (\text{III.I.58})$$

Si en coordonnées semi-logarithmiques, on porte en ordonnée le rabattement et en abscisse le temps  $t$ , on obtient une droite unique pour un puits et un terrain donnés.

Des solutions rapides sont obtenues à partir de:

$$T = \frac{2,3 Q}{4\pi} / \Delta S = 0,183 \frac{Q}{\Delta S}. \quad (\text{III.I.59})$$

et

$$S = \frac{2,25 T t_0}{r^2}. \quad (\text{III.I.60})$$

où  $\Delta S$  est le rabattement par cycle log du temps et  $t_0$  est le temps interceptant l'axe zero des rabattements.

Ces formules sont applicables pour la nappe captive, pour les appliquer à une nappe libre on pose deux conditions:

$$S' = S - \frac{S^2}{2H} \quad (\text{III.I.61})$$

et

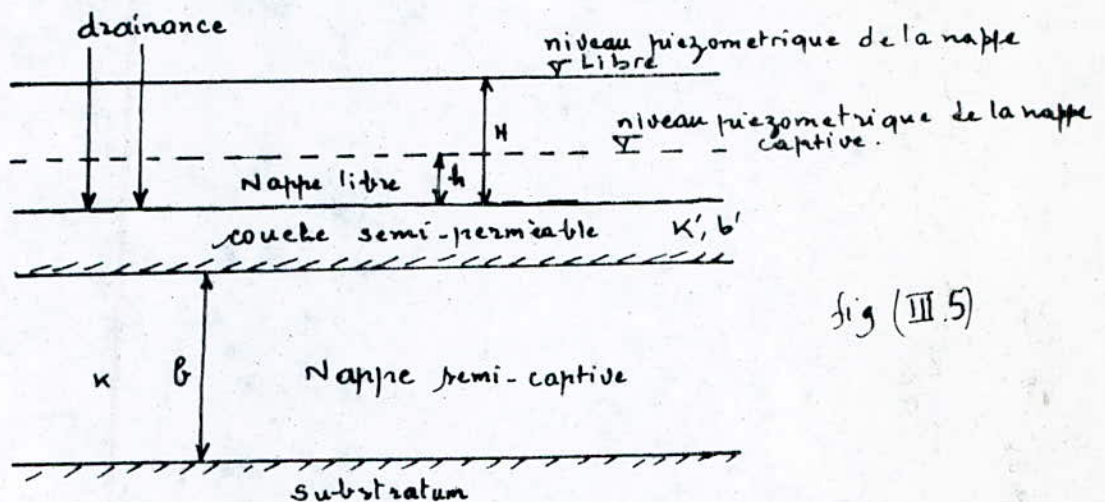
$$\frac{S}{H} \leq 0,25.$$

## 7.2. Écoulement à travers une couche semi-perméable

Les nappes semi-captives (phénomène de drainance)

Les aquifères dans la nature ne sont jamais parfaitement captifs, comme c'est supposé mathématiquement.

Généralement, le toit de la nappe captive se compose de couches semi-perméables (argile + sable) qui permettent l'échange d'eau entre la nappe captive et la nappe qui se superpose. Dans le cas naturel, le sens de l'écoulement dépend du niveau individuel de la nappe libre et de la nappe captive.



Si le niveau piézométrique de la surface libre est élevé par rapport à celui de la nappe captive (cas de la fig(III.5)), la nappe libre alimente la nappe captive, ce phénomène est appelé drainance et la nappe devient semi-captive.

L'alimentation de cette dernière peut être grande, tout dépend de la surface de contact.

La quantité drainée (ou de drainance) à travers la formation semi-perméable est donnée par :  $k'(H-h)/b'$  où  $k'$  et  $b'$

sont respectivement la conductivité hydraulique et l'épaisseur de la couche semi-perméable ;  $H$  et  $h$  sont les niveaux piézométriques de la nappe libre et nappe captive respectivement.

L'équation différentielle générale d'une nappe semi-captive, est :

$$\Delta^2 s - \frac{s}{\beta^2} = \frac{s}{T^2} \frac{\partial s}{\partial T} \quad (\text{III.I.62})$$

où  $s = H - h$  et  $\beta$  : facteur de drainance.

$$\beta = \sqrt{\frac{k \cdot b \cdot b'}{k'}} \quad (\text{III.I.63})$$

Hantush et Jacob donnent une solution à l'équation (III.I.62) sous

la forme suivante :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} w(u, z/\beta) \quad (\text{III.I.64})$$

$$\text{où } w(u, z/\beta) = \int_u^\infty \frac{1}{u} e^{-u - (z^2/4\beta^2 u)} du.$$

$w(u, z/\beta)$  est appelé fonction de l'ouvrage

Pour  $\beta \rightarrow \infty$ , la drainance tend vers zéro, l'équation (III.I.62) se réduit à l'équation de Theis.

### III.1.8. Forage à proximité d'une limite hydrogéologique:

L'influence des limites hydrogéologiques sur le pompage peut être évaluée par la théorie d'image de forage.

Selon cette théorie, l'effet d'une limite imperméable ou l'effet d'une source d'alimentation sur le rabattement dans les piezomètres dû au pompage dans un forage peut être déterminé par une superposition de l'effet d'un forage imaginaire (identique et à la même distance de la limite. On rencontre deux types de limites: limite imperméable (ou limite négative), et limite avec une source d'alimentation (limite positive) (Rivière, canaux, retenus d'eau... etc).

#### 8.1. Limite imperméable:

Considérons un forage en pompage à proximité d'une limite imperméable. Un forage imaginaire (image) sera supposé de l'autre côté de la limite, dans les mêmes conditions.

En un point sur la limite, les vitesses radiales vers le forage seront égales, et cela à cause de la même distance de part et d'autre.

Donc la résultante perpendiculaire à la limite sera nulle.

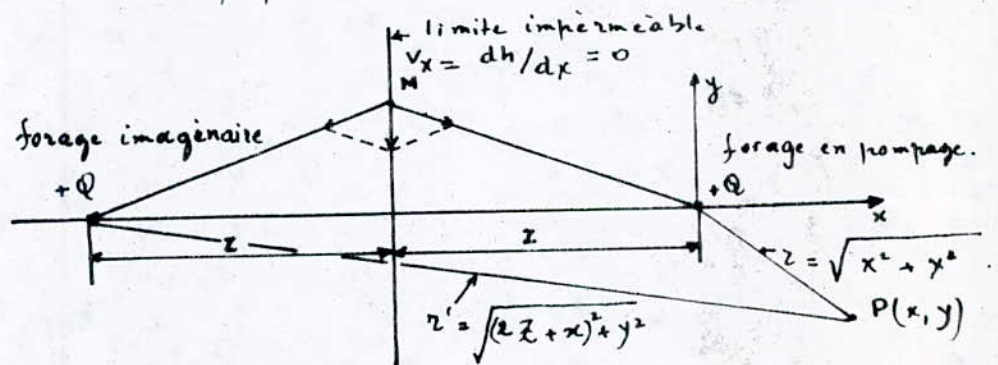


fig. (III.6). Forage à proximité d'une limite imperméable

Le rabattement en un point P peut être obtenu par la superposition du rabattement dû au pompage du forage et de son image.

Donc d'après l'équation de Theis (III.1.46) le rabattement est:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} w(u) + \frac{Q}{4\pi T} w(u') \quad (\text{III.I.65})$$

où  $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$  et  $u' = \frac{r'^2 S}{4Tt}$ , et S le rabattement

en un point donné P après un temps de pompage quelconque.

On peut dériver les expressions similaires pour un cas permanent utilisant l'équation de Thiem. (La maille d'écoulement autour d'un forage en pompage à proximité d'une limite imperméable, est tracée sur la figure (III.8))

### 8.2. La limite d'une alimentation:

On peut analyser aussi les limites d'une alimentation;

On affecte au forage imaginaire un signe opposé (négatif),

mais avec les mêmes grandeurs. fig. (III.7). La vitesse au point

M situé sur la limite est perpendiculaire à cette dernière satisfaisant

la condition d'une ligne équipotentielle, et on peut superposer

les rabattements de chacun de ces deux forages.

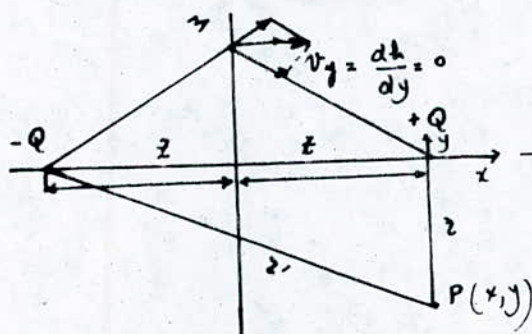


fig. (III.7)

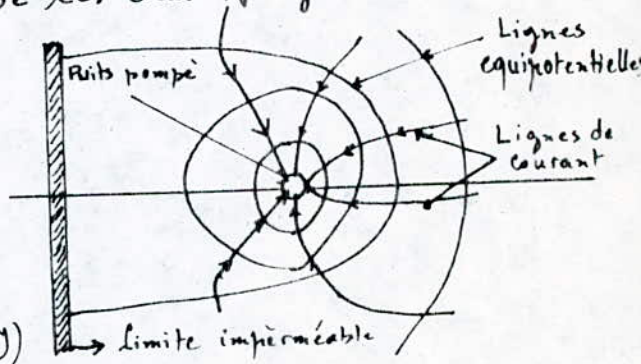


fig. (III.8)



Le rabattement en un point P sera donné par :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} (w(u) - w(u'))$$

Flantush a donné une solution  $M(u, \beta)$  pour la fonction  $[w(u) - w(u')]$ .

où :  $u = \frac{\alpha}{t}$  et  $\alpha = \frac{r^2 S}{4T}$  ,  $u' = \beta^2 u$  et  $\beta = \frac{r'}{r}$ .

Après l'établissement complet de l'écoulement, les expressions  $w(u)$  et  $w(u')$  peuvent être remplacées par leurs équivalentes logarithmiques de JACOB.

$$s = \frac{2,3 Q}{4\pi T} \left[ \log \frac{2,25 T t}{r^2 S} - \log \frac{2,25 T t}{r'^2 S} \right] = \frac{2,3 Q}{2\pi T} \log \frac{r'}{r} \quad (\text{III. I. 68})$$

C'est l'équation de l'écoulement permanent à un point P

La maille généralisée de l'écoulement autour d'un forage en pompage à proximité d'une limite positive est donnée dans la fig (III. 9)

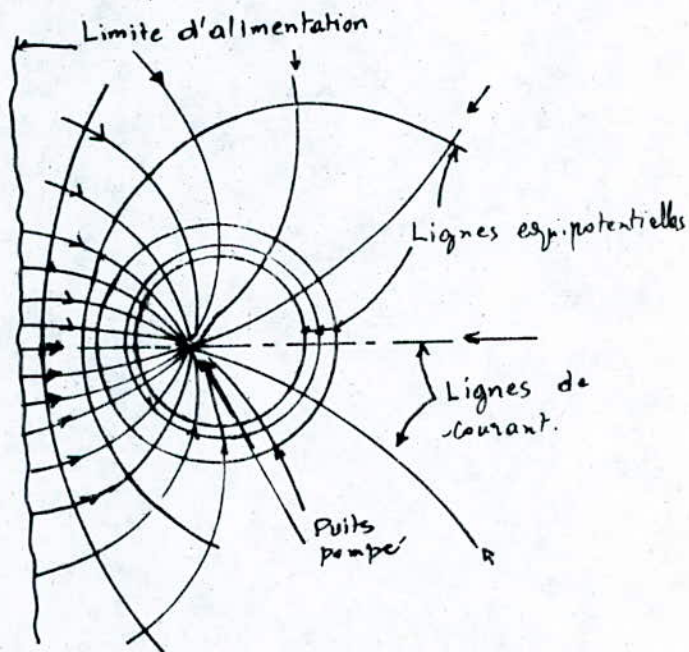


fig. (III. 9)

8.2.1. La distance efficace d'une limite d'alimentation:

La distance, entre le forage imaginaire et le forage en pompage, est supposée  $2z$  voir fig(III.7), et la limite hydraulique, c'est à dire la ligne d'alimentation efficace passe par le milieu du forage en pompage et imaginaire. Il a été remarqué que cette ligne coïncide rarement avec les rives d'une rivière ou du canal, peut être à cause de la pente des rives, ou de la résistance d'entrée au niveau de la limite.

La distance efficace d'une limite d'alimentation peut être évaluée par la loi du temps, qui pose comme principe que pour une nappe, le temps pour un rabattement égal varie proportionnellement aux carrés des distances entre les piezomètres et le forage en question.

On exprime cette loi mathématiquement par:

$$\frac{t_1}{z_1^2} = \frac{t_2}{z_2^2} = \dots = \frac{t_n}{z_n^2} \quad (\text{III.I.66})$$

Le temps de rabattement dans un piezomètre dû au pompage à une distance, est connu, et le temps de deviation de la courbe temps-rabattement causé par l'effet du forage imaginaire, est aussi connu, il est donc possible de déterminer la distance entre le piezomètre et le forage imaginaire par la formule:

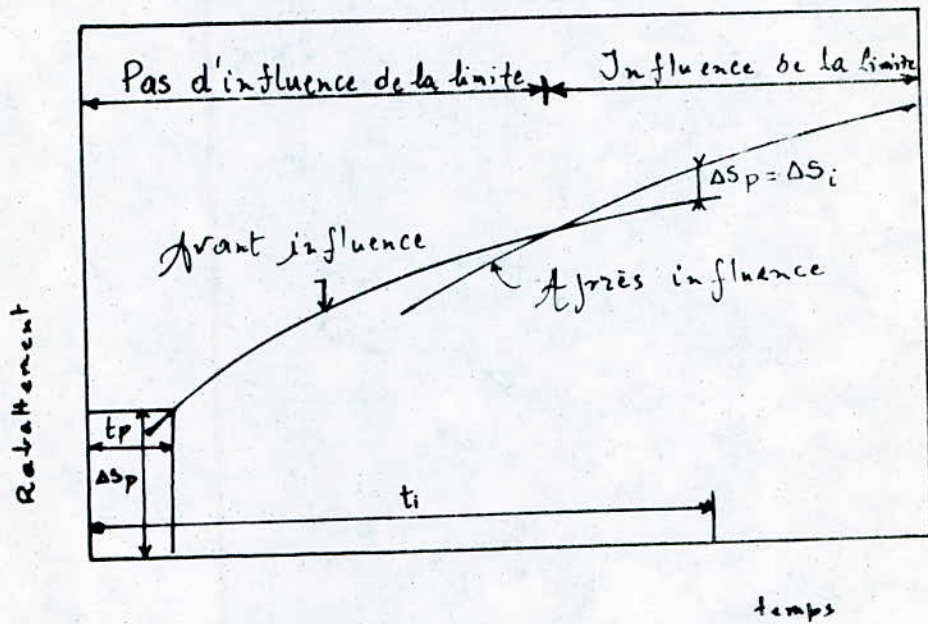
$$z_i = z_p \sqrt{\frac{t_i}{t_p}} \quad (\text{III.I.67}) \text{ où } z_i: \text{ distance entre le piezomètre et le forage imaginaire.}$$

$z_p$ : distance entre le piezomètre et le forage en pompage.

$t_p$ : temps après le commencement du pompage, avant l'influence de la limite sur la courbe rabattement - temps pour un rabattement observé.

$t_i$ : temps après le commencement du pompage et après l'influence de la limite sur la courbe temps - rabattement (Après la déviation de la courbe), sous l'influence du forage imaginaire pour un rabattement observé.

L'application de cette formule est explicitée par la figure de dessous.



