

وزارة الجامعات
Ministère aux Universitaires

201

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDES

EXPERIMENTALE et NUMERIQUE

SUR UN MODELE

D'HYDROLOGIE et D'HYDROGEOLOGIE

Proposé par :

M. UPPALURI

Etudié par :

FRITIH M.
BOUSNINDJA T.

Dirigé par :

M. UPPALURI
M. ABDERRAHIM

PROMOTION Juin 1991

وزارة الجامعات
Ministère aux Universitaires

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDES

EXPERIMENTALE et NUMERIQUE

SUR UN MODELE

D'HYDROLOGIE et D'HYDROGEOLOGIE

Proposé par :

M. UPPALURI

Etudié par :

FRITIH M.

BOUSNINDJA T.

Dirigé par :

M. UPPALURI

M. ABDERRAHIM

PROMOTION Juin 1991

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

■ و جعلنا من الماء كل شيء حي ■

صَدَقَ اللّٰهُ الْعَظِیْمُ

DEDICATIONS:

Je dédie ce modeste travail:

- A mon père, ma mère, mes chers soeurs et frères, et à tous ceux que j'aime dont le soutien multiforme a permis de mener à bien ce travail.
- A tous ceux et à toutes celles à qui il serait d'un apport bénéfique dans la vie ou dans les études.

oOo Mokhtar oOo

Je dédie ce modeste travail:

- A mes parents.
- A mes frères et soeurs et à ma famille de près ou de loin.
- A tous les amis.

oOo Touhami oOo

R E M E R C I E M E N T :

Nous tenons à remercier:

- Monsieur CHAMBAZ pour l'aide précieuse et les conseils qu'il nous a prodigué tout au long de ce travail.
- Monsieur UPPALURI pour son aide dans l'élaboration de ce travail.
- Monsieur ABDERRAHIM pour son assistances dans la préparation de cette étude.
- Tous les professeurs qui ont contribué à notre formation d'ingénieurs en particulier ceux du département HYDRAULIQUE.
- Nos amis pour leurs aides techniques et surtout morales.

oOo FRITIH - BOUSNINDJA oOo

S O M M A I R E:

- Introduction générale	01
- Analyse granulométrique du sable utilisé	03
- <u>Première partie:hydrologie</u>	04
<u>I- Etude théorique:</u>	05
1- Etude des évènements averse-crue	05
1-1- Bilan des eaux apportées par une averse	05
1-2- Séparation des différentes composantes de l'hydrogramme d'une crue	06
1-3- Caractéristiques des évènements averse-crue....	07
2- La méthode d'hydrogramme unitaire	09
3- Estimation des pertes de l'averse	11
<u>II- Etude expérimentale:</u>	12
1- Introduction	12
2- Interprétation du phénomène observé	13
3- Interprétations générales des courbes	15
4- Resultats et commentaires	16
5- Construction des courbes en S	26
6- Estimation des pertes d'averses	31
<u>III- Conclusion</u>	42
- <u>Deuxième partie: hydrogéologie</u>	43
<u>I- Etude théorique:</u>	44
1- Loi de Darcy	44
1-1- Généralisation de la loi de Darcy	45
1-2- Limites de validité de la loi de Darcy	46
2- Propriétés géométriques et hydrodynamique des sols	47
2-1- Porosité	47
2-2- Coefficient d'emménagement	47
2-3- Perméabilité	48
2-4- Calcul pratique de la perméabilité et de la porosité efficace	49
3- Equation générale de l'écoulement	50

4- Ecoulement permanent unidirectionnel dans une nappe libre	52
4-1- Formule de Dupuit	52
4-2- Discussion sur la formule de Dupuit	53
4-3- L'effet de pompage	54
5- Ecoulement radial permanent	55
5-1- Aquifère captif: équation de Thiem	55
5-2- Aquifère libre	56
5-3- Interférence entre deux forages dans une nappe libre	59
5-4- Pompage dans une région où la surface piézométrique est inclinée	61
6- Nappe souterraine en régime variable	62
6-1- Equation différentielle du régime variable.....	63
6-2- Intégration de l'équation différentielle du régime variable: formules de THEIS et JACOB	65
6-3- Utilisation de la formule de THEIS et de la courbe standard	66
II- <u>Etude expérimentale:</u>	69
1- Observations générales sur les expériences effectuées	69
2- Calcul de la perméabilité du terrain	70
3- Calcul de la porosité effective	70
4- Vérification de la théorie de Dupuit par l'équation de THIEM	71
5- Ecoulement permanent radial dans une nappe libre	72
6- Détermination de T & S par la courbe standard....	73
7- Interprétation des courbes expérimentales et numériques	93

III- <u>Etude numérique:</u>	95
1- Généralités	95
2- Presentation de la methode des différences finies	96
3- Evaluation des dérivées en un point par différences finies	97
4- Evaluation de l'erreur de troncature	100
5- Description du programme "modèle"	101
5-1- Découpage du domaine	101
5-2- Structure du programme	101
5-2-1- Programme principal	101
6- Organigramme du programme "modèle"	104
IV- <u>Conclusion</u>	106
- <u>ANNEXE: Travaux Pratiques</u>	107
- Etude expérimentale sur la methode d'hydrogramme unitaire	115
- Ecoulement permanent unidirectionnel dans une nappe libre	119
- Ecoulement permanent radial dans une nappe libre	123
- Ecoulement permanent radial dans une nappe captive	126
- Interférence entre deux forages en pompage dans une nappe libre	129
- <u>Bibliographie</u>	132

Introduction Générale:

Le mouvement de l'eau dans le sol et le sous-sol est une étape d'un grand circuit sur la terre, le cycle global de l'eau.

La gestion de l'eau en hydrologie (passage pluie-débit) ou en hydrogéologie (écoulement de filtration dans les aquifères) utilise comme moyen ce qu'on appelle le 'modèle' qu'il faut donc définir en premier lieu.

Le modèle est un "système" constitué soit par un ensemble abstrait (équations, relations, opérations) appelé modèle mathématique, soit par un ensemble concret (modèle réduit, modèle analogique) appelé modèle physique, mais il est toujours conçu par l'homme afin de représenter tout ou partie du comportement d'un système réel. Le modèle est un "système représentatif" de l'objet "système réel".

Cependant, la méthode des modèles possède des "limitations" du fait de:

-L'impossibilité d'avoir un modèle "absolu" du système réel (totalement "isomorphe" à l' "objet") car on ne peut jamais englober tous les phénomènes complexes intervenant dans la nature.

-La relativité des lois de la physique qui ont toujours des domaines de validité bien définis. Il faut donc avoir des conditions de validité identiques pour le prototype que pour le modèle.

Dans le cas d'un écoulement à travers un milieu poreux homogène et isotrope, la loi de Darcy (loi fondamentale de l'hydrogéologie) et l'équation de continuité conduisent à la loi générale de l'écoulement (équation de Laplace) dans laquelle la perméabilité n'intervient pas. La similitude sera donc réalisée quelle que soit la perméabilité du modèle.

Ce travail comporte une étude expérimentale hydrologique et hydrogéologique réalisée sur le modèle "Basic Hydrology system" et suivie d'une vérification numérique en hydrogéologie.

La partie hydrologique représente l'application et la vérification de certaines hypothèses de la méthode d'Hydrogramme unitaire et ses limites de validité à l'étude de la relation "précipitation - ruissellement".

Les parties hydrogéologique et numérique comportent une vérification des notions fondamentales de l'hydraulique souterraine (loi de DARCY, DUPUIT, THEIS,...etc) afin d'élaborer un calage optimal du modèle par voie numérique en modifiant la perméabilité du modèle pour mieux représenter le milieu poreux au cas où les résultats observés et calculés s'écartent. À cet effet, un programme numérique a été établi .

Ce travail nous a amené finalement à établir une annexe de quelques travaux pratiques susceptibles d'être effectués sur le modèle.

L'expérimentation sur le modèle nécessite une connaissance a priori de la granulométrie du sable utilisé pour faciliter l'analyse et l'interprétation des résultats obtenues, d'après le constructeur de ce modèle la gamme de la granulométrie propre à lui est de l'ordre de 1 à 2 mm.

Pour vérifier cette gamme on a fait le tamisage d'un sable de rivière à travers un tamis de 3mm, puis l'analyse granulométrique de ce sable qui est représentée ci-après.

P R E M I E R E P A R T I E

H Y D R O L O G I E

I- ETUDE THEORIQUE

1- ETUDE DES EVENEMENTS AVERSE-CRUE:

1.1- Bilan des eaux apportées par une averse:

Lorsqu'une averse tombe sur un bassin, une partie est interceptée par la végétation, une autre par les cavités naturelles plus ou moins imperméables du sol, une partie très négligeable de l'eau atteignant le sol s'évapore immédiatement, une partie s'infiltré, le reste ruisselle et constitue la partie la plus importante de l'écoulement des crues à l'exutoire des bassins versants.

La perte de l'averse est la quantité d'eau qui est soustraite à l'écoulement de surface par infiltration et stockage superficiel. Une partie de cette quantité participe ultérieurement à l'écoulement en formant l'écoulement hypodermique.

La crue est la réponse du bassin versant à une averse si la pluie nette n'est pas nulle.

Les différentes composantes de l'écoulement qui alimente les cours d'eau sont :

- A. Le ruissellement de surface.
- B. L'écoulement hypodermique.
- C. L'écoulement souterrain.
- D. Les précipitations tombant directement sur les nappes d'eau libre et sur le réseau hydrographique. Ces apports se confondent avec ceux du ruissellement de surface.

A. Le ruissellement de surface: C'est un écoulement par gravité à la surface du sol des eaux ayant échappées à l'infiltration et à l'évapotranspiration.

Les facteurs du ruissellement de surface sont :

- Les caractéristiques des précipitations (répartition, intensité, durée, ...)
- Les caractéristiques du sol (topographie, géologie, couverture végétale)

L'importance du ruissellement de surface dans le débit global dépend de la nature du bassin et de l'humidité initiale du sol.

B. Ecoulement hypodermique:

On désigne sous ce nom l'écoulement d'une partie des précipitations qui chemine dans les couches supérieures du sol relativement imperméables à faible distance de la surface.

L'importance de cet écoulement varie avec la nature géologique du sol et la topographie.

C. Ecoulement souterrain:

La durée du trajet de l'écoulement souterrain vers l'exutoire est beaucoup plus longue que celle des autres composantes de l'écoulement global. Ces apports représentent une faible fraction des débits en pointe de crue et deviennent prépondérants en fin de crue.

1.2- Séparation des différentes composantes de l'hydrogramme d'une crue:

IL est difficile à partir de l'hydrogramme enregistré à l'exutoire, de séparer l'écoulement superficiel, l'écoulement hypodermique et l'écoulement souterrain. [17]

Une technique approximative de séparation des différents écoulements consiste à mettre en échelle semi-logarithmique des débits et les temps, et de localiser en générale deux cassures, la première marque la fin du ruissellement pur et le début de l'écoulement hypodermique, la seconde concerne le début de l'écoulement souterrain.

En générale, on considère ensemble le ruissellement hypodermique et superficiel pur que l'on sépare de l'écoulement souterrain, et que l'on désigne par ruissellement. fig. I-2

1.3- Caractéristiques des évènements averse - crue:

On peut déterminer les caractéristiques suivantes de l'évènement averse-crue à partir de l'hyétogramme moyen de l'averse sur le bassin et l'hydrogramme de crue résultante relevé à la station située à l'exutoire du bassin versant:

1.3.1- Hauteur de pluie nette (Pn):

C'est la fraction de pluie qui a engendrée le ruissellement, représentée sur l'hyétogramme moyen de l'averse. (voir fig. I-1)

1.3.2- Pertes de l'averse:

La portion du hyétogramme située au-dessus de la valeur de la hauteur de pluie nette représente la lame ruisselée, et l'aire située au-dessous de cette valeur représentera les pertes globales de l'averse.

1.3.3- Durée de la pluie nette (tn):

C'est la somme des intervalles de temps, pendant l'averse durant lesquels il existe un ruissellement, estimée sur l'hyétogramme. (fig. I-1)

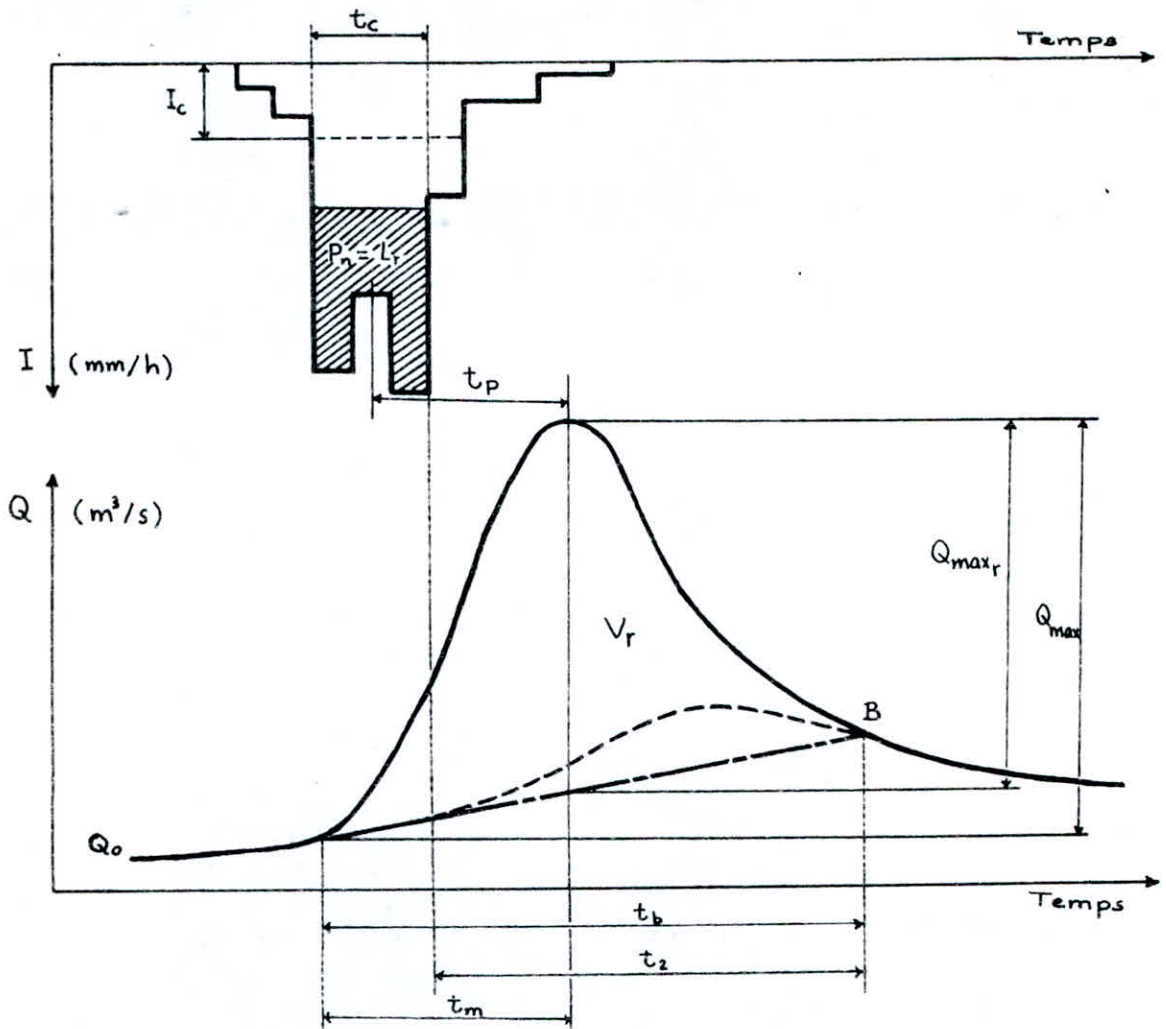


Fig. I-1: Caractéristiques d'un évènement Averse-Crue.

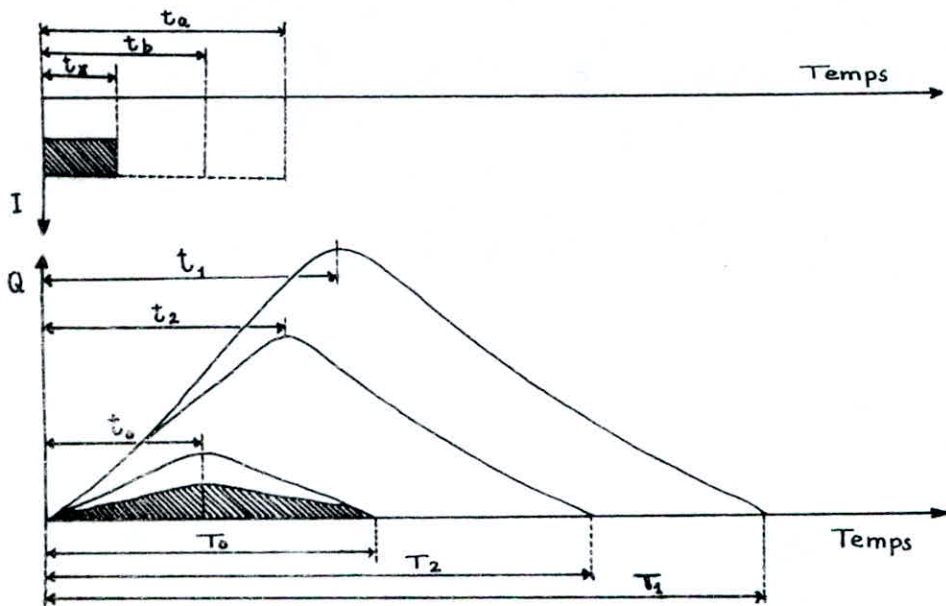


Fig. I-2: Hydrogrammes de crues resultant d'averses de crues variables.

1.3.4- Capacité d'absorption moyenne (Cam):

C'est l'ordonnée de la droite parallèle à l'axe des temps et qui sépare les pertes de l'averse du ruissellement.

La Cam englobe les pertes par infiltration, le stockage superficiel et l'évapotranspiration et est exprimée en unité d'intensité. [20]

2- LA METHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE:

Etablie par L.K. SHERMAN, cette méthode propose de déterminer l'hydrogramme de ruissellement à l'exutoire d'un bassin, à partir de l'hyétogramme 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, apportée par le seul ruissellement. [20]

L'application de la méthode de l'hydrogramme unitaire admet comme hypothèses de travail que: (fig. I-3)

- Sur un bassin, tous les hydrogrammes résultant d'averses uniformes de durées égale ou inférieure à la durée de l'averse unitaire auront le même temps de montée et le même temps de base.

- Les ordonnées correspondantes des divers hydrogrammes, afférents à des averses de même durée seront proportionnelles aux intensités des averses correspondantes (aux volumes d'eau apportés par celles-ci).

- Une averse dans la durée est supérieure à la durée de l'averse unitaire, engendrera le même hydrogramme de crue (non unitaire) qu'une succession d'averse unitaire dont on additionne arithmétiquement les ordonnées.

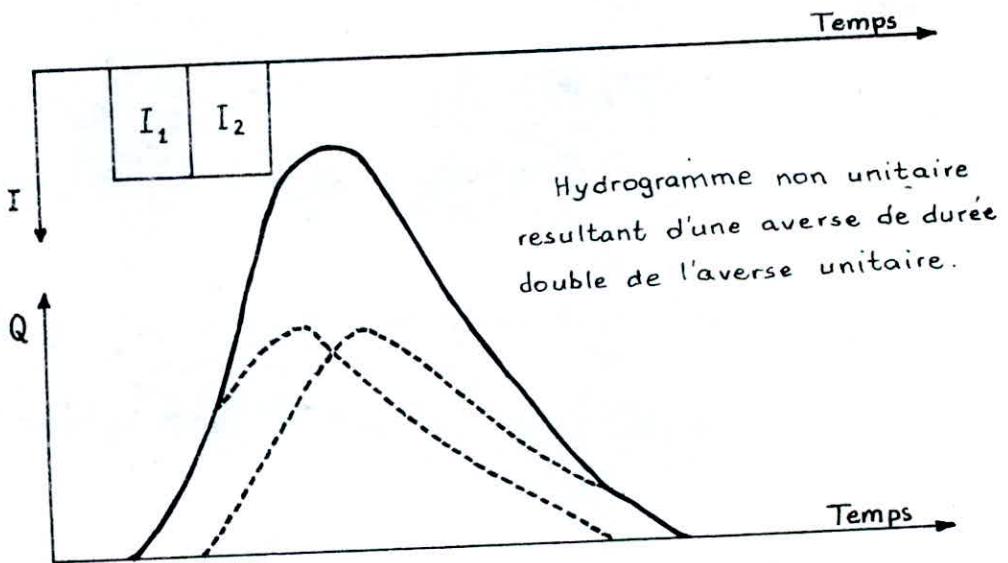
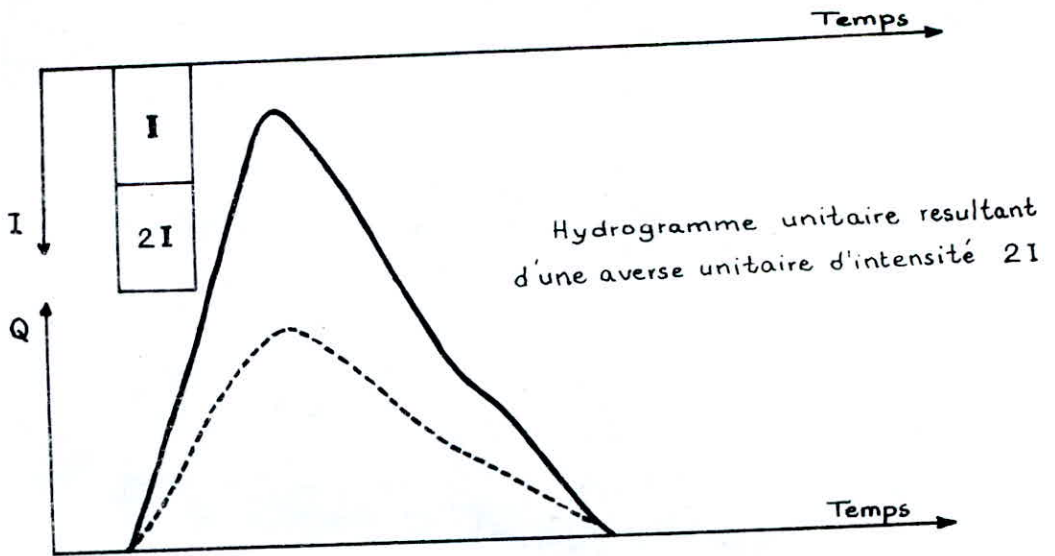


Fig. I-3: Schéma théorique de l'hydrogramme unitaire.

3- ESTIMATION DES PERTES DE L'AVERSE (INFILTRATION):

L'estimation des pertes lors d'averses de durée supérieure à l'averse unitaire se fait, en connaissant l'hydrogramme unitaire type, ainsi que les caractéristiques hydrauliques d'un bassin.

Les pertes de l'averse, que l'on peut exprimer par la capacité d'absorption du bassin, dépendent essentiellement de la capacité d'infiltration des sols, ainsi que du stockage superficiel et de l'évapotranspiration. [20]

On admet que la capacité d'infiltration diminue au cours d'une pluie suivant une loi du genre:

$$C(t) = C_1 + C_0 e^{-\alpha t} \quad (I-3-1)$$

$C(t)$: capacité d'infiltration du sol à l'instant (t) après le début de la pluie.

C_0 : capacité initiale d'infiltration du sol (constante pour un sol).

C_1 : valeur vers laquelle tend asymptotiquement la capacité d'infiltration d'un sol (constante pour un sol).

α : constante positive caractérisant un sol.

En tenant compte de cette courbe $C_{am} = f(t)$, on procède à l'analyse de crues un peu plus complexes, en se fixant sur des crues résultant d'averses homogènes, mais de durées supérieures à l'averse unitaire.

II- ETUDE EXPERIMENTALE

1- Introduction:

Dans toutes les expériences faites dans la partie hydrologique sur le modèle physique (banc d'hydrologie), on a fait l'étalonnage sur le canal de mesure (14 l/min sur le débitmètre représente 0.210 l/sec sur le canal de mesure), et ceci avec l'élimination de toutes les fuites possibles sur le modèle.

Le but de cette étude est de:

1. Verifier la validité des formules théoriques basées sur les hypothèses de la méthode d'hydrogramme unitaire telles que la formule pratique établissant la durée de l'averse unitaire: $t_x = (t_c / 3 \text{ à } 5)$, t_c étant le temps de concentration du bassin, ainsi le procédé de vérification se fait par comparaison de la courbe en S calculée et celle observée sur le modèle.

2. Verifier que la capacité d'infiltration sur le bassin est une équation de forme exponentielle, et cela se fait à partir des valeurs observées par l'analyse des hydrogrammes multiples.

Cette étude est reprise pour chaque cas utilisé, ainsi qu'une comparaison entre ces différents cas.

Les différents cas utilisés sont:

1° cas: Etude du bassin sans urbanisation avec une pente de 1/200.

2° cas: Etude du bassin avec urbanisation en avale et une pente de 1/200.

3° cas: Etude du bassin avec urbanisation au milieu et une pente de 1/200.

4° cas: Etude du bassin sans urbanisation et sans pente.

2- Interprétation du phénomène observé:

Plusieurs phénomènes ont été observés sur le bassin, citant uniquement un seul qui est en rapport avec la granulométrie du sol, ainsi que les conditions d'expérimentation.

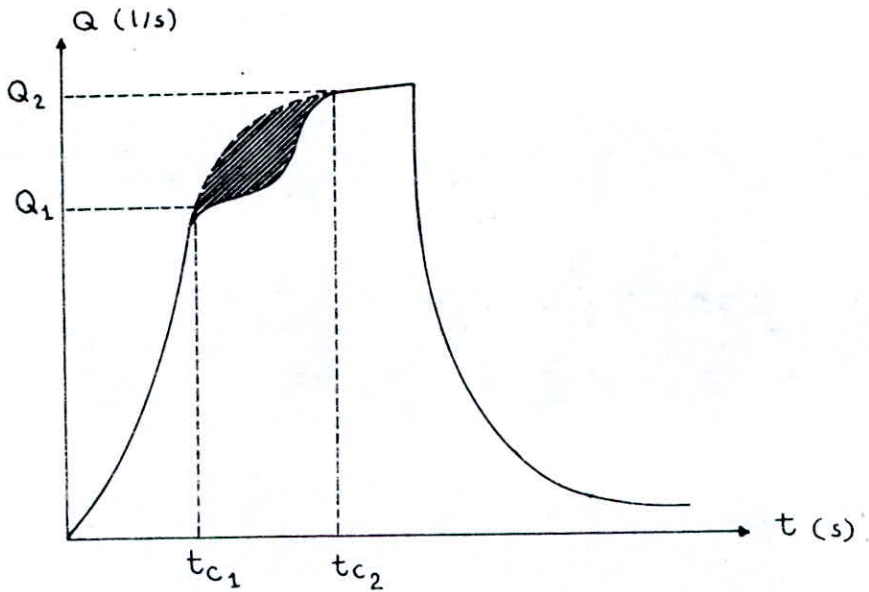


Fig. II-1 : Hydrogramme de crue (longue durée)

D'après la figure II-1, on remarque l'existence de deux (02) paliers correspondant à deux (02) temps de concentration t_{c1} et t_{c2} au lieu d'un seul.

Cette remarque a été faite pour toutes les expériences dont les averses sont de longue durées atteignant et dépassant le temps de concentration.

Ce phénomène est aussi observé sur les piézomètres installés dans le bassin et qui visualisent la surface piézométrique en sous sol du bassin, et la figure II-2 illustre bien ce phénomène.

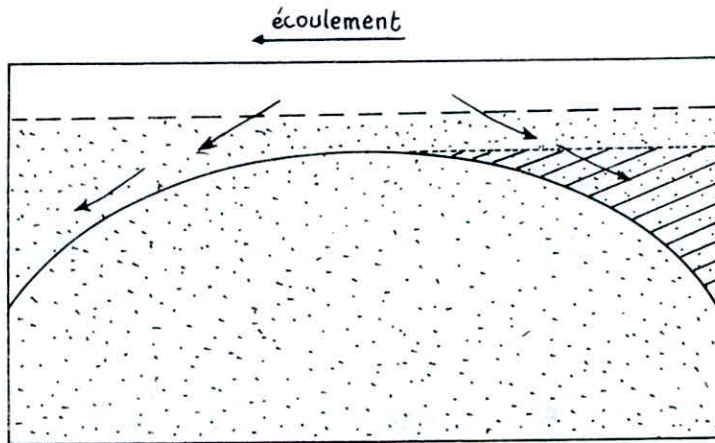


Fig. II.2- Niveaux piézométriques avant saturation ($t \ll t_c$).

On remarque que le volume hachuré dans la figure II-2 représente bien la partie manquante (hachurée) de la figure II-1 avant la saturation du sol, ce qui favorise la création d'une LIMITE HYDROGÉOLOGIQUE dans le sol.

Ce phénomène est apparu selon les conditions des expériences qui sont:

- La granulométrie du sable utilisé est assez fine pour pouvoir provoquée une rétention du sol surtout en amont du bassin (perméabilité $K = 5.62E-04$).

- La formation d'une limite hydrogéologique en sous sol et qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau vers l'aval à l'exutoire plus que vers l'amont, et c'est ce qui provoque le retard de saturation du sol en amont du bassin.

Pour remédier à ce problème, deux(02) solutions se présentent:

1. Soit ne pas tenir compte de la première valeur du temps de concentration t_{c1} et prendre t_{c2} (fig.II-1) qui représente le temps de saturation du sol.
2. Soit calculer le volume hachuré sur la figure II-2 et le rajouter point par point sur l'hydrogramme de crue (fig.II-1) afin d'obtenir la forme en S.

Dans cette étude, on a choisi la première solution, car on cherche à déterminer la valeur réelle du temps de concentration et non pas la forme de l'hydrogramme de crue.

3- Interprétations générales des courbes:

D'après les courbes observées, on remarque que le débit à l'exutoire croît avec l'arrivée successive des apports du ruissellement superficiel et hypodermique, car si l'averse est suffisamment longue et l'intensité constante, le débit se maintiendra constant, ce qui permet le ruissellement global du bassin.

Par contre, si l'averse est relativement courte (30% de t_c) par rapport au temps de concentration du bassin, le ruissellement de la partie la plus éloignée atteindra l'exutoire dans la phase décroissante de la crue, par fois longtemps après l'arrêt de la pluie.

4- Resultats et commentaires:

4-1- Averses de longue durée (t = tc):

D'après les figures (II-3, II-4, II-5, II-6) observées et pour chaque cas on a:

- Le temps de concentration sur le bassin sans urbanisation et avec une pente de 1/200 est donné par:

$$tc1 = 505 \text{ (sec)} = 8'25'' \quad (\text{fig. II-3})$$

- Le temps de concentration sur le bassin avec urbanisation en aval et avec une pente de 1/200 est:

$$tc2 = 507 \text{ (sec)} = 8'27'' \quad (\text{fig. II-4})$$

- Le temps de concentration sur bassin avec urbanisation au milieu et avec une pente de 1/200 est:

$$tc3 = 425 \text{ (sec)} = 7'05'' \quad (\text{fig. II-5})$$

- Le temps de concentration sur le bassin sans urbanisation et sans pente est donné par:

$$tc4 = 440 \text{ (sec)} = 7'20'' \quad (\text{fig. II-6})$$

Generalement un temps de concentration pour un bassin urbanisé est toujours supérieur à celui d'un bassin sans urbanisation, car l'eau met plus de temps à s'infiltrer dans le sol urbanisé que dans un sol non urbanisé sans tenir compte de la pente du terrain.

Remarque: sur une surface de $2m^2$, une surface de $0.60m^2$ est urbanisée et déplacée en aval et au milieu du bassin.

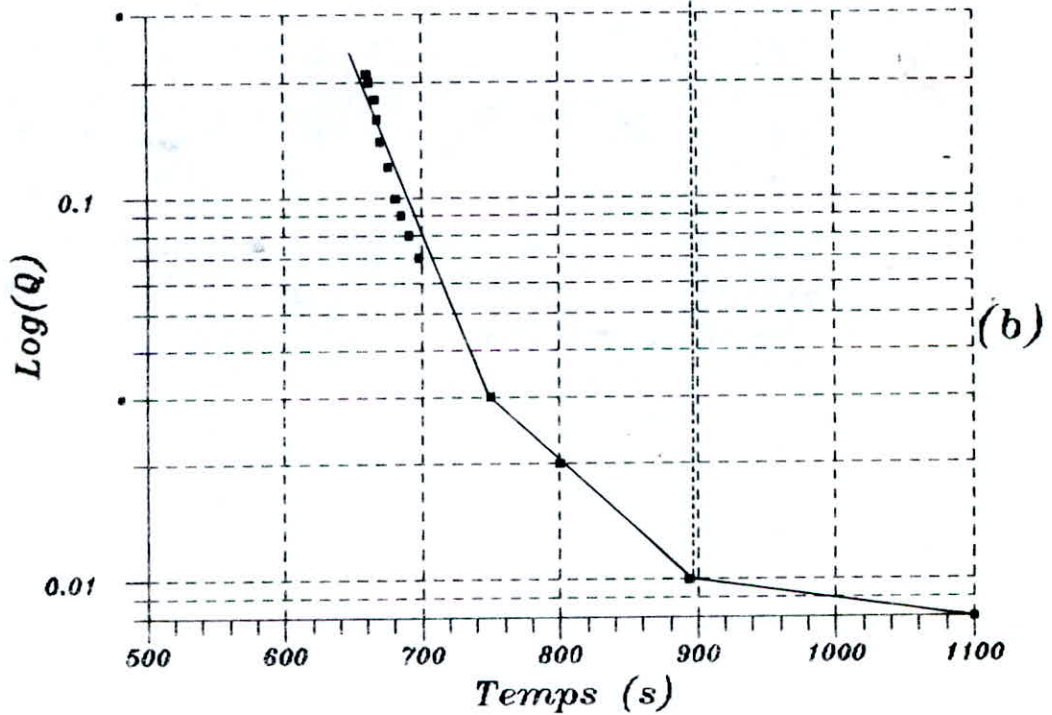
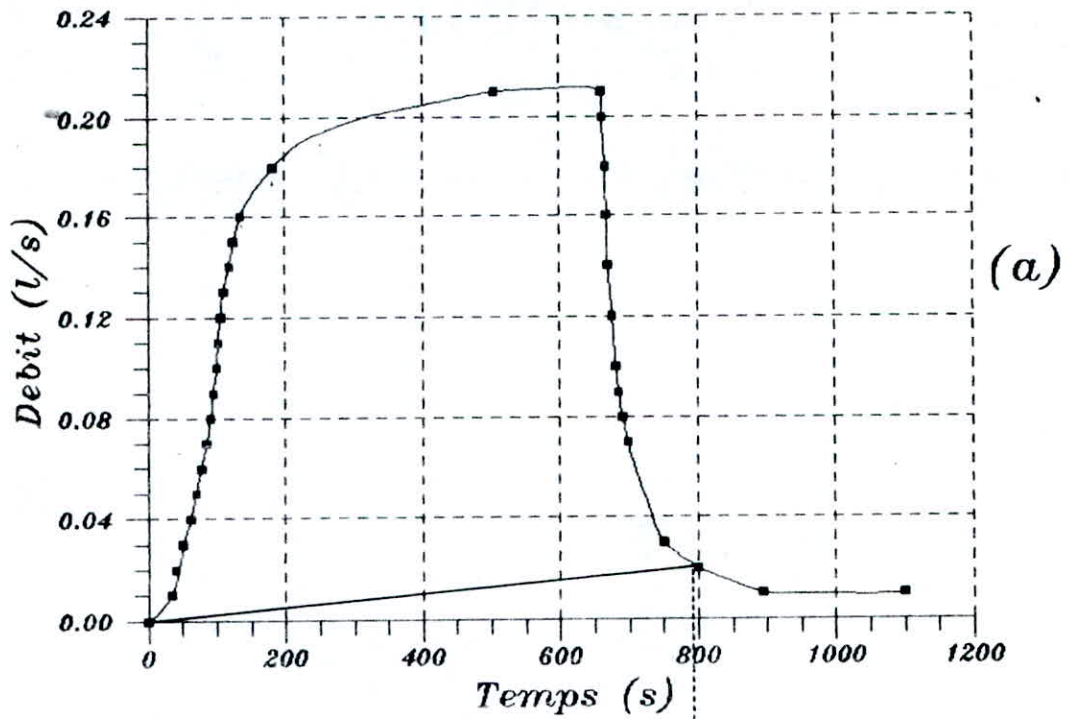


Fig. II-3:

HYDROGRAMME DE CRUE

- a) Averse de longue duree
- b) Separation des ecoulements
(Bassin avec pente et sans urban.)