### III.I.9. Évaluation de la réserve en eau souterraine:

Catégories de réserves en eau souterraine:

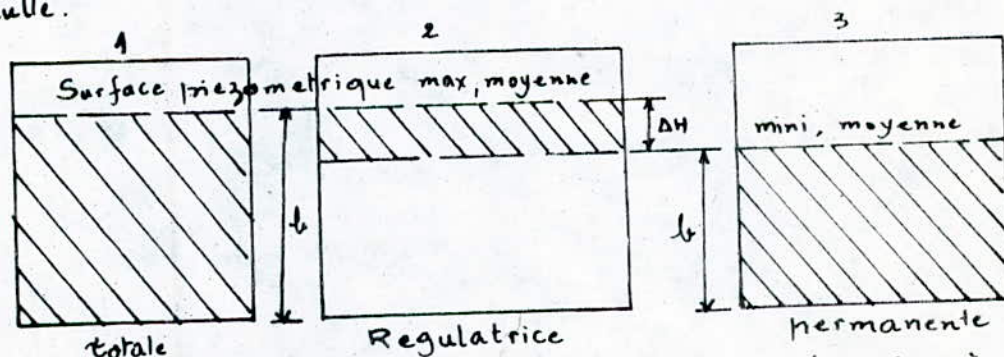
La catégorie de réserve en eau souterraine, est définie par le volume d'eau gravitaire stocké, à une date donnée, ou de préférence au cours d'une durée moyenne, dans une tranche d'aquifère délimitée.

Quatre catégories sont définies: réserve totale, réserve régulatrice, réserve permanente et réserve en eau souterraine exploitable.

#### 9.1. Réserve totale de l'aquifère:

c'est la quantité d'eau gravitaire,  $w_T$ , contenue dans le volume d'aquifère délimité dans tous les cas à la base par le substratum.

La limite supérieure, est le toit imperméable pour l'aquifère à nappe captive et la surface piézométrique maximale moyenne pour celui à nappe libre (fig III.10). La réserve totale moyenne,  $w_M$ , parfois utilisée, est limitée au sommet par la surface piézométrique moyenne annuelle.



fig(III.10) Catégories de réserves de l'aquifère à nappe libre.

#### 9.2. Réserves régulatrices des aquifères à nappe libre:

c'est le volume d'eau gravitaire,  $w_R$ , contenu dans la zone

de fluctuation de la surface piézométrique d'un aquifère à nappe libre. Elle est calculée par référence à une période définie (hauteur de fluctuation annuelle ou moyenne annuelle) (fig III.102). Elle peut être comparée, mais ne doit être assimilée au débit de l'écoulement souterrain,  $Q_w$ , pour la même période de référence. Elle ne doit pas être confondue avec la différence de réserve,  $\Delta W$ , solde du bilan.

9.3. Réserve permanente des aquifères:

C'est la part,  $W_p$ , de la réserve totale non renouvelée. Pour l'aquifère à nappe libre elle est limitée, au sommet, par la surface piézométrique minimale moyenne (fig III.103). Pratiquement dans les aquifères à nappe captive, réserves totales et réserve permanente ont des valeurs identiques.

9.4. Méthode d'évaluation de la réserve en eau souterraine:

La réserve en eau souterraine,  $W$ , est évaluée par le traitement d'un couple de données:

- le volume,  $V$ , de la tranche d'aquifère considérée (réservoir naturel);
- la porosité efficace des aquifères à nappe libre  $n_e$  ou le coefficient d'emménagement des aquifères à nappe captive,  $S$ :

$$W = V \cdot n_e \quad (\text{III.I.69})$$

$$W = V \cdot S \quad (\text{III.I.69}')$$

Parfois il est calculé avec l'épaisseur moyenne,  $b_m$ , de la tranche d'aquifère:

$$W = b_m \cdot A \cdot n_e \quad (\text{III.I.70})$$

On peut avoir l'un des cas suivants pour des observations en un seul point :

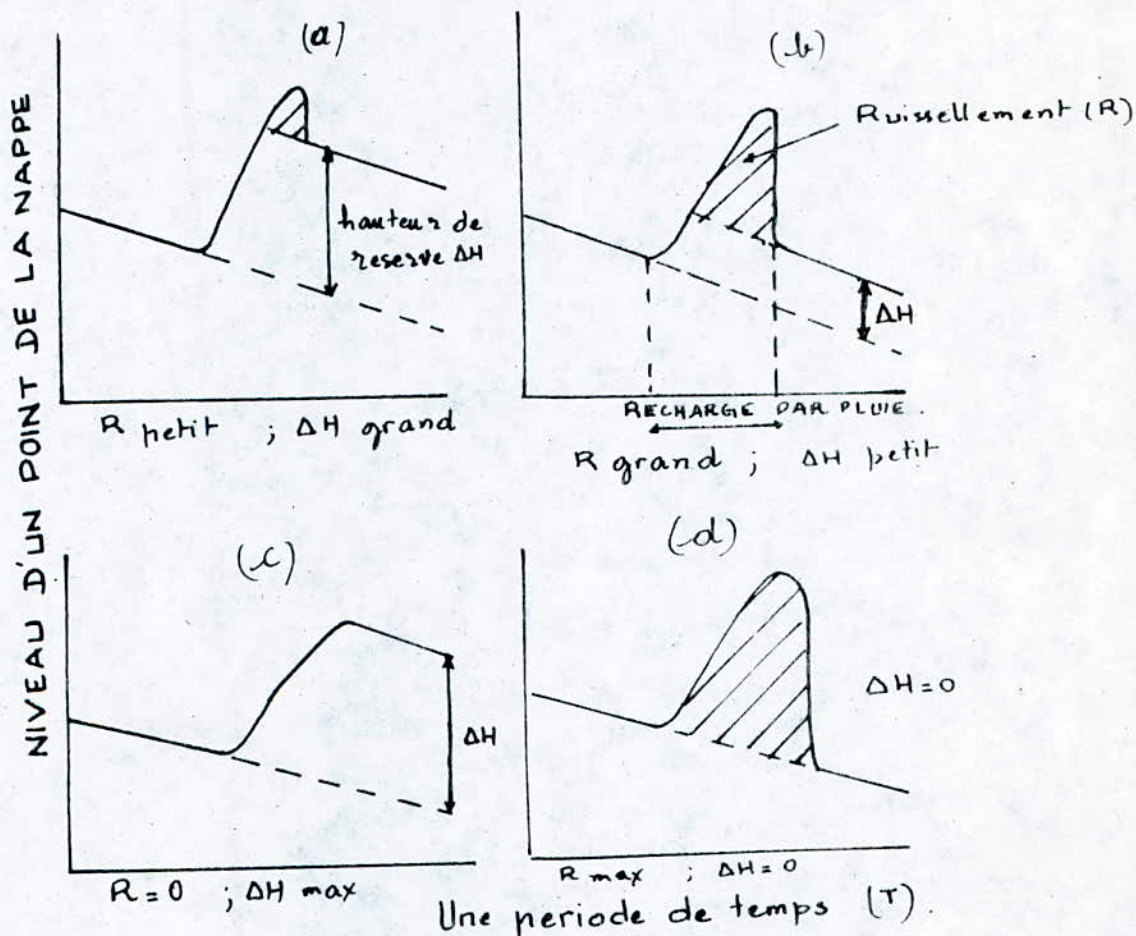
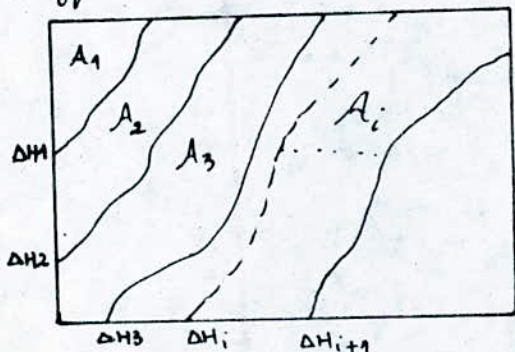


fig (III.11)

On évaluera en pratique la réserve par la méthode de polygone de Theissen



$$w_1 = \left( \frac{\Delta H_1 + \Delta H_2}{2} \right) \cdot A_1 \cdot n_e$$

$$w_2 = \left( \frac{\Delta H_2 + \Delta H_3}{2} \right) \cdot A_2 \cdot n_e$$

$$w_3 = \left( \frac{\Delta H_3 + \Delta H_4}{2} \right) \cdot A_3 \cdot n_e$$

$$\vdots$$

$$w_i = \left( \frac{\Delta H_{i+1} + \Delta H_i}{2} \right) \cdot A_i \cdot n_e$$

$$W = n_e \left[ \sum_i^N A_i \left( \frac{\Delta H_{i+1} + \Delta H_i}{2} \right) \right]$$

Charitre II

Etudes  
experimentales.

### III.1.1. Calcul de la perméabilité:

À l'aide du contrôle principal ajustable de la hauteur de saturation, on fixe une hauteur, l'autre près de la décharge doit être relevé aussi pour ne pas perdre le débit passant à travers le sable. ( en aval de l'appareil)

On fait démarrer la pompe, on ouvre la vanne d'entrée de l'eau à l'extrémité lointaine de la décharge.

Après la stabilisation des niveaux d'eau dans les piézomètres on relève  $Q$  le débit donné par le canal de mesure et les hauteurs dans les manomètres.

Valeurs relevées des piézomètres:

N° du Piézomètre	$h$ (mm)
1	87
2	40
3	50
4	56
5	62
6	67
7	71
8	74
9	76
10	86
11	90
12	92
13	100
14	107
15	107

Dans les piézomètres 10, 11, 12, 13, 14, 15, on a la même valeur

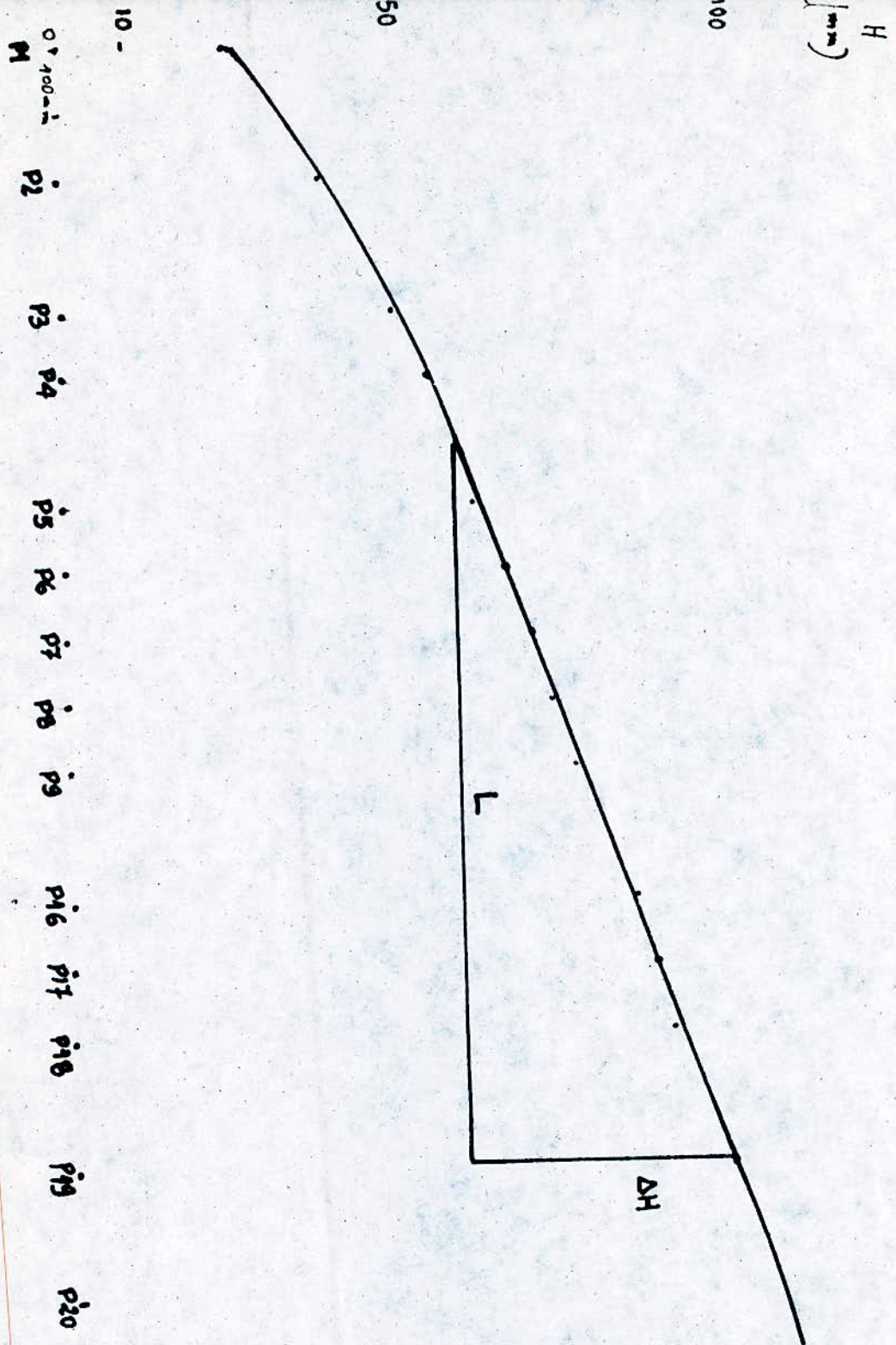
$h = 106$  mm, donc les lignes de courant dans le sens de

la largeur sont horizontales

le débit  $Q = 0,061$  L/s.



Fig. (III.11) Gradient hydraulique.



On trace  $H = f(r)$  fig (III.1).

Sur ce graphique, on mesure les paramètres intervenant dans la formule (III.1.1°)

$$\Delta H = 40 \text{ mm} ; L = 1 \text{ m} ; b_1 = 100 \text{ mm} ; b_2 = 60 \text{ mm}$$

$$\Delta x = 109 \text{ mm}$$

$$K = \frac{2 \cdot 0,061 \cdot 10^{-3} \cdot 109 \cdot 10^{-3}}{40 \cdot 10^{-3} \cdot (160 \cdot 10^{-3})} = 2,078 \cdot 10^{-3} \text{ m/s} = 2,1 \text{ m/s}$$

### III. II. 2. Calcul de la porosité effective:

On donne à la nappe libre une certaine hauteur par les vannes extrêmes, puis on pompe d'un des 2 puits, un débit, pendant un temps. A cet instant on relève les hauteurs des piezomètres en même temps.

On a relevé les hauteurs des piezomètres suivants:

Piezomètre	6	7	8	9	16	17	18	19
h (mm)	107	104	101	95	96	102	105	108
S (m)	6	9	12	18	17	11	8	5

H avant pompage = 112

Le débit du puits  $Q_0 = 0,029 \text{ L/s}$

temps de pompage  $t = 30 \text{ s}$

$R = 800 \text{ mm}$  d'après la fig (II.1.2)

46 6210

K-E SEMI-LOGARITHMIC 5 CYCLES X 10 DIVISIONS  
KEUFFEL & ESSER CO. MADE IN U.S.A.

R = 800 mm

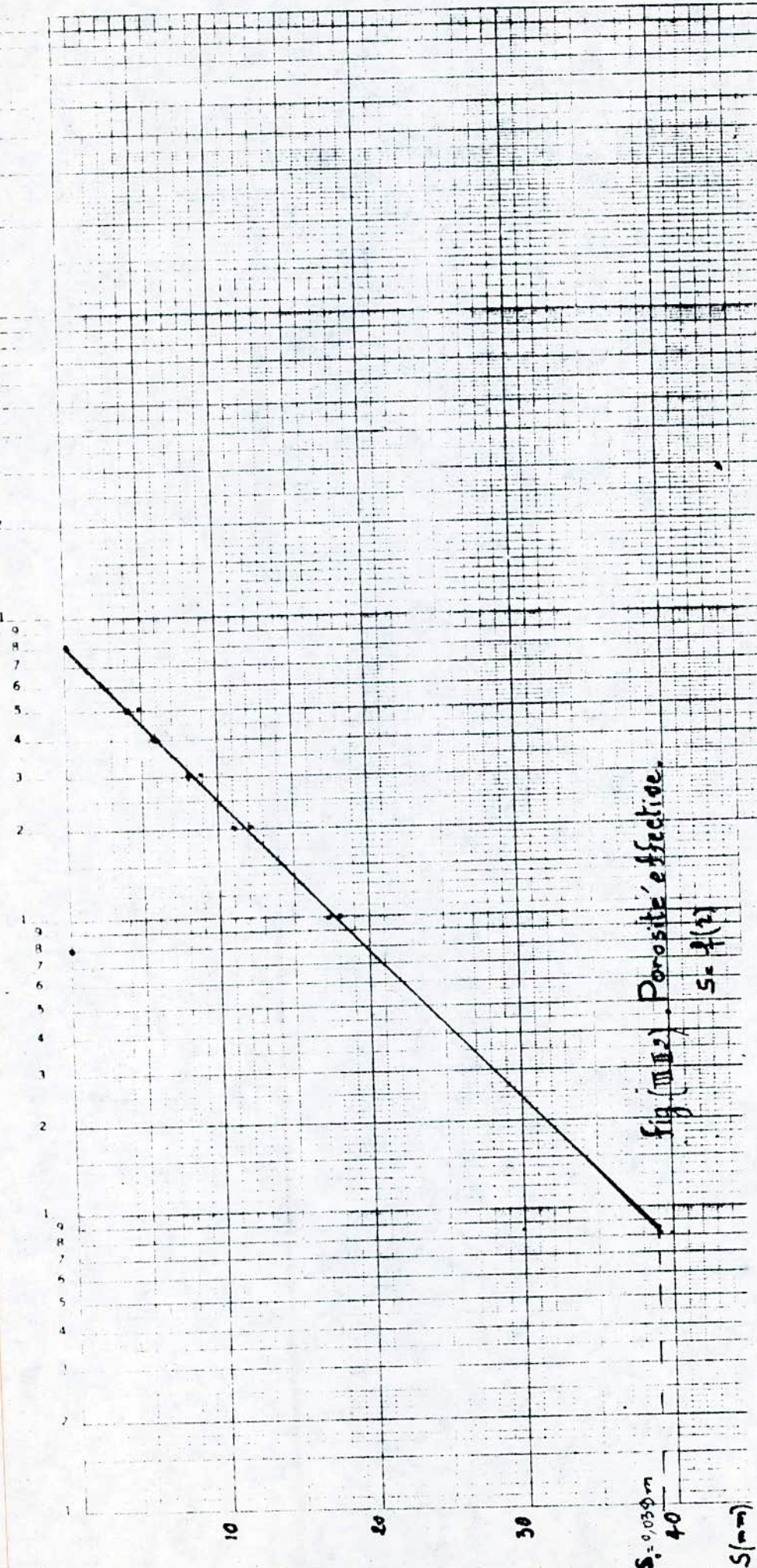


fig. (III 2) Porosite effective.

S = f(2)

S = 0.039 m

40

S (mm)

150

$H$  (mm)

Fig. (III 23). Pression effective. (Gonc de depression)  
 $H = 512$

$H = 143$  mm

$\Delta H = 0,002$  m

100

50

100

6

7

8

9

Puis A

16

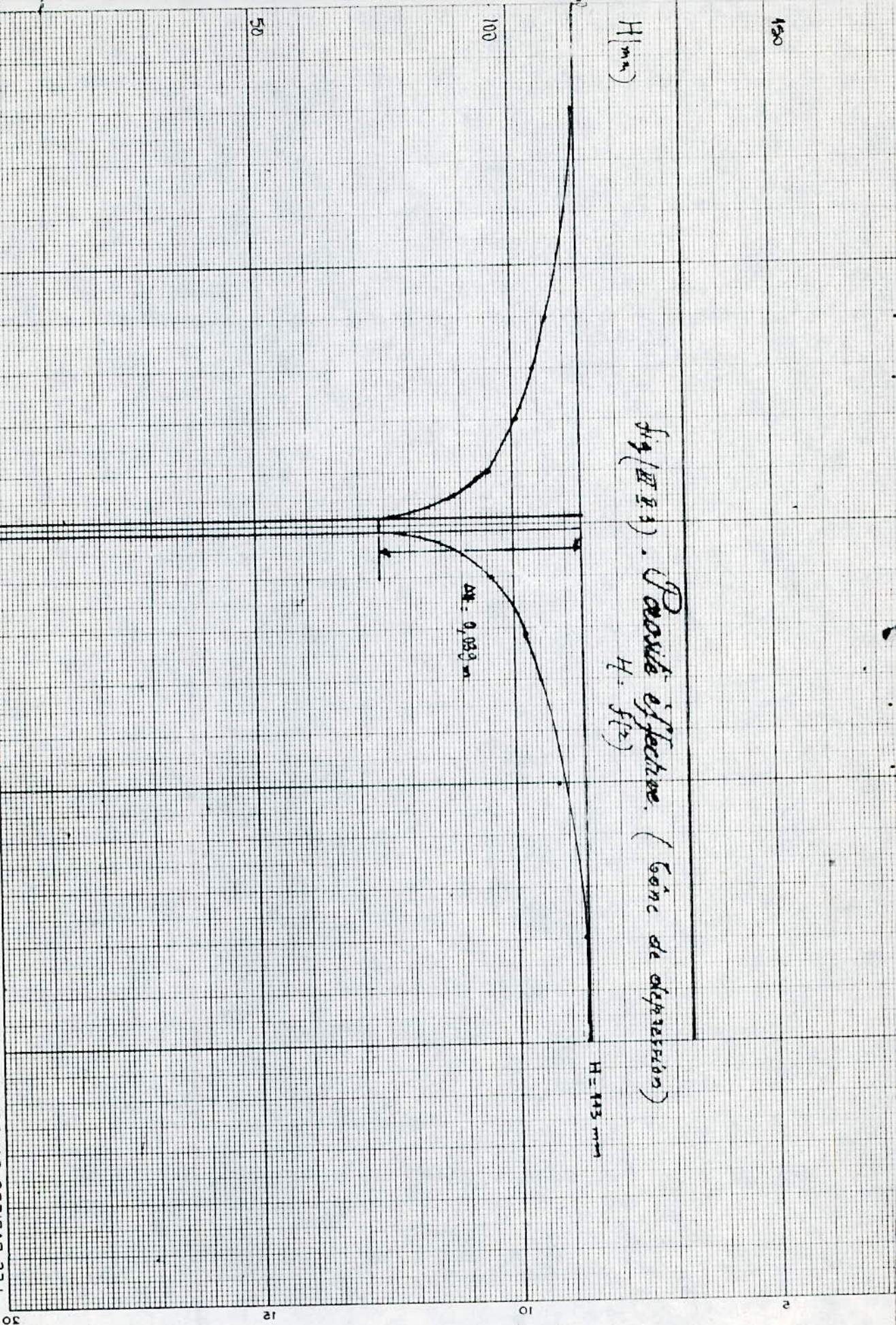
17

18

19

$z$  (m)

90817 NO21002 0210202 0210202 0210202 0210202



Volume évacué calculé par la formule (III.15A)

$$V_e = 0,029 \cdot 30 = 0,87 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

Volume total donné par l'équation (III.5.B) et  $S_0 = 0,039$  tiré du graphe (III.13)

$$V_t = \frac{1}{3} \pi \cdot 0,039 \cdot 0,8^2 = 2,64 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

La porosité sera d'après la formule (III.5)

$$n_e = \frac{0,87 \cdot 10^3}{2,64 \cdot 10^3} = 0,33 \quad \Rightarrow \quad n_e = 33 \%$$

### III.2.3 Écoulement d'eau entre deux canaux avec précipitation:

On forme les deux canaux en creusant deux fossés à travers le bassin, un près de chaque extrémité du bassin.

Le sable retiré construira le terrain entre les canaux.

On ouvre la vanne de précipitation jusqu'à ce qu'une valeur correcte de la hauteur d'élevation soit produite.

#### Calculs:

On établira l'équation de la surface piézométrique de la recharge en appliquant l'équation (III.3.9) avec les données suivantes:

$$w = 9,3 \text{ L/mn.}$$

$$l = 1500 \text{ mm}$$

$$h_1 = 107 \text{ mm.}$$

$$h_2 = 146 \text{ mm.}$$

$$h = \sqrt{\frac{9,3 \cdot 10^3}{2,1 \cdot 60 \cdot 2} x^2 + \left( \frac{0,146^2}{1,5} - \frac{0,107^2}{1,5} + \frac{9,3 \cdot 10^3 \cdot 1,9}{2,1 \cdot 60 \cdot 2} \right) x + 0,107^2}$$

$$h = \sqrt{-0,366 x^2 + 0,061 x + 0,107^2}$$

On calcule  $h$  théoriquement et on les compare avec les  $h$  lus sur les manomètres.

On aura le tableau suivant:

Piézomètre	$x$ (mm)	$h$ (mm) reelle	$h$ (mm) calculée
2	0	107	107
3	200	155	149
4	300	170	163
5	500	190	182
6	600	195	187
7	700	196	191
8	800	198	192
9	900	197	193
16	1100	192	186
17	1200	187	180
18	1300	180	172
19	1500	146	146

D'après la figure (III.11.4) on remarque que :

- L'approche de la courbe théorique par celle obtenue par l'expérience est bonne près des canaux et la différence s'accroît de plus en plus jusqu'à la ligne de partage des eaux.

Ecoulement d'eau entre deux canaux  
 avec précipitation.

$h = f(x)$   
 fig. (III.4).

Courbe théorique  
 Courbe expérimentale

$h$  (mm)

100

100

50

P19

P18

P16

P17

P8

P9

P8

P7

P6

P5

P4

P3

P2

$h_2 = 146$

$h_1 = 104$

X=0

X=100

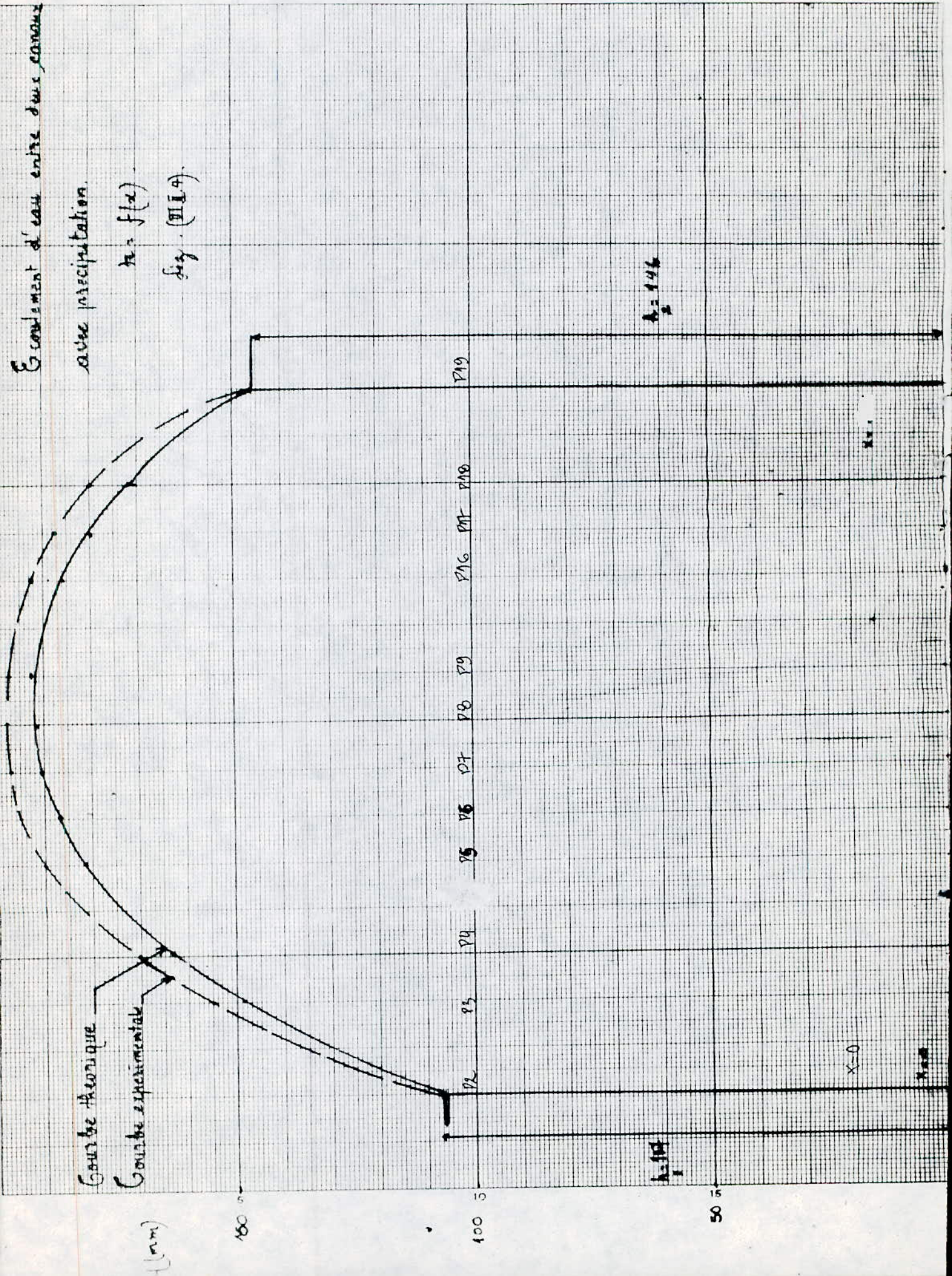
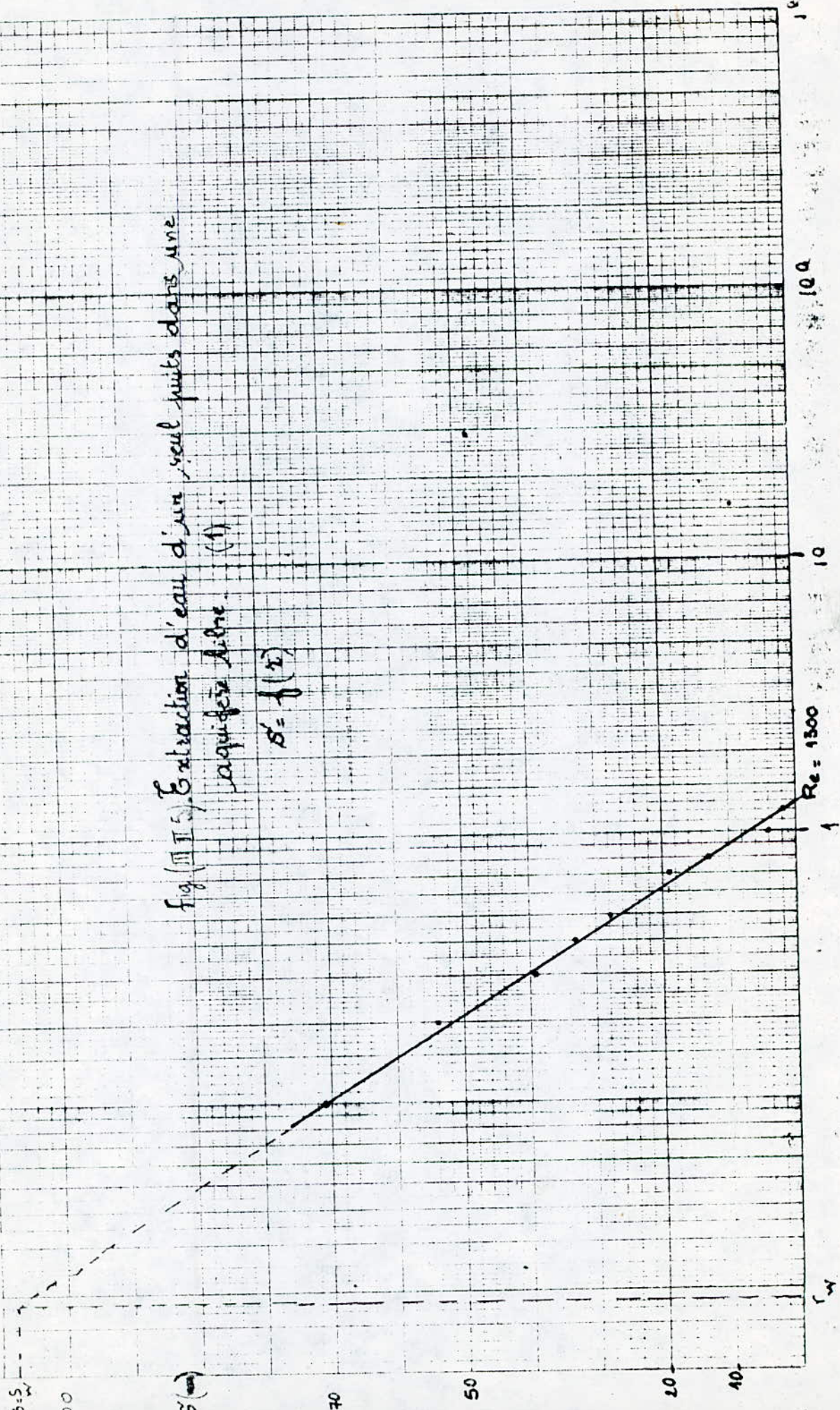




Fig. (III 5). Extraction d'eau d'un seul puits dans une  
 saquifère libre. (1)

$$s = f(r)$$



### III.4. Cône de depression pour un seul puits dans une nappe libre:

Dans cette experience aucun accessoire n'est placé, on aménage seulement une surface de sable horizontale autour du puits du centre.