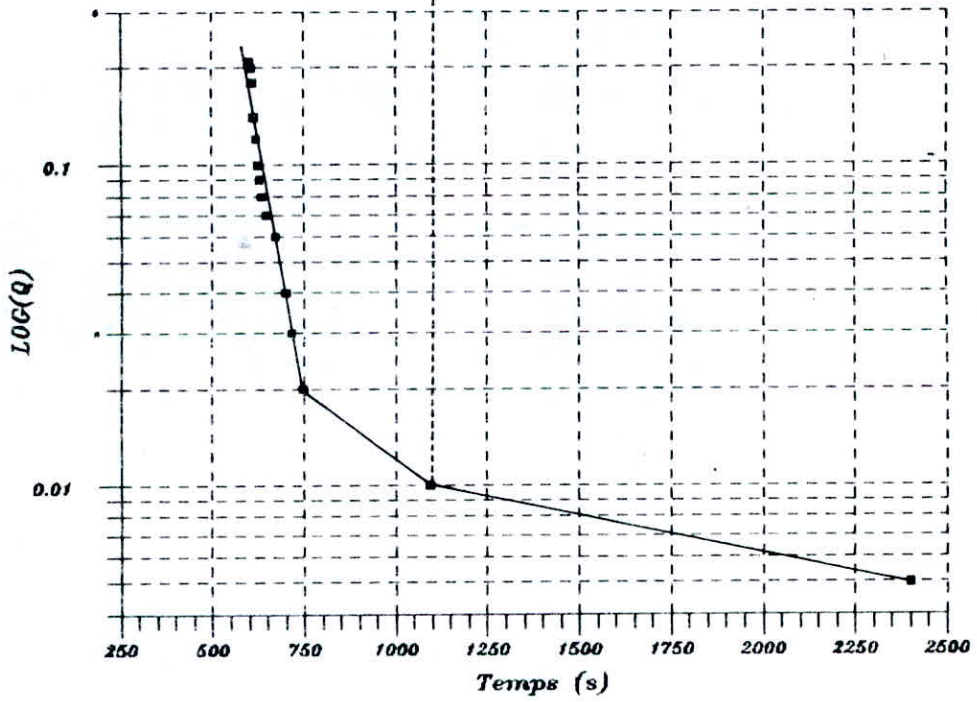
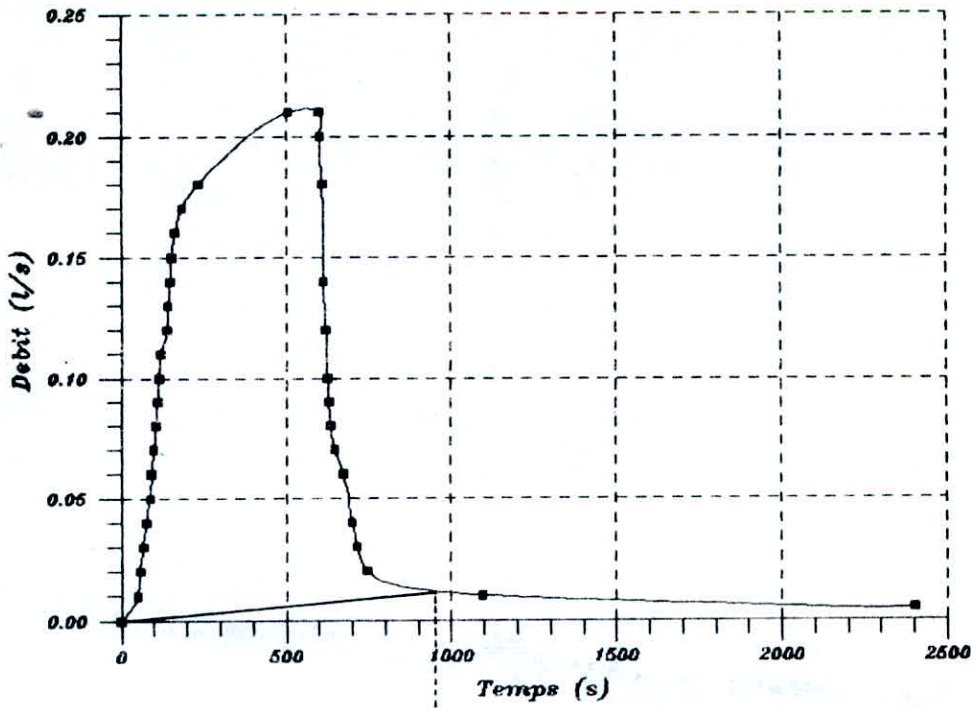


Fig. II-4:

SEPARATION DES ECOULEMENTS
pour l'averse de longue durée
avec urbanisation aval

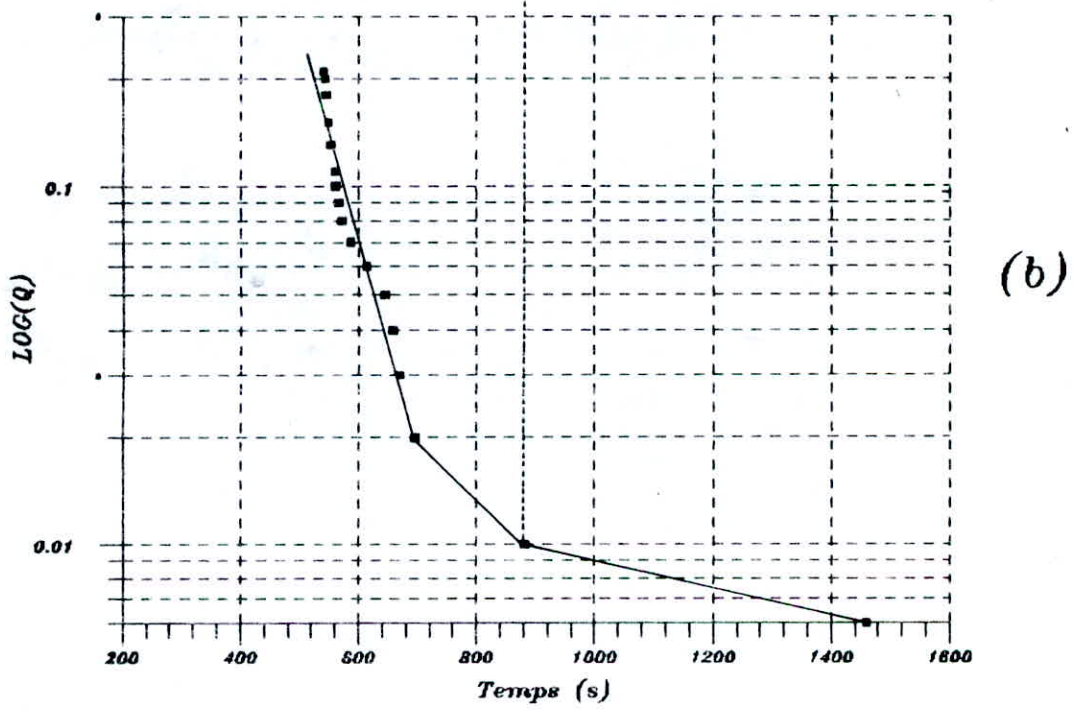
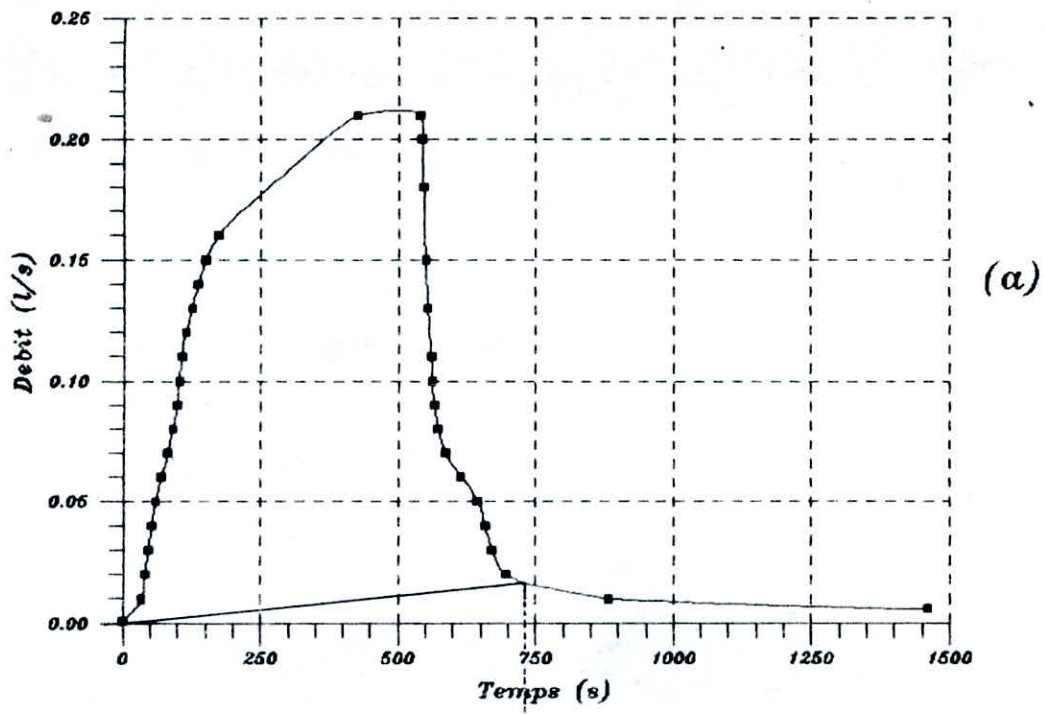


Fig. II-5:
HYDROGRAMME DE CRUE
 avec urbanisation au milieu
 a) averse de longue duree
 b) separation des ecoulements

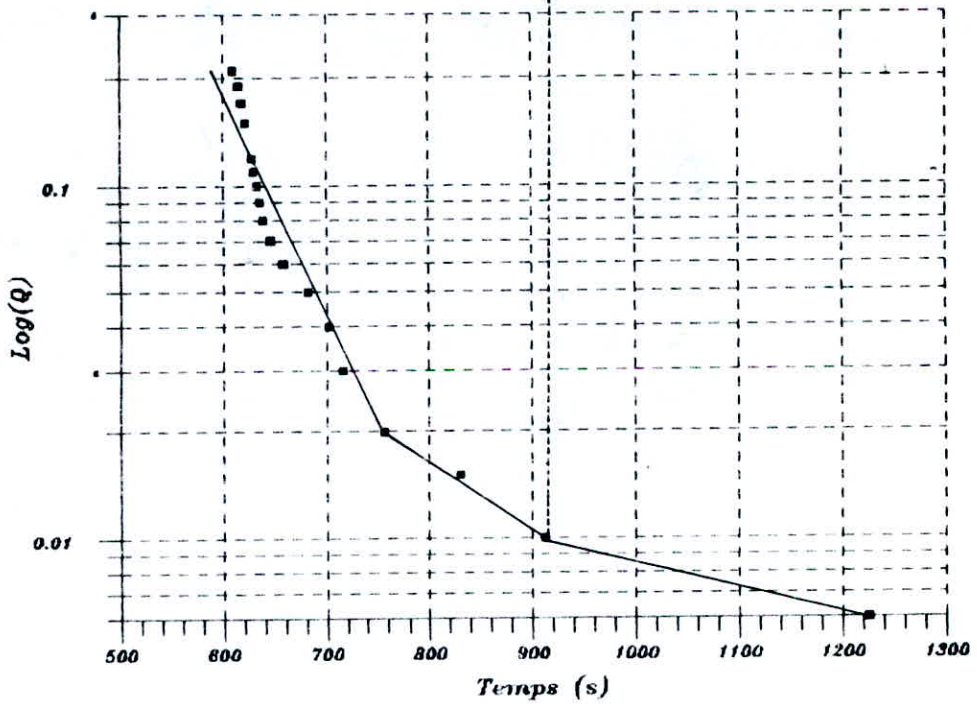
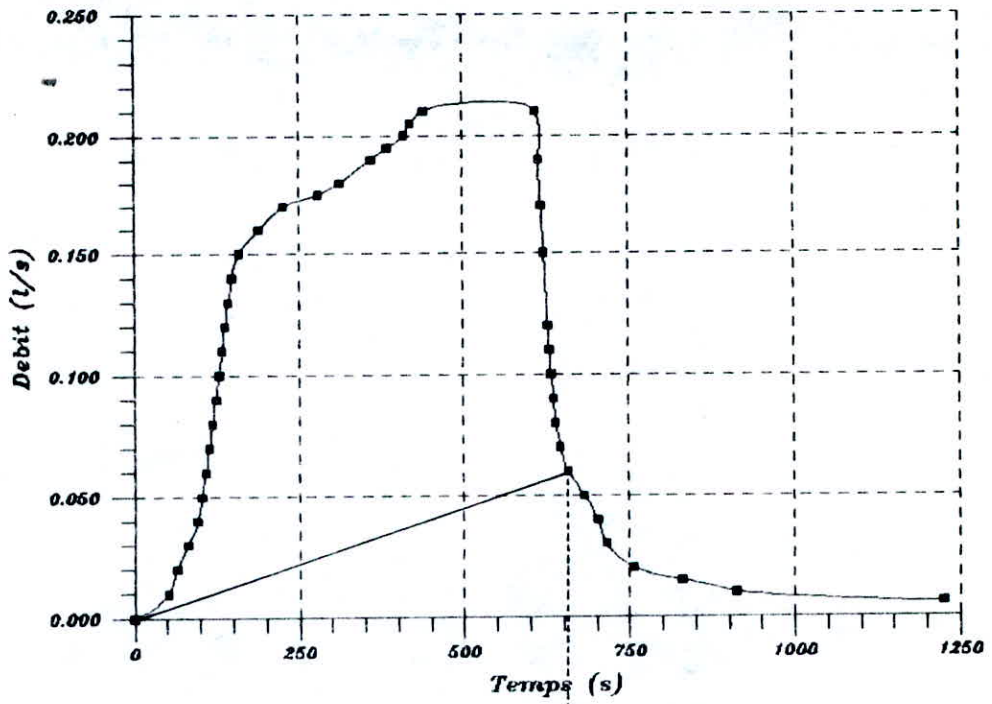


Fig. II-6:

*SEPARATION DES ECOULEMENTS
pour une averse de longue duree
sur bassin sans pente*

Dans notre cas il y'a une valeur qui verifie cette règle ($t_{c2} > t_{c1}$), et l'autre ne la vérifie pas (urbanisation au milieu $t_{c3} < t_{c1}$) pour le cas du bassin avec une pente de 1/200.

Pour argumenter cette anomalie, on peut dire que la limite hydrogéologique déjà citée s'est déplacée un peu plus vers l'amont du bassin ce qui donne une saturation plus rapide du sol que pour le cas initial (bassin sans urban. avec $t_c = t_{c1}$).

De plus on remarque bien que t_{c4} (bassin sans pente) est inférieur à t_{c1} (bassin avec pente), ce qui est logique car avec un bassin de pente définie, le ruissellement sera plus rapide vers l'exutoire et donc l'infiltration sera plus lente que pour un bassin sans pente.

4-2- Averses de courte durée ($t < t_c$):

On a enregistré l'hydrogramme global pour $t_x = 30\%$ de t_c , puis après séparation des écoulements, on détermine l'hydrogramme de ruissellement.

Une fois l'hydrogramme de ruissellement déterminé on peut alors, par planimétrage calculer le volume ruisselé V_r , et puis la lame ruisselée L_r sachant la surface du bassin versant ($S = 2 \text{ m}^2$).

Pour les quatres(04) cas utilisés ,on a trouvé:

$L_{r1} = 9.360 \text{ mm}$	(1° cas)	(fig.II-7)
$L_{r2} = 7.600 \text{ mm}$	(2° cas)	(fig.II-8)
$L_{r3} = 5.115 \text{ mm}$	(3° cas)	(fig.II-9)
$L_{r4} = 6.180 \text{ mm}$	(4° cas)	(fig.II-10)

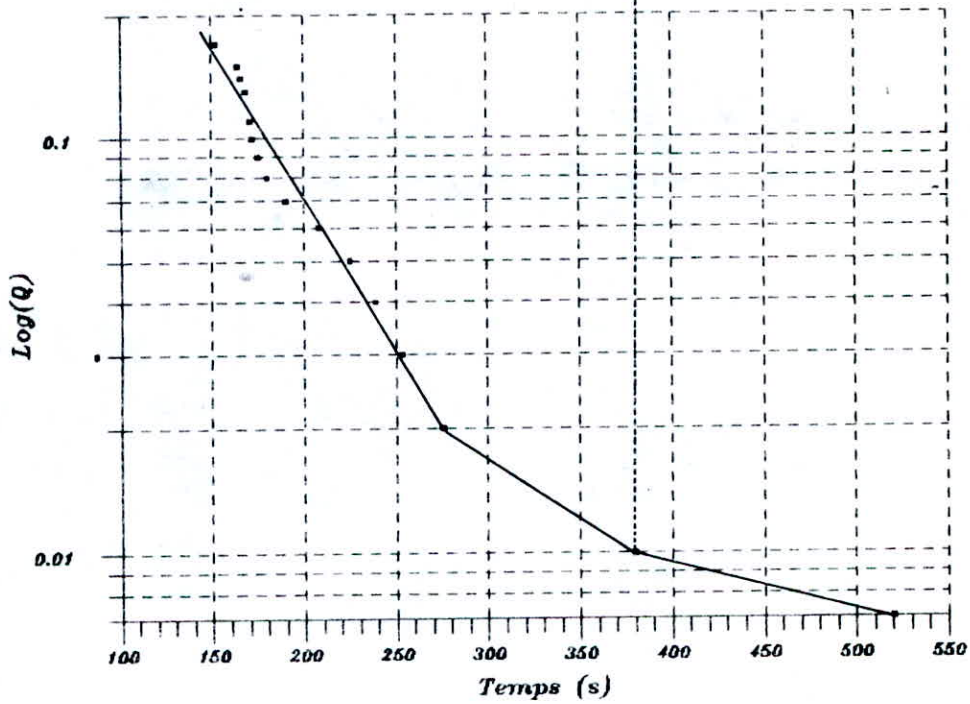
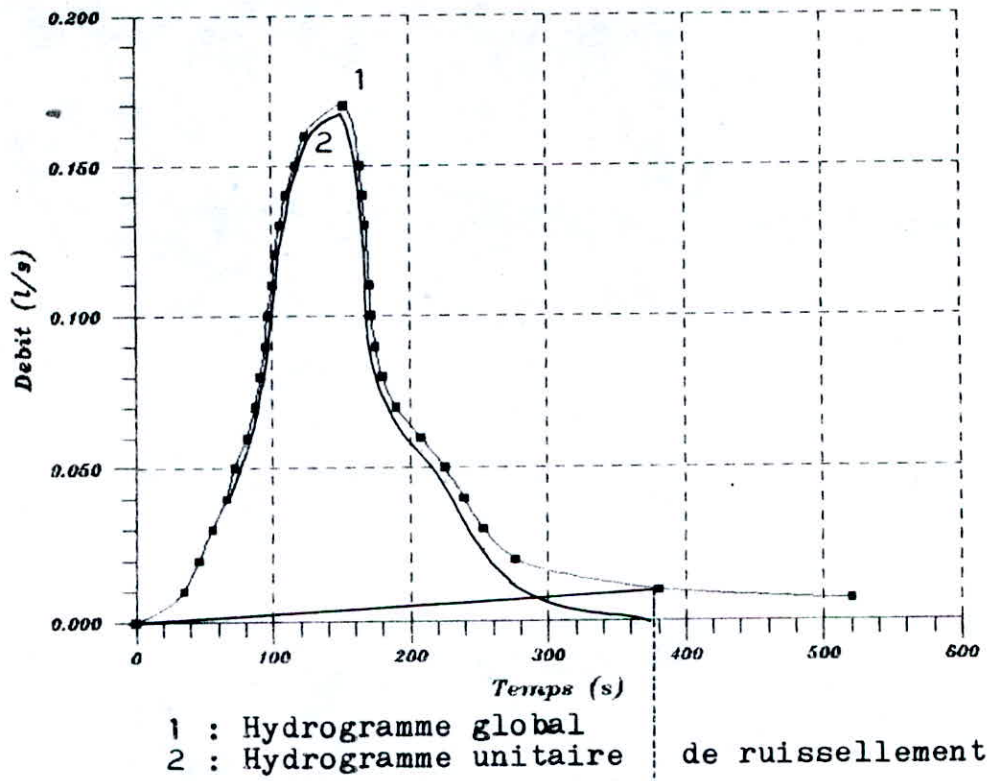
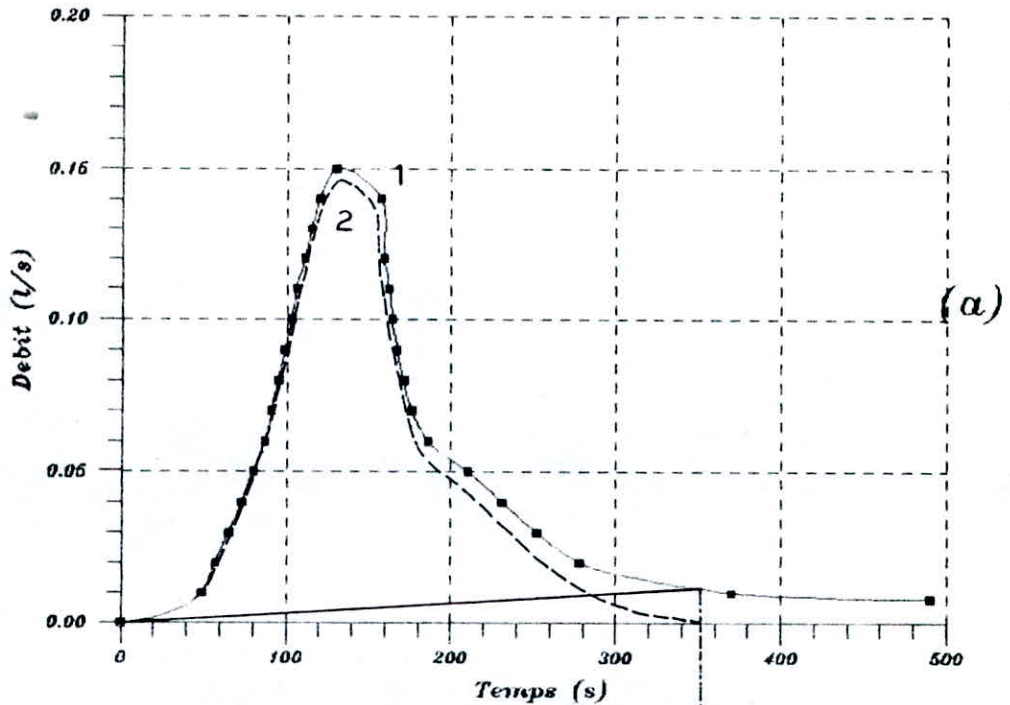


Fig. II-7:
SEPARATION DES ECOULEMENTS
 pour une averse de $0.30 T_c$
 sur bassin avec pente



1 : Hydrogramme global
 2 : Hydrogramme unitaire de ruissellement

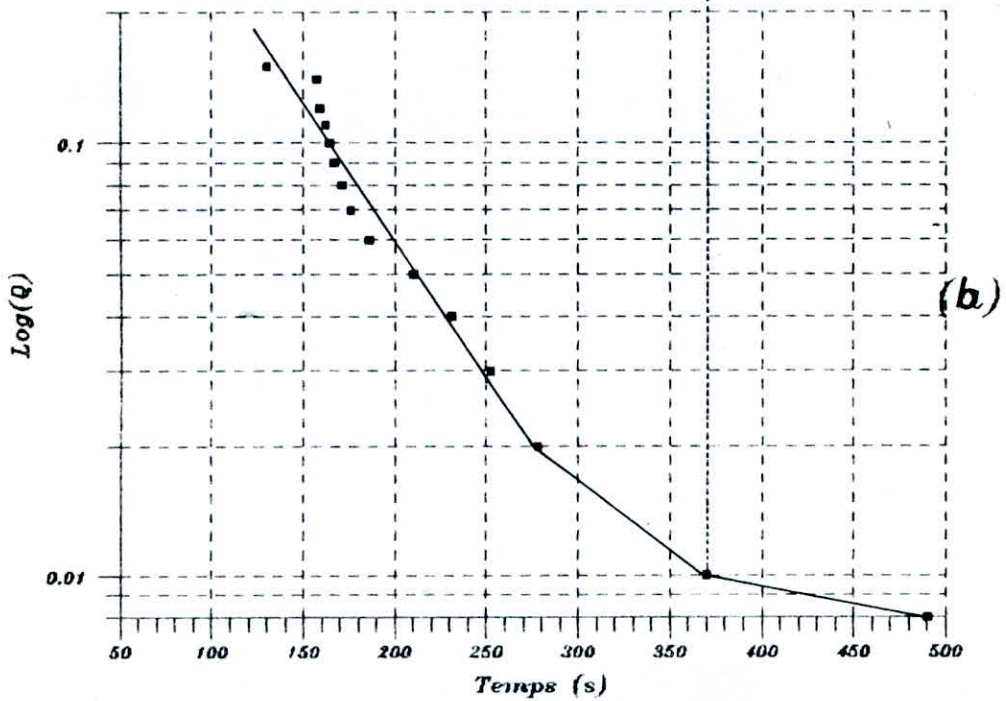
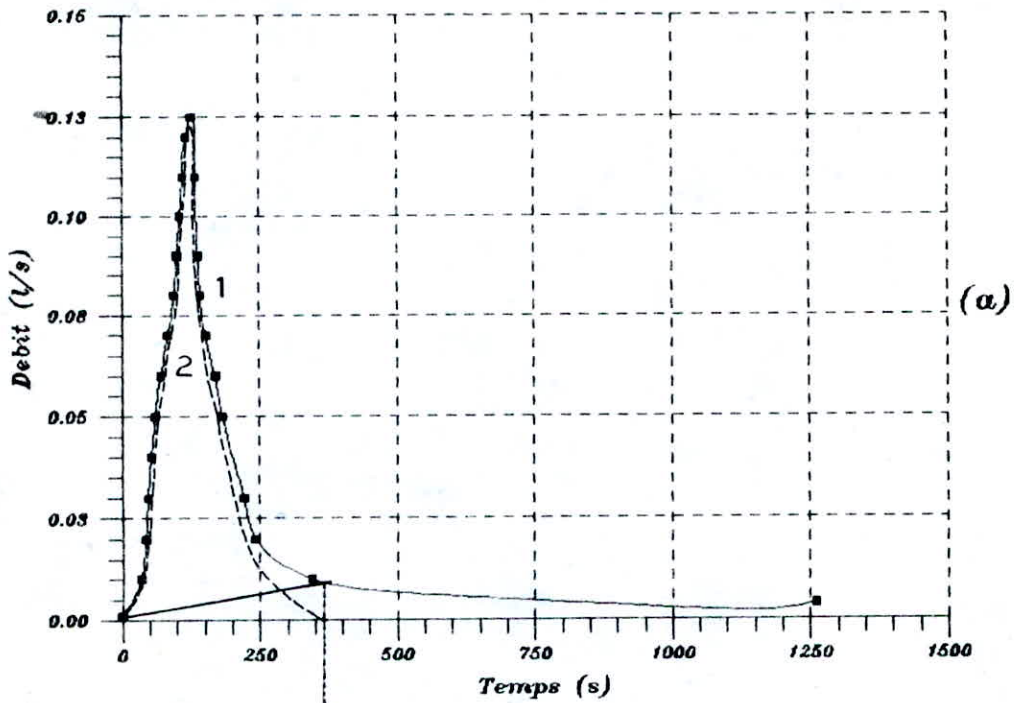


Fig.II-8 Hydrogramme de crue
 avec urbanisation aval

a) Averse de $0.30 T_c$

b) Separation des ecoulements



1 : Hydrogramme global
 2 : Hydrogramme unitaire de ruissellement

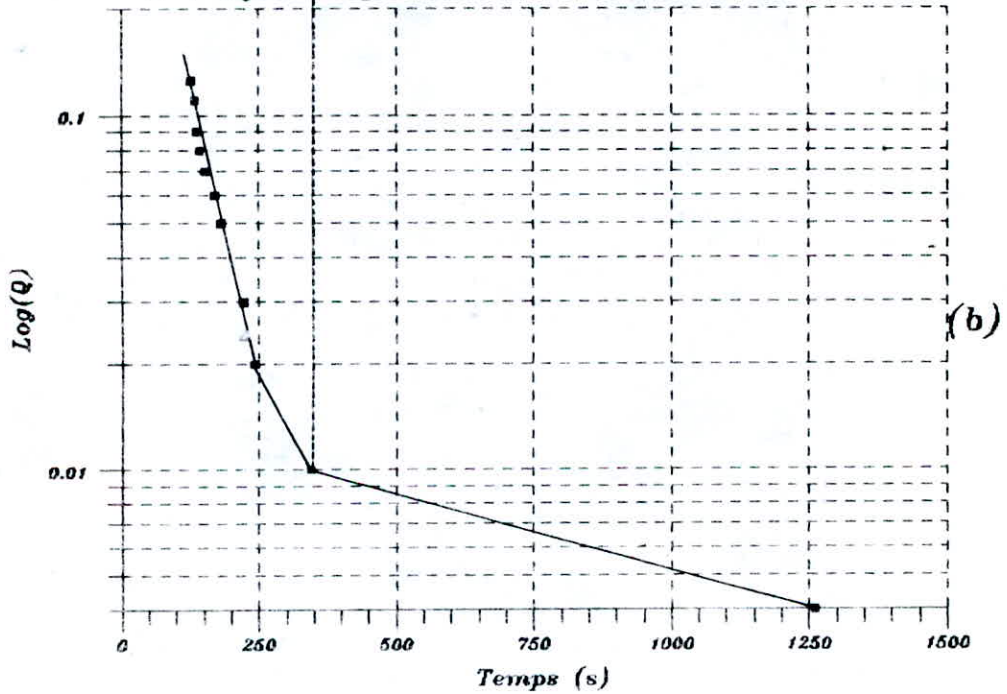
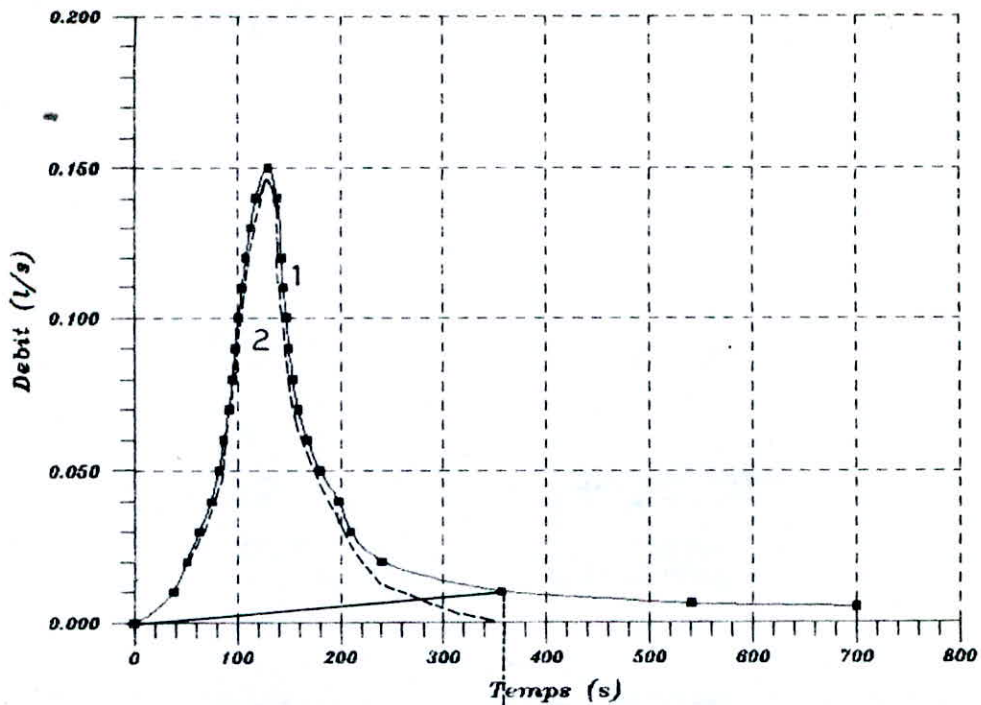


Fig. II-9: Hydrogramme de crue
 avec urbanisation au milieu

- a) averse de $0.30 T_c$
- b) Separation des ecoulements



1 : Hydrogramme global
 2 : Hydrogramme unitaire de ruissellement

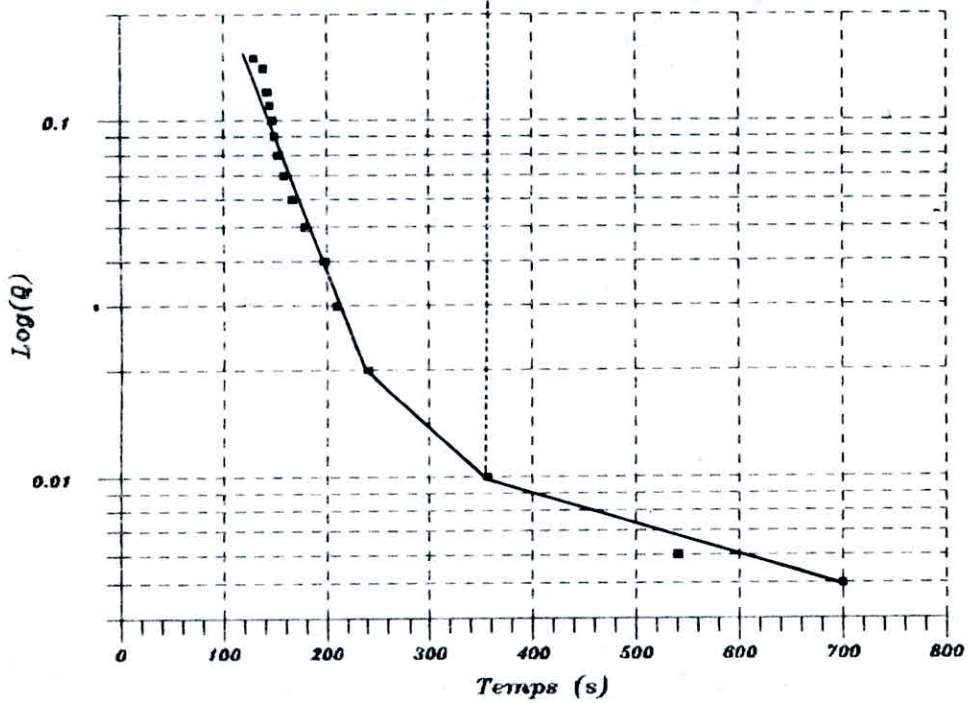


Fig. II-10:

SEPARATION DES ECOULEMENTS
 pour une averse de $0.30 T_c$
 sur bassin sans pente

Les lames ruissellées croissent généralement avec la hauteur de précipitations, mais cette croissance est plus ou moins rapide et s'effectue à des niveaux plus ou moins élevés selon divers facteurs dont le plus important est l'état de saturation préalable du sol.

5- CONSTRUCTION DES COURBES EN S:

On peut reconstituer l'hydrogramme de crue provoqué par une averse de durée quelconque à partir de l'hydrogramme unitaire du bassin.

Dans le cas d'une averse de durée supérieure à la durée de l'averse unitaire (t_x), il est possible de la décomposer en intervalle de temps Δt , inférieurs à t_x , chaque intervalle Δt de l'averse engendre un hydrogramme unitaire. Ainsi, la sommation des hydrogrammes unitaires est une courbe en (S) jusqu'à la durée du temps de concentration suivi d'un palier constant.

Cette courbe en S est établie par une combinaison de cinq hydrogrammes unitaires de ruissellement décalés les uns des autres d'un intervalle de temps Δt .

(fig. II-11, II-12, II-13 et II-14)

On remarque bien un certain décalage entre la courbe en S calculée et celle observée sur le bassin versant, et qui est relativement faible dans le cas du bassin sans urbanisation et avec pente, ainsi que pour celui du bassin sans urbanisation et sans pente (fig. II-11 et fig. II-14), mais pour les deux cas restant, il est un peu plus élevé (fig. II-12 et fig. II-13).

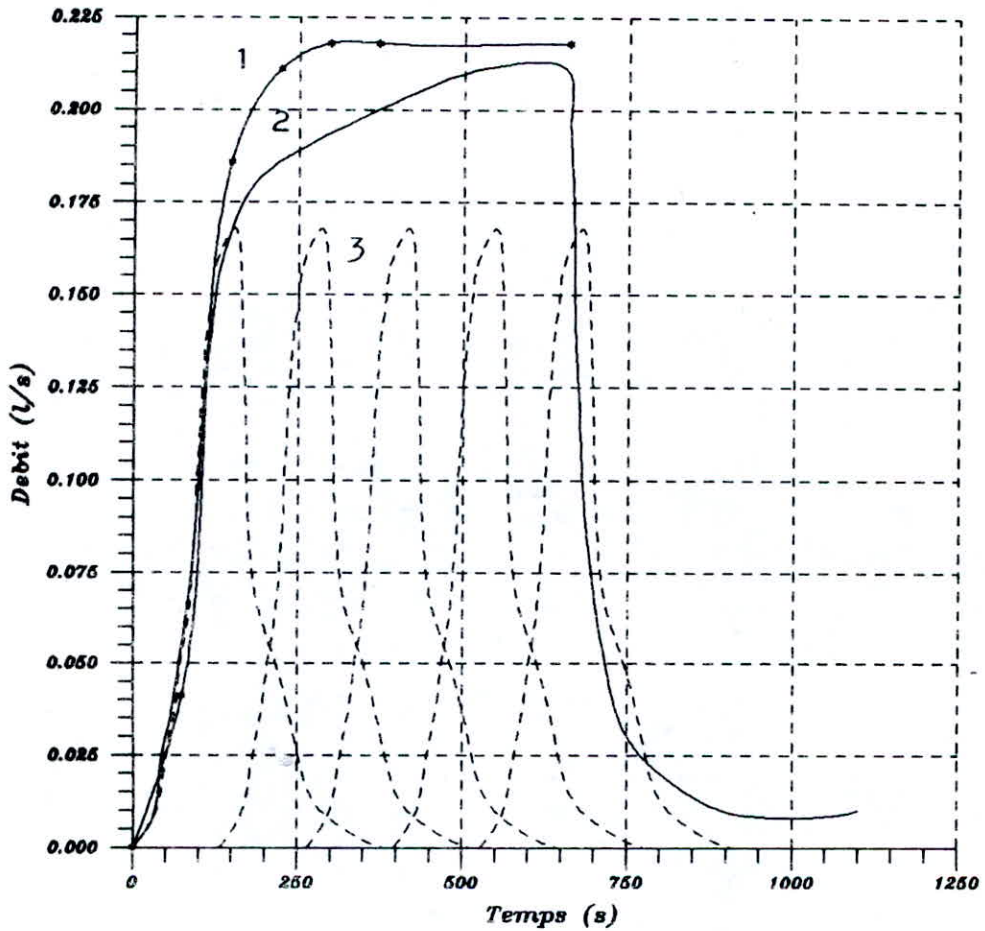


Fig. II-11:

CONSTRUCTION D'HYDROGRAMME EN S
sur bassin sans urbanisation
et avec pente

- 1: Courbe en S calculée
- 2: Courbe en S observée
- 3: Hydrog. unitaire de ruissellement

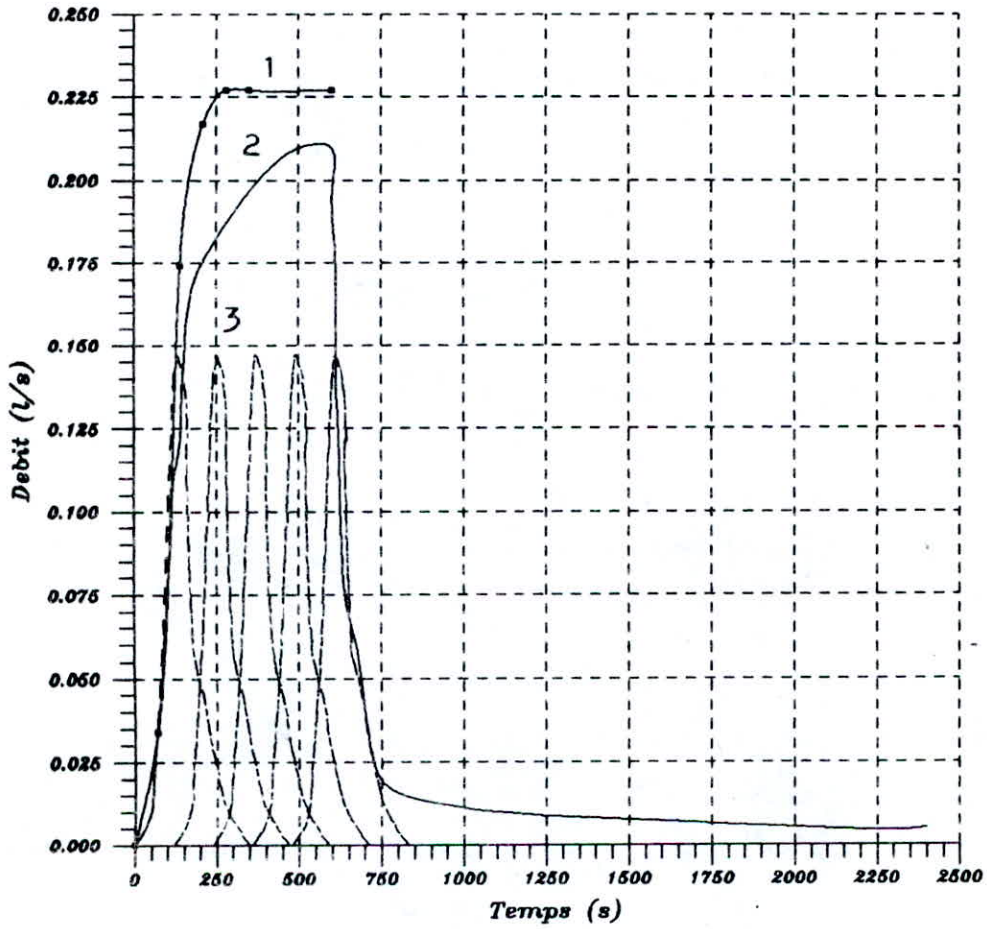


Fig. II-12:

CONSTRUCTION D'HYDROGRAMME EN S
sur bassin avec urbanisation
en avale (avec pente)

- 1: Courbe en S calculée
- 2: Courbe en S observée
- 3: Hydrog. unitaire de ruissellement

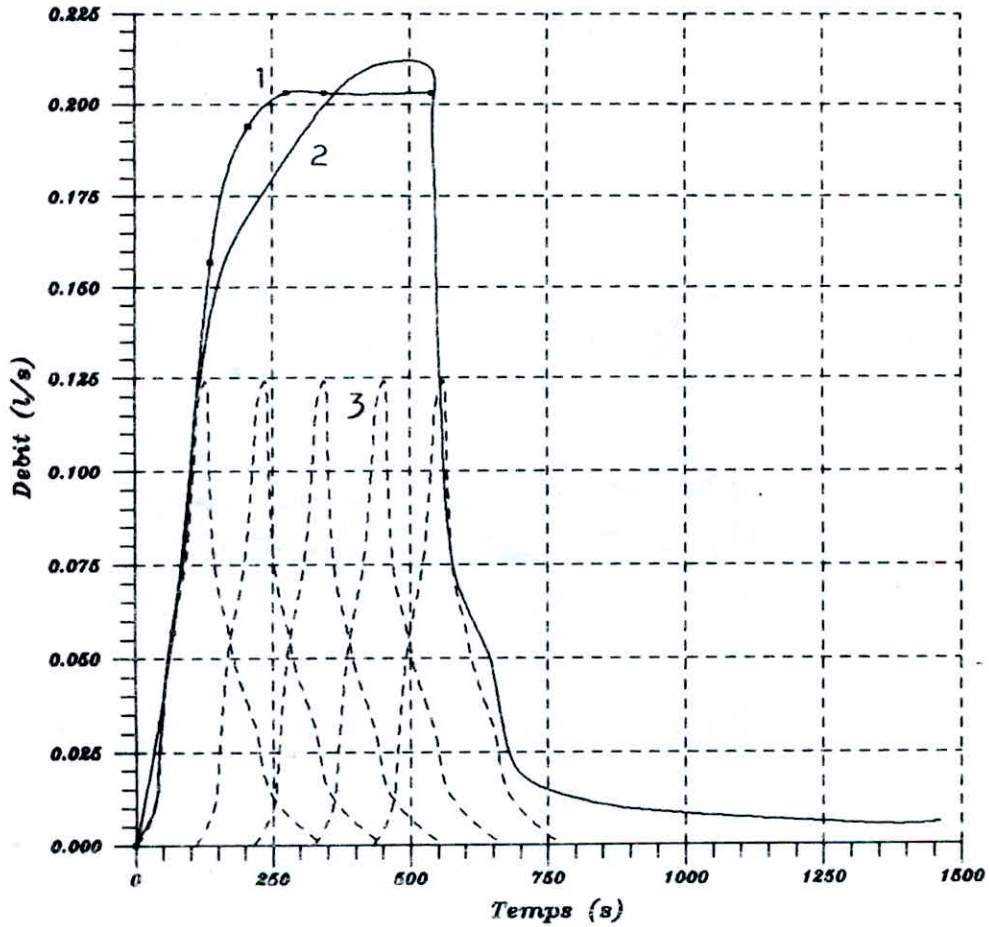


Fig. II-13:

CONSTRUCTION D'HYDROGRAMME EN S
sur bassin avec urbanisation
au milieu(avec pente)

- 1: Courbe en S calculée
- 2: Courbe en S observée
- 3: Hydrog. unitaire de ruissellement

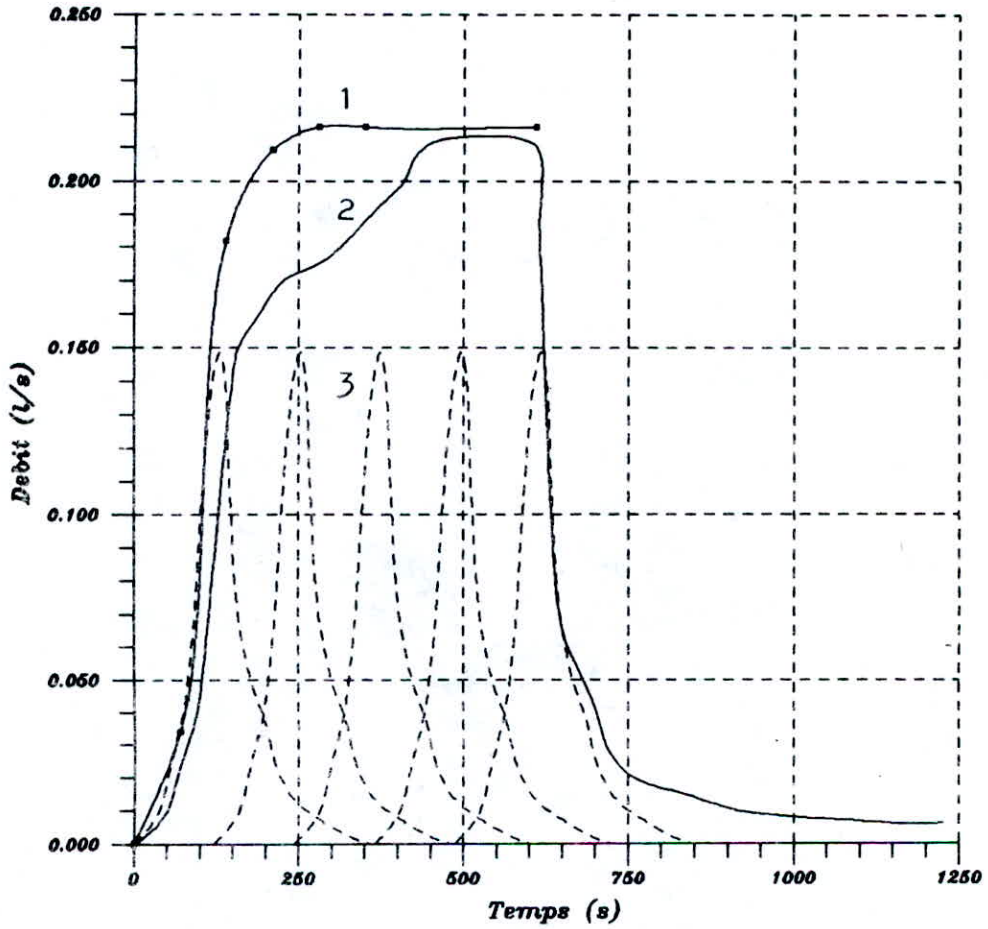


Fig. II-14:

CONSTRUCTION D'HYDROGRAMME EN S
sur bassin sans urbanisation
et sans pente

- 1: Courbe en S calculée
- 2: Courbe en S observée
- 3: Hydrog. unitaire de ruissellement

6- ESTIMATION DES PERTES D'AVERSES:

6-1- Procédé d'évaluation:

Pour l'étude des pertes (infiltrations) des averses, procède par l'analyse des hydrogrammes multiples observés aléatoirement sur le bassin.

On recherche des crues complexes de deux(02) ou trois(03) pointes suffisamment séparées par des périodes moins intense non génératrices de crue(fig.II-15,II-16,II-17 et II-18) et ayant provoquées du ruissellement.

En procédant pour chaque pointe de crue comme dans le cas de crue simple, on obtient quelques valeurs de C_{am} qui correspondent à des temps variés après le début de l'averse. Avec ces quelques valeurs de C_{am} , on peut tracer très approximativement une courbe de variation du C_{am} en fonction du temps (fig.II-19,II-20,II-21 et II-22).

6-2- Interprétation des résultats:

D'après cette étude, on montre bien que la fonction capacité d'absorption moyenne (C_{am}) est une fonction de forme exponentielle en fonction du temps, représenter par l'équation (I-3-1).

Généralement en procédant ainsi sur des événements averse - crue de plus en plus complexes, on obtiendra une courbe $C_{am}=f(t)$ de plus en plus proche de la réalité.

C'est cette courbe que l'on pourra utiliser pour construire l'hydrogramme de crue contre laquelle on veut se prémunir, à partir d'averse de probabilité voulue.

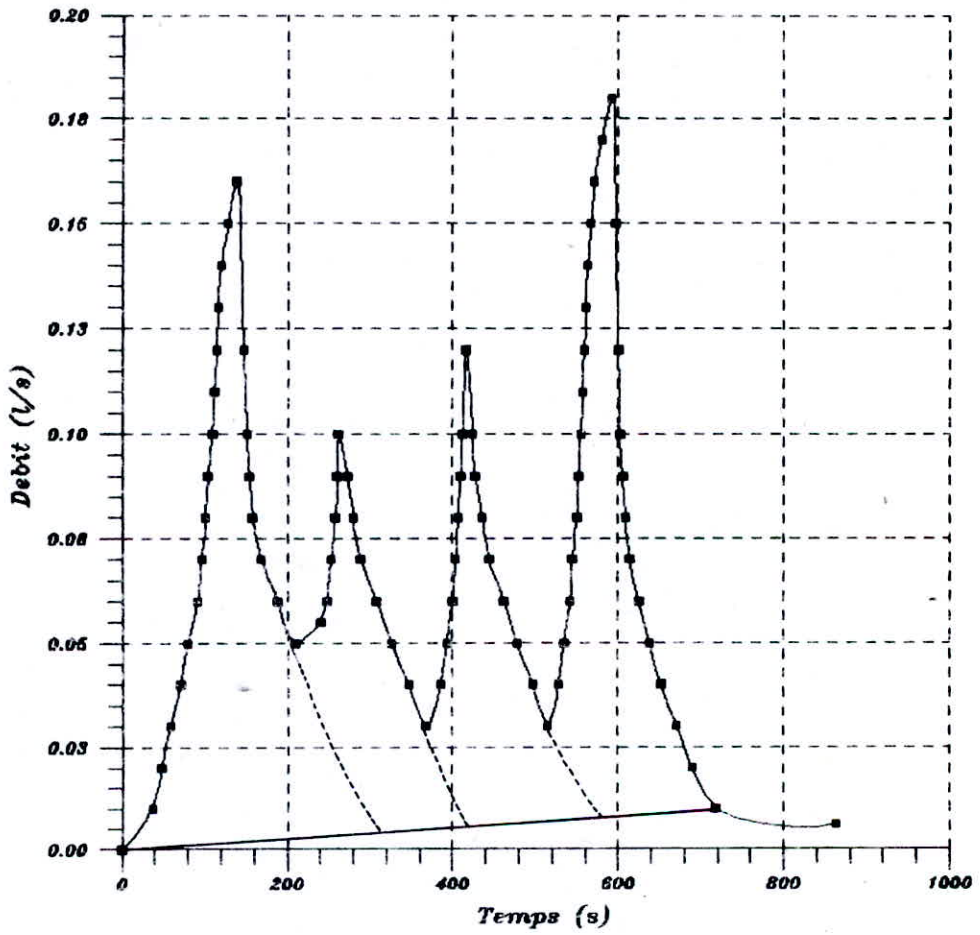


Fig.II-15:
HYDROGRAMME MULTIPLE
 (Bassin avec pente)

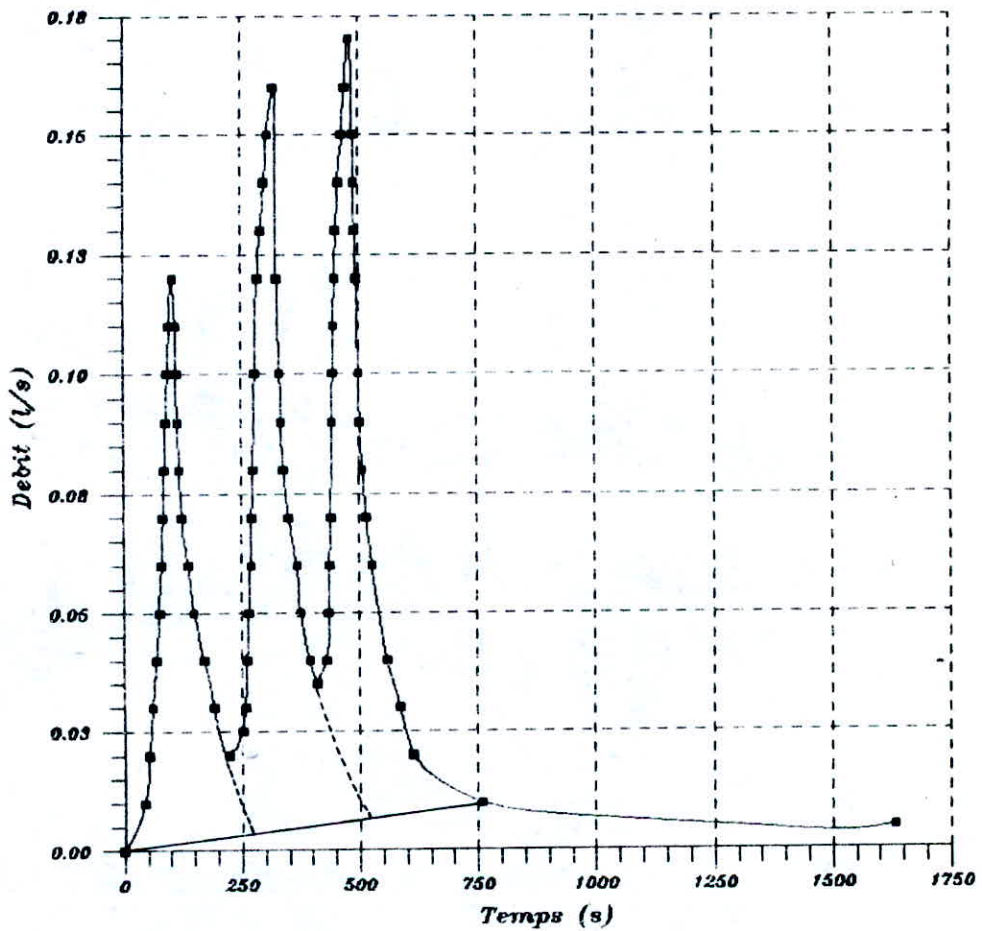


Fig. II-16:

HYDROGRAMME MULTIPLE
(Bassin avec pente)
avec urbanisation en aval

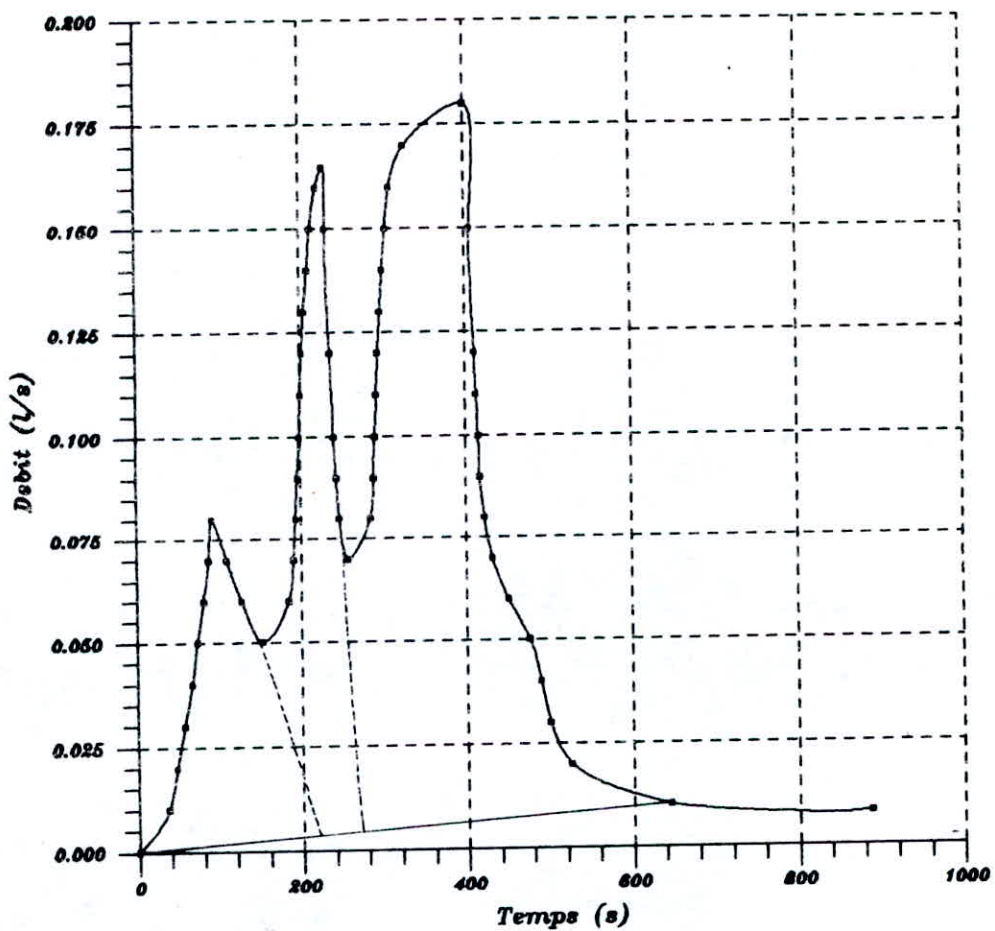


Fig.II-17:

HYDROGRAMME MULTIPLE
 (Bassin avec pente)
 avec urbanisation au milieu

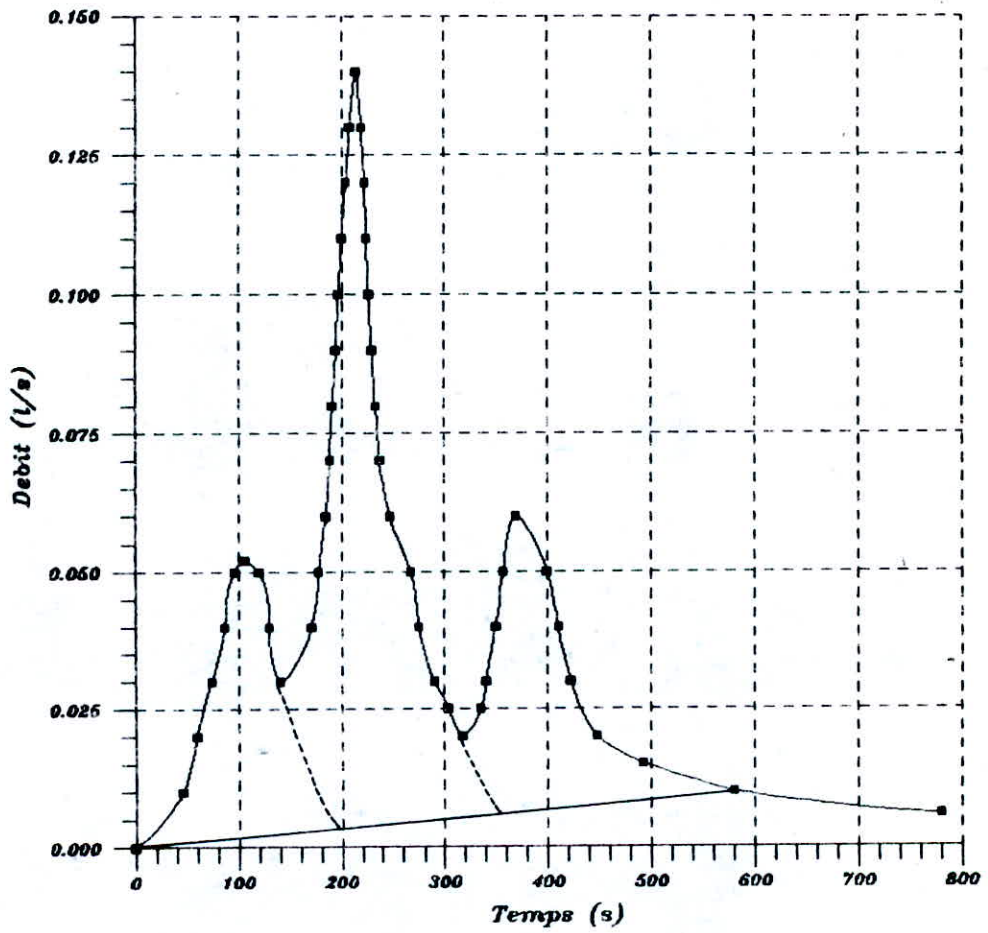


Fig. II-18:

HYDROGRAMME MULTIPLE
(Bassin sans pente)

TAB. II-1: La Cam sur le bassin sans urbanisation et avec une pente de 1/200.

N° de pointe	lames ruisselées cumulées (mm)	temps de base (Tb) (min)	lames/Tb (mm/min)	I(pluie) (mm/min)	Cam (mm/min)
1	8.181	5.20	1.573	7.00	5.427
2	12.272	7.00	1.753	7.00	5.248
3	16.818	9.40	1.789	7.00	5.211
4	23.181	12.00	1.932	7.00	5.068

TAB.II-2: La Cam sur le bassin avec urbanisation en avale et avec une pente de 1/200.

N° de pointe	lames ruisselées cumulées (mm)	temps de base(Tb) (min)	lames/Tb (mm/min)	I(pluie) (mm/min)	Cam (mm/min)
1	07.568	4.30	1.760	7.00	5.240
2	16.363	8.35	1.960	7.00	5.040
3	26.386	12.30	2.145	7.00	4.850

TAB.II-3: La Cam sur le bassin avec urbanisation au milieu et avec une pente de 1/200.

N° de pointe	lames ruisselées cumulées (mm)	temps de base(Tb) (min)	lames/Tb (mm/min)	I(pluie) (mm/min)	Cam (mm/min)
1	5.8430	3.35	1.744	7.00	5.256
2	12.727	4.40	2.892	7.00	4.107
3	34.545	10.40	3.322	7.00	3.678

TAB.II-4: La Cam sur le bassin sans urbanisation et sans pente.

N° de pointe	lames ruisselées cumulées (mm)	temps de base(Tb) (min)	lames/Tb (mm/min)	I(pluie) (mm/min)	Cam (mm/min)
1	2.181	3.20	0.682	7.00	6.318
2	7.091	6.00	1.182	7.00	5.818
3	10.363	8.50	1.220	7.00	5.780

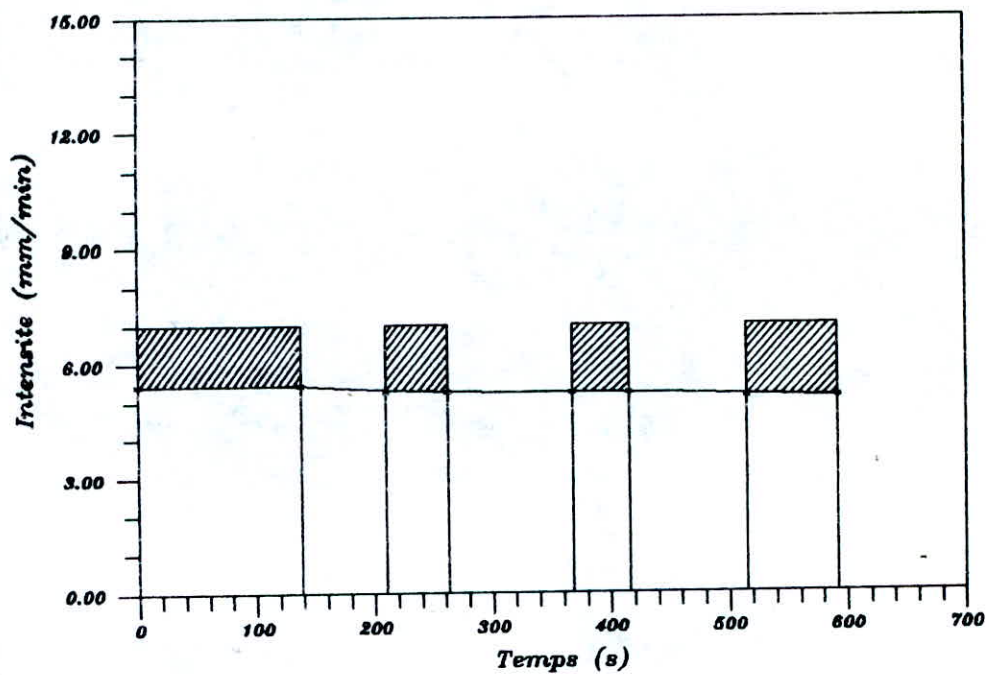


Fig. II-19:

ETUDE DE L'INFILTRATION
*courbe $C_{am} = f(t)$ sur
 bassin avec pente et
 sans urbanisation.*

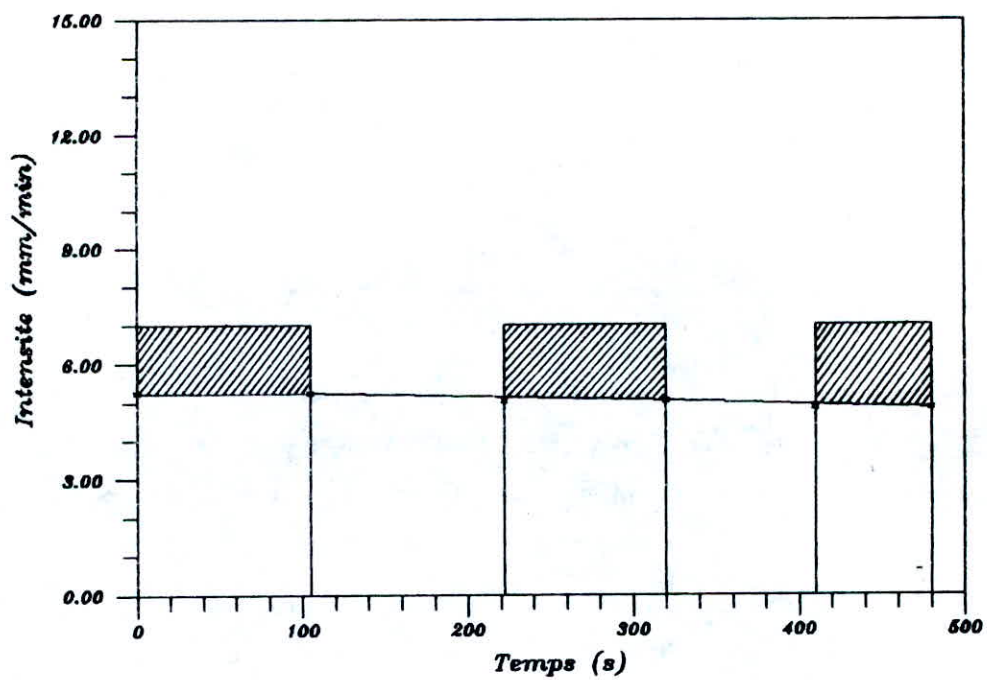


Fig.II-20:

ETUDE DE L'INFILTRATION

*courbe $C_{am} = f(t)$ sur
bassin avec pente et
urbanisation en aval*

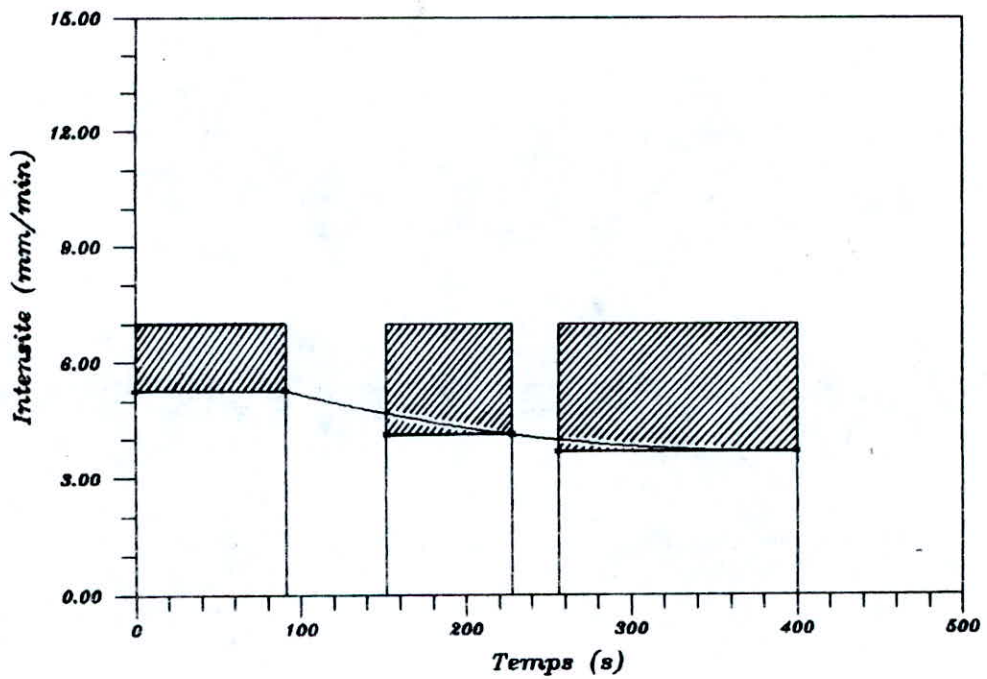


Fig.II-21:

ETUDE DE L'INFILTRATION

*courbe $C_{am} = f(t)$ sur
bassin avec pente et
urbanisation au milieu*

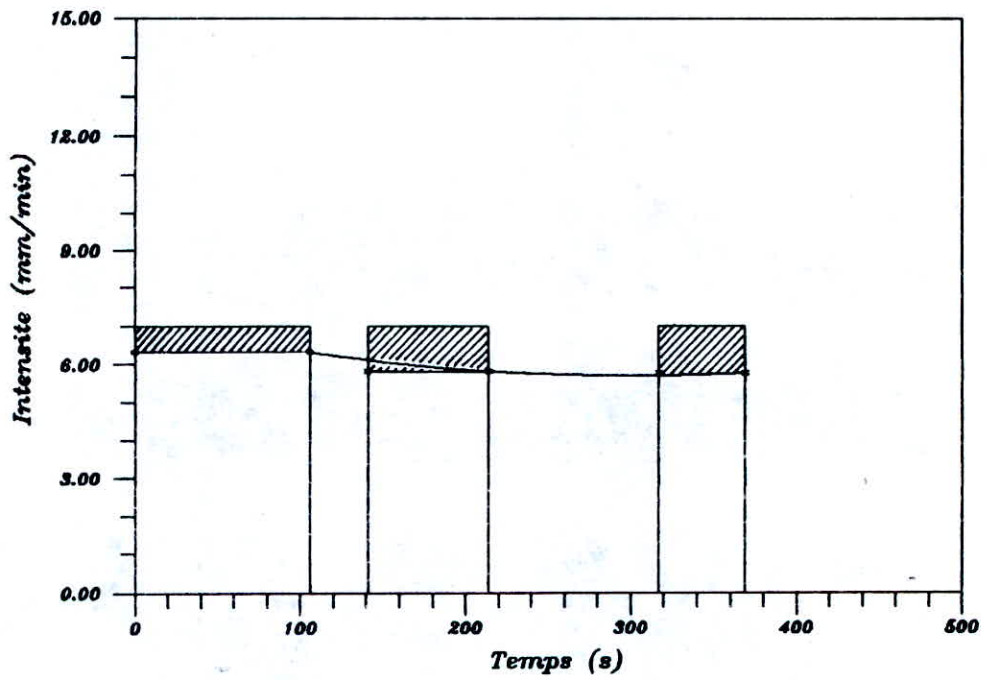


Fig.II-22:

ETUDE DE L'INFILTRATION

*courbe $C_{am} = f(t)$ sur
bassin sans pente et
sans urbanisation*

III- Conclusion:

Dans la première phase de ce travail, on a procédé à l'analyse et à la vérification de certaines hypothèses de la méthode d'hydrogramme unitaire telles que la séparation des différents écoulements par la méthode de BARNES et l'évaluation de la durée de l'averse unitaire dans le but de déduire la courbe en S calculée et la comparer à celle observée à partir des données enregistrées à l'exutoire du bassin versant (modèle).