On ouvre les 2 vannes des extremités, jusqu'a ce que la hauteur de la nappe  $H$  soit formée et à partir des lectures des manometres on relève  $S$ .

Comme dans les autres experiences des puits,  $Q_0$  le debit de celui-ci doit être mesuré.

#### Calculs:

on fera deux experiences et on verra pourquoi.

A chaque fois on tire le rayon d'action  $R$  en traçant la courbe  $S = \log r$  (sur papier semi-logarithmique)

4.1. 1<sup>ere</sup> experience: Grand debit de pompage.

$$H = 148 \text{ mm}$$

$$R = 1300 \text{ mm de la fig. (III.II.5)}$$

$$Q_0 = 0,046 \text{ L/s}$$

$$K = 2,1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

d'après l'equation (III.I.36) et en substituant les valeurs précédentes on aura:

$$h^2 = 0,148^2 - 0,007 \ln \frac{1300}{r}$$

Ji on veut calculer  $h$  au niveau du puits par la formule (III.I.37)

$$h_0^2 = 0,148^2 - 0,007 \ln \frac{1300}{7,5}$$

On voit que :  $h_0^2 = 0,0299 - 0,035 < 0$ , réellement  $h_0 = H - 18 = 30 \text{ mm}$  de la figure (II.I.5)

Donc les formules de Babitt et CALDWELL et celle de Boulton ne sont plus applicables.

car pour la formule de Boulton  $h_0$  n'est pas défini,

pour la formule de CALDWELL  $\frac{R}{H} = 8,78$  hors de l'intervalle

$$3,1 \div 6,45.$$

#### 4.2.2<sup>ème</sup> expérience :

On réalise une expérience de telle façon que les conditions de CALDWELL et BOULTON se vérifient, en jouant sur le débit et  $H$  avant le pompage.

$$H = 140 \text{ mm}$$

$$R = 850 \text{ mm de la fig. (III.II.6)}$$

$$Q_0 = 0,02 \text{ L/s.}$$

de l'équation (II.I.36) on aura  $H_{\text{puits}}$  :

$$h^2 = 0,14^2 - 0,003 \ln \frac{850}{2}$$

calcul de  $h$  Babitt et caldwell :

Les conditions sont vérifiées,  $\frac{R}{H} < 0,07 \div 1$  et  $\frac{R}{H} = 6,07 < 3,1 \div 6,46$ .

$$\text{l'équation (II.I.38) donne : } h = 0,14 - \frac{2,3 \cdot 0,003}{0,14} \log \left( \frac{850}{0,140} \right) C_x$$

$$h_0 = 0,14 - 0,089 C_x.$$

de l'équation (II.I.39) on a :

$$C_x = 0,3 \log \frac{850}{2}.$$

On dresse le tableau donnant  $C_x$  :

R = 500 mm

R = 850 mm

R = 1000 mm

Pompage d'un puits dans une île

Pompage d'un puits seul (d = 100 m)

fig. (III V 6)

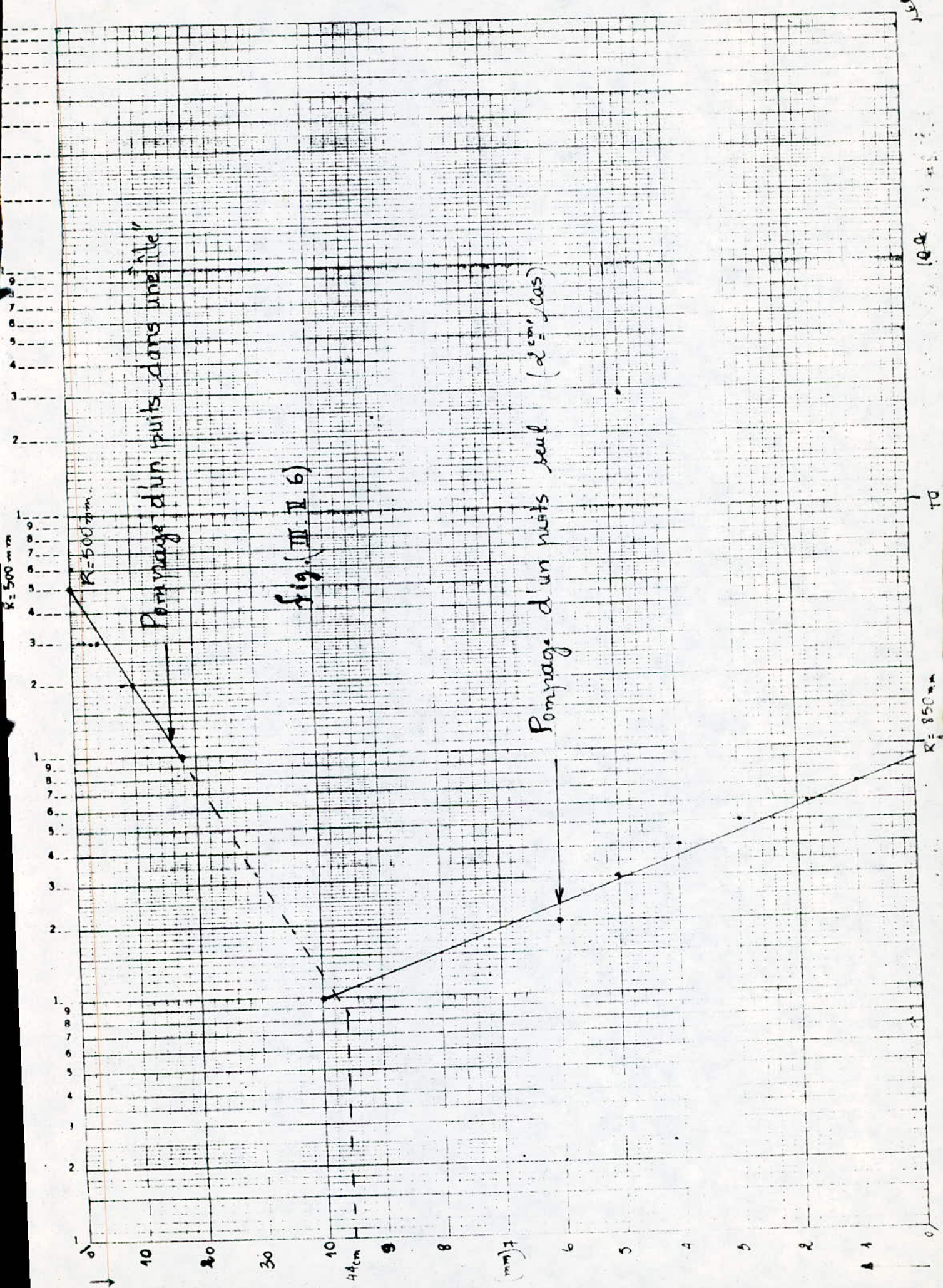


Tableau 1:

N° du Piégonètre	Z (mm)	H <sub>cellule</sub> (mm)	S (mm)	H <sub>calculé</sub> (mm)
1	1200	146	2	146
2	1000	144	4	142
3	800	138	13	136
4	700	135	19	133
5	500	132	27	119
6	400	115	33	111
7	300	110	39	108
8	300	99	54	97
9	100	77	71	63
10	300	111	37	108
11	200	100	48	97
12	100	77	71	63
13	100	81	57	63
14	200	99	49	97
15	300	109	39	108
16	100	81	67	63
17	200	98	51	97
18	300	111	37	108
19	500	129	19	119
20	700	145	3	133

Cône de dépression pour une aquifère libre (2)

$h$  (mm)

150

100

50

P1

P2

P3

P4

P5

P6

P7

P8

P9

P10

P11

P12

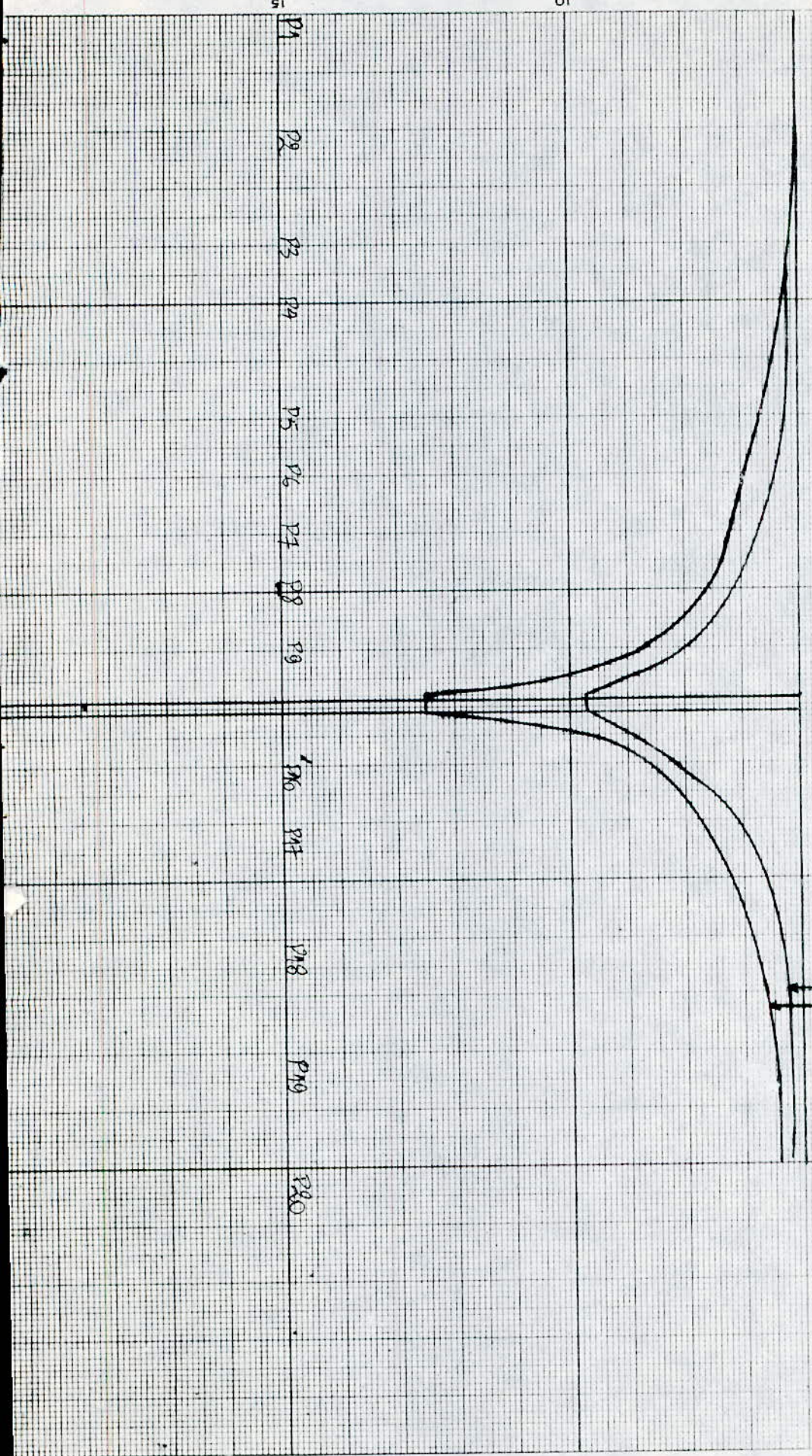
P13

P14

P15

P16

Cône de dépression nat.  
Cône de dépression d'aquif. Dupuit



$z(m)$	1200	1000	800	700	600	500	400	300	200
$C_x$	-	-	0,008	0,02	0,07	0,1	0,14	0,19	0,20

Maintenant  $h_{B.C}$  ( $h_{\text{Boulton, Carowell}}$ ) peut être calculée.

Correction de Boulton:

Vérification de la condition  $\frac{r_0}{H}$ :

$$\frac{r_0}{H} = \frac{8,5}{140} = 0,061 < 0,1 \text{ donc Condition Vérifiée.}$$

Calcul de  $h_0$  par l'équation (III.I.37)

$$h_0 = 0,14^2 - \frac{0,02}{\pi \cdot 21} \ln \frac{850}{75} = 75 \text{ mm}$$

du graphique  $S = \log_2(\text{fig})$ ,  $h_0 = 140 - 37 = 103 \text{ mm}$ .

Calcul de  $h_s$  par l'équation (III.I.40)

$$h_s = 0,14 - 0,075 - \frac{3,75 \cdot 0,02}{20 \cdot 2,1 \cdot 0,14} = 24 \text{ mm}$$

donc on relève  $h_0$  de 24 mm ce qui donne:  $h_0 = 99 \text{ mm}$ .

Calcul de  $h$  par la formule (III.I.41):

$$S_1 = \frac{0,02 [1 - \sqrt{1 - (r_x/850 - 1)^2}] \log(850/0,1 \cdot 140)}{0,14 \cdot 2,1 \cdot 2,39}$$

$$S_2 = 0,051 [1 - \sqrt{1 - (r_x/850 - 1)^2}]$$

D'après le Tableau (2) on remarque que les 3 méthodes donnent dans notre cas, les mêmes valeurs de  $h$  du cône de dépression.

On remarque aussi que les  $h_{\text{calculée}}$  et  $h_{\text{réelle}}$  concordent pour les piézomètres qui sont loin du puits.

Après la correction de  $h_0$  calculée, on constate qu'elle se rapproche beaucoup de  $h_0$  réelle.

Tableau récapitulatif de tous les résultats: (2)

N° du Piezomètre	H <sub>réelle</sub> (mm)	S (mm)	H <sub>Dupuit</sub> (mm)	H <sub>B.C</sub> (mm)	S <sub>r</sub> (mm)	H (mm)
1	140	0	140	140	0	140
2	140	0	140	140	0	140
3	139	1	139	139	0,1	139,9
4	138	2	138	138	1	139
5	136	4	134	134	4	136
6	133	7	131	131	8	132
7	140	10	128	128	12	128
8	125	15	123	123	18	122
9	119	21	114	115	27	113
10	137	3	128	128	12	128
11	127	13	123	123	18	122
12	120	20	114	114	27	113
13	121	19	114	114	27	113
14	127	18	123	123	18	122
15	139	11	128	128	12	128
16	121	19	114	114	27	113
17	127	13	123	123	18	122
18	131	9	128	128	12	128
19	135	5	134	134	4	136
20	137	3	138	138	1	139



### III.1.5. Cône de depression pour un système de deux puits :

Dans ce cas, on utilise un aquifère libre avec un débit d'entrée des deux vannes des extrémités du bassin.

Il est suggéré de travailler avec des petits débits d'extraction  $Q_0$ .

Fixer le débit voulu de chaque puits à tour de rôle, mesurez le rabattement produit dans chacun des cas par les manomètres des piezomètres.

Maintenant, établir le débit des deux puits combinés (les deux puits en même temps) et mesurez le résultat des rabattements de la nappe.

Pour cette expérience, le rabattement au niveau du puits ne doit pas dépasser les 25% de l'épaisseur saturée de la nappe avant l'extraction.

faire l'expérience pour une valeur assez grande du rabattement pour un grand débit d'extraction.