L'écart entre ces deux courbes étant relativement faible, on conclure que les hypothèses utilisées sont acceptables et par conséquent, sont valable dans le cas des bassins versants réels.

Dans la seconde phase de ce travail, une étude approfondie a été faite sur les pertes de l'averse que l'on peut exprimer en particulier par la capacité d'absorption moyenne du bassin versant.

On peut dire que l'allure de la courbe de la Cam décroît exponentiellement jusqu'à une limite inférieure, et par conséquent, présente la même forme que celle de la capacité d'infiltration du bassin.

DEUXIEME PARTIE

HYDROGEOLOGIE

Introduction:

L'écoulement de l'eau en milieux poreux est déterminé par trois groupes de paramètres hydrodynamiques: coefficient de perméabilité et transmissivité, gradient et charge hydrauliques, débit d'une nappe et vitesse de l'écoulement des eaux souterraines.

La loi de Darcy est la base de l'hydrodynamique souterraine.

1- LOI DE DARCY: (Fig. I-1)

En faisant passer un débit constant Q à travers un échantillon de sable de section A , Henry DARCY en 1854 a montré que ce débit s'exprime par :

$$Q = K.i.A \quad (1)$$

où: K : est le coefficient de perméabilité de DARCY exprimé en m/s.

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (\text{gradient hydraulique}) \quad (2)$$

ou perte de charge par unité de longueur du cylindre).

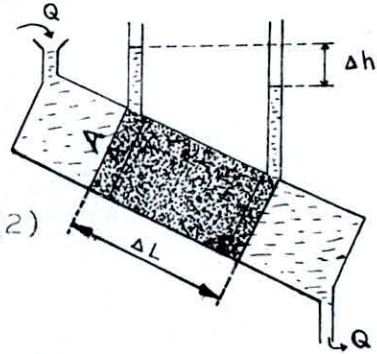


Fig. I-1 Expérience de Darcy.

La hauteur piezométrique dans chaque point des manomètres correspond à l'énergie potentielle de l'unité du poids du fluide au point considéré:

$$E_p = \frac{P}{\rho g} + Z = \frac{P}{\omega} + Z \quad (3)$$

En raison des vitesses extrêmement faibles des écoulements de filtration, cette énergie potentielle s'identifie par ailleurs avec l'énergie mécanique totale (équation de BERNOULLI) ou charge Hydraulique dont l'expression est:

$$H = \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\omega} + Z \quad (4)$$

Du fait que l'énergie cinétique $E_c = (V^2/2g)$ (en hauteur d'eau) est toujours négligeable.

La pente de la ligne piezométrique n'est donc autre que le Gradient de la Charge Hydraulique que nous noterons :

$$i = \frac{dH}{dL} = \frac{dh}{dL} = \frac{\Delta h}{\Delta L} \quad (\text{sans dimension}). \quad (2)$$

L'expression $q = (Q/A) = K.i$ donne le débit par unité d'aire du perméamètre. C'est la VITESSE DE FILTRATION ou parfois appelée DEBIT SPECIFIQUE en (m/s).

Le dispositif de laboratoire (expérience de DARCY) montre que l'écoulement se dirige dans le sens de la charge décroissante, et puisque q ou V ne peuvent être négatifs, on écrit:

$$q = \frac{k(h_2 - h_1)}{\Delta L} = -k \frac{h_1 - h_2}{\Delta L} = -k \frac{\Delta h}{\Delta L} = -k i \quad (5)$$

1-1- GENERALISATION DE LA LOI DE DARCY:

La généralisation consiste à admettre que la loi de DARCY est valable en tout point du terrain et dans toutes les directions. On aura le long des trois axes de coordonnées: (14)

$$u = -k \frac{\partial h}{\partial x} \quad ; \quad v = -k \frac{\partial h}{\partial y} \quad ; \quad w = -k \frac{\partial h}{\partial z}$$

ou sous forme vectorielle résumée :

$$\vec{V} = -k \overrightarrow{\text{grad } h} \quad (6)$$

Dans le cas des écoulements plans, le système se réduira à deux dimensions et la troisième équation s'annule. En milieux anisotropes nous aurons:

$$\vec{V} = -k_{(x, y, z)} \overrightarrow{\text{grad } h} \quad (6')$$

Remarques:

- Les pertes de charge dues aux frottement sont proportionnelles à la première puissance de la vitesse. Cela montre que le régime d'écoulement est LAMINAIRE.

- La loi de DARCY est linéaire. Les écoulements en milieu poreux sont donc SUPERPOSABLES c'est à dire que l'évolution de la nappe autour d'un point où on a provoqué une perturbation est la superposition de l'état antérieur supposé continuer d'évoluer normalement et d'un écoulement transitoire (ou à la limite permanent).

1-2- LIMITES DE VALIDITE DE LA LOI DE DARCY:

Pour l'application de la loi de DARCY, quatre conditions doivent être respectées: continuité, isotropie et homogénéité du réservoir et écoulement laminaire.

Ces conditions peuvent paraître très restrictives si on considère les nombreuses variations lithologiques des formations hydrogéologiques. Mais en réalité, les cas où la loi de DARCY n'est pas applicable sont limités aux formations très hétérogènes, aux réseaux karstiques et lorsque la vitesse d'écoulement est très élevée comme au voisinage des ouvrages du captage vue les fortes valeurs du gradient hydraulique.

On définit le "nombre de Reynolds en milieu poreux" comme⁽¹²⁾

$$R_e = \frac{v \cdot d_{10}}{\nu} \quad (?) \quad \text{avec: } d_{10} : \text{diamètre efficace des grains}$$

ν : viscosité cinématique de l'eau

La loi de DARCY est valable si le nombre de reynolds en milieu poreux est compris entre 1 et 10, auquel cas l'écoulement à l'intérieur des pores est purement laminaire.

2- PROPRIETES GEOMETRIQUE ET HYDRODYNAMIQUE DES SOLS:

La plupart des roches et des sols contiennent naturellement un certain pourcentage de vides, c'est ce que l'on appelle leur porosité. Il faut tout de suite distinguer l'existence de ces vides avec leur interconnexion permettant à l'eau d'y circuler. Cette deuxième propriété est la perméabilité.

Disons que la porosité est une condition nécessaire, non suffisante, de la perméabilité.

2-1 Porosité:

La porosité exprime le rapport du volume des vides au volume total du terrain. Elle dépend de la granulométrie, de l'arrangement des grains et de leur degré de tassement.

a) Porosité totale:

$$n = \frac{\text{volume des vides}}{\text{volume total}} \quad (8)$$

b) Retention spécifique:

L'eau emmagasinée dans une formation perméable, et mise en évidence par la porosité totale du terrain, n'est pas disponible en totalité. Une partie est retenue par le terrain lui-même par capillarité, par adsorption, c'est la retention spécifique.

c) Porosité efficace:

C'est la différence entre la porosité totale et la retention spécifique. Elle représente le volume d'eau mobilisable. Elle permet d'évaluer le volume d'eau contenue susceptible d'être extrait par un pompage.

2-2 Coefficient d'emmagasinement:(S)

C'est le volume d'eau drainée sous l'effet d'un abaissement unitaire du niveau piézométrique entraînant une différence de charge unitaire Δh .

Pour une nappe libre:

$$S = n_e \quad (\text{porosité efficace}) \quad (9)$$

Pour une nappe captive:

$$S = n \bar{\omega} e \left(\beta + \frac{\alpha}{n} \right) \quad (10)$$

avec:

$\bar{\omega}$: poids volumique de l'eau.
 e : épaisseur de la nappe.
 α : compressibilité du terrain.
 β : compressibilité de l'eau.

2-3 Perméabilité:

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

La loi de DARCY a été vérifiée expérimentalement dans toutes les conditions possibles: toutes les directions, différents liquides et différents milieux aquifères.

Ces études ont permis d'établir deux expressions généralisées applicables dans tous les cas

$$\vec{q} = \vec{v} = - N d_{10}^2 \cdot \frac{\bar{\omega}}{\mu} \cdot i \quad (11)$$

$$\vec{q} = \vec{v} = - k i \quad (5)$$

d'où: $k = N d_{10}^2 \frac{\bar{\omega}}{\mu} \quad (12)$

N : facteur de forme sans dimension.
 μ : viscosité dynamique.

- $N d_{10}^2$ caractérise la granulométrie du réservoir.
- $\frac{\bar{\omega}}{\mu}$ caractérise le fluide en mouvement.

Cette expression de K ne répend pas à la conception de DARCY (constante physique du reservoir). En effet, il comporte deux couples de résistance à l'écoulement, correspondant à deux groupes de facteurs: les caractéristiques du reservoir avec ωd_{10}^2 et le coefficient du fluide ω/μ .

Le paramètre spécifique du reservoir est donc appelé perméabilité intrinsèque. Il a les dimensions d'une surface (L^2).

2-4- CALCUL PRATIQUE DE LA PERMEABILITE ET DE LA POROSITE EFFECTIVE:

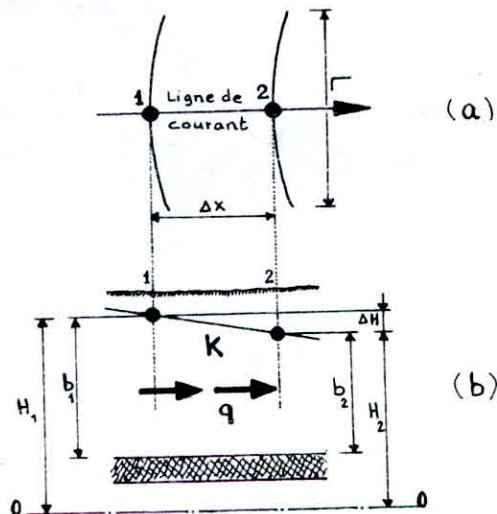
Une des methodes les plus pratiques est celle des cartes piézométriques,⁽⁷⁾ en prenant une coupe verticale passant par une ligne de courant (Fig.I-2)

Fig. I-2

Calcul de la perméabilité par la méthode de la carte piézométrique.

(a) : Carte piézométrique.

(b) : Coupe verticale passant par une ligne de courant.



La loi de DARCY nous donne:
$$Q = k \frac{b_1 + b_2}{2} L \frac{\Delta H}{\Delta x} \quad (m^3 s^{-1}) \quad (13)$$

d'où connaissant le débit:
$$k = \frac{2 Q}{(b_1 + b_2) L} \frac{\Delta x}{\Delta H} \quad (m s^{-1}) \quad (14)$$

Pour le calcul de la porosité effective, on a: (Fig.I-3)

$$n_e = (V_e/V_t) \quad (15) \quad \text{avec:}$$

V_e : volume d'eau évacué par un temps t_1 .

V_t : volume du cône de depression par le même temps t_1 .

$$V_e = Q_e \cdot t \quad (15 a)$$

$$V_t = \frac{\pi}{3} R^2 S_0 \quad (15 b)$$

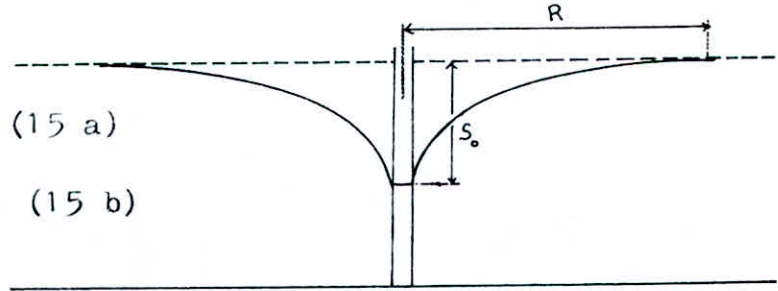


Fig. I-3 Rabattement d'une nappe par pompage (cône de depression).

Q_e : débit pompé du puits.

3- EQUATION GENERALE DE L'ECOULEMENT:

Supposons un écoulement à travers un élément $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)$ et considérons deux faces opposantes de sections $\Delta y \cdot \Delta z$.

L'écoulement est donné par la différence en flux à travers ces deux faces:

$$\begin{aligned} \Delta \phi_{(x)} &= \phi_{(x)} - \phi_{(x+\Delta x)} \\ &= - \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y \cdot \Delta z. \end{aligned} \quad (16)$$

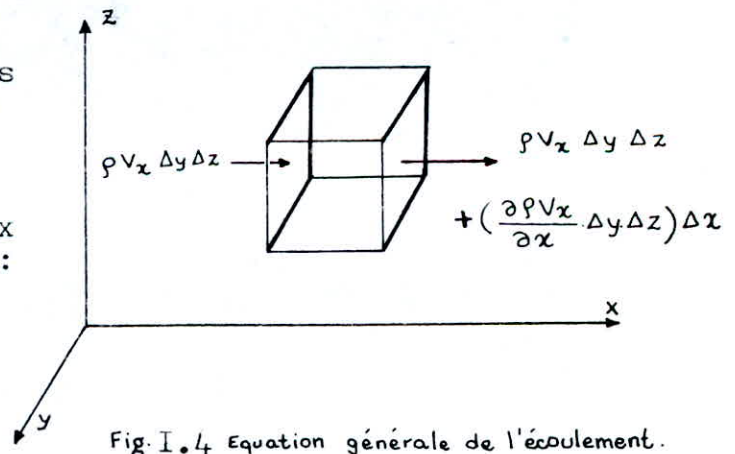


Fig. I.4 Equation générale de l'écoulement.

L'écoulement total est la somme des différences de flux dans les trois directions: pour un régime permanent, soit:

$$- \left(\frac{\partial \rho v_x}{\partial x} + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} + \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} \right) \Delta x \Delta y \Delta z = 0$$

ou:
$$\frac{\partial \rho v_x}{\partial x} + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} + \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} = 0 \quad (17)$$

C'est l'équation de continuité.

D'après la loi de DARCY: $v_x = -k_x \cdot i = -k_x \frac{\partial h}{\partial x}$

Pour un fluide incompressible: $\rho = \text{constante}$.

Pour simplifier l'analyse mathématique, on admet que

$$K_x = K_y = K_z = K$$

L'équation devient: (équation de LAPLACE)

$$k \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) = 0 \Rightarrow \nabla^2 h = 0 \quad (18)$$

ou finalement $\Delta h = 0$

Pour l'écoulement non permanent, la différence en flux varie en fonction du temps:

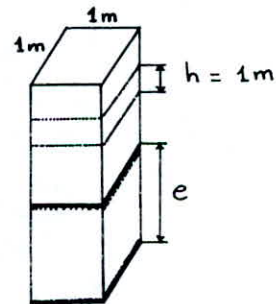
Pour un temps ∂t , l'équation s'écrit:

$$- \left(\frac{\partial \rho v_x}{\partial x} + \frac{\partial \rho v_y}{\partial y} + \frac{\partial \rho v_z}{\partial z} \right) \Delta x \Delta y \Delta z \cdot \partial t = \partial \rho \cdot \Delta x \Delta y \Delta z \cdot (19)$$

Pour une colonne unitaire de l'aquifère et pour une variation unitaire de la charge hydraulique, la variation du volume ∂V est égale à S ; et le volume $V = e \cdot 1 = e$ (épaisseur de l'aquifère).

$$\partial P = -\bar{\omega} \cdot h = -\bar{\omega} \cdot 1 = -\bar{\omega}$$

Fig. I.5



Donc, le coefficient de compressibilité de l'aquifère est donné par :

$$C_a = \frac{-\partial V / V}{\partial P} = \frac{S}{e \cdot \bar{\omega}} \quad \text{ou} \quad S = C_a e \bar{\omega} \quad (20)$$

Pour un matériau élastique:

$$\frac{\partial v}{v} = - \frac{\partial p}{p} \quad (20 a)$$

de (20) et (20a) on tire: $\partial p = p C_a \partial p$

par substitution de ∂p en (19) on aura:

$$- \left(\frac{\partial p v_x}{\partial x} + \frac{\partial p v_y}{\partial y} + \frac{\partial p v_z}{\partial z} \right) = \frac{p C_a \partial p}{\partial t} = \frac{p S \partial p}{\bar{\omega} \cdot e \cdot \partial t}$$

$$k (\nabla^2 h) = \frac{S \cdot \partial p}{\bar{\omega} \cdot e \cdot \partial t} = \frac{dh}{dt} \frac{S}{e} \quad \text{pour } p = \bar{\omega} \cdot h$$

$$\nabla^2 h = \frac{S}{k \cdot e} \cdot \frac{dh}{dt} = \frac{S}{T} \cdot \frac{dh}{dt} \quad (21)$$

C'est l'EQUATION DE DIFFUSION .

$$T = k \cdot e \quad \text{est la Transmissivité de l'aquifère.} \quad (22)$$

4- ÉCOULEMENT PERMANENT UNIDIRECTIONNEL DANS UNE NAPPE LIBRE:

4-1- Formule de DUPUIT:

Supposons un écoulement avec une vitesse C dans la direction de x . L'équation de LAPLACE s'écrit:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (23)$$

La solution analytique directe de cette équation n'est pas possible du fait que les limites supérieures de la nappe sont inconnues (ou variables).

Pour résoudre ce problème; Dupuit(1863) a supposé:(Fig.I-6)

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

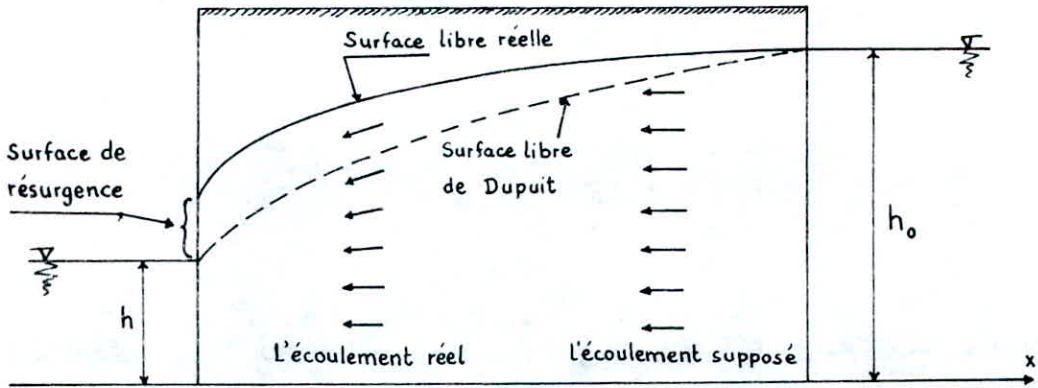


Fig. I-6 L'écoulement permanent dans une nappe libre entre deux réservoirs d'eau.

L'équation de Dupuit est donnée par:

$$q = \frac{k}{2x} (h_0^2 - h^2) \quad (24)$$

Elle exprime la forme parabolique de la surface piézométrique.

4-2-DISCUSSION SUR LA FORMULE DE DUPUIT:

- Pour un écoulement entre deux réservoirs à charges constantes h_0 et h (fig.I-6), le gradient de la surface libre en amont est:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{q}{k h_0} \quad (25)$$

mais la limite $h=h_0$ est une ligne equipotentielle car le potentiel dans un réservoir est constant, par conséquent, la surface libre à cette section doit être horizontale, ce qui est inconsistant avec l'équation

- Dans la direction d'écoulement, la forme parabolique décrite par l'équation de Dupuit croit en pente. De ce fait, les approximations de Dupuit deviennent de plus en plus erronées à l'écoulement réel vers le sens d'écoulement.

En réalité, en aval, la surface libre se rapproche à la limite tangentielle (ou presque verticale) et elle forme une face de resurgence. (Fig. I-6)

4-3- L'EFFET DE POMPAGE:

Au début du pompage, le plan d'eau dans le puits baisse rapidement et la surface libre de la nappe à une faible distance du puits, se creuse en un cône de dépression ou " entonnoir " (Fig. I-7).

A une distance R d'un puits considéré, l'influence du pompage sur le niveau pourra être nulle. Cette distance est le rayon d'influence du pompage, elle dépend du débit, de la durée de pompage et des caractéristiques hydrodynamiques de la nappe.

Le rapport $C = (Q/s) = (\text{débit/rabattement})$ indique la potentialité du forage et est appelé capacité spécifique du forage.

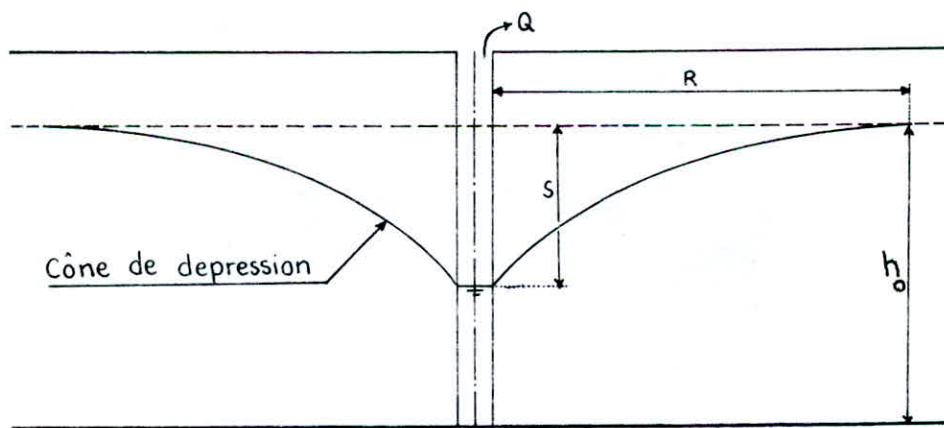


Fig. I-7 : Effet de pompage .

5- ÉCOULEMENT RADIAL PERMANENT:

Après une durée de pompage relativement longue, le rabattement reste constant pour un débit de pompage donné.

5-1- Aquifère captif: Equation de THIEM:

L'écoulement se fait à travers des sections cylindriques entre les limites du rayon d'influence (R) et du forage (r_f):

$$Q = 2 \pi r . e . k . \frac{dh}{dr} \quad (26)$$

r : distance du point d'observation au forage.

e : épaisseur de la nappe.

par intégration entre $h = h_f$ à $r = r_f$ et $h = h_0$ à $r = R$, on obtient:

$$h_0 - h_f = \frac{Q}{2 \pi T} \quad \text{Log} \frac{R}{r_f} \quad (27)$$

avec $T = K.e$ (transmissivité de l'aquifère).

Pour un cas général:

$$Q = 2 \pi T \quad \frac{h - h_f}{\text{Log} \frac{r}{r_f}} \quad (\text{équation de THIEM}) \quad (28)$$

$h - h_f = s$: rabattement à une distance r à partir du forage.

En combinant (27) et (28) on aura:

$$h - h_f = (h_0 - h_f) \frac{\text{Log} (r/r_f)}{\text{Log} (R/r_f)} \quad (29)$$

Cette équation indique que la charge varie avec le logarithme de la distance quelque soit le débit.

En faisant les mesures à deux points d'observation à des distances différentes à partir du forage en pompage à débit constant et pour un écoulement permanent, l'équation de Thiem nous donne :

$$T = \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_1)} \text{Log} (r_2/r_1) \quad (30)$$

Cette équation permet d'évaluer la transmissivité à partir d'un essai de pompage à durée suffisamment longue afin d'établir les conditions d'écoulement permanent.

Mais dans l'équation(29) , h maximum est h_0 , donc, théoriquement il n'existe pas un écoulement permanent pour un aquifère homogène et extensif sauf pour une nappe réalimentée par des sources.

5-2-Aquifère libre:

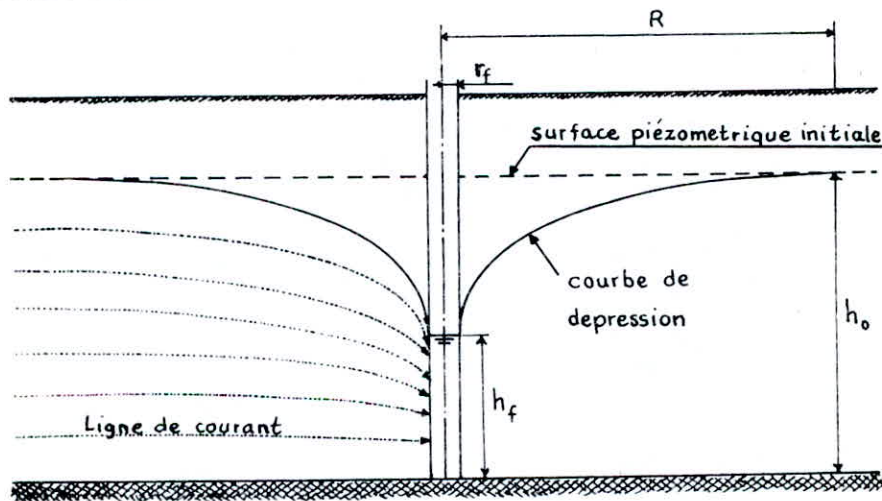


Fig. I-8: Ecoulement permanent radial dans un aquifère libre.

Le débit de pompage: $Q = 2\pi r k h \frac{dh}{dr}$ (31)

Par integration entre les limites $h = h_f$ à $r = r_f$ et $h = h_0$ à $r = R$ on aura l'équation de Dupuit pour un écoulement permanent radial: (Fig. 1.8)

$$Q = k\pi \frac{(h_0^2 - h_f^2)}{\log(R/r_f)} \quad (32)$$

En raison d'une composante verticale importante au voisinage du forage définie par la zone de suintement, cette équation ne peut pas définir le rabattement plus proche du forage. Néanmoins, les estimations du débit pour les charges données sont satisfaisantes.

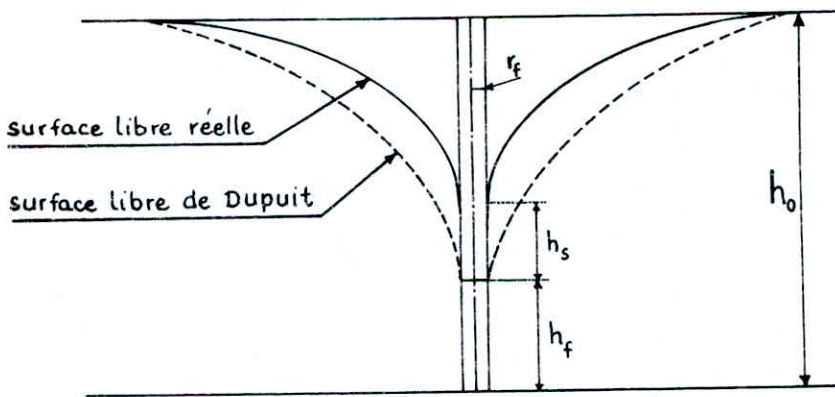


Fig. I-9: Forme de la surface libre réelle au cours d'un pompage & la surface libre de Dupuit.

Babitt et Caldwell⁽¹⁾

ont proposé l'équation suivante pour un puits situé dans une nappe libre, basée d'après des expériences sur des modèles et des analogies électriques:

$$Q = \frac{\pi k h_0 (h_0 - h)}{2,3 c_x \text{ Log } (R/0,1 h_0)} \quad (33)$$

avec: $c_x = 0.3 \text{ Log } (R/r)$ (33 a)

Pour ces expériences les valeurs de r/R étaient entre 0.02 et 0.0 et R/h_0 entre 3.1 et 6.45 .

Boulton⁽³⁾

a proposé, l'expression suivante pour la détermination de h pour $rf/h_0 < 0.1$:

$$h_s = (h_0 - h_f) - 3.75 (Q/(2\pi k h)) \quad (34)$$

La valeur de la constante diminue de 3.75 à 3.50 pour $rf = 0.25$.

5-3-Interférence entre deux forages dans une
nappe libre:

Quand deux ou plusieurs forages se situent l'un près de l'autre de façon à ce que les cônes de depression se superposent, on dit que les puits s'interfèrent entre eux.

Le rabattement dans un point quelconque situé dans la région d'influence d'un pompage simultané de plusieurs puits est donné par:

$$s_t = \sum_i s_i \quad (35)$$

Pour deux forages identiques situés dans une nappe libre et séparés par une distance L; l'expression du débit est donné par:

$$Q_1 = Q_2 = \frac{\pi K (h_0^2 - h_f^2)}{\text{Log}(R^2/(r_f.L))} \quad (36)$$

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

$$\frac{Q_i}{Q} = \frac{\text{Log } R}{\text{Log}(R^2/L)} \quad (37) \quad \text{avec } i=1,2,\dots$$

Cette relation a deux limites:

Si $L = R \Rightarrow Q_1 = Q_2 = Q$: sans interférence.

$L = 1 \Rightarrow Q_1 = Q_2 = Q/2$: interférence maximale.

Si les débits des puits sont différents, on aura:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q_i}{\pi k} \text{Log} \frac{R_i}{r_i} \quad (38)$$

avec:

h_0 : hauteur initiale d'eau

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

R_i : rayon d'influence du puit (i)

r_i : distance de l'ième puits au point donné.

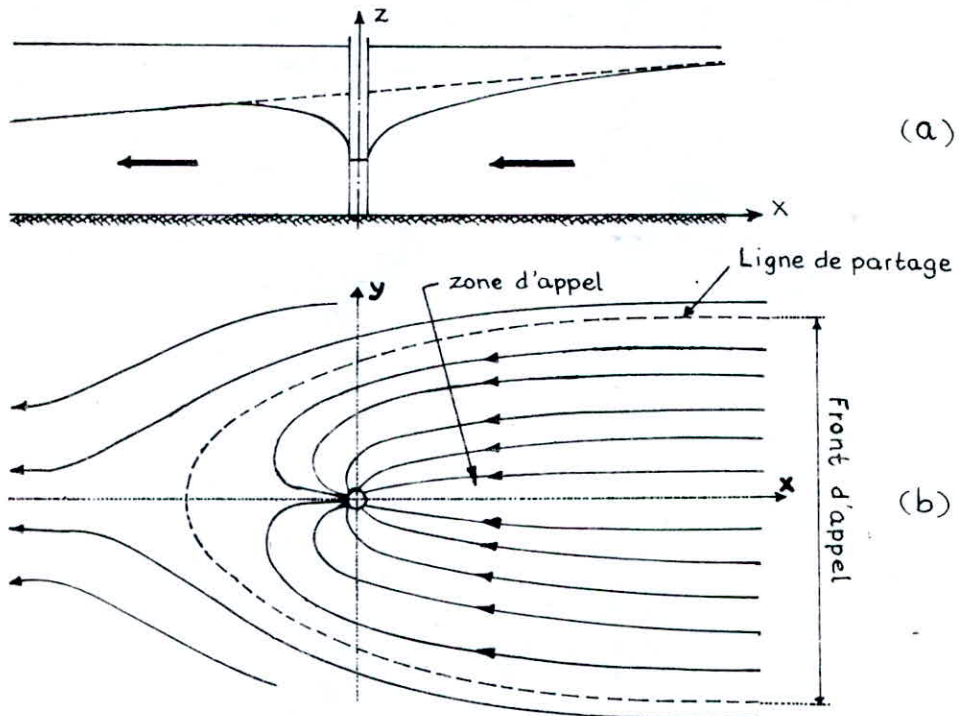
Cette formule n'est valable que pour des rabattements relativement petits.

En appliquant cette formule à deux puits on aura:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q_1}{\pi k} \text{Log} \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi k} \text{Log} \frac{R_2}{r_2} \quad (39)$$

5-4- POMPAGE DANS UNE REGION OU LA SURFACE PIEZOMETRIQUE EST INCLINEE:

Dans ce cas l'écoulement est influencé par le gradient initial de la surface piézométrique.



FigI-10: Pompage dans une région où la surface piézométrique est inclinée. a) - Coupe schématique. b) - Un plan du flux d'eau.

Pour les faibles gradients de la surface piézométrique, on peut utiliser l'équation de Dupuit. Pour des gradients appréciables, d'après Wenzel: (Formule du gradient)

$$K = \frac{2 Q}{\pi r (h_{am} + h_{av})(i_{am} + i_{av})} \quad (40)$$

h_{am} , h_{av} : épaisseurs de la zone saturée en amont et en aval du forage (à une distance r).

$h_{am} + h_{av} = 2e$ pour une nappe captive.

i_{am} , i_{av} : gradients hydrauliques en amont et en aval du forage.

La zone d'appel (ligne de partage) donnant l'écoulement vers le forage pour une durée infinie approche la limite de la nappe. (Fig. I-10)

D'après les approximations de Dupuit, la limite de cette zone est exprimée par:

$$-\frac{y}{x} = \operatorname{tg}\left(2\pi k e \frac{i}{Q}\right) \quad (41)$$

6- NAPPES SOUTERRAINES EN REGIME VARIABLE:

Si à l'instant t_1 après le début du pompage la méridienne du cône de dépression est en S_1 , à l'instant $t_2 > t_1$, elle sera en S_2 telque le volume d'eau mobile compris entre S_1 et S_2 compense le prélèvement :

$$Q (t_2 - t_1).$$

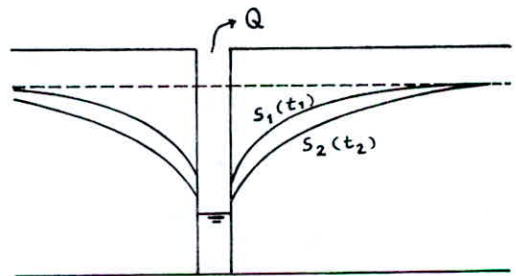


Fig. I.11 Régime variable.

Ainsi le cône de dépression s'étale et se creuse progressivement au fur et à mesure que le pompage se poursuit dans le cas où il n'y a pas une alimentation additionnelle pour fournir le débit de pompage. Le regime d'écoulement est alors " variable " ou " transitoire " .

6-1- EQUATION DIFFERENTIELLE DU REGIME VARIABLE:

L'équation : $S = f(x, t)$ lie en un point b de la surface de la nappe:

- Le rabattement s .
- La distance x au centre du puits.
- Le temps t écoulé depuis le début du pompage.

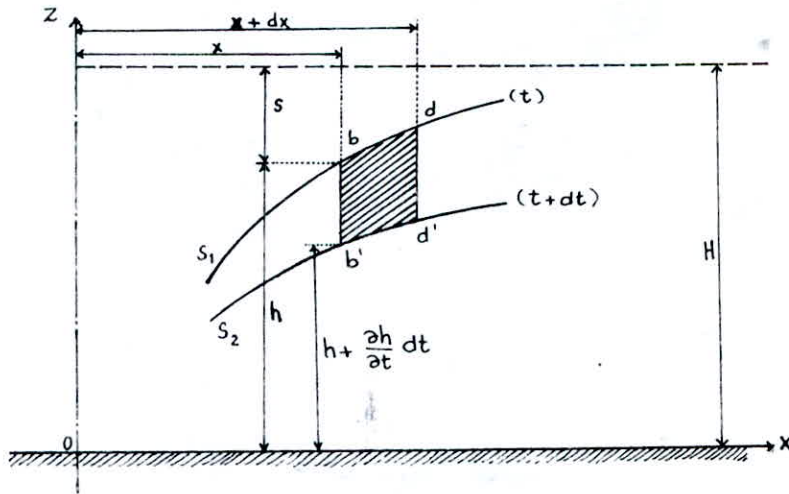


Fig.I-12: Equation différentielle du régime variable.

Hypothèses approximatives:

- L'épaisseur de la nappe est très petit par rapport à ses dimensions horizontales, soit $h \ll x_{\max}$, cette hypothèse est satisfaite que si l'extension est assez large.
- La pente de la surface libre est faible, c'est à dire que les composantes verticales des vitesses sont négligeables (assez éloignée).
- L'amplitude des mouvements de la surface libre est faible par rapport à l'épaisseur de la nappe, soit $dh \ll h$.
- L'eau est libérée instantanément par l'aquifère pour un diamètre du forage (puits) assez petit (c'est à dire le stockage dans le forage est négligeable).

L'équation différentielle du régime variable a été établie par BOUSSINESQ sous la forme:

$$\frac{S}{T} \frac{\partial s}{\partial t} = \frac{\partial^2 s}{\partial x^2} + \frac{1}{x} \frac{\partial s}{\partial x} \quad (42)$$

avec:

S: coefficient d'emmagasinement.

T: transmissivité de l'aquifère ($T = k H$).

s: rabattement ($s = H - h$).

Cette équation possède des conditions aux limites suivantes:

1) $s = 0$ pour $t = 0$ quelque soit x .

2) $s = 0$ pour $x = \infty$ pour $t > 0$.

3) La variation du volume d'eau mobile contenue dans une tranche élémentaire de la nappe pendant l'intervalle de temps dt est:

$$dV = 2 \pi S x \frac{\partial h}{\partial t} dt dx \quad (43)$$

ou, au signe près:

$$dV = 2 \pi S x \frac{\partial s}{\partial t} dt dx. \quad (43')$$

Le débit élémentaire correspondant est donc:

$$\frac{dV}{dt} = 2 \pi S x \frac{\partial s}{\partial t} dx. \quad (43'')$$

pour l'ensemble de la nappe (x variant de 0 à ∞), le débit de pompage Q sera :

$$Q = 2 \pi S \int_0^{\infty} x \frac{\partial s}{\partial t} dx \quad (3^{\circ} \text{ condition aux limites}). \quad (44)$$

6-2- INTEGRATION DE L'EQUATION DIFFERENTIELLE DU
REGIME VARIABLE (Formules de THEIS et JACOB):

THEIS (1935) a établi l'intégrale exacte de l'équation (42) sous la forme:

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \quad (45)$$

avec:

$$u = \frac{S x^2}{4 T t} \quad (45 a)$$

On pose généralement: $\int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du = W(u) \quad (46)$

ou: $W(u) = \frac{4 \pi T s}{Q} \quad (46')$

$W(u)$ s'appelle " Fonction du Puits ", la courbe correspondante de $W(u) = f(u)$ est connue sous le terme de "courbe standard" (6)

FORMULE APPROXIMATIVE DE JACOB:

La fonction $W(u)$ peut s'expliciter ainsi:

$$W(u) = - 0.5772 - \ln u - \sum_{n=1}^{\infty} (-u)^n \frac{1}{n \cdot n!} \quad (47)$$

Lorsque u est suffisamment petit, la série constituant le troisième terme du second membre tend rapidement vers zéro. Il en résulte:

$$W(u) = - 0.5772 - \ln u \quad (47')$$

d'où: $s = \frac{Q}{4 \pi T} \left(-0.5772 - \ln \frac{S x^2}{4 T t} \right) \quad (48)$

$$s = \frac{Q}{4 \pi T} \ln \frac{2.25 T t}{S x^2} \quad (48')$$

Ou en logarithmes décimaux:

$$s = 0.183 \frac{Q}{T} \log 2.25 \frac{T t}{S x^2} \quad (49)$$

JACOB estime que cette formule peut être adoptée pour une condition : $u < 0.01$.

$$\text{Soit } \frac{S x^2}{4 T t} < 0.01 \quad \text{ou} \quad t > \frac{25 S x^2}{T} \quad (50)$$

La formule simplifiée de JACOB ne peut donc être utilisée que pour des durées de pompage suffisamment longues et pour des piézomètres situés à proximité du puits.

6-3- UTILISATION DE LA FORMULE DE THEIS ET DE LA COURBE STANDARD:

Lorsque la durée de pompage est trop courte ou que la distance x des piézomètres à l'axe du puits est relativement grande, la valeur:

$$u = \frac{S x^2}{4 T t} \quad (45 a)$$

est trop élevée pour pouvoir adopter la formule simplifiée de JACOB. On doit alors utiliser la formule complète de THEIS.

L'équation de la courbe standard:

$$\log W = f(\log u) \quad (51)$$

La formule de THEIS s'écrit:

$$W = \frac{4 \pi T s}{Q} \quad \text{ou} \quad \log W = \log \frac{4 \pi T}{Q} + \log s \quad (52)$$

$$u = \frac{S x^2}{4 T t} \quad \text{ou} \quad \log u = \log \frac{S}{4 T} + \log \frac{x^2}{t} \quad (53)$$

Au cours d'un essai de pompage à débit Q constant, les quantités :

$$\log(4 \pi T/Q) \quad \text{et} \quad \log(S/4T) \quad \text{sont constantes.}$$

Au cours de l'essai de pompage dans plusieurs piézomètres distants de x du puits et à des époques différents t on note le rabattement s .

Si le terrain aquifère suit la loi de THEIS, les points de coordonnées :

$$(\log(x^2/t), \log(s))$$

doivent se placer sur une courbe identique à la courbe standard mais d'origine:

$$\Omega(\log(S/4T), \log(4 \pi T/Q)) \quad (\text{Fig. I-13})$$

En faisant coïncider les deux courbes et choisir un point commun dont l'abscisse correspond à une durée de pompage suffisamment élevée, on lit ses coordonnées :

- Sur la courbe standard: u et $W(u)$
- Sur la courbe expérimentale: (x^2/t) , s

et la formule de THEIS nous donne :⁽⁶⁾

$$T = \frac{Q W(u)}{4 \pi s} \quad (54); \quad S = \frac{4 T u}{(x^2/t)} \quad (55)$$

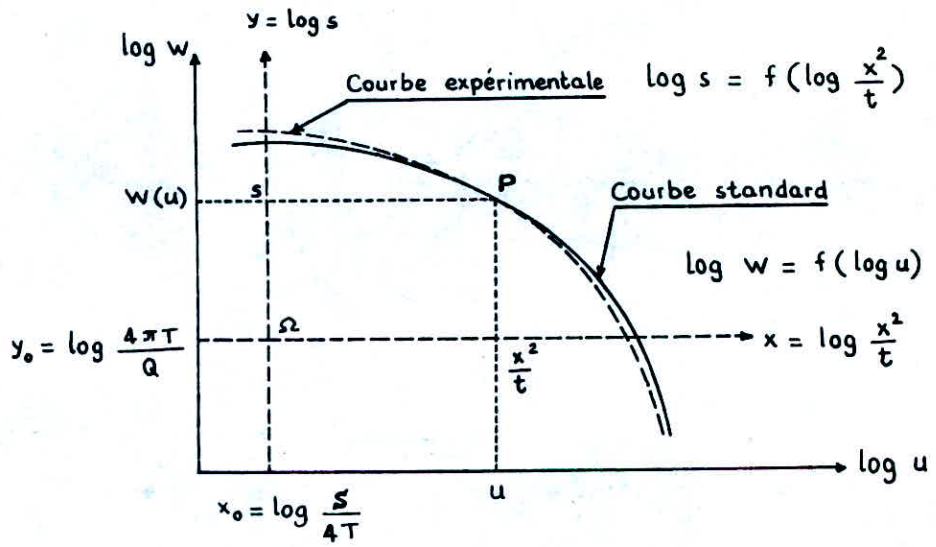


Fig. I-13: Utilisation pratique de la courbe standard.

II- Etude expérimentale:

1- Observations générales sur les expériences effectuées:

Les résultats expérimentaux obtenus sont influencés par certains phénomènes naturels qu'on n'a pas tenu compte à cause de leurs effets inévitables pour de telles expériences sur le modèle.

a) Influence de la frange capillaire:

Au cours des essais de pompage en régime transitoire, on a remarqué une oscillation (descente-montée-descente) du niveau d'eau avant de se stabiliser. Ce phénomène met en évidence le retard mis par l'eau contenue dans la "frange capillaire" (couche du terrain située au dessus de la surface piézométrique) avant d'atteindre le niveau piézométrique en rabattement.

b) Influence de l'alimentation:

L'asymétrie des cônes de depression observés pour les essais de pompage est due à l'effet de l'alimentation qui impose toujours une charge constante à la limite d'alimentation.

c) Influence de l'air contenu dans les puits:

Pour un faible débit d'extraction, le puits ne sera pas chargé car sa section ne sera pas totalement remplie d'eau, ce qui favorise l'entrée de bulles d'air à l'intérieur du puits et par conséquent on aura une charge négative dans le puits. Ce phénomène apparaît clairement en examinant les courbes expérimentales et même numériques de depression où on a des intesections avec le fond imperméable.

2- Calcul de la perméabilité du terrain:

L'expérience de l'écoulement unidirectionnel à surface libre nous a donnée un débit de 0.0031/s.

La figure (II-1) donne la variation de la hauteur piézométrique en fonction de la distance X à partir de l'aval du bassin.

En appliquant l'équation (24) de Dupuit à deux piézomètres distants de X et pour une largeur unitaire du terrain (cas du bassin) on aura:

$$K = \frac{2 Q \Delta X}{h_2^2 - h_1^2}$$

Cette équation est identique à l'équation (14) si on considère comme niveau de référence le substratum imperméable.

La figure II-1 nous donne: $\Delta X = 300 \text{ mm}$, $h_1 = 70 \text{ mm}$, $h_2 = 90 \text{ mm}$

il en résulte: $k = \underline{5.62 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}}$

3- Calcul de la porosité effective:

Le débit pompé avec $t = 150 \text{ s}$ et $V_e = 3 \text{ l} = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$ est donné par la formule (15 a) soit:

$$Q_e = 0.02 \text{ l/s}$$

le volume du cône de depression (formule 15 b) avec

$R = 0.7 \text{ m}$, $S_0 = 0.1 \text{ m}$, (fig. II-2) est:

$$V_t = 0.051 \text{ m}^3$$

la formule (15) nous donne la porosité effective:

$$n_e = \frac{V_e}{V_t} = \frac{3 \cdot 10^{-3}}{0.051} = 0.0588 = \underline{5.88 \%}$$

4- Vérification de la théorie de Dupuit par l'équation de Thiem:

En appliquant l'équation (32) à deux piézomètres de distances respectives x_1 et x_2 de l'aval on aura:

$$K = \frac{Q \text{ Log}(x_2/x_1)}{\pi \cdot (h_2^2 - h_1^2)}$$

Le débit pompé: $Q = 0.01 \text{ l/s}$.

On aura le tableau récapitulatif suivant:

Tableau II-1: Calcul de la perméabilité par l'équation de Thiem:

Piézomètres:	$K \cdot 10^{-4} \text{ (m/s)}$:
01 - 02	3.06
02 - 03	3.95
03 - 04	2.90
04 - 05	5.20
05 - 06	6.61
06 - 07	7.48
07 - 08	6.87
08 - 09	9.02
10 - 11	13.95
11 - 12	7.96
13 - 14	8.5
14 - 15	11.69
16 - 17	7.96
17 - 18	4.75
18 - 19	4.54
19 - 20	2.18

Le tableau II-1 indique que l'hypothèse de Dupuit est vérifiée tout en s'éloignant du puits car la composante verticale de la vitesse diminue. A la limite du bassin, la perméabilité diminue sous l'influence de l'alimentation.

5- Ecoulement permanent radial dans une nappe libre:

La figure II-7 nous donne le rayon d'action du puits:

$R = 130 \text{ cm} = 1.3 \text{ m}$, pour un débit $Q = 0.012 \text{ l/s}$
avec: $r_f = 2 \text{ cm}$

l'équation (32) nous donne:

$$h_o^2 - h_f^2 = \frac{Q \text{ Log}(R/r_f)}{K \cdot \pi}$$

d'où, on déduit la charge du puits:

$$h_f^2 = h_o^2 - \frac{Q \text{ Log}(R/r_f)}{k \cdot \pi} = 0.139^2 - \frac{1.2 \cdot 10^{-5} \text{ Log}(1.3/0.02)}{5.62 \cdot 10^{-4} \cdot 3.14}$$

$$h_f^2 = - 9.1 \cdot 10^{-3} < 0 \text{ réellement impossible.}$$

On remarque que:

$$(R / h_o) = (1.3 / 0.139) = 9.35 \notin [3.1, 6.45] \text{ (eq.33)}$$

$$(r_f / h_o) = (0.02 / 0.139) = 0.144 > 0.1 \text{ (voir eq.34)}$$

Les équations de Babitt et Caldwell et celle de Boulton ne sont plus applicables.

6- Détermination de T & S par la courbe Standard:

La courbe standard théorique a été établie à partir de la fonction:[10]

$$s = \frac{Q}{4 \cdot \pi \cdot T} W\left(\frac{x^2}{4 T t}\right).$$

courbe théorique: $\text{Log } W = f(\text{Log } u).$

courbe expérimentale: $\text{Log } s = \text{Log}(x^2/t).$

Tableau II-2: tableau de rabattement pour un temps $t=10s.$

x(m):	s(m):	x^2/t (m^2/s):
0.1	0.080	0.001
0.2	0.050	0.004
0.3	0.035	0.009
0.4	0.026	0.016
0.5	0.020	0.025
0.7	0.012	0.049
0.8	0.008	0.064
1.0	0.002	0.100
1.2	0.000	0.144

La figure II-18 indique la superposition de la courbe standard théorique avec la courbe expérimentale.

sur la courbe standard: $Pst. = (2.5 ; 1.4 \cdot 10^{-2}) = (u , w)$

sur la courbe expérimentale:

$$P_{\text{exp.}} = (1.8 \cdot 10^{-1} ; 7 \cdot 10^{-4}) = (x^2/t, s)$$

La formule (54) nous donne pour un débit de 0.01 l/s:

$$T = \frac{Q \cdot W}{4\pi \cdot s} = \frac{10^{-5} \cdot 1.4 \cdot 10^{-2}}{4\pi \cdot 7 \cdot 10^{-4}} = \underline{1.59 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}}$$

D'après la formule (55):

$$S = \frac{4 \cdot T \cdot u}{x^2/t} = \frac{4 \cdot 1.59 \cdot 10^{-5} \cdot 2.5}{0.180} = \underline{8.8 \cdot 10^{-4}}$$

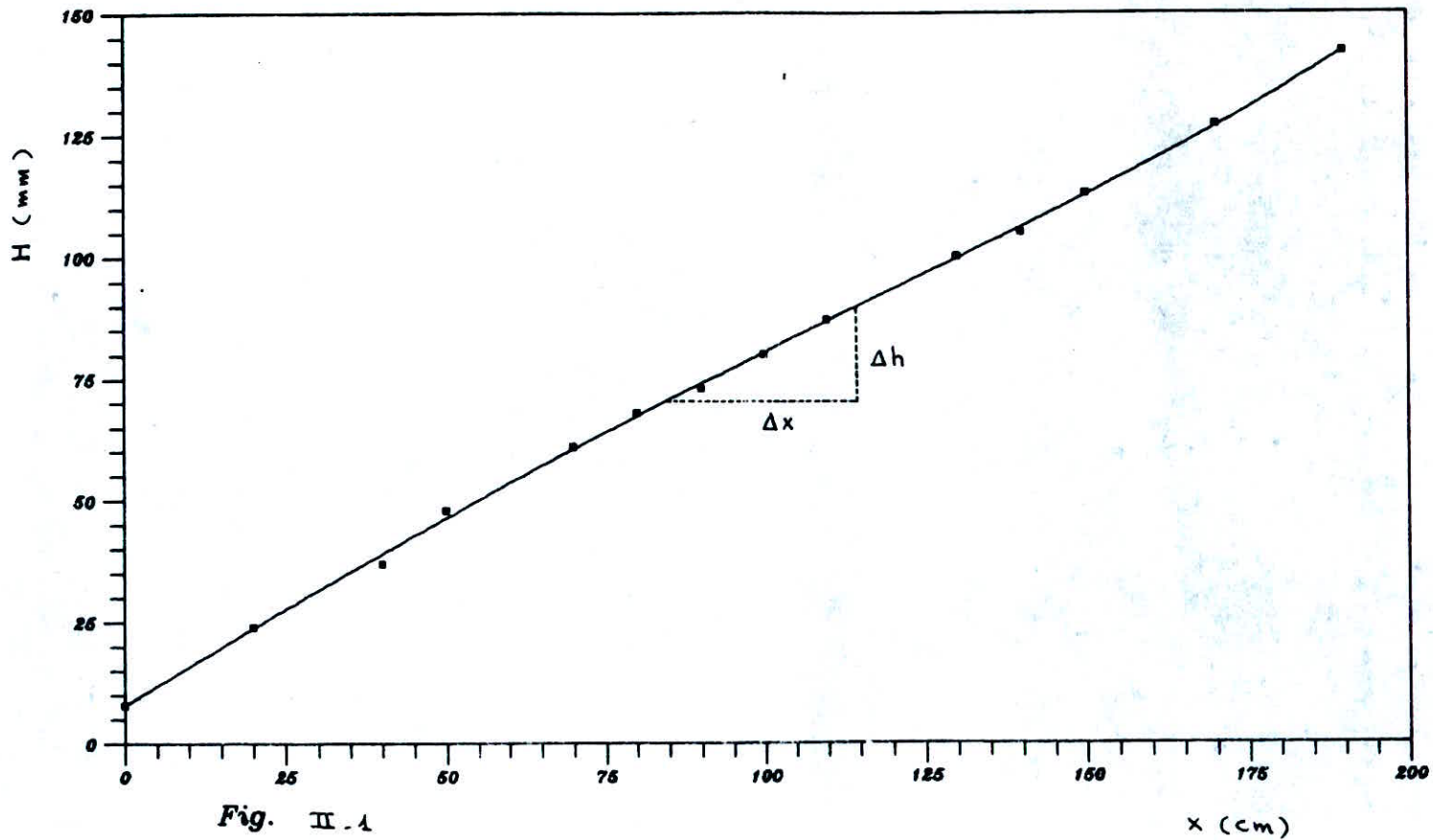


Fig. II.1

Calcul de la permeabilite du terrain

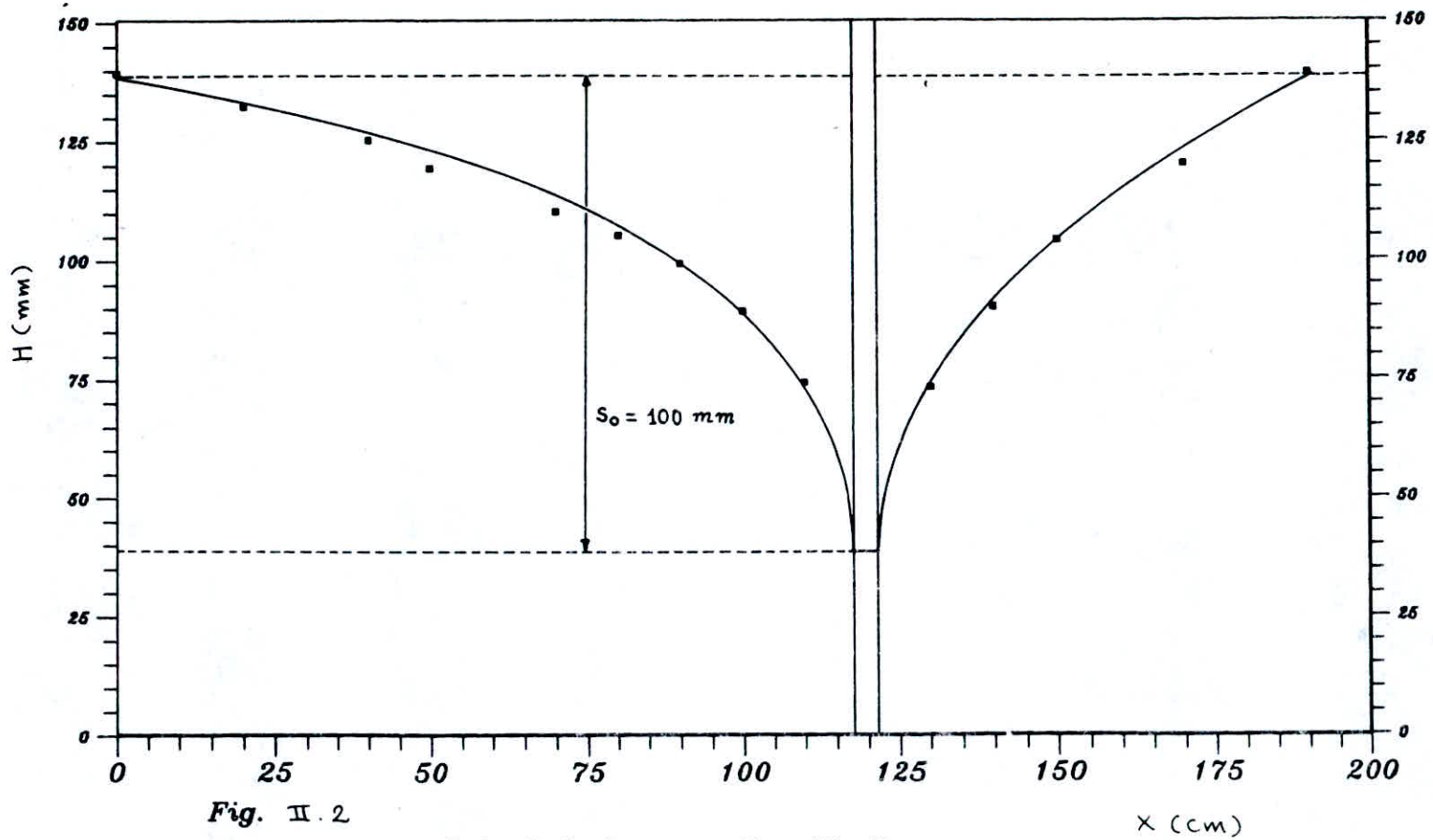


Fig. II.2

Calcul de la porosite effective

X (cm)

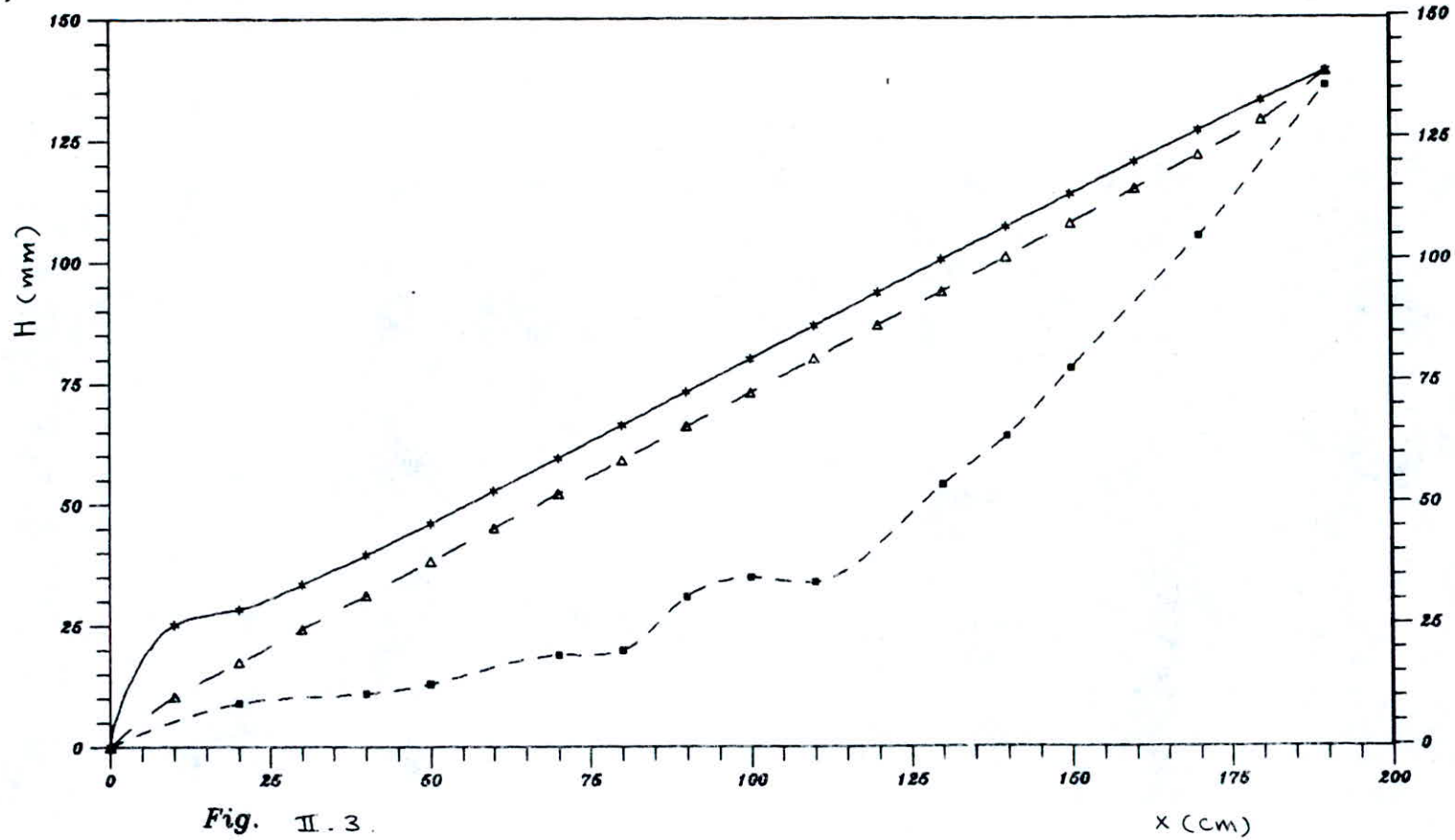


Fig. II.3.

ÉCOULEMENT UNIDIRECTIONNEL
(régime transitoire)

- ■ ■ ■ Courbe expérimentale
- * * * * Courbe numérique
- △ △ △ △ Courbe après calage

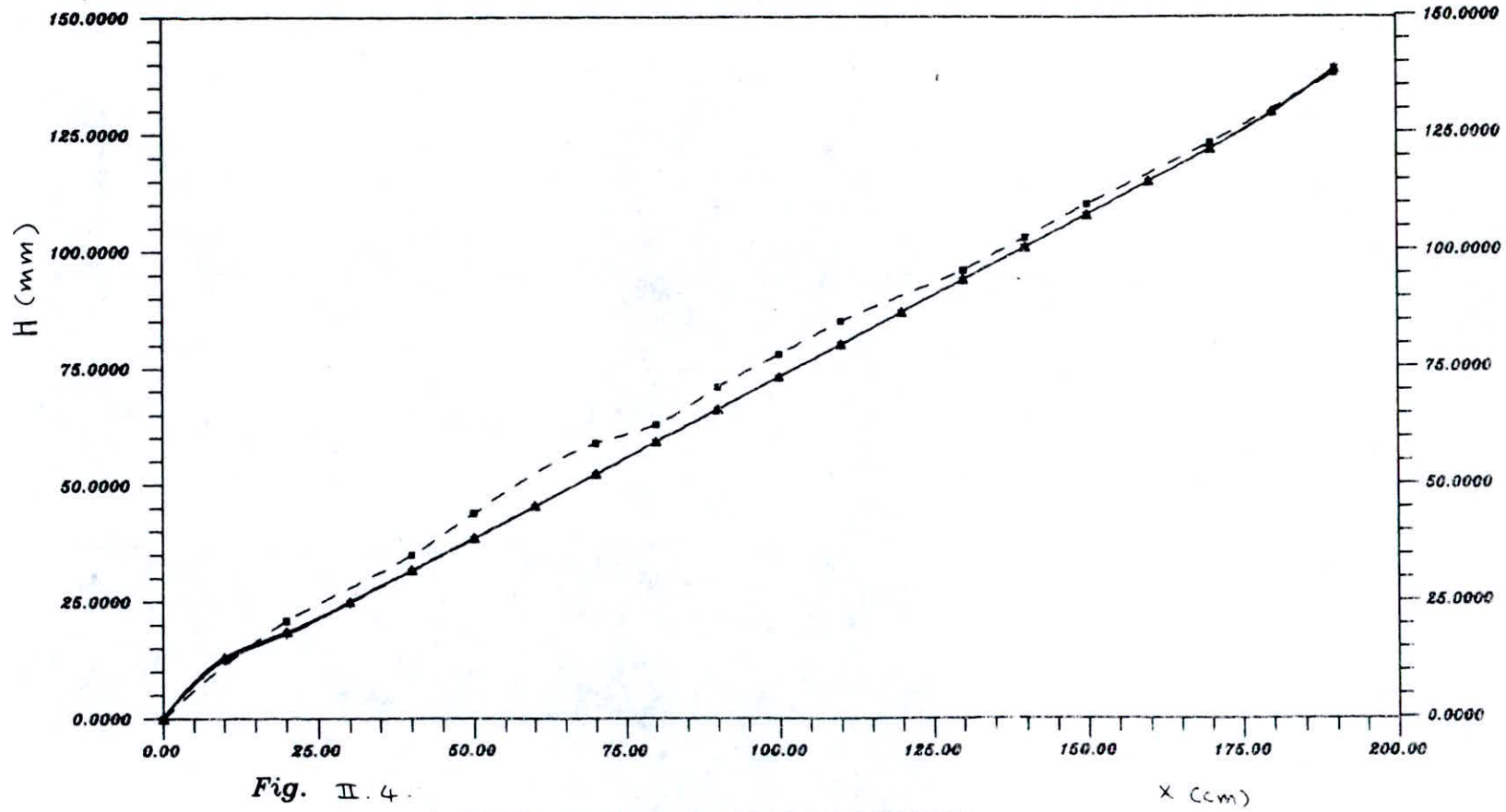


Fig. II.4.

ÉCOULEMENT UNIDIRECTIONNEL
(regime permanent)

- ■ ■ ■ Courbe expérimentale
- * * * * Courbe numérique
- △ △ △ △ Courbe après calage

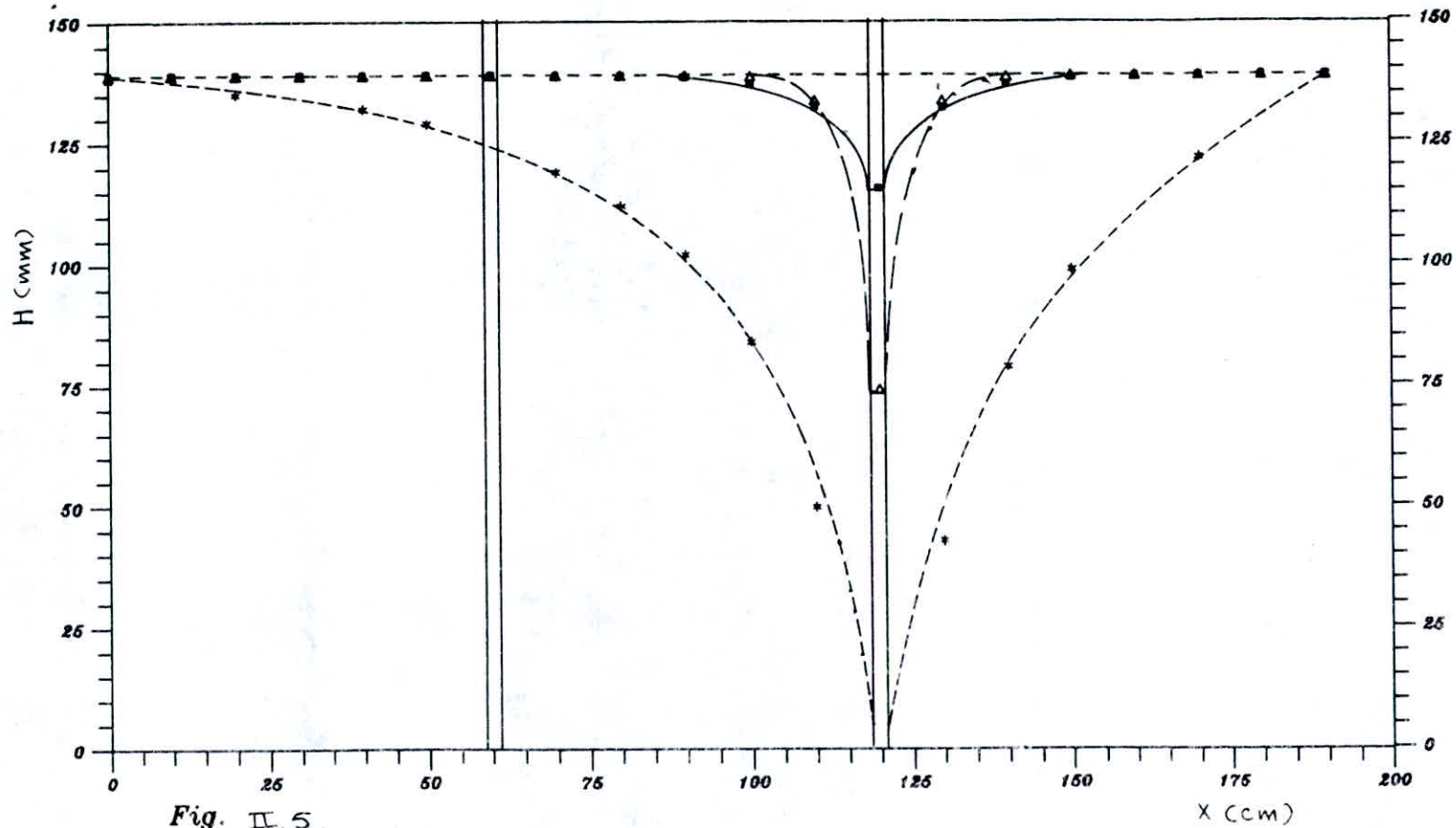


Fig. II.5.

pompage avec 1 puits dans une nappe libre
(regime transitoire) $t = 11s$

- Surface initiale
- * * * * * Courbe experimentale
- ■ ■ ■ Courbe numerique
- ▲ ▲ ▲ ▲ Courbe apres calage