#### - Analyse et calculs :

##### 5.1. Grand débit de pompage.

Les deux vannes des puits, complètement ouvertes:

$$H = 143 \text{ mm} \\ \text{avant pompage}$$

$$Q_{0A} = 0,043 \text{ L/s} : \text{Débit du puits A.}$$

$$Q_{0B} = 0,040 \text{ L/s} : \text{Débit du puits B.}$$

$$Q_t = 0,0 \text{ L/s} : \text{Débit des 2 puits.}$$

$$R_A = 2000 \text{ mm} ; R_B = 1700 \text{ mm} \quad (\text{Voir fig (III.1.7).})$$

Par la formule (III.54) on a :

$$h = 0,143^2 - \left( \frac{0,043 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 2,1 \cdot 10^3} \ln \frac{2000}{2} + \frac{0,04 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 2,1 \cdot 10^3} \ln \frac{1700}{2} \right)$$

$$h = 0,143^2 - \left( 6,52 \cdot 10^{-3} \ln \frac{2000}{2} + 0,06 \cdot 10^{-3} \ln \frac{1700}{2} \right)$$

Tableau des resultats

Ni du Piezomètre	$z_A$ (mm)	$z_B$ (mm)	$S_A$ (mm)	$S_B$ (mm)	$h_A$ (mm) reelle	$h_B$ (mm) reelle	$h_T$ (mm) reelle	$H^2 - \frac{h^2}{T}$ cal	Signe H-T
1	1200	600	0	1	143	142	142	0,0063	+
2	1000	400	11	14	132	129	127	0,0133	+
3	800	200	14	36	129	107	112	0,019	+
4	700	100	20	56	123	87	82	0,024	-
5	500	100	28	61	115	82	70	0,0262	-
6	400	200	33	49	110	94	78	0,023	-
7	300	300	40	38	103	105	83	0,0229	-
8	200	400	52	33	91	110	70	0,0238	-
9	100	500	66	27	77	116	74	0,0269	-
16	100	700	62	21	81	122	81	0,0249	-
17	200	800	47	18	96	125	93	0,0196	+
18	300	900	35	14	108	129	105	0,0163	+
19	500	1100	18	8	125	135	123	0,0116	+
20	700	1300	1	1	142	142	142	0,0085	+

Le signe  $\ominus$  signifie que :  $H^2 - T < 0$  c'est à dire que  $\sqrt{T} > H$ ,  
ce qui est impossible.

Donc le principe de superposition n'est pas applicable.

Cônes de dépression pour un système de deux puits  
 Grands débits de pompage.

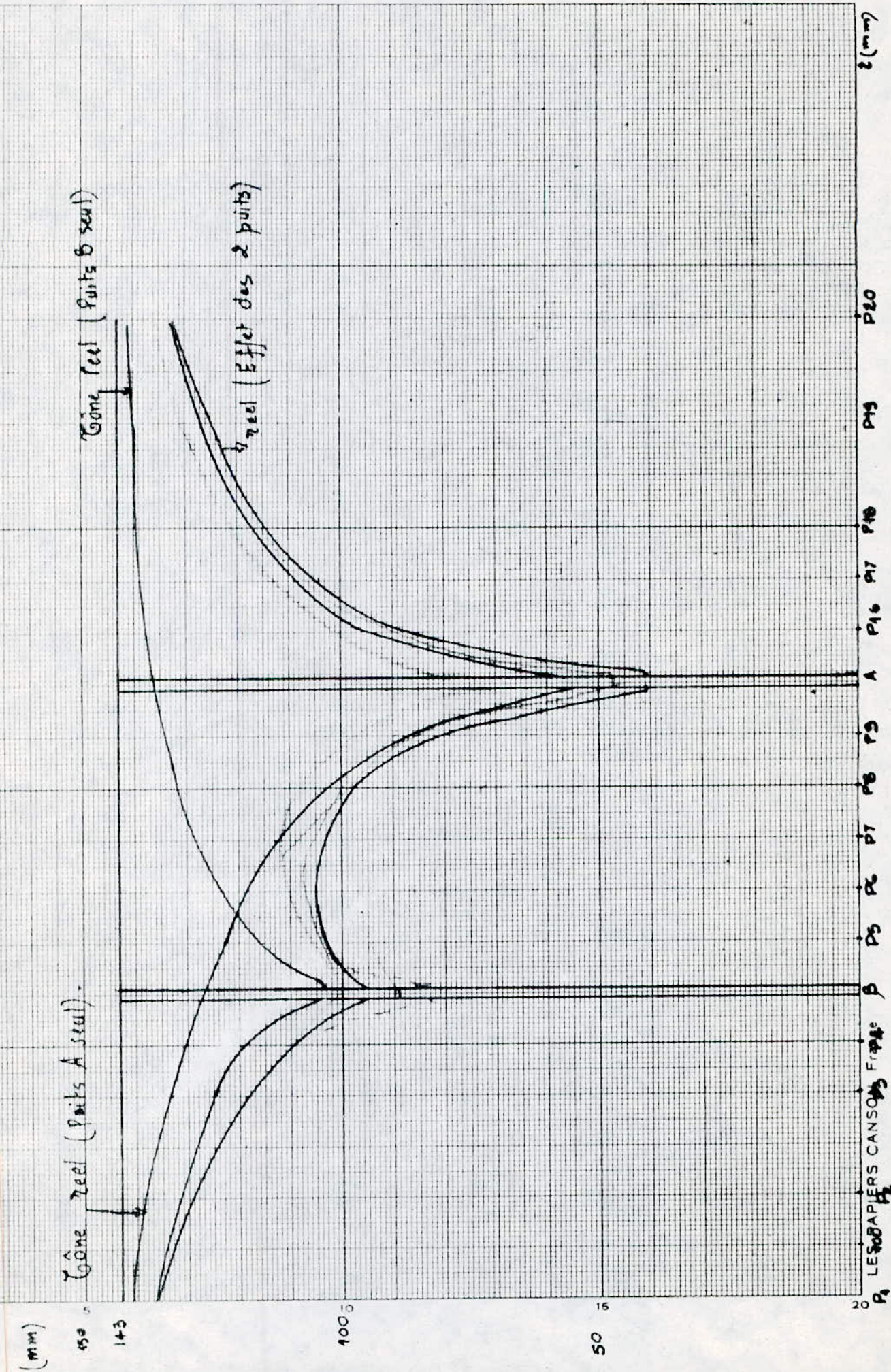




fig (III.17)

Pompage à partir de deux puits

$$S = f(r) \text{ pour le débit petit}$$

35 = 1.8

20 = 1.4

20

15

10

5

5.2. Débit de pompage très petit:

le rabattement doit être inférieur à 0,25 de la hauteur avant le pompage.

$H = 143 \text{ mm}$

$Q_{0A} = 0,040 \text{ L/s}$  ;  $R_A = 1200 \text{ mm}$ .  
 $Q_{0B} = 0,045 \text{ L/s}$  ;  $R_B = 1300 \text{ mm}$ .

} de la fig. (III. II. )

De la même façon que précédemment:

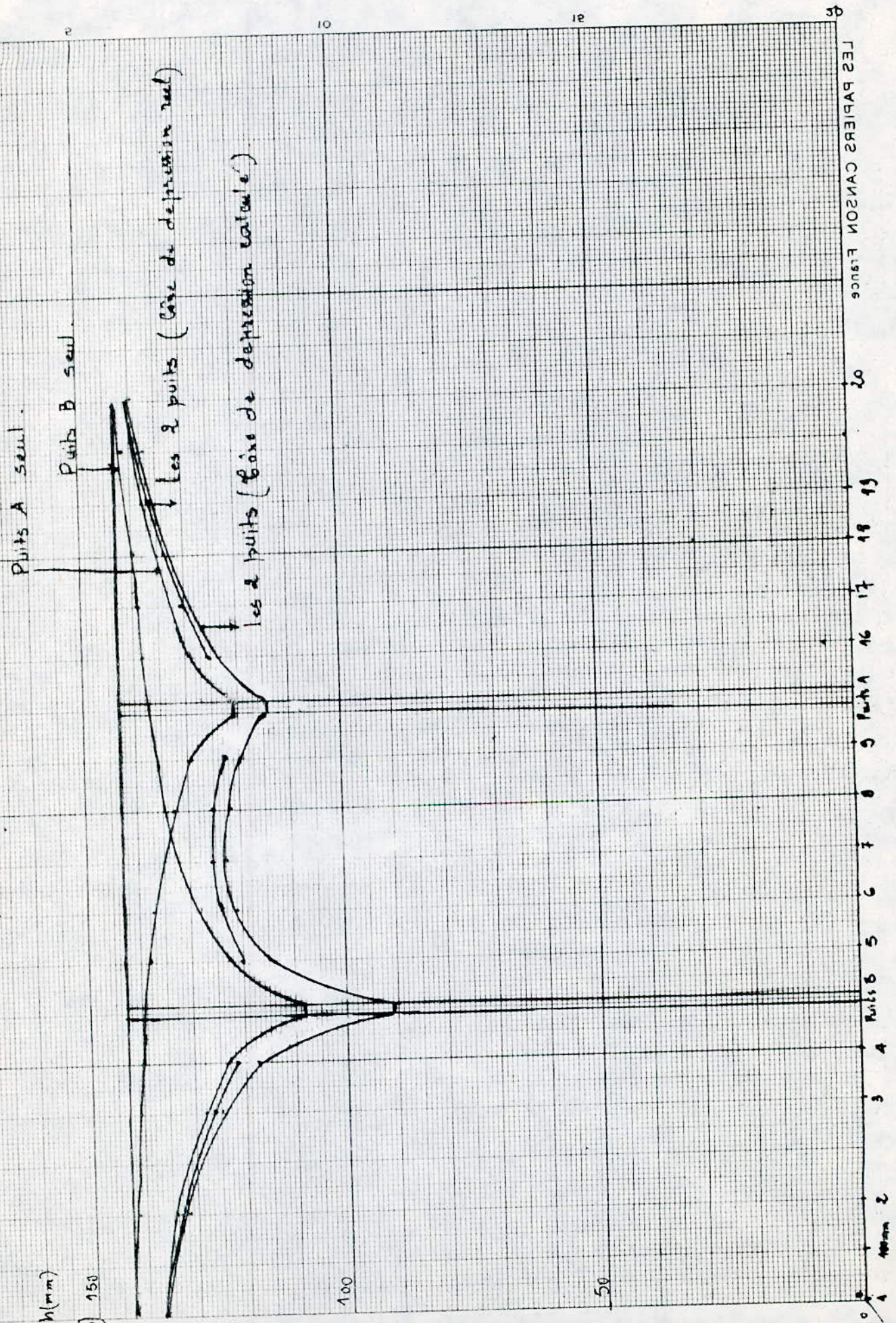
$h = 0,143^2 - (2,27 \cdot 10^3 \text{ Ln } \frac{1300}{r} + 1,152 \cdot 10^3 \text{ Ln } \frac{1200}{r})$

Tableau des résultats:

Ni du Pésomètre	$H_A$ (mm) réelle	$H_B$ (mm) réelle	$S_A$ (mm)	$S_B$ (mm)	$\sum h_i^2$ calculé	$h_t$ (mm) réelle	$h_t$ (mm) calculé
1	143	137	0	6	0,0018	137	137
2	142	134	1	9	0,0030	134	132
3	141	128	2	15	0,0048	126	125
4	140	122	3	21	0,0066	124	118
5	139	123	4	20	0,0071	120	115
6	138	128	5	15	0,0053	123	121
7	126	132	7	11	0,0054	125	123
8	124	134	9	9	0,0054	124	122
9	121	136	12	7	0,0044	123	120
16	119	138	24	5	0,0052	125	125
17	125	139	18	4	0,0038	130	129
18	129	140	14	3	0,0029	133	132
19	135	142	8	1	0,0017	138	137
20	138	149	5	0	0,0008	140	140

Pompage de deux puits

Pompage de 2 puits (Petit débit)



h (mm)

150

100

50

LES PAPIERS CANSON L'ESCALE

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

Puits A

Puits B

Puits A

Puits B

Puits A

Puits B

Calcul du rabattement au niveau du puits:

A partir de la formule (III.I.54) on a:

pour  $R = 1300$ , c'est à dire le rabattement au niveau du puits B:

$$h = 0,143^2 - \left( 2,27 \cdot 10^3 \cdot \ln \frac{1300}{8,5} + 1,152 \cdot 10^3 \cdot \ln \frac{1200}{600 \cdot 8,5} \right) = 91 \text{ mm}$$

Pour  $R = 1200$  mm, le rabattement au niveau du puits A

$$h_{0A} = 0,145^2 - \left( 2,27 \cdot 10^3 \cdot \ln \frac{1300}{600 \cdot 8,5} + 1,152 \cdot 10^3 \cdot \ln \frac{1200}{8,5} \right) = 114 \text{ mm}$$

Pour des petits débits de pompage, le principe de superposition s'applique et donne des résultats presque similaire au cas réel, sauf au voisinage du puits, parce qu'on ne peut pas déterminer le rabattement, car il y a un piézomètre à ce niveau.

### III.16. Précipitation sur une "île" circulaire avec un puits central:

L'accessoire (3) doit être placé sur le sable, concentrique avec le puits central. L'accessoire est poussé dans le sable jusqu'à ce que sa moitié seulement demeure visible, le volume interne doit maintenant être rempli de sable jusqu'au bord avec du sable excavé pour former un fossé juste à l'extérieur de l'accessoire (fig. III.1.8))

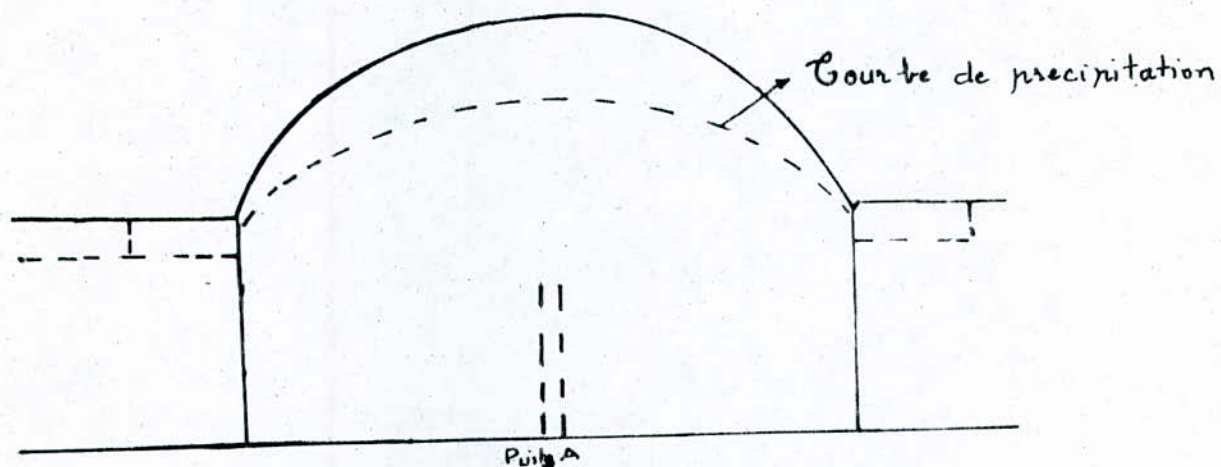


fig. (III.1.8)

le fossé doit être relié à un autre, droit, le long du bassin jusqu'à l'extrémité de la décharge, pour assurer un drainage route de l'eau entrant dans le fossé et aider à maintenir un niveau constant dans celui-ci.

la vanne de précipitation est maintenant ouverte, lorsque le niveau de la nappe se stabilise ou relevera les valeurs indiquées sur les manomètres, on remarquera que la surface de la nappe est semblable à celle schématisée dans la fig. (III.1.8).

le fossé rempli d'eau entourant "l'île" sert à empêcher l'altération de la nappe d'eau par les effets extérieurs.



Dans la seconde partie de l'expérience, la vanne de précipitation est fermée, et on tire l'eau à partir du puits central.

Une compensation d'eau doit être introduite avec la fourniture d'eau souterraine (vannes d'entrée) pour produire une élévation régulière afin obtenir toujours le même niveau de la nappe.

Cette décharge des puits doit être inférieure à la quantité de débit de la pluie de recharge tombant sur "l'île" centrale dans la 1<sup>ère</sup> partie de l'expérience, et la valeur correcte est trouvée seulement par erreur-essai.

Quand le profil de la nappe est obtenu, on ouvre encore la vanne de pluie par la position précédente et l'effet combiné de la recharge de surface et de l'extraction d'eau du puits central, déterminé. Le niveau de la nappe sous ces effets combinés doit atteindre une hauteur maximale pour quelques rayons inférieurs à celui de "l'île". Ce maximum marque la ligne de partage des eaux pour l'écoulement d'eau souterraine.

La pluie tombant dans ce rayon s'écoule vers le puits et vers l'extérieur, en direction de la mer.

### - Calculs et Comparaison:

On établira les équations de précipitation et de pompage avec précipitation et on comparera les courbes obtenues expérimentalement à celles qu'on trouvera par les formules proposées théoriquement.

$$W = 10 \text{ L/mn}$$

$$Q_0 = 0,03 \text{ L/s}$$

$$H = 153 \text{ mm}$$

6.1. Cône de dépression pour le pompage du puits:

Ce cône est donné par l'équation (III I.36).