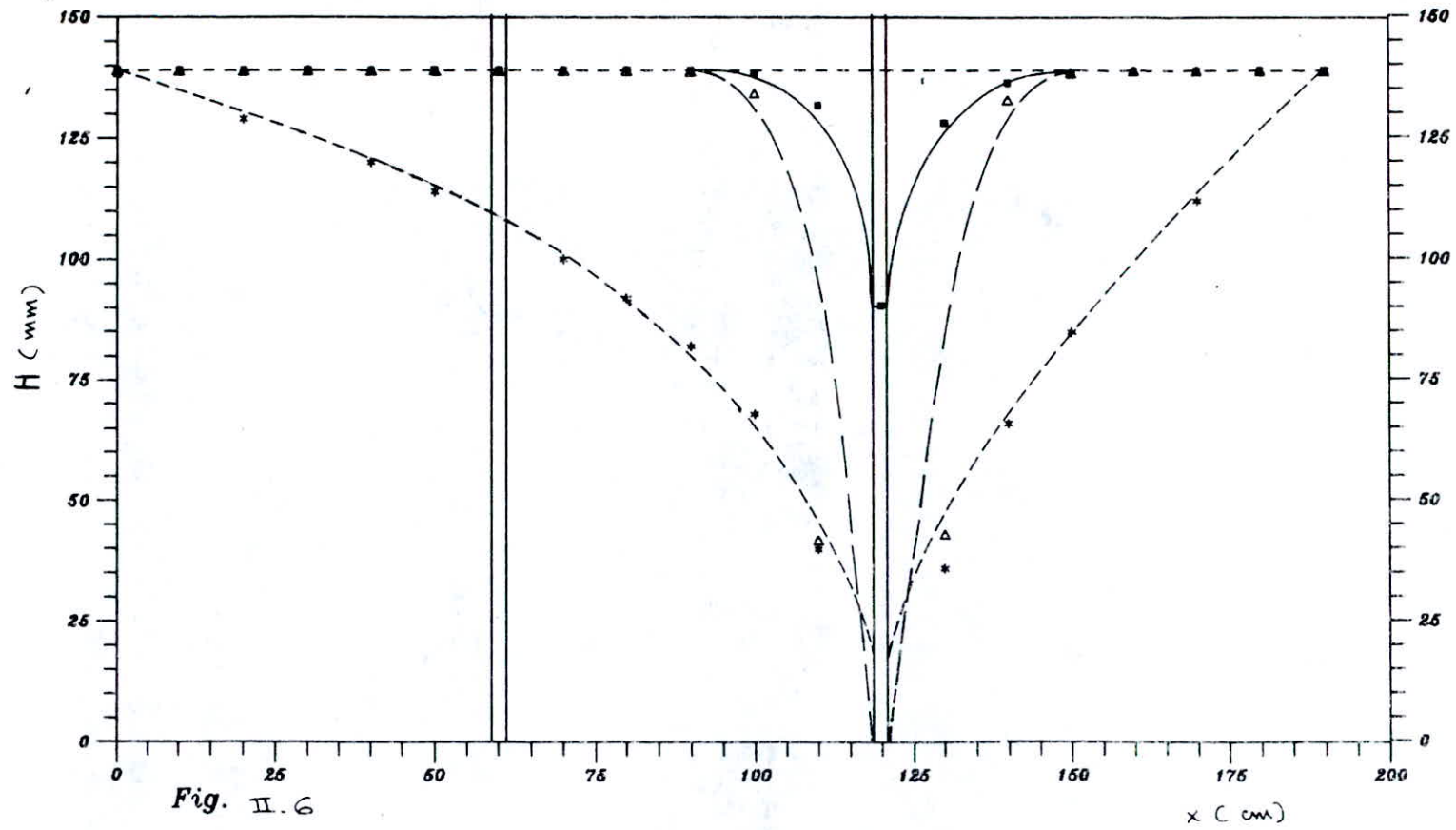


Fig. II.6

pompage avec 1 puits dans une nappe libre
(regime permanent)

- Surface initiale
- * * * * * Courbe experimentale
- ■ ■ ■ ■ Courbe numerique
- △ △ △ △ △ Courbe apres calage

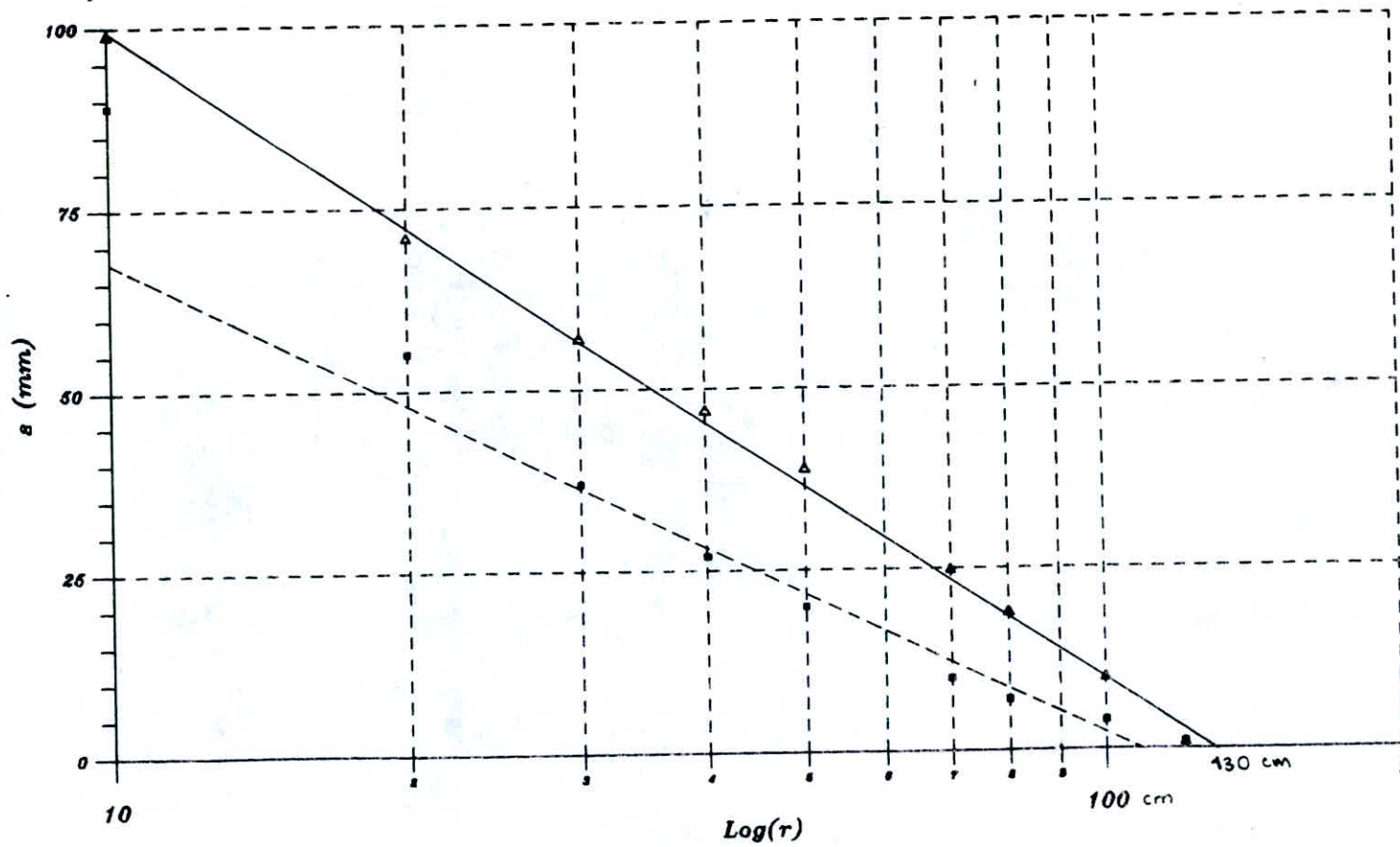


Fig. II.7.

Rabattement d'un puits $s=f(\text{Log } r)$
 (surface initiale horizontale)
 ■■■■ regime transitoire ($t=11$ sec)
 ▲▲▲▲ regime permanent

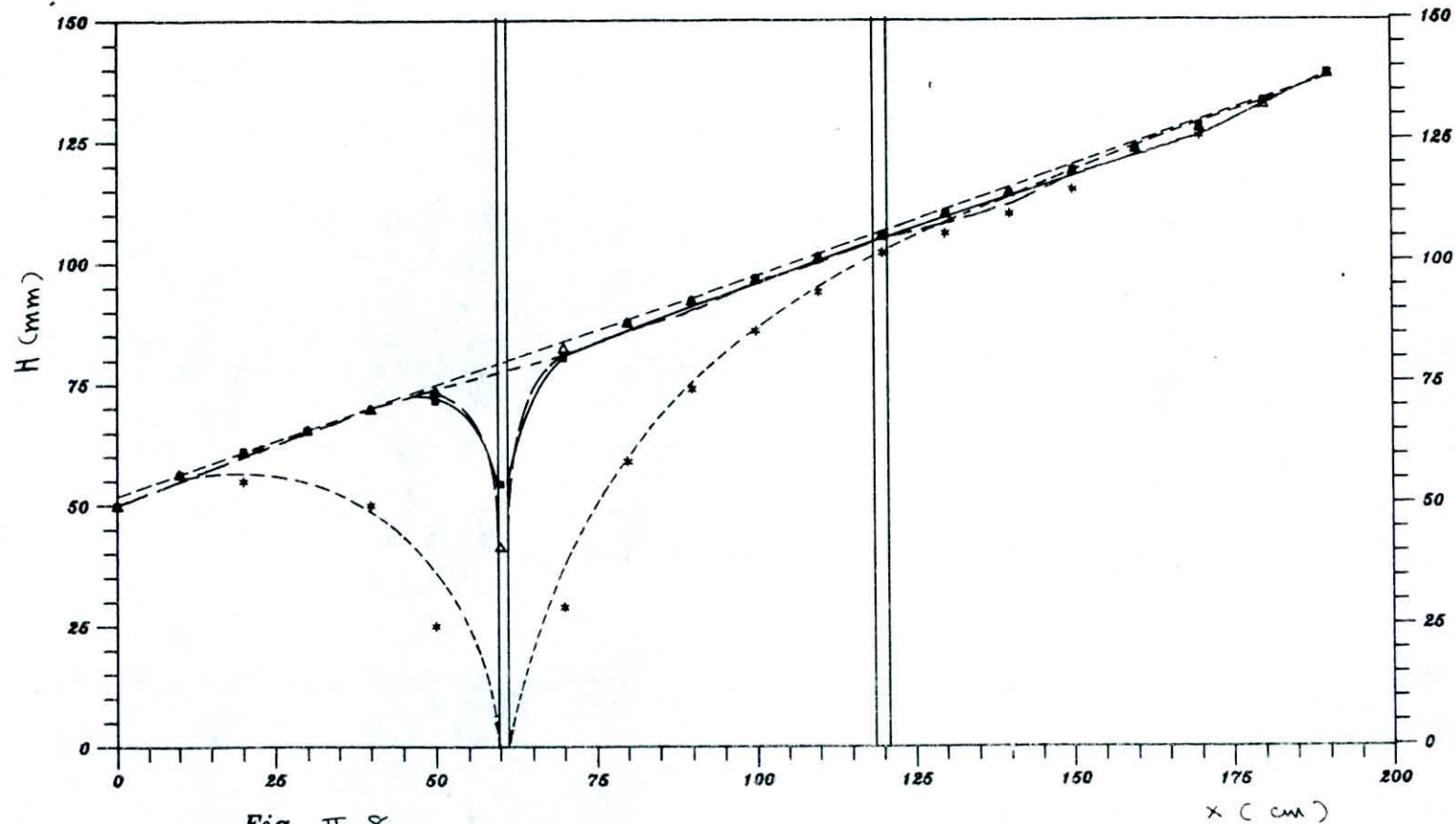


Fig. II.8.

pompage avec 1 puits dans une nappe libre
(regime transitoire) $t = 5$ s

----- Surface initiale inclinee

..*.* Courbe experimentale

..... Courbe numerique

△△△△△ Courbe apres calage

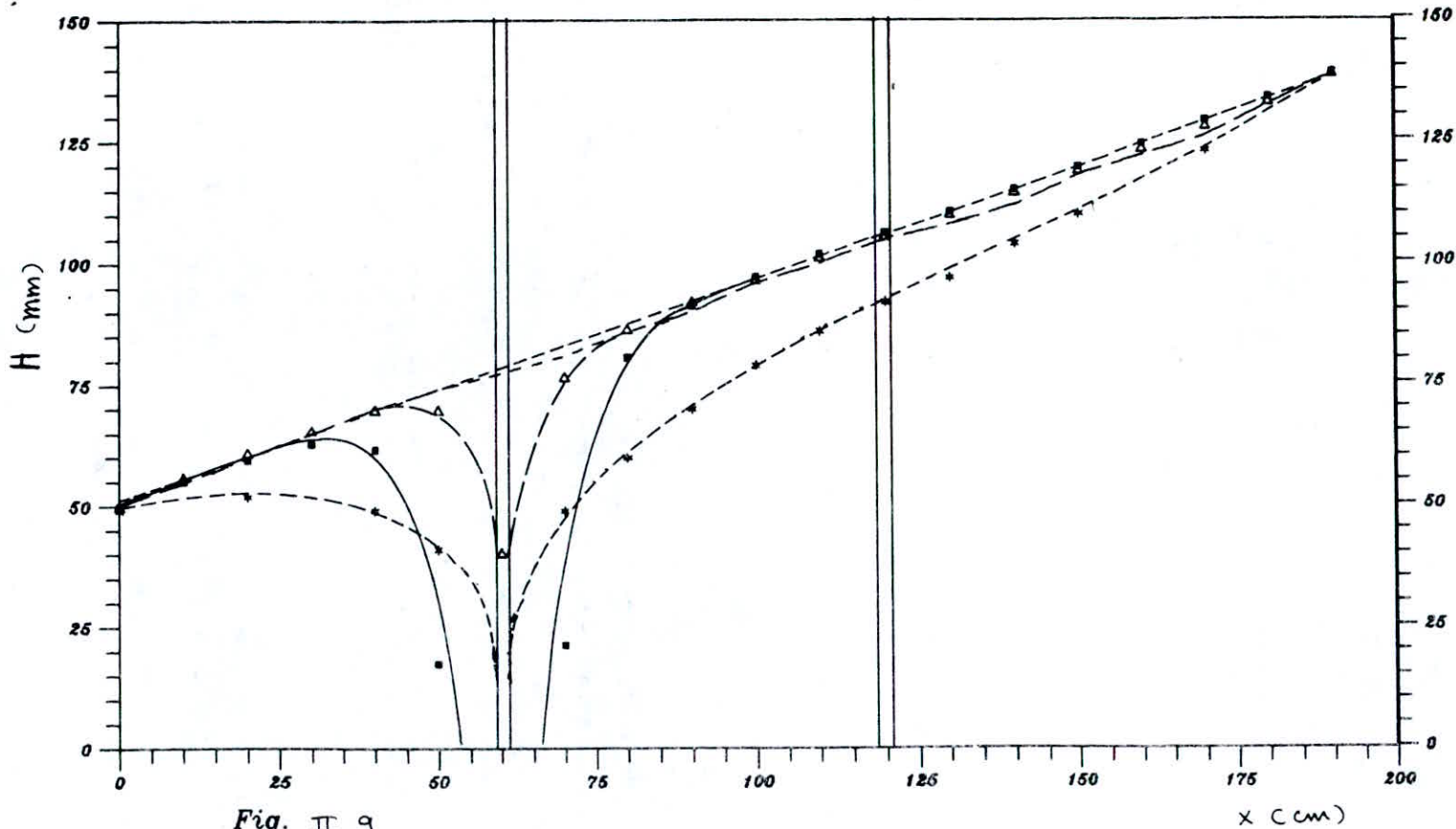


Fig. II. 9.

pompage avec 1 puits dans une nappe libre
(regime permanent)

- Surface initiale inclinee
- *.*.*.* Courbe experimentale
- .■.■.■ Courbe numerique
- △.△.△.△ Courbe apres calage

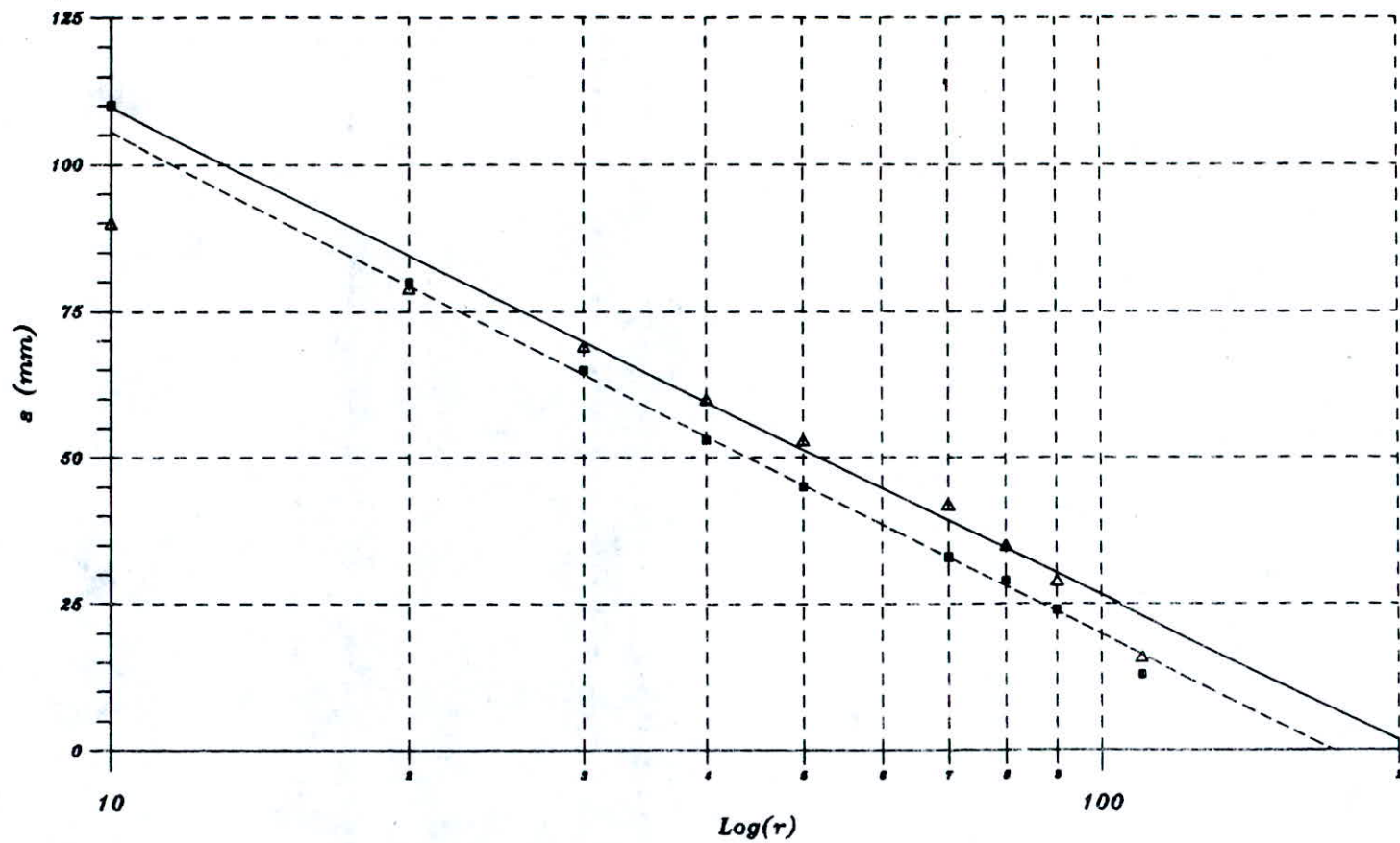


Fig. II. 10

Rabattement $s=f(\text{Log } r)$
 (surface inclinée)
 ■■■■ regime transitoire ($t=05 \text{ sec}$)
 ▲▲▲▲ regime permanent

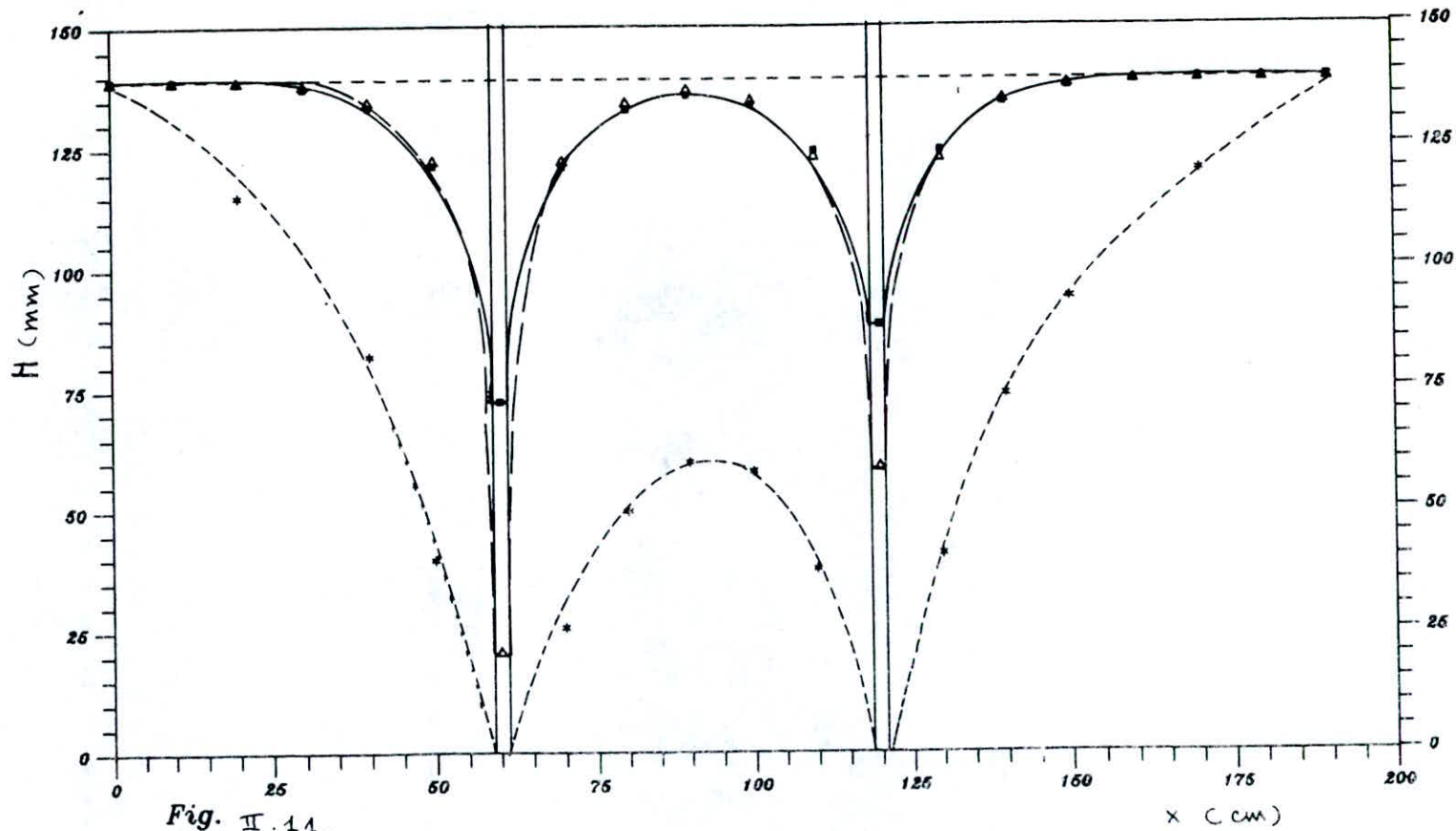


Fig. II.11.

pompage avec interference de 2 puits dans une nappe libre
 (regime transitoire) $t = 6s$

- Surface initiale
- * * * * * Courbe experimentale
- ■ ■ ■ ■ Courbe numerique
- ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ Courbe apres calage

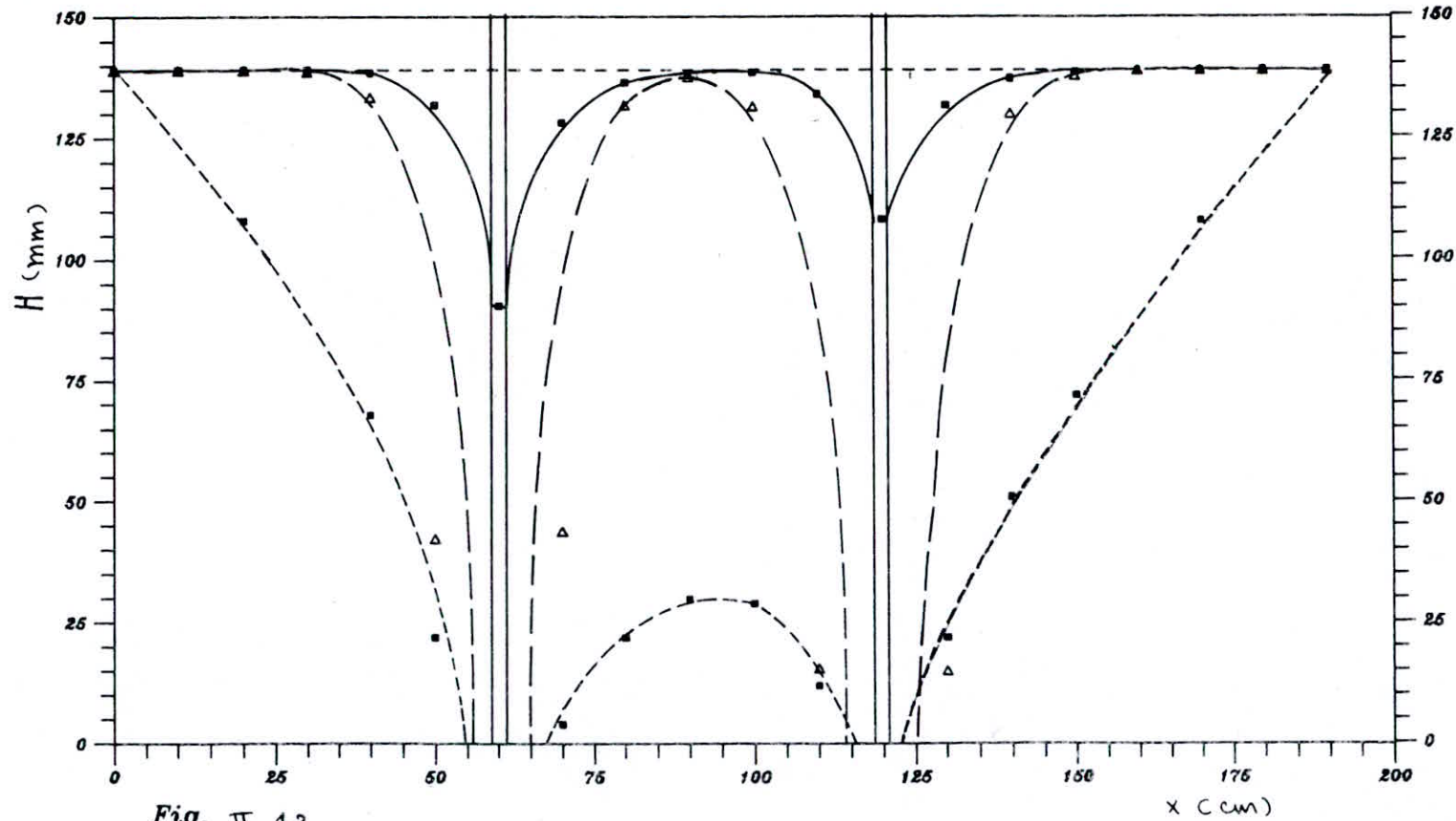


Fig. II.12

pompage avec interference de 2 puits dans une nappe libre
(regime permanent)

- Surface initiale
- ■ ■ ■ Courbe experimentale
- ■ ■ ■ Courbe numerique
- ▲ ▲ ▲ ▲ Courbe apres calage

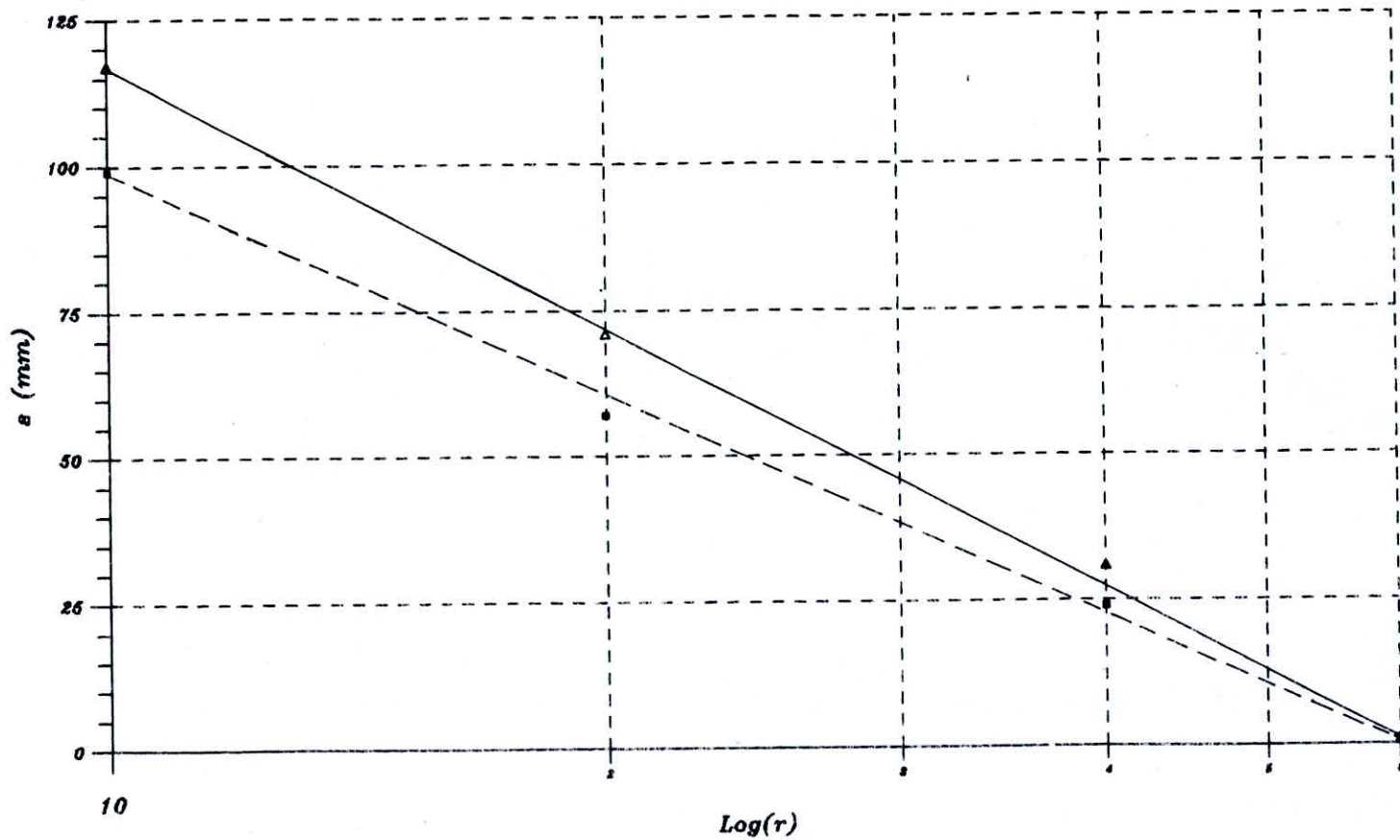


Fig. II. 13

Rabattement du puits 1 : $s=f(\text{Log } r)$
 (surface initiale horizontale)

==== regime transitoire pour puits 1 (t=15 sec)
 ΔΔΔΔΔ regime permanent pour puits 1

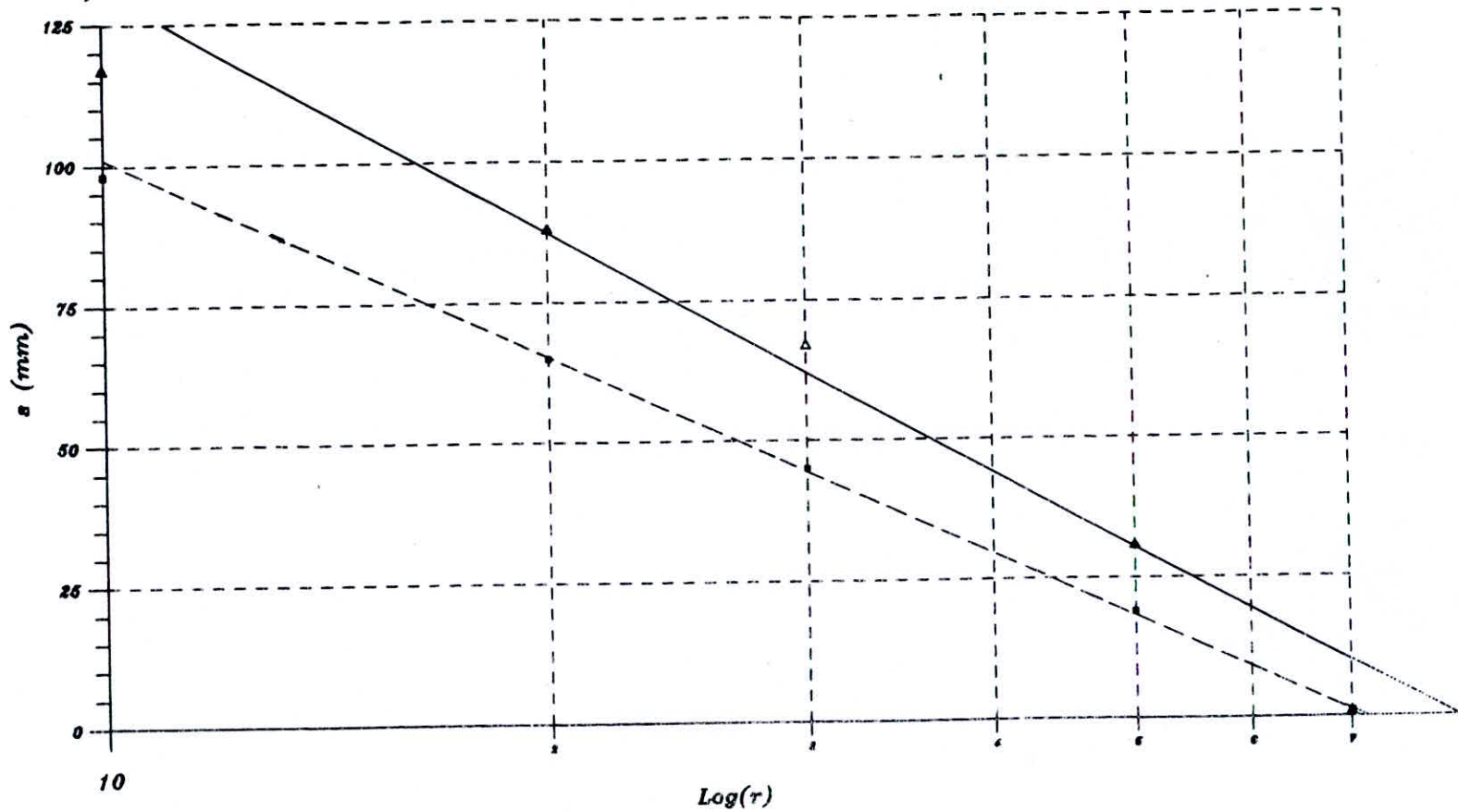


Fig. II. 14

Rabattement du puits 2 : $s=f(\text{Log } r)$
 (surface initiale horizontale)
 $\square\square\square\square$ regime transitoire pour puits 2 ($t=15$ sec)
 $\Delta\Delta\Delta\Delta$ regime permanent pour puits 2

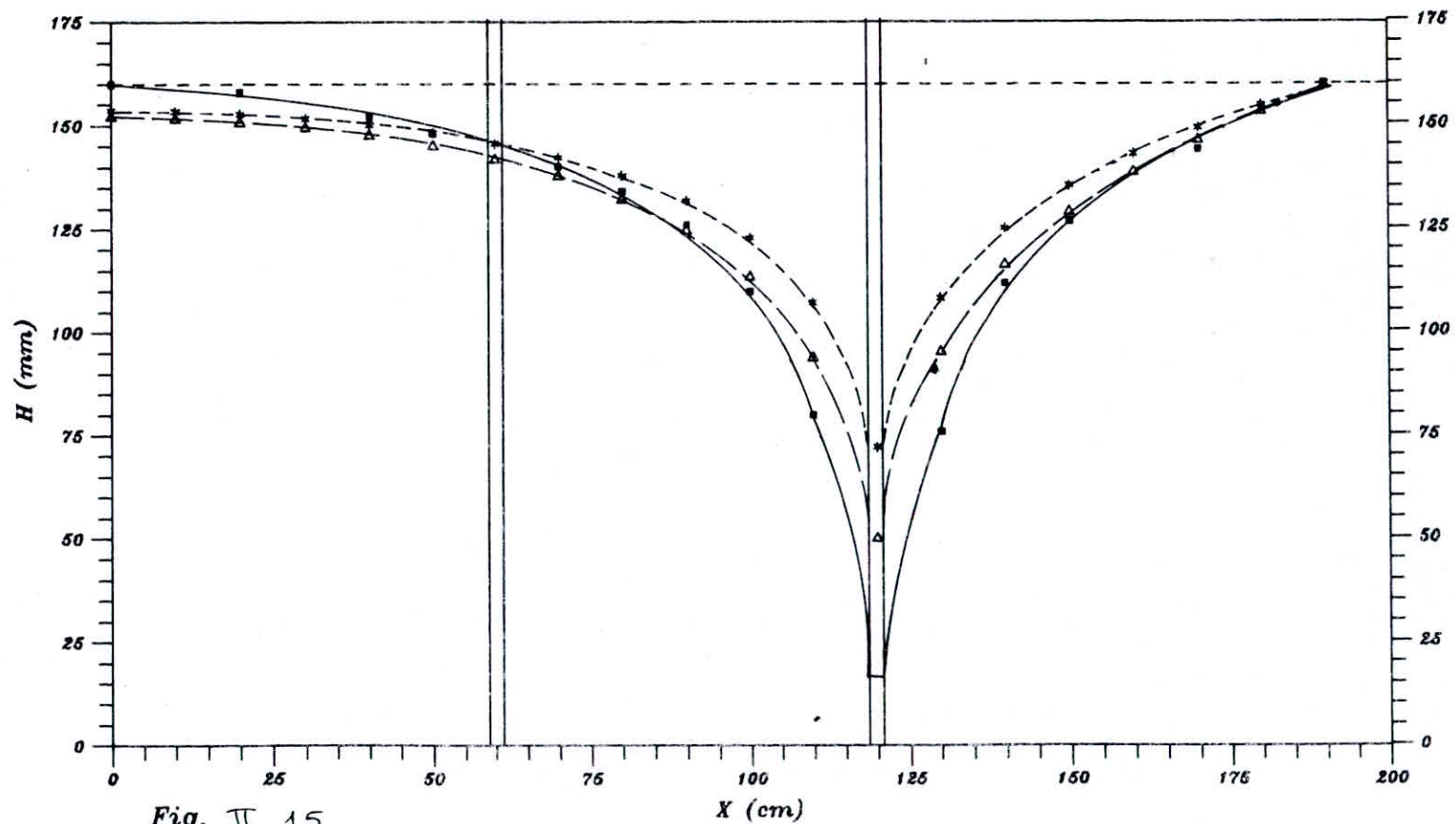


Fig. II. 15.