En substituant les valeurs de H et  $Q_0$  dans cette équation on aura:

$$h_0^2 = 0,153^2 - \frac{0,03 \cdot 10^3}{\pi \cdot 2,1 \cdot 10^3} \ln \frac{500}{2} = 0,0234 - 0,0045 \ln \frac{500}{2}$$

6.2. Courbe de précipitation:

En remplaçant les données dans l'équation (III I.45) on aura:

$$h_1^2 = 0,153 + \frac{N}{2,21 \cdot 10^3} (0,25 - r^2) = 0,0234 + \frac{N}{4,2} \cdot 10^3 (0,25 - r^2)$$

Calcul de N:

$$N = \frac{W}{S_t}$$

W: précipitation

$S_t$ : surface totale du bassin =  $2 \text{ m}^2$ .

$$N = \frac{10 \cdot 10^3}{60 \cdot 2} = 0,083 \cdot 10^3 \text{ m/s.} \Rightarrow$$

$$h_1^2 = 0,0234 + 0,0198 (0,25 - r^2)$$

6.3. Surface piézométrique sous l'effet de pompage et de la pluie:

Cette surface est donnée par l'équation (III I.44).

Numeriquement on aura:

$$h^2 = 0,0234 - 0,0045 \ln \frac{500}{2} + 0,0198 (0,25 - r^2)$$

- Tableau comparatif:

N° du Piézomètre	z (mm)	HAUTEURS CALCULEES			HAUTEURS REELLES		
		h <sub>2</sub> (mm)	h <sub>1</sub> (mm)	h (mm)	h <sub>2</sub> (mm)	h <sub>1</sub> (mm)	h (mm)
5	500	153	153	153	153	153	153
6	400	150	159	155	152	162	156
7	300	145	163	156	150	165	157
8	200	139	166	153	143	170	155
9	100	127	168	144	129	173	147
16	100	127	168	144	135	172	150
17	200	139	166	153	145	170	156
18	500	145	163	156	151	167	158
19	500	153	153	153	153	153	153

6.4. Calcul de  $h_{20}$ ,  $h_{10}$ ,  $h_0$  pour le rayon de puits:

$$h_{20} = 0,0234 - 0,0045 \ln \frac{500}{7,5} = 71 \text{ mm.}$$

$$h_{10} = 0,0234 + 0,0198 (0,25 - 0,0085^2) = 169 \text{ mm.}$$

$$h_0 = 100 \text{ mm.}$$

Les résultats donnés par les expériences, ne sont pas éloignés de la théorie, dans cette étude; sauf quand on se rapproche du puits.

Sur la fig (III. II.9) on le voit bien.

Precipitation dans une "Ua" avec un puits central.

Precipitation + pompage.

Pompage seul

Hauteur avant modification

Precipitation seule

$H$  réelle.

$H$  calculée.

fig. (II.19)

$h$  (m)

150

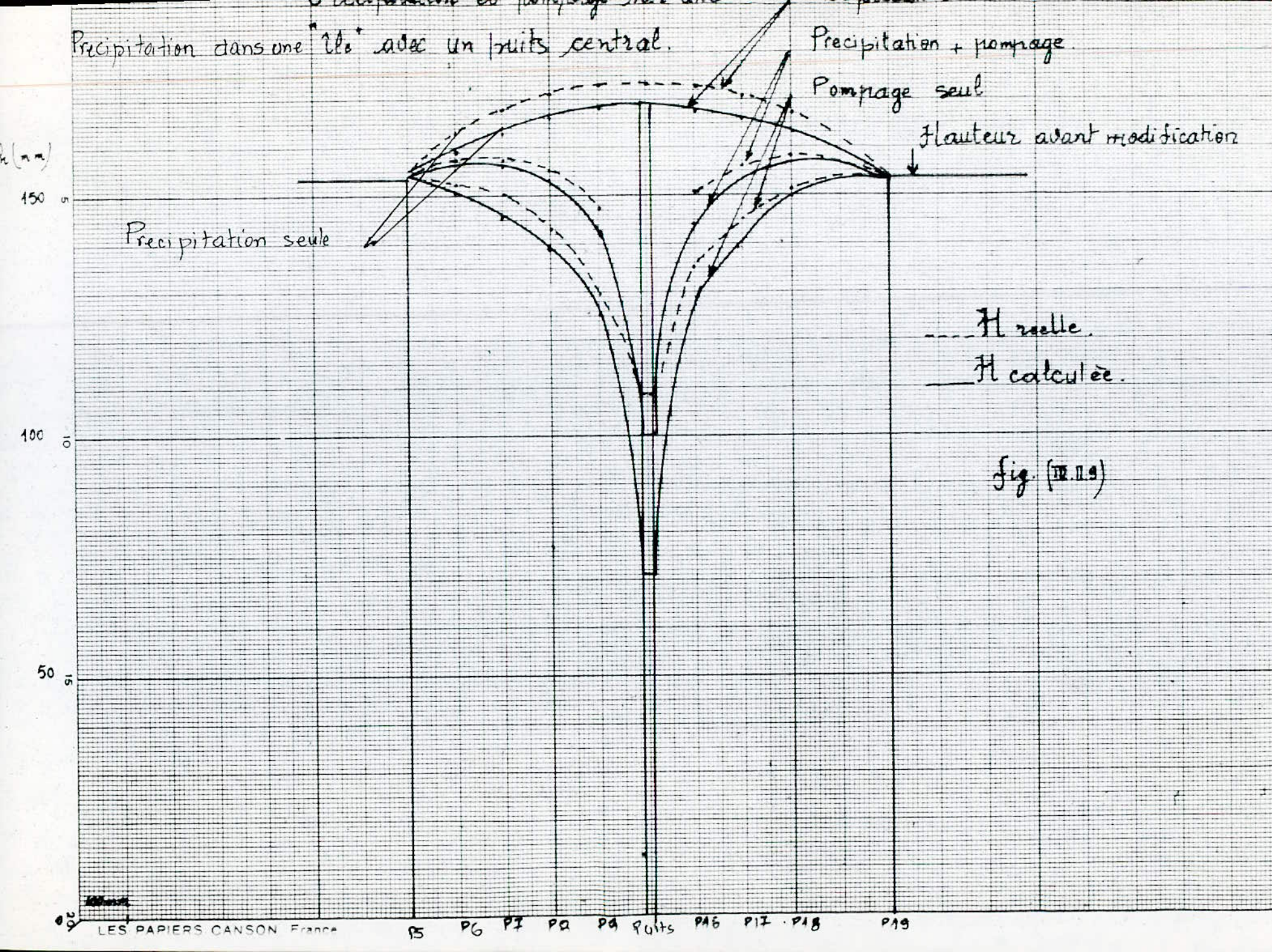
100

50

20

LES PARIERS CANSON France

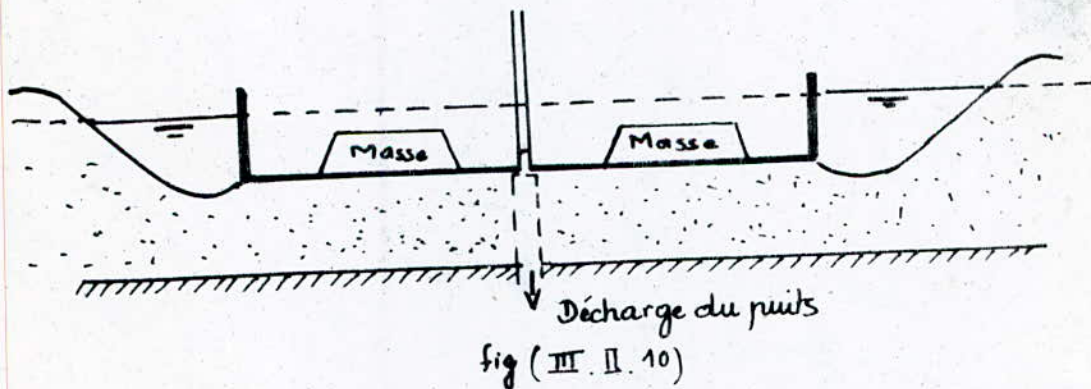
P5 P6 P7 P8 P9 Puits P16 P17 P18 P19



### III.7. Pompage d'eau d'un puits, sans recharge (Debit constant)

- Pompage d'un seul puits dans une nappe captive avec une symetrie radiale:

Le puits place au centre du bassin est employe dans cette experience. on creuse dans le sable une petite profondeur jusqu'a ce que la partie superieure du puits soit exposee. On prepare une surface horizontale autour du puits, assez large pour y mettre l'accessoire (A), en arrangeant l'ouverture centrale de l'accessoire sur le tube du puits. L'accessoire est maintenant dispose avec son tube transparent central, et en dehors de sa peripherie on creuse dans le sable une zone peu profonde (voir fig (III. II. 10)).



En utilisant les 2 vannes d'alimentation dont l'entree est situee vers le bas du bassin, deplacer le sable jusqu'a ce que le niveau d'eau entourant la cuvette soit juste en dessous de son bord et si ce niveau n'est pas possible aussi pres en dessous que possible. Il sera necessaire d'immobiliser la cuvette si elle se met a flotter quand le lit du sable est saturé en eau en y ajoutant

un poids d'environ 10 kg de chaque côté. On continuera à charger la cuvette tant que le niveau de l'eau dans le tube est à la fois observable et mesurable.

Maintenir le bouchon en caoutchouc dans sa position et faire monter les 2 cylindres du réglage du débordement.

La cuvette forme la couche imperméable supérieure de la nappe captive, et produit ainsi la distribution d'eau radiale souhaitée. On mesure la profondeur de la nappe  $H$  et les valeurs de  $r_1$  et  $r_2$ ,  $S_1$  et  $S_2$ , soit des manomètres, soit des niveaux d'eau dans l'excavation périphérique et le tube.

$Q_0$  est le débit du puits, à mesurer aussi. Il faut équilibrer l'entrée d'eau des 2 vannes d'extrémité, de sorte que le pompage du puits ne conduise pas à une baisse du niveau de la nappe quand on relève  $S$  et  $Q_0$ .

Il est aussi important de vérifier que le niveau d'eau est visible dans le tube pour s'assurer que la nappe demeure totalement saturée près du puits.

### Calculs:

On fixe  $H = 152$  mm, on relève un débit  $Q_0 = 0,014$  L/s.

$$r_0 = 8,5 \text{ mm}$$

$$R = 250 \text{ mm} \quad (\text{voir fig (III. II. 11)})$$

$$K = 2,1 \cdot 10^3 \text{ m/s}$$

$$H = 125 \text{ mm.}$$

d'après l'équation (III. I. 34)  $h$  s'exprime:

$$-h = 0,125 - \ln\left(\frac{250}{r}\right)$$

$r$  (mm)

0.150 mm

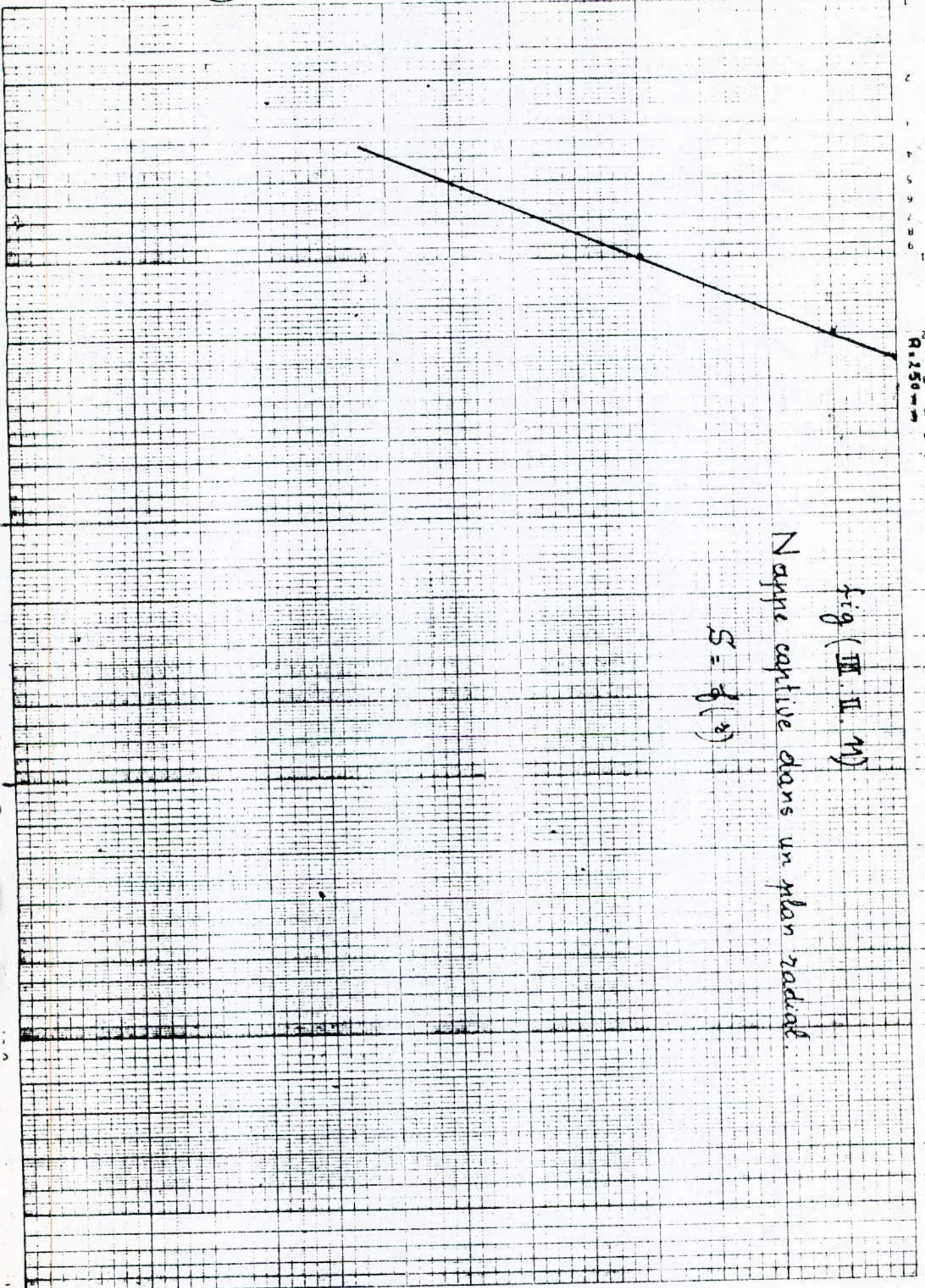


fig (III. II. M)

Nappe captive dans un plan radial.

$$S = f(x)$$

20  
 $S$  (mm)

10

2

0

On aura le tableau suivant:

N° du Piezomètre	$h$ (mm) réelle	$s$ (mm)	$h$ (mm) calculée
8	151	1	150
9	145	7	144
11	149	3	150
12	144	8	144
13	143	9	144
14	150	2	150
16	146	6	144
17	151	1	150

7.1. Calcul du rabattement au niveau puits:

$$S_0 = \frac{Q_0}{2\pi KH} \ln \frac{R}{r_0} \quad \text{d'après l'équation (VII.I.34)}$$

$$S_0 = \frac{0,014 \cdot 10^3}{2\pi \cdot 2,1 \cdot 10^3 \cdot 0,125} L = \frac{0,250}{3,5 \cdot 10^3} = 0,029 \text{ m} = 29 \text{ mm.}$$

$$S_0 = H - h_0 \Rightarrow h_0 = H - S_0, \quad h_0: \text{hauteur d'eau dans le puits.}$$

$$h_0 = 152 - 29 = 123 \text{ mm.}$$

7.2 Calcul de la constante  $R_0$  autour du puits:

$$S = \frac{Q_0}{2\pi KH} \ln R_0 - \frac{Q_0}{2\pi KH} \ln r = A - B \operatorname{Log} r = 0$$

$$\text{Quand } S=0 \Rightarrow r=250 \text{ mm} \Rightarrow \operatorname{Log} r = 2,39 = 2,4$$

$$\text{et } S=8 \text{ mm} \Rightarrow r=100 \text{ mm} \Rightarrow \operatorname{Log} r = 2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A - 2,4B = 0 \\ A - 2B = 8 \end{array} \right\} \Rightarrow$$

de ce système on tire  $A=48$  et  $B=20$ .

$$S = 48 - 20r$$



$$\log \frac{A}{B} = R_0$$

$$R_0 = \log \frac{48}{20} = 2,4 \Rightarrow R_0 = 250 \text{ mm} \Rightarrow \text{plan radial.}$$

Par ce calcul on pourra affirmer dans quel cas de figure on se trouve.

### 7.3. Calcul de la perméabilité :

De l'équation de Thiém on tire l'expression de  $K$  :

$$K = \frac{Q}{2\pi H(S_2 - S_1)} \ln \frac{r_2}{r_1} \Rightarrow K = \frac{0,014 \cdot 10^3}{2\pi \cdot 0,125} \cdot \frac{1}{S_2 - S_1} \cdot \ln \frac{200}{100} = 1,24 \cdot 10^{-5} \frac{1}{S_2 - S_1}$$

On dresse le tableau suivant pour avoir l'intervalle de  $K$  :

$S_2 - S_1$ (mm)	$K$ (m/s)
6	$2,07 \cdot 10^3$
5	$2,48 \cdot 10^3$
7	$1,77 \cdot 10^3$
5	$2,48 \cdot 10^3$

Sur ce tableau on voit que  $K$  varie de ( $2,07$  à  $1,77 \cdot 10^3$ ),  
et cela est dû aux contraintes de l'expérience, aux erreurs  
de lectures, ....

### III.18. Calcul de la réserve en eau souterraine:

on fait l'expérience seulement dans le cas de la nappe libre.  
- L'expérience est menée de la façon suivante:

- Ouvrir les 2 vannes des extrémités pour se fixer une hauteur de la nappe, commencer la décharge par l'ouverture qui est près du canal de mesure.

Ouvrir la vanne de précipitation après avoir fermé celles des extrémités. Le niveau monte jusqu'à une valeur constante, à cet instant on arrête la pompe, le niveau de la nappe se rabat trop rapidement puis à un rythme de moins en moins rapide.

Prelever les hauteurs piézométriques, depuis le début jusqu'à la fin de la manipulation.

Calcul:

En raison de la difficulté de prendre les valeurs de tous les piézomètres d'une part, et le manque de piézomètres suivant la largeur pour appliquer la méthode du polygone de Theissen, on se contentera d'appliquer la formule (III.1.69) en prenant une valeur moyenne de  $\Delta H$  de quelques piézomètres.

On voit d'après la fig. (III.11) qu'on est dans le cas (b) calcul de  $\Delta H$  à partir des graphes de la fig. (III.1.12).

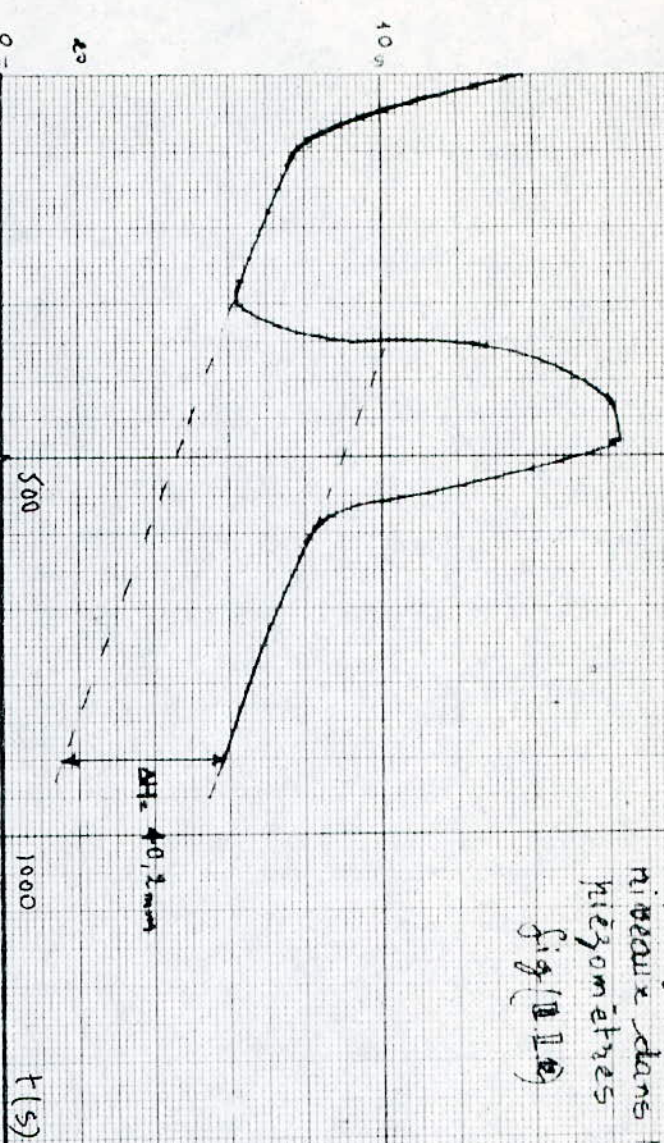
$$\Delta H = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta H_i}{i} = \frac{41 + 50 + 50 + 52}{4} = 48,25 \approx 48 \text{ mm}$$

de la formule (III.1.69) la réserve sera:

$$W = 2 \times 48 \times 0,3 \cdot 10^3 = 0,288 \text{ m}^3 = 288 \text{ L}, \text{ disant } 30 \text{ L.}$$

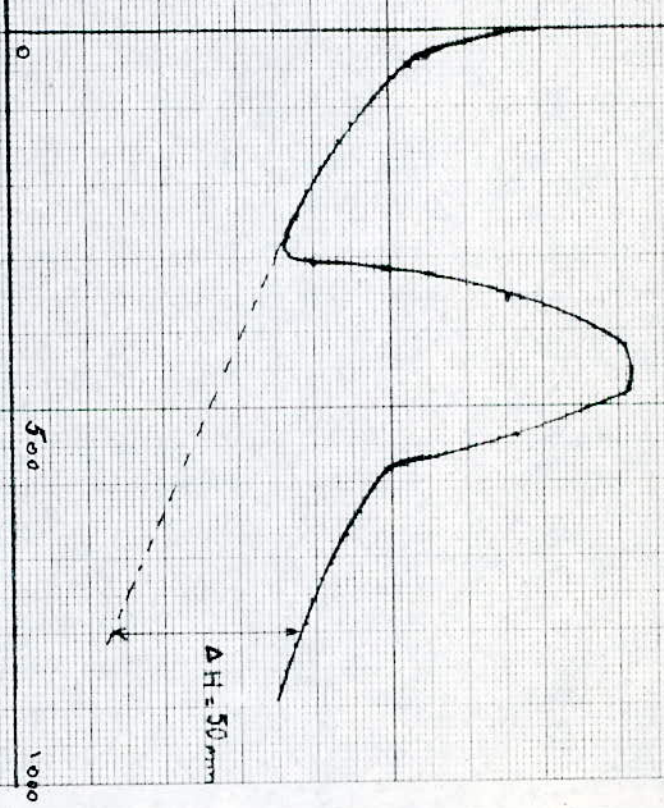
$h$  (mm)

Piezométrie 6



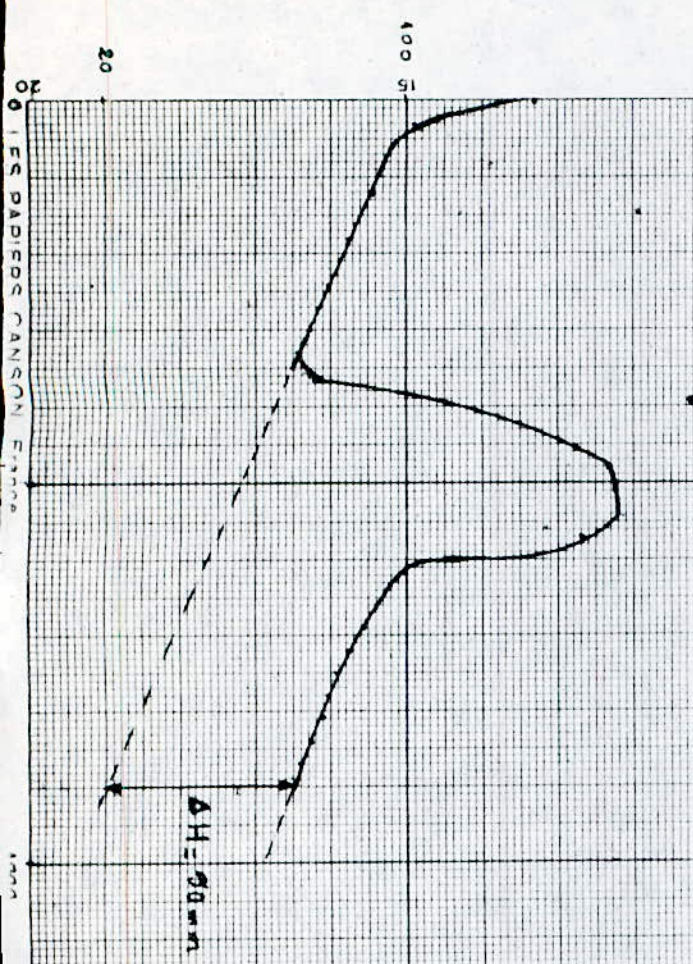
Hydrogramme des  
niveaux dans les  
piezomètres  
fig. (I, II, III)

Piezométrie 10

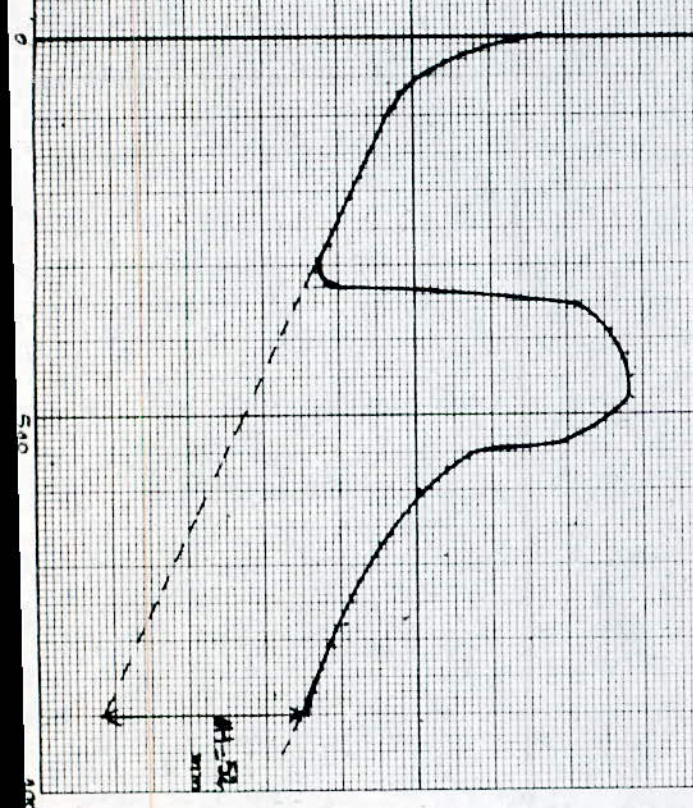


$h$  (mm)

Piezométrie 15



Piezométrie 16



### III.9. Regime non permanent:

Ces experiences ne peuvent être réalisées que sous certaines conditions pratiques:

- L'apport d'eau souterraine par la vanne située à l'extrémité amont de l'appareil, doit être faible pour que l'on observe l'abaissement des niveaux dans les piezomètres au moment du pompage.

(de l'ordre de 3 à 5 l/mn)

- La vanne du puits doit être légèrement ouverte au début de l'expérience et l'ouvrir encore chaque fois que le débit de pompage diminue, et ceci pour maintenir un débit constant de pompage.

- Relever le niveau d'un ou plusieurs piezomètres si c'est possible en fonction du temps.

Dans ce cas on se limite seulement aux aquifères libres, car pour avoir un aquifère captif, il faudrait utiliser une cuvette plus grande que celle dont on dispose.

Ici on calcule la transmissivité et le coefficient

- d'emmagasinement par la méthode de JACOB.

$$Q_0 = 0,015 \text{ l/s.}$$

$$H = 128 \text{ mm.}$$

$$r = 0,1 \text{ m.}$$

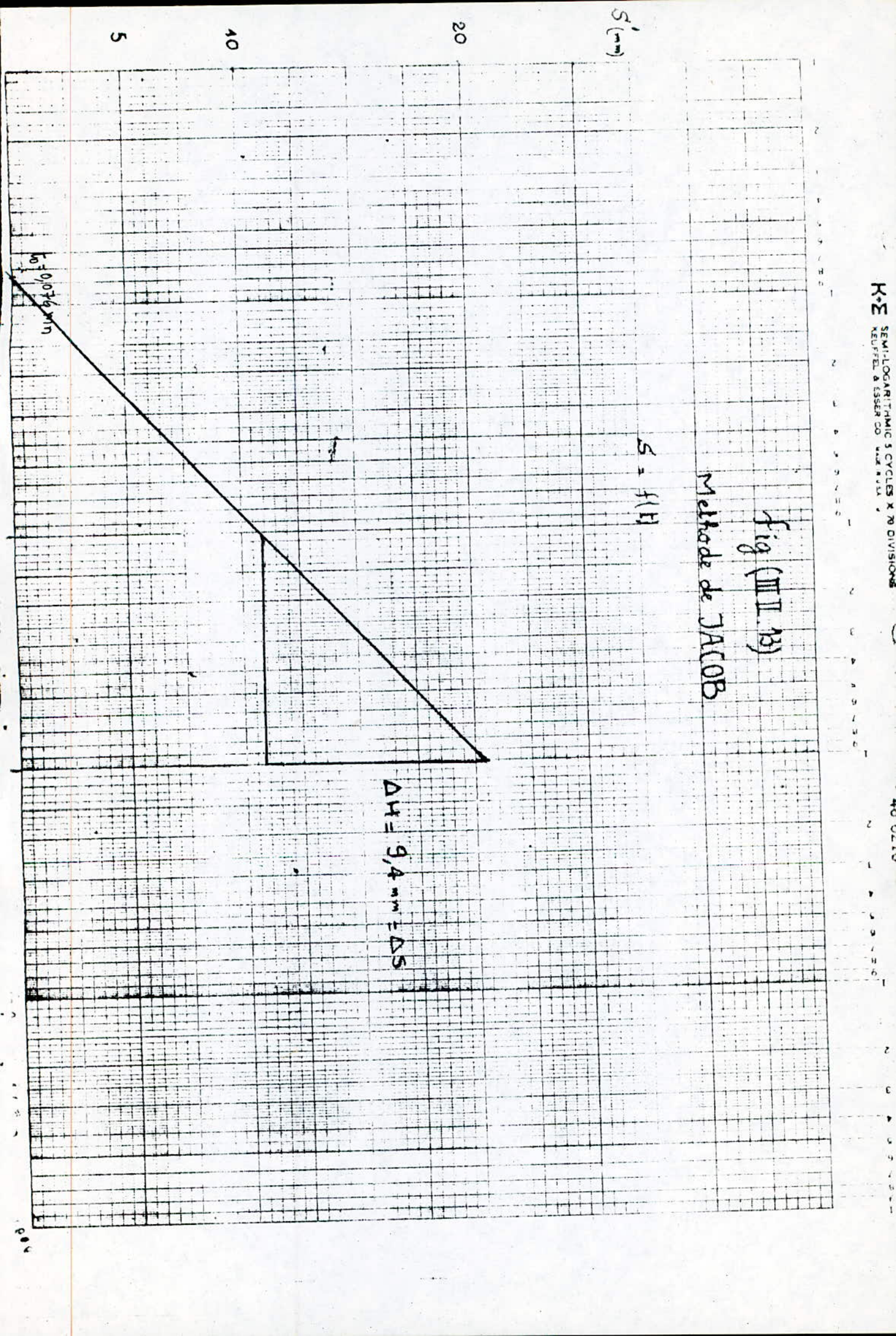
Fig (III.13)

Methode de JACOB

$$S = f(H)$$

$$\Delta H = 9,4 \text{ mm} \neq \Delta S$$

$$k_0 = 0,076 \text{ mm}$$



Le rapport  $\frac{S}{H}$  varie de 0,063 à 0,242, il est donc inférieur à 0,25.

par la formule (III.I.60) on calcule  $S'$ :

$$S' = s - \frac{s^2}{2.95} = s - \frac{s^2}{190}$$

Tableau des résultats

t (s)	h (mm)	s (mm)	s' (mm)
30	122	6	5,8
60	116	12	11,2
120	113	15	13,8
180	111	17	15,5
240	109	19	17,1
360	107	21	18,7
480	106	22	19,4
600	105	23	20,2

Calcul de T et S:

$\Delta S = 9,4$  mm par un cycle log du temps

de l'équation (III.I.59) on a:

$$T = 0,183 \frac{9,015 \cdot 10^3}{9,4 \cdot 10^3} = 2,92 \cdot 10^4 \text{ m}^2/\text{s} = 2,9 \cdot 10^4 \text{ m}^2/\text{s}.$$

de l'équation  $T = K.H$  on pourra calculer aussi T:

$$T = 2,1 \cdot 10^3 \cdot 128 \cdot 10^3 = 2,692 \cdot 10^4 = 2,7 \cdot 10^4 \text{ m}^2/\text{s}.$$

On a retrouvé donc presque le même résultat.