Pompage avec 1 puits dans une nappe captive
(regime transitoire) $t = 10s$

- Surface initiale
- ■ ■ ■ Courbe experimentale
- × × × × Courbe numerique
- △ △ △ △ Courbe apres calage

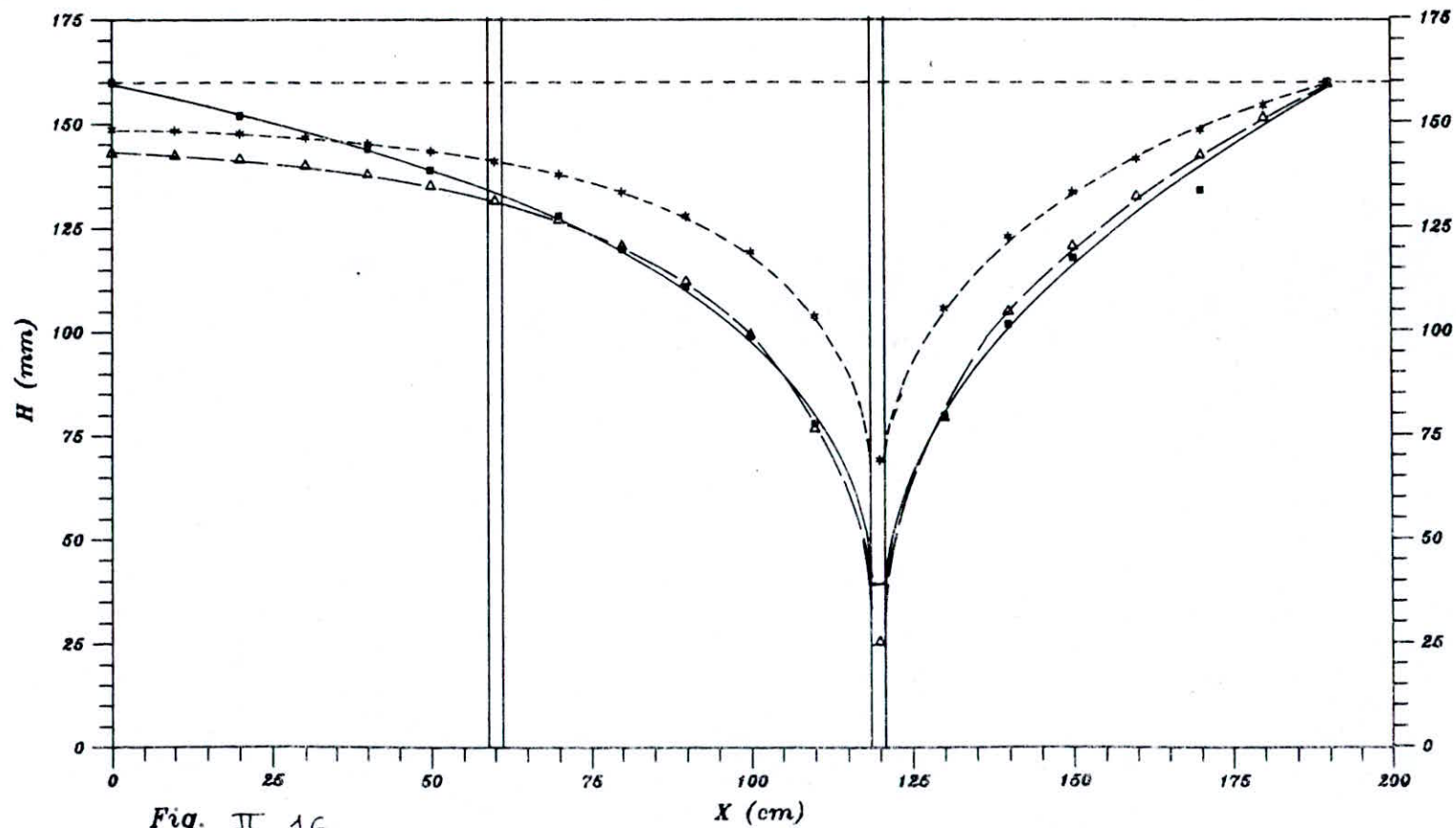


Fig. II. 16

Pompage avec 1 puits dans une nappe captive
(regime permanent)

- Surface initiale
- ■ ■ ■ Courbe experimentale
- * * * * Courbe numerique
- △ △ △ △ Courbe apres calage

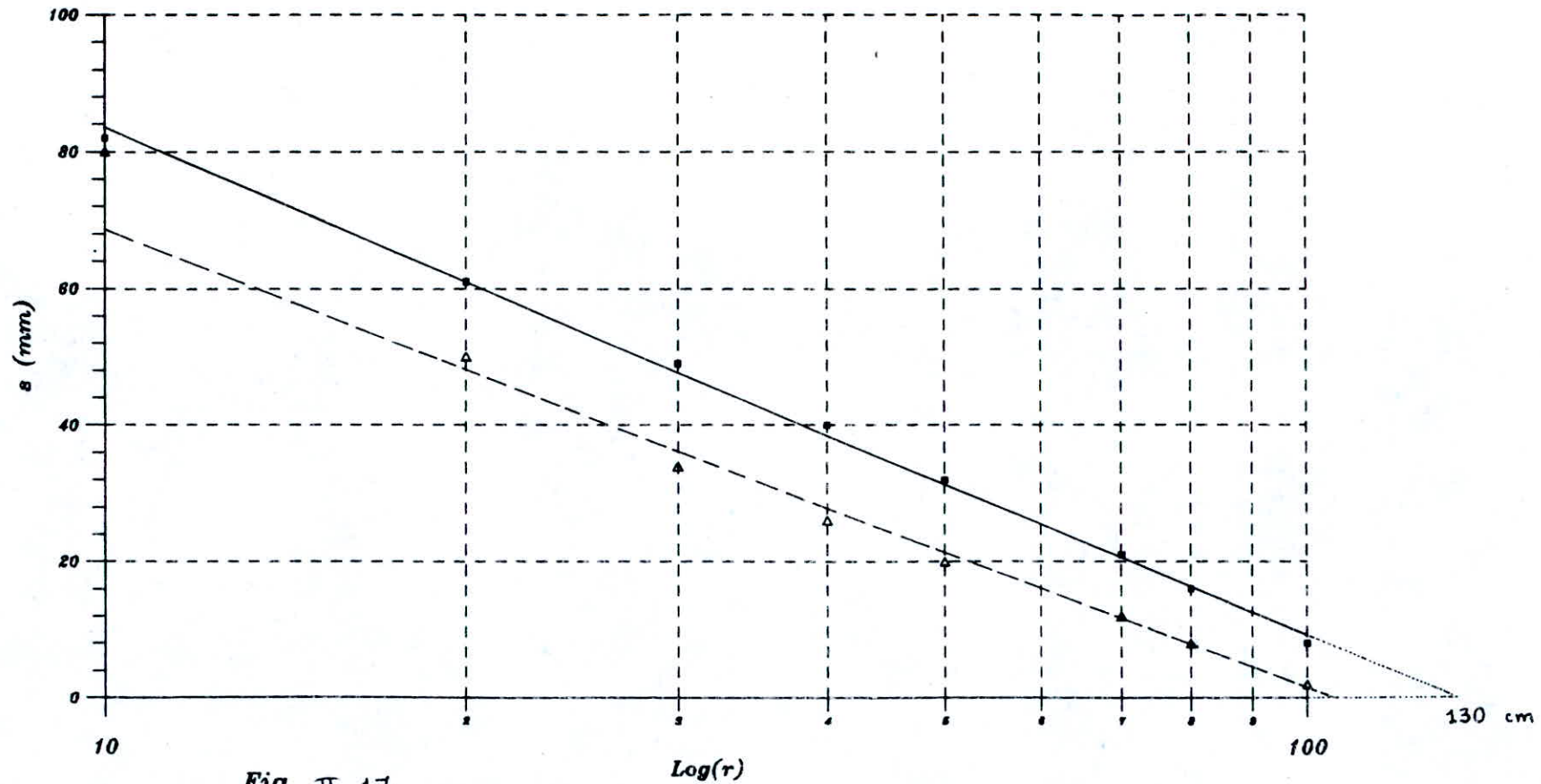


Fig. II.17

Rabattement d'un puits : $s=f(\text{Log } r)$
 (nappe captive)

△△△△△ regime transitoire pour un puits ($t=10$ sec)
 ■■■■■ regime permanent pour un puits

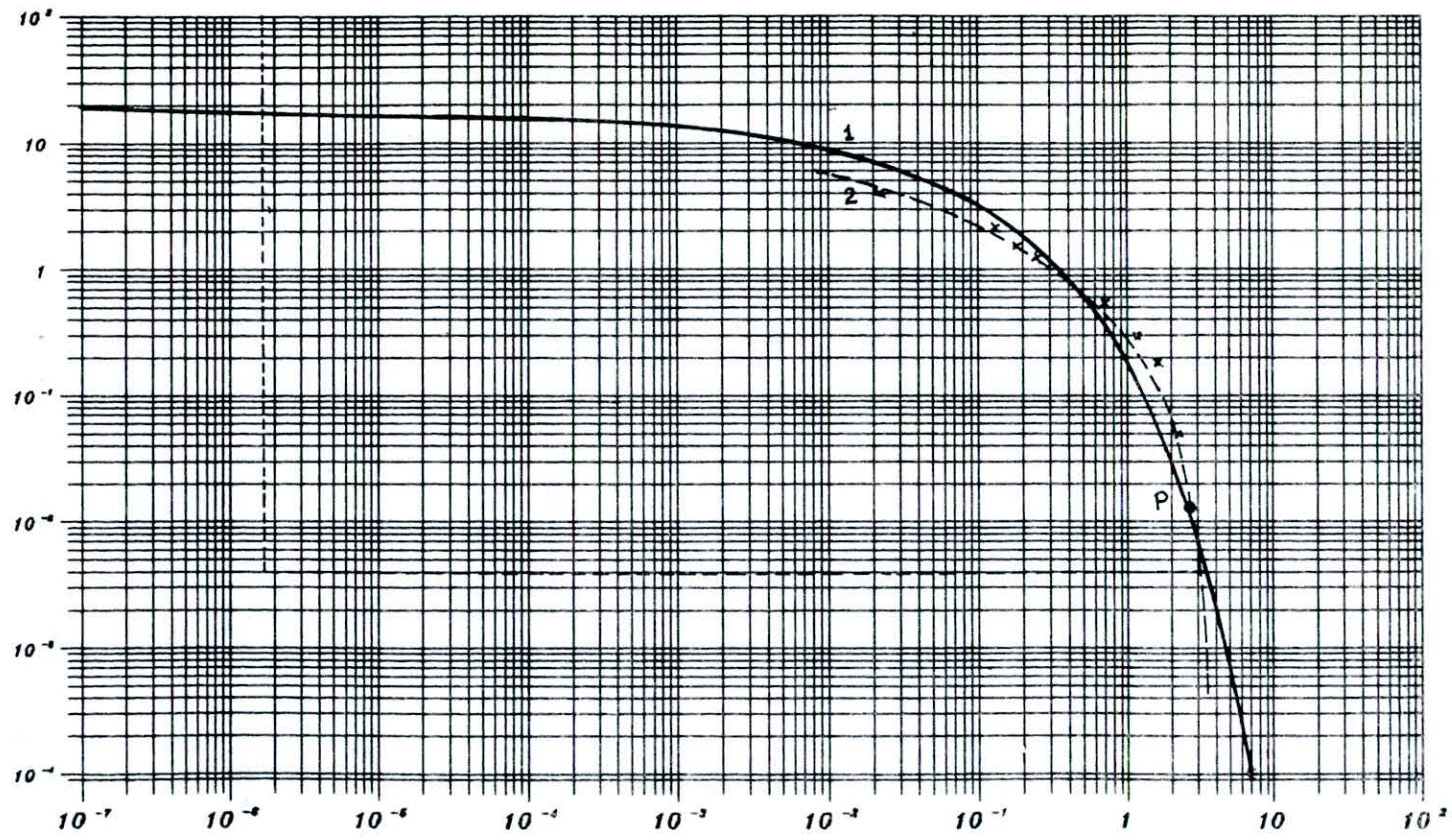


Fig. II.18 Utilisation de la courbe standard.
 1. courbe standard.
 2. courbe expérimentale.

7- Interprétation des courbes expérimentales & numériques:

La forme de la surface piézométrique pendant le pompage est bien réglée sous forme d'un cône, c'est le cône de dépression. Il a une forme ovoïde du fait que le puits pompé en tous les cas n'est pas situé au milieu du bassin. De plus, ce cône est influencé par l'alimentation. Le rayon d'action du forage ne sera pas donc constant dans toutes les directions.

Il peut être déterminé immédiatement en traçant la fonction $s = f(\text{Log } r)$ sur un papier semi-Logarithmique dans les directions où on possède des mesures de charges.

Pour l'écoulement unidirectionnel en régime transitoire (fig.II-3) on remarque que la courbe de la surface piézométrique est un peu perturbée, rappelons que cette expérience a été effectuée manuellement, cela met en évidence la difficulté principale de l'expérimentation en régime transitoire : c'est la rapidité du phénomène. La disposition d'une caméra vidéo nous a permis de mieux visualiser le phénomène surtout pour les essais de pompage. En écoulement permanent (fig.II-4) l'allure est acceptable aux erreurs d'expérience près.

Comparons maintenant les courbes expérimentales avec celles numériques (le mot numérique concerne explicitement les courbes obtenues en exécutant le programme établi pour le modèle en utilisant les données expérimentales). Les courbes indiquées sont globalement dispersées...

Les principaux paramètres qui entre en jeu dans l'équation de diffusion sont la perméabilité et le coefficient d'emmagasinement, le calage mentionné sur les figures a été effectué en modifiant la perméabilité du terrain.

Un tâtonnement sur le coefficient d'emmagasinement a été effectué à son tour et les courbes obtenues restaient toujours décalées à celles expérimentales.

Remarquons qu'on a un débit d'extraction constant (réel pour le régime permanent et estimé comme débit moyen pour le régime transitoire), ce décalage ne peut être justifié que par une variation considérable de la transmissivité à proximité du forage justifiée par un entrainement de particules et une perte de charge autour du forage.

La formule du débit en fonction de la transmissivité et la charge ($Q = T.H$) nous indique une propriété importante du cône de dépression. Pour un débit constant comme dans notre cas, une augmentation de la transmissivité cause impérativement une diminution de la hauteur piézométrique.

La variation de la transmissivité citée ci-dessus, n'est donc qu'une augmentation remarquable de la transmissivité à proximité du puits causée par un entrainement de particules solides. Un autre facteur aggravant la situation est l'entrée de l'air dans les puits. Pour un faible débit de pompage, la section du puits ne sera pas totalement remplie, et la charge du puits (représentée au centre) sera donc indéterminée, le calcul numérique nous a donné des charges négatives (fig. II-9 et II-12).

La solution proposée pour ce problème est d'imposer la charge à l'intérieur du forage. La valeur à imposer sera déterminée par la fonction $s=f(\text{Log } r)$. Connaissant le rayon du forage (r_f) on détermine le rabattement (s_f) par extrapolation de la droite obtenue, d'où on aura la charge (h_f).

L'application de cette méthode élimine le problème de la charge négative, mais ne modifie pas grande chose dans la forme du cône ce qui prouve que ce n'est pas la seule contrainte conduisant à ces résultats.

Pour la nappe captive (fig. II-15 et II-16), les courbes expérimentale et numérique ont presque la même allure. Une légère modification de la perméabilité peut conduire à un calage rapide. La charge dans le puits peut être déterminée directement par extrapolation des courbes.

Les incertitudes inévitables de manipulation et les approximations de calcul peut présenter une légère différence entre les résultats expérimentales et calculés.

III- E T U D E N U M E R I Q U E :

1 - GENERALITES :

Lorsqu'on veut résoudre un problème d'écoulement souterrain, l'inconnue étant la charge ou la pression qui intervient sous forme différentielle, ayant une relation locale de comportement.

Pour déterminer la charge ou la pression dans l'ensemble du domaine, on doit faire appel à l'intégration d'équations différentielles.

La résolution du problème par intégration d'équations différentielles paraît complexe, c'est pourquoi le recours aux méthodes numériques s'avère nécessaire.

L'avantage de ces méthodes est l'utilisation des petites quantités, mais finies, ce qui traduit les lois physiques en fonctions arithmétiques.

La méthode des différences finies permet de résoudre des équations aux dérivées partielles à partir d'approximations des dérivées.

Cette méthode est basée sur la discrétisation du domaine où la variable est solution d'une équation aux différences finies, les valeurs des inconnues ne sont déterminées qu'aux points du réseau établi appelés noeuds.

L'emploi de cette méthode s'avère de plus en plus justifiée avec l'évolution actuelle de l'informatique.

2- PRESENTATION DE LA METHODE DES DIFFERENCES FINIES:

La methode des différences finies est très générale et permet le plus souvent d'aboutir à une résolution satisfaisante des équations aux dérivées partielles (E.D.P) proposées par l'analyse classique.

Elle garantit que l'on pourra presque toujours passer du "modèle conceptuel" issu de cette analyse à un "modèle opérationnel" exprimé en terme de différences finies de la variable inconnue discrétisée sur un maillage et traitable par ordinateur.

Sa mise en oeuvre pose cependant dans chaque cas (pour chaque type de E.D.P) un certain nombre de problèmes qu'on peut citer:

- évaluation des dérivées en chaque point du maillage en fonction des valeurs de la fonction en ce point et aux points adjacents.
- évaluation de l'erreur commise par cette approximation.
- représentation des conditions-aux-limites.
- représentation de l'ensemble du domaine par combinaison numérique des approximations ponctuelles (constitution du système numérique).
- résolution du système numérique et influence des erreurs ponctuelles sur la solution.

3- EVALUATION DES DERIVEES EN UN POINT PAR DIFFERENCE

FINIES:

A. Approche mathématique:

La méthode est basée sur l'application du théorème de TAYLOR, qui en se limitant à un espace à deux(02) dimensions, pour une fonction $H(x,y)$, s'écrit:

$$\begin{aligned} H(x_1, y_1) = & H(x_0, y_0) + (x_1 - x_0) \left[\frac{\partial H}{\partial x} \right]_{(x_0, y_0)} \\ & + (y_1 - y_0) \left[\frac{\partial H}{\partial y} \right]_{(x_0, y_0)} + \frac{(x_1 - x_0)^2}{2!} \left[\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \right]_{(x_0, y_0)} \\ & + \frac{(y_1 - y_0)^2}{2!} \left[\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} \right]_{(x_0, y_0)} + \frac{(x_1 - x_0)^3}{3!} \left[\frac{\partial^3 H}{\partial x^3} \right]_{(x_0, y_0)} + \dots \end{aligned}$$

où (x_0, y_0) et (x_1, y_1) sont les coordonnées de deux(02) points M_0 et M_1 du domaine bidimensionnel.

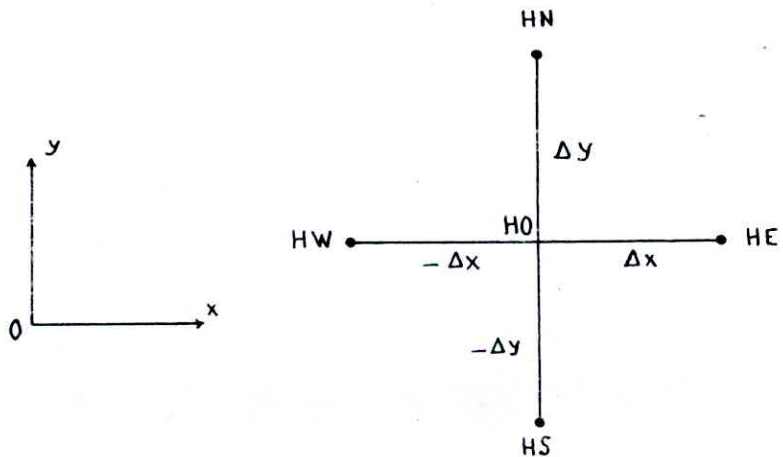
Il résulte de cette approche que l'on peut toujours pour de telles fonctions exprimer les dérivées d'ordre n en un point en fonction des accroissements de la fonction et des accroissements des variables d'espace entre ce point et n points voisins.

En pratique on choisit les points sur un maillage régulier orienté parallèlement aux axes de coordonnées ce qui permet:

- de simplifier l'expression par différences finies en annulant certains accroissements d'espace.
- d'obtenir une expression identique en chaque point sauf en quelques points singuliers ou aux limites.

B. Application de l'approche à un maillage régulier orthogonal:

Désignant par H_0 , H_E , H_N , H_W , H_S les valeurs de H aux cinq (05) points en croix du maillage régulier de pas Δx (valeur absolue) selon x et Δy selon y , centré sur $O(x_0, y_0)$.



L'application du théorème de TAYLOR aux quatre couples possible (H_0, H_i) donne:

$$H_i = H_0 + \Delta x_i \left[\frac{\partial H}{\partial x_i} \right]_0 + \frac{\Delta x_i^2}{2!} \left[\frac{\partial^2 H}{\partial x_i^2} \right] + \frac{\Delta x_i^3}{3!} \left[\frac{\partial^3 H}{\partial x_i^3} \right] + \dots$$

avec:

$$x_i - x_0 = \Delta x_i \begin{cases} = \Delta x \text{ pour } i = E. \\ = -\Delta x \text{ pour } i = W. \end{cases}$$

$$y_i - y_0 = \Delta y_i \begin{cases} = \Delta y \text{ pour } i = N. \\ = -\Delta y \text{ pour } i = S. \end{cases}$$

dans ce cas les dérivées $\frac{\partial H}{\partial x_i}$ peuvent être exprimées par:

$$\left[\frac{\partial H}{\partial x} \right]_0 = \frac{H_E - H_0}{\Delta x} - \frac{\Delta x}{2} \left[\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \right]_0 - \frac{\Delta x^2}{3!} \left[\frac{\partial^3 H}{\partial x^3} \right]_0 - \dots$$

(Schéma dit Amont)

ou:

$$\left[\frac{\partial H}{\partial x} \right]_0 = \frac{H_0 - H_W}{\Delta x} + \frac{\Delta x}{2} \left[\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \right]_0 - \frac{\Delta x^2}{3!} \left[\frac{\partial^3 H}{\partial x^3} \right]_0 + \dots$$

(Schéma dit Aval)

ou en faisant la somme:

$$\left[\frac{\partial H}{\partial x} \right]_0 = \frac{H_E - H_W}{2 \Delta x} - \frac{\Delta x^2}{3!} \left[\frac{\partial^3 H}{\partial x^3} \right]_0 + \dots$$

(Schéma dit Centré)

Pour les dérivées du second ordre $\frac{\partial^2 H}{\partial x_i^2}$, il faut éliminer le terme $\frac{\partial H}{\partial x_i}$ entre les deux développements obtenus. Selon la direction x, on trouve:

$$\left[\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \right]_0 = \frac{H_E + H_W - 2H_0}{\Delta x^2} - \frac{\Delta x^2}{12} \left[\frac{\partial^4 H}{\partial x^4} \right]_0 - \dots$$

de même pour y:

$$\left[\frac{\partial^2 H}{\partial y^2} \right] = \frac{H_N + H_S - 2H_0}{\Delta y^2} - \frac{\Delta y^2}{12} \left[\frac{\partial^4 H}{\partial y^4} \right]_0 - \dots$$

La relation que doit vérifier H en chaque point s'obtient en sommant les approximations de tous les éléments différentiels dont H est la solution recherchée.

4- EVALUATION DE L'ERREUR DE TRONCATURE:

L'intérêt de l'approche mathématique est de mettre en évidence l'origine de l'erreur commise par suite de substitution de la formule aux différences finies et qui peut varier selon les formules adaptées.

En milieu poreux, les causes de perturbation de la charge les plus fréquentes sont:

- Soit des conditions linéaires de charge imposées (rivières, marais).
- Soit des prélèvements ponctuels par pompages.
- Soit encore des charges importantes par la surface.

C'est au voisinage de telles conditions que l'erreur de troncature sera la plus élevée.

5- Description du programme "modèle":

Le programme "modèle" permet le calcul des charges en régime permanent ou transitoire dans un aquifère libre ou captif représenté par le modèle.

Le calcul est basé sur la discrétisation de l'équation aux dérivées partielles sur un réseau de mailles carrées et régulières d'un centimètre de côté. Les conditions aux limites sont de deux types: charge imposée et débit imposé.

5-1- Découpage du domaine:

La forme géométrique rectangulaire et les dimensions du modèle nous ont permis de faire un découpage en mailles carrées et régulières. La position des puits de pompage nous a imposé un maillage de façon que les puits soient aux centres des mailles afin d'éviter la division du débit d'un seul puits sur deux mailles voisines ce qui influence négativement les résultats de calcul.

Ce découpage nous a posé un autre problème, c'est le cas d'une limite imperméable imposée à l'aval. La limite sera située aux milieux des mailles de frontière. Dans ce cas on a supposé que la transmissivité est nulle dans la demi-maille extérieure et se réduit à sa moitié dans la demi-maille intérieure. Pour les calculs, on considère que la transmissivité de la maille est égale à sa moitié pour les mailles où se situe la limite imperméable.

5-2- Structure du programme:

Elle est divisée en un programme principal et deux sous-programmes "perm" et "trans".

5-2-1- Programme principal:

Il englobe la lecture des données, les conditions initiales et aux limites, l'impression des résultats et la commande des sous-programmes de calcul en régimes permanent et transitoire.

a) Données:

Imax: nombre de mailles maximal en abscisse
Jmax: nombre de mailles maximal en ordonnée
A : côté d'une maille
dt : pas de temps pour le régime transitoire
H1 : charge imposée à l'amont
H2 : charge imposée à l'aval en cas d'alimentation
et modifiée pendant les calculs dans le cas de
la limite imperméable.
P : perméabilité du terrain
S : Coefficient d'emmagasinement.
QP : débit de pompage (se fait par deux puits 1 et 2
à partir de l'aval).

L'alimentation se fait à travers les mailles de frontières, leur charge sera imposée. Le débit d'alimentation sert donc à maintenir cette charge constante et n'entre pas dans les calculs.

Epsilon: précision d'arrêt des itérations pour le régime permanent.

e: épaisseur de la nappe pour le cas de la nappe captive.

b) Conditions aux limites:

- imposition des charges aux frontières alimentées.
- imposition des débits dans les mailles pompées.

Les conditions aux limites seront imposées en fonction du choix de la nappe et de la limite avale (perméable ou non).

c) Initialisation:

- pour réduire les itérations, on initialise les charges en fonctions des charges imposées. Si on a une alimentation différente des deux côtés, les charges seront initialiser automatiquement sur une surface piézométrique inclinée.
- initialisation de la transmissivité (en fonction de la charge). La transmissivité sera constante dans le cas de la nappe captive.

d) Choix du régime:

1. Régime permanent:(sous-programme perm)

Le calcul des charges se fait par l'équation aux dérivées partielles discrétisée en régime permanent par la méthode itérative de relaxation. Le coefficient de relaxation W sera donné par lecture après le choix du régime.

La transmissivité de passage est considérée comme la moyenne harmonique de celles des mailles voisines. L'arrêt des itérations est commandé par un test en fonction de la précision demandée.

2. Régime transitoire:(sous-programme trans)

Dans ce cas le coefficient d'emmagasinement de la nappe et le pas de temps seront introduits. Les itérations s'effectuent par pas de temps. Le temps d'arrêt voulu sera donné par lecture.

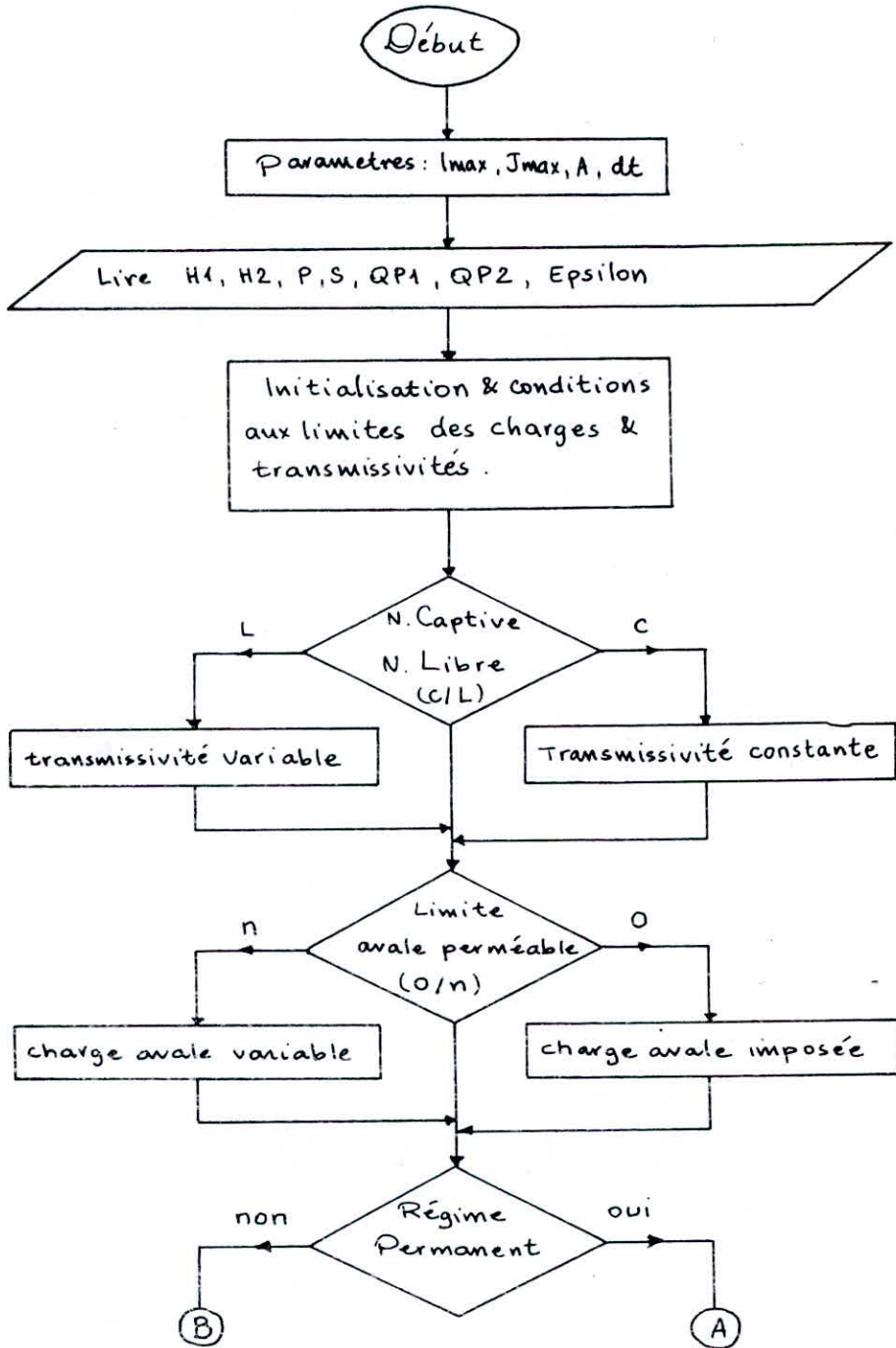
Le nombre d'itérations sera donc fixé automatiquement en fonction du pas de temps et du temps d'arrêt.

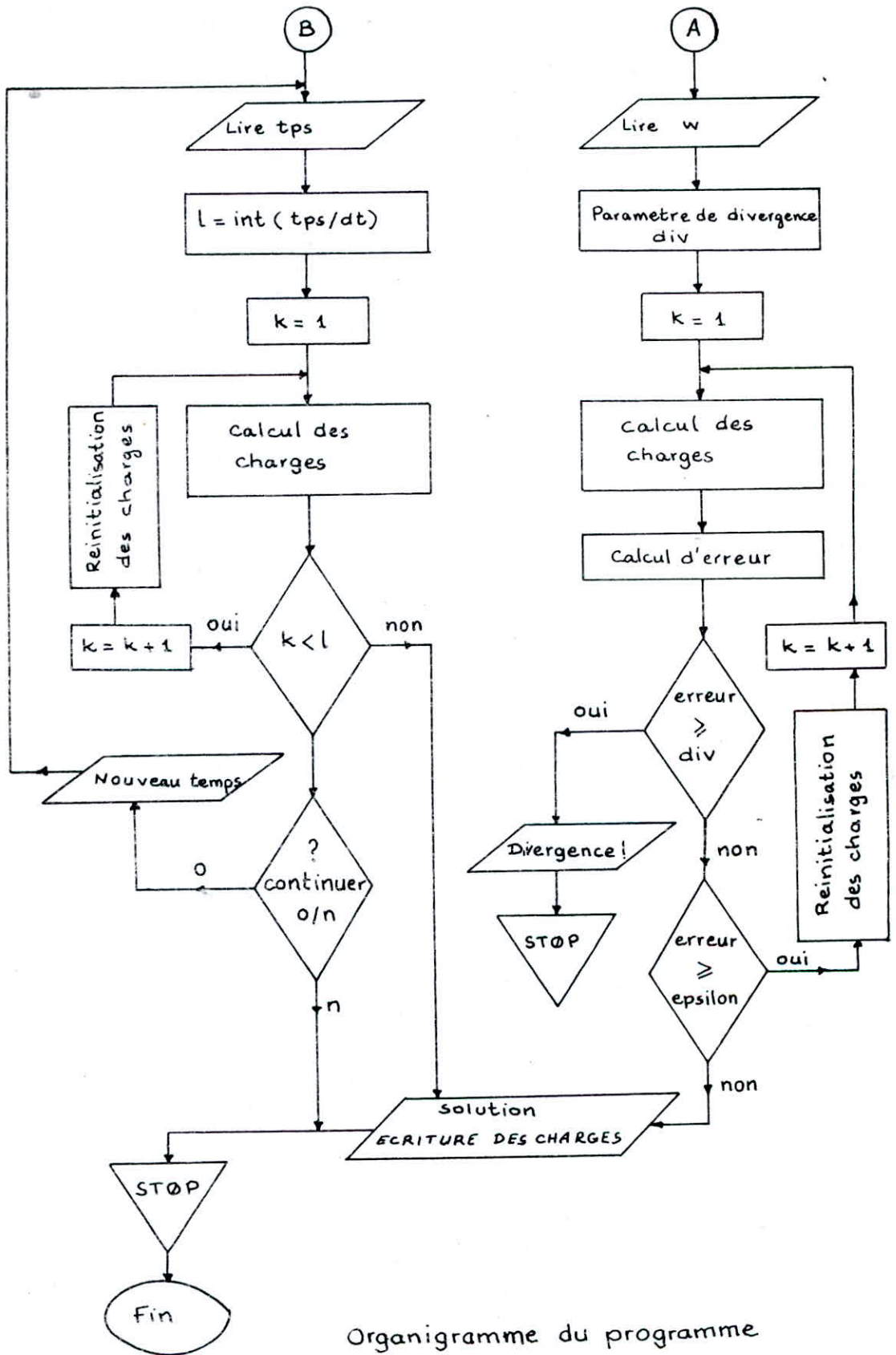
e) Resultats:

- impression des charges en fonction des coordonnées des mailles sur le modèle.