A partir du graphique (III.II.13)  $t_0 = 0,076 \text{ mn} = 4,56 \text{ s}$ .

et de la formule (III.I.60) on calcule S:

$$S = 2,25 \cdot 2,92 \cdot 10^4 \cdot \frac{4,56}{(0,01)^2} = 29,96.$$

Donc:  $S = 30 \%$ .

### III. I. 10. Drainage du site d'une excavation:

Dans cette expérience l'accessoire (6) est utilisé pour former les côtés de l'excavation par enfoncement dans le sable entre les positions des deux puits. Enlever le sable à l'intérieur jusqu'au niveau inférieur de la paroi de l'accessoire.

Si le sable dans le bassin est saturé par l'admission d'eau à travers l'entrée des vannes de contrôle (les 2 extrémités du bassin), le site se remplira d'eau.

Maintenant abaisser la nappe par l'ouverture des vannes de puits jusqu'à faire sécher l'excavation.

Repérer le niveau de la surface libre de la nappe par la lecture des manomètres. Relever les rabattements en fonction du temps.

Il serait évidemment normal d'utiliser plus de deux puits car il est difficile d'obtenir le fond du site de l'excavation complètement sec.

#### Calculs:

On fixe  $H = 150 \text{ mm}$ , et on pompe un débit  $Q = 0,05 \text{ L/min}$  de chaque puits pour le piézomètre (7), qui est à une distance  $r = 0,3 \text{ m}$  des deux puits.

À partir de la formule (III.1.46) et (III.1.58) on a après avoir substitué les données précéentes:

$$S_T = \frac{2 \cdot 0,05 \cdot 10^3}{4\pi \cdot 2,7 \cdot 10^{-4}} \ln \frac{2,25 \cdot 2,7 \cdot 10^{-4}}{0,3^2 \cdot 0,3} = 2,9 \cdot 10^2 \ln 0,0225 t \quad (\text{m})$$

On aura donc le tableau suivant:

Temps (s)	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160
$S'$ (mm) calculé	3,2	8,4	13	16,9	20,3	23,5	26	27,6	30,9	33,1	35	37
$S_{\text{reel}}$ (mm)	7	12	16	20	23	26	29	32	34	36	38	40
$S'_{\text{reel}}$ (mm)	6,8	11,5	15,1	18,7	21,2	23,7	26,1	28,6	30,1	31,7	33,2	34,6

Analytiquement on ne peut calculer le rabattement qu'à partir d'un temps  $t_0 = \ln(\ln 0,0225) = 44,445$ , ce qui n'est pas le cas dans la pratique.

Si on diminue le débit de pompage et on le fixe à  $Q = 0,025 \text{ L/mn}$ .

pour les 2 puits on aura le tableau suivant:

$$Q = 0,025 \text{ L/mn} \Rightarrow S_t = 1,45 \ln 0,0225 t.$$

Temps (s)	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160
$S'$ (mm) calculé	1,6	4,2	6,5	8,4	10,1	11,6	13	14,3	15,4	16,6	17,5	18,5
$S_{\text{reel}}$ (mm)	3	6	9	11	13	15	17	18	19	20	21	22
$S'_{\text{reel}}$ (mm)	3	5,9	8,7	10,6	12,4	14,2	16	16,9	17,8	18,7	19,5	20,4

Temps (s)	190	220	250	280	310	340	370	410	470	530		
$S'$ (mm) calculé	21,1	23,2	25	26,7	28,2	29,5	30,7	32,2	34,2	35,9		
$S_{\text{reel}}$ (mm)	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32		
$S'_{\text{reel}}$ (mm)	21,2	22,1	22,9	23,7	24,6	25,4	26,1	27	27,9	28,6		

On remarque sur les 2 tableaux, que les valeurs des rabattements reels et calculés, sont proches, sauf au debut et à la fin du pompage (quand la durée du pompage est grande), mais pas avec une grande divergence. Donc par ce moyen on peut en fonction du débit prévoir le temps nécessaire pour rabattre un site d'excavation.



Chapitre III

Conclusions.

## Conclusions:

Par quelques manipulations, on a abordé plusieurs cas d'écoulement souterrain. Les paramètres les plus importants pour l'écoulement à travers les milieux poreux, la perméabilité, la porosité ont été calculés.

On a remarqué que la chute de pluie engendre toujours pour les eaux infiltrées une forme parabolique vérifiée théoriquement.

L'extraction d'eau à partir des puits, donnera un cône de depression qu'on l'a dans chaque cas comparé, avec celui trouvé par les formules.

On a vu que la formule de Dupuit, est bonne quand les points sont éloignés du puits, mais dès qu'ils se rapprochent de ce dernier les résultats obtenus sont loin de la réalité. L'application des formules de correction de CALDWELL et BOUTON, dans le cas d'une nappe libre, réside dans la difficulté de vérifier leurs conditions, ce qui a été le cas dans cette présente étude.

On a vérifié l'applicabilité du principe de superposition, dans le cas d'une île avec un puits, et le système de deux puits.

Dans le régime non permanent, on a seulement travaillé avec les nappes libres, car l'accessoire (4) est très petit pour pouvoir observer, la drainance ou bien maintenir la nappe captive.

Dans ce régime, on a calculé la transmissivité et la porosité effective, et on les a comparé avec celles trouvées dans le régime permanent. Les valeurs de  $T$  et  $S$  concordent parfaitement.

Dans la dernière expérience, on peut dire qu'on peut connaître approximativement le temps de drainage d'un site d'une excavation.

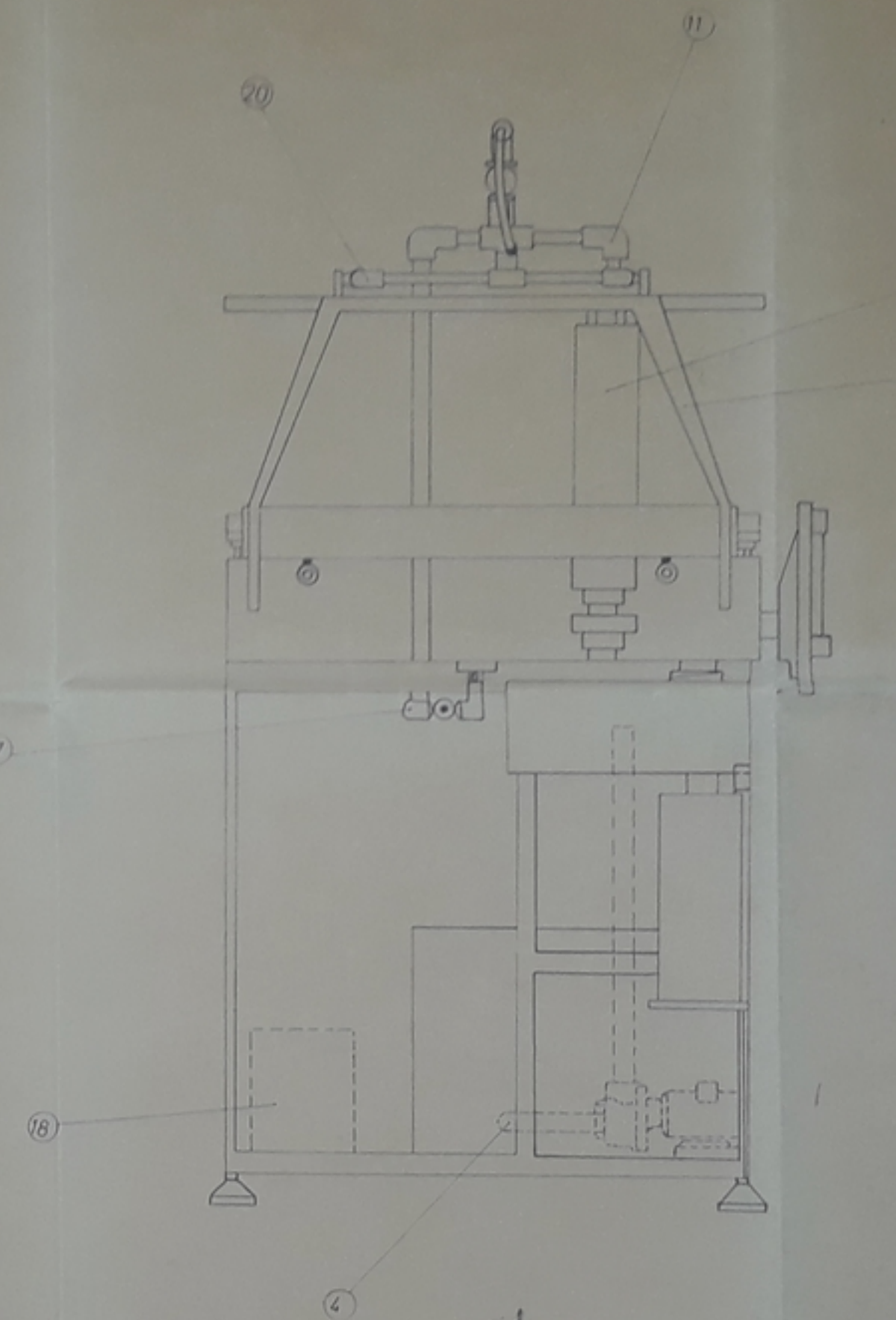
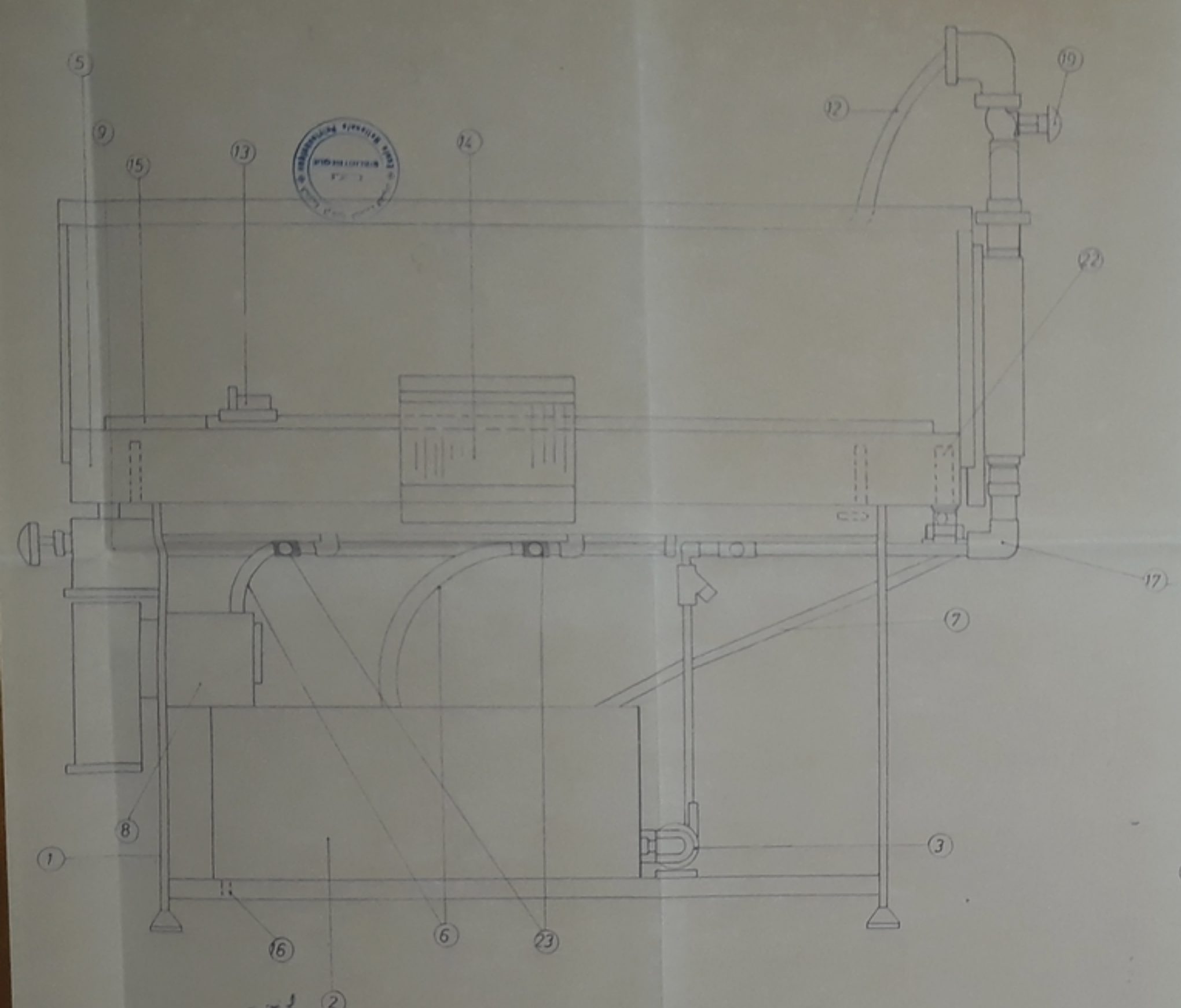
Comme on l'a déjà mentionné dans la partie hydrologique, ici aussi on pourra bien faire d'autres expériences avec des moyens adéquats.

Chapitre III

Conclusions.

## Bibliographie.

- Gastany (G.)  
(1982) Principes et méthodes  
de l'hydrogéologie.
- Edward E. Johnson  
(1966) Groundwater and wells.
- Hillel (D.)  
(1984) L'eau et le sol: principes et  
processus physiques.
- Polycopie  
(I.N.A) Hydrologie (2)
- Rémenieras (G.)  
(1980) L'hydrologie de l'ingénieur.
- Eodd  
(1959) Groundwater hydrology.
- U. P. Irrigation Departement  
(1977) Manual of groundwater.
- Verruijt (A.)  
(1982) Theorie of groundwater flow.
- Wilson (E. et G.)  
(1983) Engineering hydrology.



N°	DESIGNATION
1	SUPPORT DU CADRE PRINCIPAL
2	RESERVOIR D'ALIMENTATION (CAPACITE 305L)
3	POMPE CENTRIFUGE 230V/200V, 20A
4	CONDUITE D'ASPIRATION DU RESERVOIR
5	BACIN VERSANT (CAPACITE 024, DIMENSIONS 24x10x10)
6	TUYAU FLEXIBLE POUR LE PUIS DE DRAINAGE
7	" " DU DRAINAGE DE L'EXTREME
8	CANAL DE MESURE
9	RESERVOIR STABILISATEUR
10	SUPPORT DE CADRE DES MANOMETRES
11	SOUS-ENSEMBLE DE TUYAU T'APPROSAGE
12	TUYAU FLEXIBLE DE LAVAGE DE CONTROLER LE SEMEUR
13	DIAPHRAGME COULESSANT A GRATEUR
14	PLAQUE DES MANOMETRES
15	RAILS LATERAUX REGLABLES
16	ROBINET DE VIDANGE DU RESERVOIR D'ALIMENTATION
17	VANNE DE CONTROLER DE L'ENTREE
18	TRANSFORMATEUR (SECTION 5cm de cable)
19	VALVE DE CONTROLER DE LA LANCE
20	TUYAU DE REFOULEMENT DE LA LANCE
21	DE DIMETRE
22	FRESSOSTAT (REGLE DE PRESSION)
23	VALVE DE CONTROLER DU PUIS DE DRAINAGE

PH 026 88  
-1-