- pour mieux voir la forme du cône de dépression obtenu par pompage, un fichier de résultats sera réservé aux charges situées sur le plan de coupe longitudinale passant par les puits.

Le fichier comporte les abscisses des mailles à partir de l'aval (transformées en Cm), les charges obtenues (transformées en mm), la perméabilité et le coefficient d'emmagasinement (pour garder les valeurs utilisées pour le calage).





Organigramme du programme
" MODELE "

IV- CONCLUSION:

L'étude expérimentale sur les modèles hydrogéologiques permet d'avoir une idée générale sur l'écoulement de l'eau en milieux poreux malgré la difficulté d'expérimentation due à l'impossibilité d'englober tous les phénomènes naturels dans un modèle réduit. Les principaux paramètres régissant l'écoulement (perméabilité, coefficient d'emménagement, débit d'une nappe,...) peuvent être déterminés par une telle expérimentation en respectant les conditions d'application des lois utilisées.

Une étude numérique par discrétisation de l'équation de diffusion régissant l'écoulement en milieux poreux nous a permis de vérifier la fiabilité du modèle. Pour rendre le modèle plus représentatif d'une nappe réelle, il est nécessaire d'effectuer un calage par modification de la perméabilité et de la porosité effective. Cette étude numérique, par ses résultats décalés de ceux expérimentaux, met en évidence l'existence d'autres phénomènes qu'il faut en penser, non visibles par l'expérimentation, mais qu'ils ont une influence directe sur les résultats.

Un extrait important de cette étude est l'élaboration d'une série d'expérimentations susceptibles d'être réalisées sur le modèle et rédigée sous forme de travaux pratiques ; et qui est représentée ci-après dans une annexe.

A N N E X E :

TRAVAUX PRATIQUES

DESCRIPTION DE L'APPAREIL:

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 dessus du réservoir, l'eau ruisselle et se dirige vers un système de mesure à l'extrémité en 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 du 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 3cm de l'extrémité supérieure du bassin.

Le ruissellement quitte le bassin par deversement à partir de son lit, vers le réservoir stabilisateur, qui est muni d'un orifice à travers lequel l'eau passera pour être mesurée.

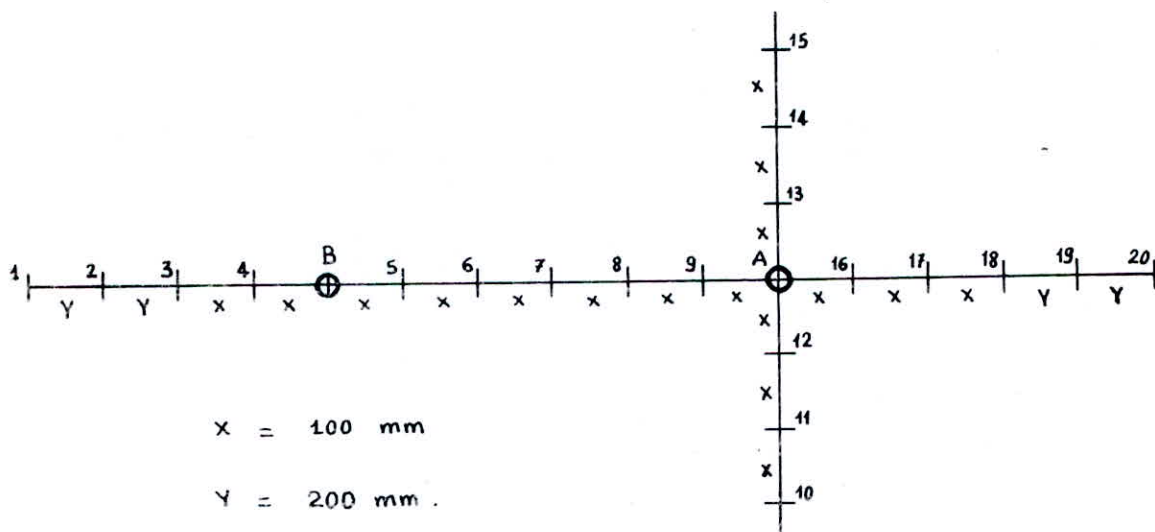
La mesure du débit ruisselé et infiltré est faite par un canal étroit ajusté et dimensionné, le réglage de son niveau se fait une fois pour toutes par une vis et un niveau.

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 vanne 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 figure montre bien la position et le numéro de référence de chacun de ces points.



VERIFICATIONS:

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 deux rails à leur pente maximale, poser la lame écorcheuse en " V " au plus bas niveau et vérifier qu'au passage les drains puits 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 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 25mm de hauteur d'eau pour dégager l'air des manomètres.
- 10- Changer 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.

ACCESSOIRES:

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

- 1- Reservoir stabilisateur, il est placé entre la sortie de la décharge et le canal de mesure du débit. 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 diamètre $D=500\text{mm}$ et de hauteur $H=60\text{mm}$.
- 4- Une cuvette de diamètre $D=500\text{mm}$ et de hauteur $H=60\text{mm}$ avec un orifice au centre, munie d'un tube en verre central démontable.
- 5- Plateau rectangulaire de longueur $L=50\text{ cm}$ et de largeur $l=30\text{ cm}$, sa hauteur étant égale à $h=6\text{cm}$.
- 6- Anneau carré de 30 cm de côté.
- 7- Grand anneau carré de côté égal à 50 cm .

LE CHOIX DU SABLE:

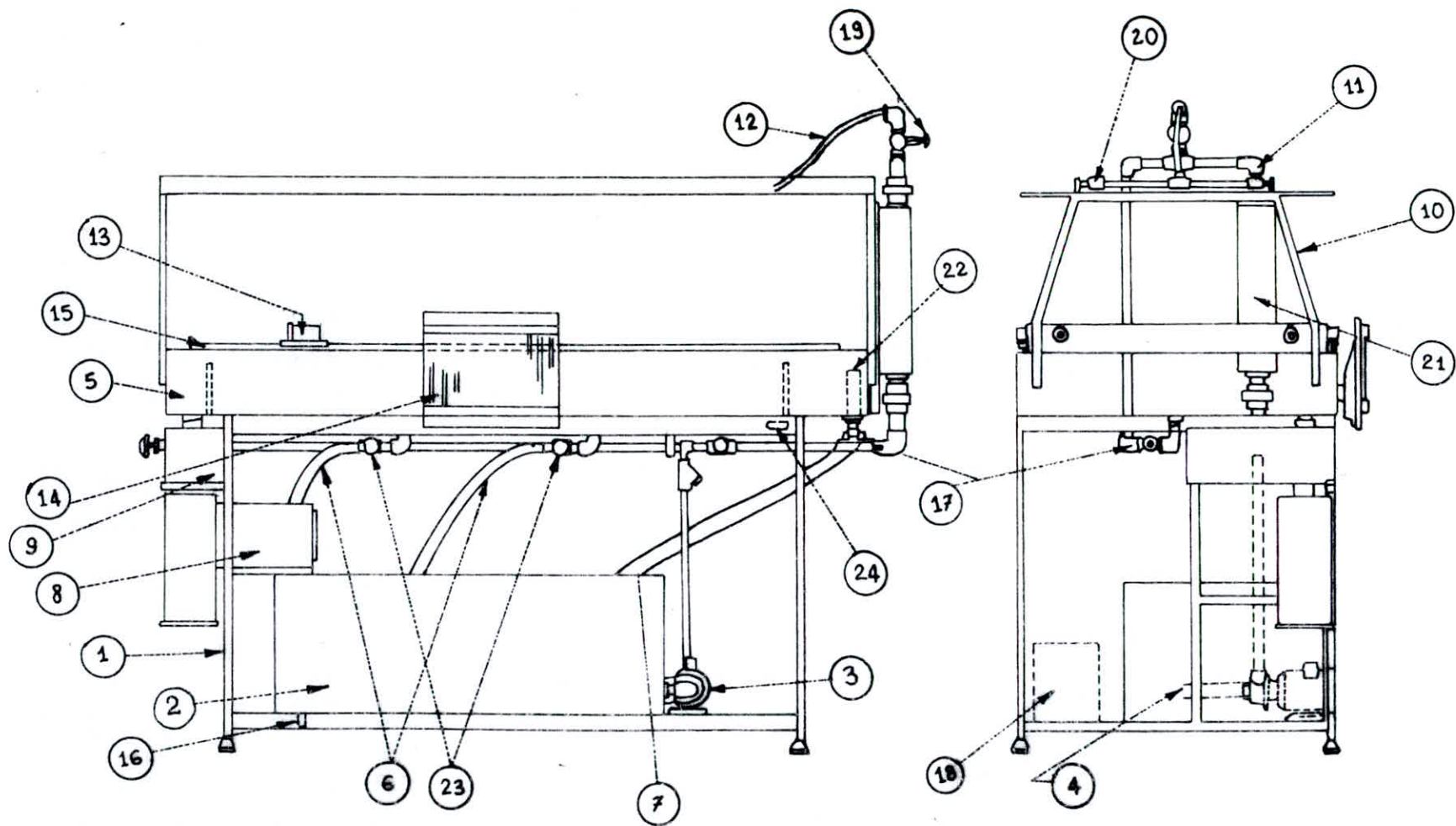
La taille et les dimensions du sable utilisé pour remplir le bassin, sont choisies pour satisfaire les besoins particuliers des expériences.

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 5mm. Tandis que pour le rabattement et le pompage, des dimensions légèrement plus petites sont exigées, disant de 0.6 à 2mm.

Il semblerait raisonnable d'obtenir un sable aussi voisin de 2mm 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 2mm, on se contentera de travailler avec les catégories de sable mentionnées ci-dessus.



MODELE D'HYDROLOGIE & D'HYDROGEOLOGIE

- 1 -Support du cadre principal
- 2 -Reservoir d'alimentation (capacité: 305 l)
- 3 -Pompe centrifuge: 230V/250V, 20A
- 4 -Conduite d'aspiration du reservoir
- 5 -Bassin versant(capacité: $0.24m^3$; Dimension 2x1x0.15)
- 6 -Tuyau flexible pour les puits de drainage
- 7 -Tuyau flexible du drainge de l'extrimité
- 8 -Canal de mesure (débitmètre de sortie)
- 9 -Reservoir stabilisateur
- 10 -Support de cadre des arrosoirs
- 11 -Sous ensemble de tuyau d'arrosage
- 12 -Tuyau flexible de la vanne d'alimentation des arrosoirs
- 13 -Chariot coulissant à grattoir
- 14 -Plaque des manomètres
- 15 -Rails lateraux réglables
- 16 -Robinet de vidange du reservoir d'alimentation
- 17 -Vanne d'alimentation d'entrée
- 18 -Transformateur (option: 4m de cablage)
- 19 -Vanne d'alimentation des arrosoirs
- 20 -Tuyau de refoulement des arrosoirs
- 21 -Débitmètre (d'entré)
- 22 -Trop-plein
- 23 -Vanne de contrôle du puits de drainage
- 24 -Cellule du manomètre

**ETUDE EXPERIMENTALE SUR LA METHODE
D'HYDROGRAMME UNITAIRE.**

But du travail:

Le but de ce travail est de vérifier la validité de certaines hypothèses de la méthode d'hydrogramme unitaire par le procédé expérimental, et d'étudier la relation pluie-débit sur un bassin donné.

Rappel théorique:

Si l'on désigne par P la hauteur de précipitation totale, définie comme la hauteur moyenne de la lame d'eau reçue par un bassin versant pendant une averse, le bilan hydrologique correspondant peut être représenté par l'équation :

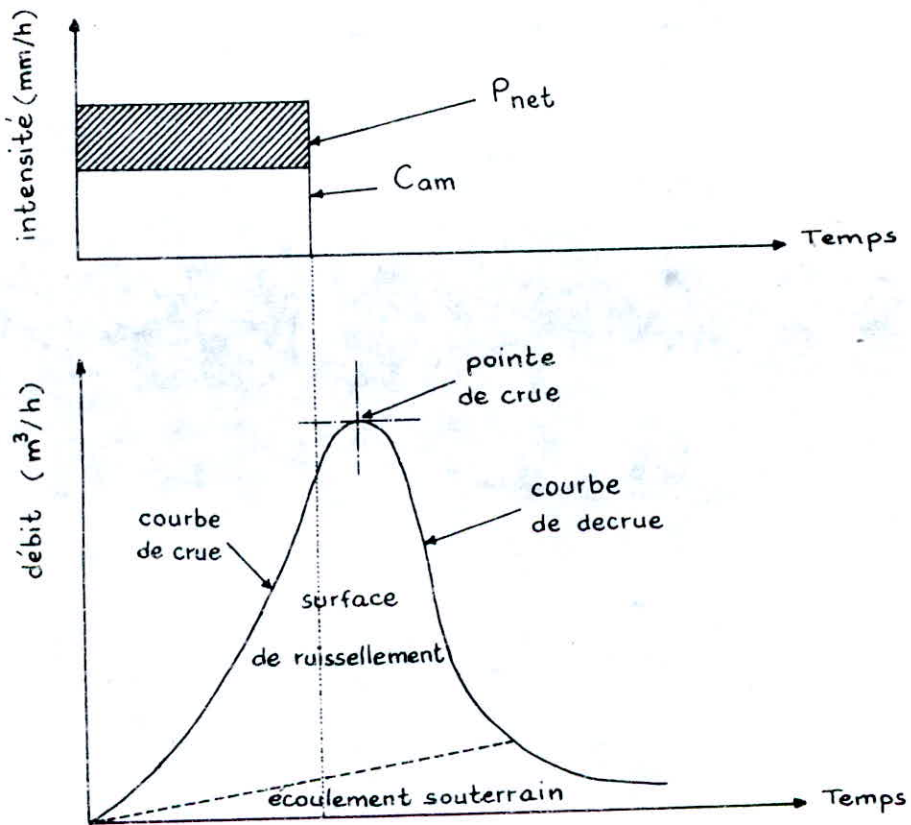
$$P = L + E + (F + S) + P_{net}$$

- avec: P: hauteur de précipitation totale
L: pluie interceptée par la végétation
E: eau évaporée à partir du sol pendant l'averse (négligeable par rapport à F et S)
F: partie de l'averse infiltrée
S: partie de l'averse interceptée par les cavités naturelles
P_{net}: pluie nette, c'est la hauteur de pluie ruisselée. Elle est définie comme la portion des précipitations qui atteint l'exutoire du bassin et empruntant uniquement la voie du ruissellement superficiel.

La quantité $L = (F + S)$ est désignée sous le nom de perte de l'averse.

Le graphique enregistré à l'exutoire du bassin est appelé hydrogramme de crue ($Q = f(t)$) et la figure ci-après montre bien un hydrogramme type qui résultera d'une averse simple, de courte durée.

Le temps et l'intensité de l'averse sont montrés sur le bloque hachuré en haut de la figure, et si la précipitation persiste plus longtemps que le temps de concentration du bassin, alors il arrive un moment où l'ensemble du bassin débitera en ruissellement.



Hyétogramme & hydrogramme type de l'averse.

Si la pluie s'arrête de tomber, alors on remarque sur l'hydrogramme une courbe de décrue après la formation d'un maximum séparant la crue et la décrue.

La méthode de l'hydrogramme unitaire établie par L.K. SHERMAN, 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.

On généralise la sommation des hydrogrammes unitaires est une courbe en (S) qui continue jusqu'à la durée du temps de concentration, suivi d'un palier constant.

Les pertes d'averse, exprimées par la capacité d'absorption moyenne (Cam) du bassin, dépendent essentiellement de la capacité d'infiltration des sols, aussi en pratique on utilise la Cam. Ainsi on peut vérifier que la capacité d'infiltration décroît exponentiellement jusqu'à une limite inférieure correspondant probablement au sol saturé.

Mode Opérateur:

- Après vérification qu'il n'y a pas de fuites sur l'installation, broncher la pompe sur 220 V.

- Avant la mise en marche de la pompe vérifier la bonne fermeture des deux vannes d'alimentation(17) (pas de fuites).

- Vérifier que les trop-pleins sont suffisamment haut pour qu'il n'est aucun déversement.

- On utilisant le chariot coulissant tranchant (13) former la vallée en "V" sur le bassin et régler les rails(15) du chariot sur la pente désirée.

- Utiliser le plastique du contour du bassin pour éviter les débordements (pertes).

- Enlever le bouchon de l'exutoire.

- Faire fonctionner la pompe, au même temps déclencher le chronomètre et régler le débitmètre sur 15 l/min avec la vanne d'alimentation des arrosoirs et la vanne située au-dessus de la pompe.

- Lire et enregistrer les valeurs observées sur le canal de mesure(8) jusqu'à stabilisation du niveau d'eau.

- Arrêter la pompe et laisser en marche le chronomètre et relever les valeurs de la décrue.

- Le temps correspondant à la stabilisation est appelé temps de concentration(tc) du bassin.

- Refaire l'expérience avec une averse de durée égale à 20% de tc et enregistrer les valeurs observées.

- Pour l'hydrogramme multiple, démarrer encore la pompe dans la période de décrue et noter les valeurs observées, procéder ainsi jusqu'à avoir plusieurs pointes.

- Pour le cas de surface urbanisée, utiliser un plastique adéquat, qu'on peut disposer sur la surface suivant différents modes et procéder comme précédemment.

Travail demandé:

1. Tracer la courbe observée pour tc.
2. Tracer la courbe observée pour 20% de tc.
3. Faire la séparation des écoulements et déterminer l'hydrogramme unitaire de ruissellement.
4. Utiliser cet hydrogramme pour établir la courbe en S correspondante au bassin.
5. Faire la comparaison entre cette courbe (S) et celle tracer pour tc (en 1.).
Commenter et Concluer.
6. Analyser l'hydrogramme multiple observé et représenter la courbe d'infiltration sur l'hyétogramme de l'averse correspondante.

ÉCOULEMENT PERMANENT UNIDIRECTIONNEL

DANS UNE NAPPE LIBRE

But du travail:

- Etude de l'écoulement permanent unidirectionnel dans une nappe libre en appliquant la loi de Darcy.
- Traçage de la surface piézométrique et vérification de la théorie de Dupuit.

Rappel théorique:

Le comportement des milieux poreux est caractérisé par leur propriété géométrique: la porosité, qui dépend de la courbe granulométrique, la forme et l'arrangement des grains, et leur propriété hydrodynamique:

la perméabilité, définie par l'interconnexion des vides permettant à l'eau d'y circuler. Cette dernière propriété a été mise en évidence par la loi de Darcy.

La loi de DARCY:

Le débit traversant un échantillon du terrain poreux de section A , de longueur l est donnée par:

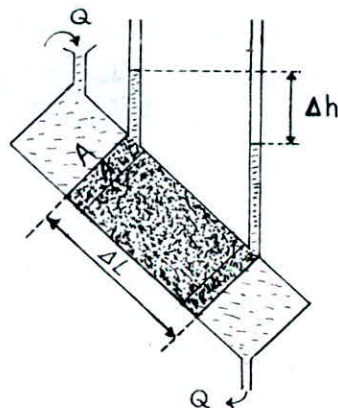
$$Q = k i A$$

où: k : coefficient de perméabilité exprimé en m/s.

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad \text{gradient hydraulique}$$

ou perte de charge par unité de longueur.

La quantité $q = \frac{Q}{A} = k i$ (m/s) est appelée "vitesse de filtration" ou "débit spécifique".



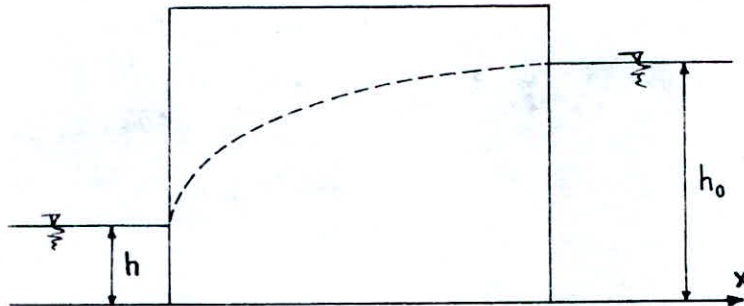
Du fait que l'écoulement se dirige vers la charge décroissante on écrit:

$$q = k \left(- \frac{\Delta h}{\Delta l} \right) = - k i$$

Pour l'application de la loi de Darcy, quatre conditions doivent être respectées: continuité, homogénéité, isotropie du réservoir et écoulement laminaire.

Hypothèse de DUPUIT:

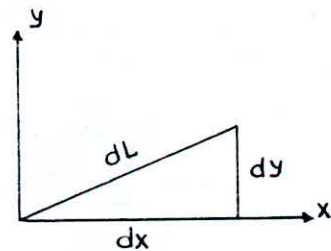
Considérons deux points M et M' de la surface libre:



Gradient hydraulique: $i = \frac{\Delta h}{\Delta l}$

pour Darcy: $i = \frac{dy}{dl} = \sin \alpha$

pour Dupuit: $i = \frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \alpha$



L'application de l'hypothèse de Dupuit à l'écoulement permanent dans une nappe libre entre deux réservoirs d'eau donne: (formule de Dupuit)

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

avec: q : débit par unité de longueur.

Mode Opérateur:

- vérifier l'horizontalité de la surface du sable.
- fermer les puits et la vanne d'alimentation avale pour obtenir une alimentation d'un seul côté à travers la vanne amont qui doit rester ouverte.
- fermer la vanne de contrôle des précipitations.
- faire monter les trop-pleins pour ne pas avoir une décharge directe dans le réservoir.
- ouvrir le bassin de captage (enlever le bouchon) pour libérer l'eau traversant l'aquifère et vérifier l'horizontalité du débitmètre aval.
- faire démarrer la pompe et ajuster le débitmètre amont à une grande alimentation (15 l/min par exemple).
- attendre la stabilisation des niveaux d'eau dans les piézomètres et noter le débit entrant, le débit sortant, la hauteur piézométrique dans chaque piézomètre et la hauteur du trop-plein amont.
- répéter la même expérience pour différents débits d'alimentation.

Travail Demandé:

- Retrouver la formule de Dupuit pour l'écoulement permanent unidirectionnel dans une nappe libre.
- Pour chaque expérience réalisée:
 - Tracer la courbe $H = f(x)$ avec:
 - H: hauteur piézométrique.
 - x: distance du manomètre considéré à un repère fixé à l'aval.
 - Déterminer le gradient hydraulique et calculer la perméabilité du terrain à l'aide de la formule de Dupuit.
 - Interprétations et conclusions.

Ecoulement permanent radial
dans une nappe libre

But du travail:

- Vérification de la théorie de Dupuit pour un écoulement permanent.
- Etude de l'influence du gradient hydraulique initial.
- On peut faire le pompage avec surface piézométrique initiale soit horizontale soit inclinée.

Rappel théorique:

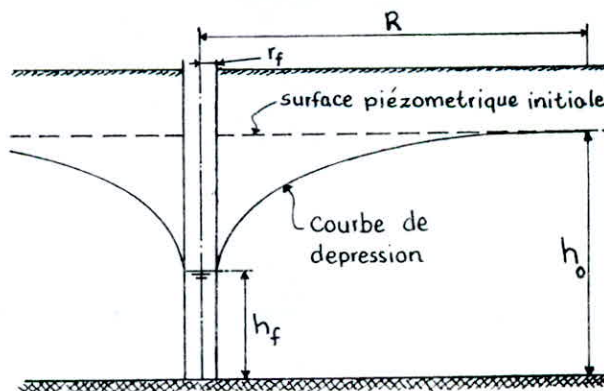
Au début du pompage, le plan d'eau dans le puits baisse rapidement et la surface libre de la nappe à une faible distance du puits se creuse en un "cône de dépression".

A une distance R du puits considéré, l'influence du pompage sur le niveau pourra être nulle. R sera appelé rayon d'influence du pompage.

Après une durée de pompage relativement longue, le rabattement reste constant pour un débit de pompage donné.

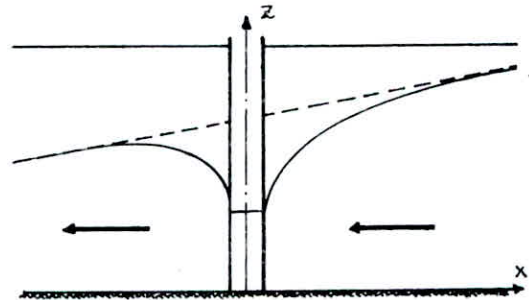
Pour l'écoulement permanent radial, l'équation de Dupuit est donnée par:

$$Q = k \pi \frac{(h_0^2 - h_f^2)}{\log(R/r_f)}$$



Si la surface piézométrique initiale est inclinée, l'écoulement sera influencé par le gradient initial de la surface.

Pour des faibles gradients de surface piézométrique, on peut utiliser l'équation de Dupuit. Pour des gradients appréciables, on utilise la formule de Wenzel (formule du gradient):



$$K = \frac{2 Q}{\pi r (h_{am} + h_{av})(i_{am} + i_{av})}$$

Mode Opérateur:

- fermer les puits et ouvrir les 2 vannes d'alimentation (en amont et en aval de l'appareil) avec la même ouverture pour avoir une alimentation équilibrée des deux côtés.
- brancher le puits à pomper (puits A) au débitmètre ou canal de mesure pour mesurer le débit pompé.
- faire monter les deux (O2) trop-pleins avec la même hauteur pour avoir une surface piézométrique initiale horizontale.
- faire démarrer la pompe, ajuster l'alimentation à un débit supérieur à 10 l/min et attendre jusqu'à ce que la surface piézométrique soit horizontale.
- ouvrir le puits à pomper (puits A) et attendre la stabilisation des niveaux dans les piézomètres.
- noter: le débit d'alimentation
la hauteur piézométrique initiale
le débit de pompage
les niveaux piézométriques après pompage et stabilisation.

- répéter la même expérience pour un faible débit d'alimentation (4 l/min).

- pour la surface piézométrique initiale inclinée, faire baisser le trop-plein aval par rapport à celui amont et refaire le même travail.

Travail Demandé:

- Démontrer la formule de Dupuit pour l'écoulement permanent radial.

- Tracer la surface piézométrique expérimentale et celle théorique de Dupuit. Comparer et Commenter.

- Calculer la perméabilité du terrain à l'aide de la formule de Dupuit.

- Pour la surface initiale inclinée, calculer le coefficient de perméabilité K avec les formules de Dupuit et Wenzel.

Comparer et interpréter les résultats.

- Conclusions .

ÉCOULEMENT PERMANENT RADIAL
DANS UNE NAPPE CAPTIVE

But du travail:

-Application de la méthode de Thiem pour un écoulement permanent radial en nappe captive.

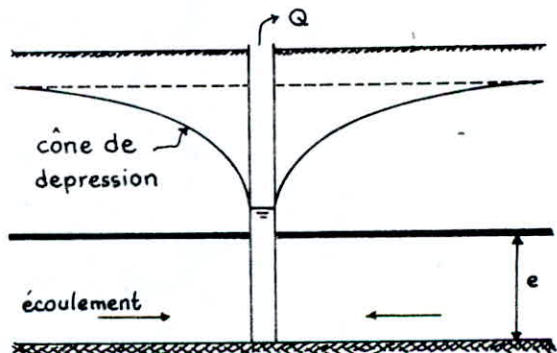
-Traçage de la surface piézométrique après rabattement et évaluation de la transmissivité du terrain.

Rappel Théorique:

Les conditions du régime permanent seront obtenues après une durée de pompage relativement long.

Pour un écoulement radial, l'écoulement se fait à travers des sections cylindriques entre les limites du rayon d'influence (R) et du forage (rf), pour un tel écoulement dans une nappe captive, l'équation de Thiem est donnée par:

$$Q = 2 \pi T \frac{h - h_f}{\log(r/R)}$$



Avec:

h : hauteur d'eau à une distance r du forage

$T=K.e$: transmissivité de l'aquifère

e : épaisseur de l'aquifère

En faisant les mesures à deux points d'observation et pour un écoulement permanent, l'équation de Theim nous donne:

$$T = \frac{Q}{2 \pi (h_2 - h_1)} \log(r_2 / r_1)$$

Cette équation permet d'évaluer la transmissivité à partir d'un essai de pompage à durée suffisamment longue afin d'atteindre le régime permanent.

Mode Opérateur:

- Créer les conditions d'une nappe captive avec l'accessoire correspondant et avec le maximum de poids possible.

- Placer l'accessoire de telle façon que le puits soit à son centre de gravité.

- Faire monter les trop-pleins jusqu'à création d'un niveau piézométrique fictif visualisé sur le tableau des piézomètres.

- Ajuster l'alimentation à un débit supérieur à 10 l/min et attendre jusqu'à ce que la surface piézométrique soit horizontale.

- Ouvrir le puits à pomper (puits A) et attendre la stabilisation des niveaux dans les piézomètres.

- Noter: le débit d'alimentation
la hauteur piézométrique initiale
le débit de pompage
les niveaux piézométriques après pompage et stabilisation.

- Répéter la même expérience pour un faible débit d'alimentation (4 l/min).

(Voir mode opératoire de la manipulation propre à la nappe libre)

Travail Demandé:

-A l'aide de la loi de Darcy pour l'écoulement radial dans une nappe captive, retrouver l'équation de Theim pour les conditions aux limites $h=h_0$ à $r=R$.

Montrer que la charge varie avec le logarithme de la distance quelque soit le débit:

$$h = f(\log r)$$

-En considérant une coupe longitudinale du terrain, tracer la ligne piézométrique expérimentale et la comparer avec la charge théorique $h=f(\log r)$.

-Calculer la transmissivité du terrain en considérant des piézomètres à différentes distance du forage.
interpréter.

- Conclusions.

<p>INTERFERENCE ENTRE DEUX FORAGES EN POMPAGE</p> <p>DANS UNE NAPPE LIBRE</p>

I-But du travail:

-Etude de l'interference et vérification de la superposition de deux puits dans une nappe libre. Pour la perméabilité, on utilise la valeur déterminée par les manipulations précédentes.

II-Rappel théorique:

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

Le rabattement dans un point quelconque situé dans la région d'influence d'un pompage simultané de plusieurs puits est donné par:

$$s_t = \sum_i s_i$$

Pour deux forages identiques situés dans une nappe libre et séparés par une distance L; l'expression du débit est donnée par:

$$Q_1 = Q_2 = \frac{\pi k (h_o^2 - h_f^2)}{\text{Log} (R^2 / r_f \cdot L)}$$

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

$$\frac{Q_i}{Q} = \frac{\text{Log} R}{\text{Log}(R^2/L)} \quad \text{avec } i = 1, 2, \dots$$

cette relation a deux limites:

si $L = R \Rightarrow Q_1 = Q_2 = Q$: sans interférence

$L = 1 \Rightarrow Q_1 = Q_2 = Q/2$: interférence maximale

Si les débits des puits sont différents, on aura:

$$h_0^2 - h^2 = \sum_i \frac{Q_i}{\pi k} \text{Log} \frac{R_i}{r_i}$$

avec: h_0 : hauteur initiale d'eau.
 h : hauteur d'eau pendant le pompage en un point quelconque de la nappe.
 R_i : rayon d'influence du puit (i).
 r_i : distance de l'ième puits au point donné.

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

En appliquant cette formule à deux puits on aura:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{Q_1}{\pi k} \text{Log} \frac{R_1}{r_1} + \frac{Q_2}{\pi k} \text{Log} \frac{R_2}{r_2}$$

III- Mode opératoire:

-Régler les deux vannes des extrémités du bassin à un égal débit d'entrée pour chacune.

-Faire monter les trop-pleins au maximum.

-Faire demarrer la pompe et attendre jusqu'à saturation du sol pour avoir une surface piézométrique initiale horizontale. Noter cette hauteur initiale.

-Ouvrir les deux puits simultanément et mesurer le débit de l'un des deux avant de les raccorder ensemble au débitmètre de sortie(il est suggéré de travailler avec des petits débits d'extraction).

-Mesurer les hauteurs piézométriques aux niveaux des piézomètres pour tirer les rabattements correspondantes. Pour cette expérience, le rabattement au niveau du puits ne doit pas dépasser 25% de l'épaisseur saturé de la nappe avant pompage.

-Refaire l'expérience pour un grand débit de pompage si c'est possible (grand rabattement).

IV-Travail demandé:

- Pour chaque débit de pompage:

-tracer la ligne piézométrique expérimentale pour une coupe longitudinale du bassin passant par les deux puits.

-Calculer le rabattement au niveau de chaque puits et au niveau de chaque piézomètre en utilisant la formule(5).

-Comparer les résultats expérimentales et calculés puis vérifier l'application du principe de superposition des deux puits.

- Conclusions.

B I B L I O G R A P H I E

- 1- **BABBIT. H.E.**, and **CALDWELL, D.H.**; "The free surface around and the interference between gravity wells" Univ. Illinois Eng. Bull., 374; 60p (cité par Sharma, H.D and Chawla, A.S ; 1977)
- 2- **BONNET M.**; Méthodologie des modèles de simulation en hydrogéologie - INP de LORRAINE - NANCY 1978.
- 3- **BOULTON, N.S.**; The flow pattern near a gravity well in a uniform water bearing medium, Jour. Int. of Civil Eng.; LONDON, 36, PP 534 - 550.
(cité par sharma, H.D and Chawla, A.S ; 1977)
- 4- **BOWEN R.**; Groundwater - second edition Elsevier Applied Science Publishers 1986 USA.
- 5- **BRUCE H.**; Mathematical Analysis of Groundwater Resources. Butter Worths 1983
- 6- **CARLIER M.**; Hydraulique Générale & Appliquée. Eyrolles - 1980.
- 7- **CASTANY G.**; Principes et methodes de l'hydrogéologie. Dunod; Paris 1982.
- 8- **DUBREUIL P.**; Initiation à l'analyse Hydrologique MASSON & Cie; Paris 1974.
- 9- **DUPONT A.**; Hydraulique **Urbaine T1**: Hydrologie-captage et traitement des eaux - EYROLLES , Paris 1981.
- 10- **HUG M.**; Mécanique des fluides appliquée aux problèmes d'aménagement et d'énergétique; EYROLLES 1975.
- 11- **LINSLEY R.K.**; Hydrology for engineers. Mc graw-Hill Book, NEW YORK, 1959.
- 12- **MARSILY G.de**; Hdrogéologie Quantitative. MASSON; Paris 1981.
- 13- **METREVELI V.**; Hydrogéologie et phénomène de transport. OPU Alger 1990.

- 14- MULLER M.; Cours d'hydraulique souterraine. INA Alger
1972 - 1973.
- 15- PERSOONS ;GERU 2191: Hydrologie Agricole
- 16- PHILIPPONAT G.; Fondations et Ouvrages en terre.
Edition EYROLLES, Paris 1979.
- 17- REMENIERAS G.; L'hydrologie de l'ingénieur. Eyrolles,
Paris, 1980.
- 18- ROCHE P.A.; Guide de prevision des crues tome 1: texte
principal Societé hydrotechnique de France octobre 1987.
- 19- SCHNEEBELI G.; Hydraulique Souterraine. Eyrolles.
Paris 1978.
- 20- SERRA-BERTRAL G.; Cours d'hydrologie 2° partie.
Alger : INA 1979.
- 21- SHARMA, H.D., and Chawla, A.S., 1977: Manual on groundw-
ater and wells; Central Board of Irrigation and power,
India 200p.
- 22- UPPALURI M.; Polycopie d'hydrogeologie
Alger : ENP 1991.

