

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DU GENIE HYDRAULIQUE

# PROJET DE FIN D'ETUDES

### S U J E T

RELATION

## **PRECIPITATIONS - RUISSELLEMENT - SATURATION**

MODELES DE PREDETERMINATION DU RUISSELLEMENT  
APPLICATION AU BASSIN VERSANT DE L'OUED DIS

Proposé par : Saïdi . A    Etudié par : Nouri . I    Dirigé par : Saïdi . A

PROMOTION :  
Janvier 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DU GENIE HYDRAULIQUE

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**S U J E T**

RELATION

**PRECIPITATIONS - RUISSELLEMENT -  
SATURATION**

MODELES DE PREDETERMINATION DU RUISSELLEMENT  
APPLICATION AU BASSIN VERSANT DE L'OUED DIS

Proposé par : Saïdi . A    Etudié par : Nouri . I    Dirigé par : Saïdi . A

PROMOTION :  
Janvier 1986

JE DEDIE CE MCDESTE TRAVAIL :

- A mon père, ma mère, Aïda et Leïla dont le soutien multiforme a permis de le mener à bien.
- A tous ceux et à toutes celles à qui il serait d'un apport bénéfique dans la vie ou dans les études.

-ooOoo- I M E D -ooOoo-

- AVANT PROPOS -

Le présent mémoire, qui reflète une activité longue de cinq mois au sein de l'Institut National des Ressources Hydrauliques n'aurait jamais vu le jour sans l'aide et la participation de nombreuses personnes qui, par leur compétence, leur bienveillance ou leur amitié, nous ont permis sa réalisation.

Notre reconnaissance s'adresse tout d'abord à notre promoteur, Monsieur l'Ingénieur en Chef Hydrologue A. SAIDI, pour la proposition du sujet et pour la sollicitude manifestée tout au long des travaux qu'il a pris soin de diriger lui même.

Nos remerciements vont également au Professeur S.BEDNARZYK, à qui nous devons nos premières connaissances en hydrologie et qui nous a fait bénéficier de ses nombreuses remarques et suggestions.

Notre reconnaissance va encore à Messieurs les Ingénieurs Hydrologues A.SMATI, R.TAIBI et T.LARBI de l'I.N.R.H. qui par leurs conseils et leur aide nous ont soutenu tout au long de notre travail.

Nous n'oublions pas Messieurs Z.EL HOUARI et R.TALEB, élèves Ingénieurs informaticiens de l'U.S.T.H.B., qui ont travaillé sur l'automatisation du processus de prédétermination du ruissellement, travail qui s'est déroulé en parallèle avec le nôtre et en étroite collaboration. Nous les remercions pour la compréhension manifestée au cours de la conversion des préoccupations des hydrologues en programmes de calcul et leur souhaitons plein succès dans la finalisation de leur tâche.

Plusieurs personnes de l'I.N.R.H. et de l'E.N.P. nous ont également prêté leur concours avec serviabilité pour la réalisation de ce travail. Qu'elles trouvent ici toute notre gratitude. Nous pensons notamment à Monsieur A.ZERROUKI qui a accompli les travaux de dactylographie d'une manière exemplaire.

- TABLE DES MATIERES -

	Page
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE PREMIER : GENERALITES .....	3
1.1. Introduction aux relations "pluies-débits" .....	3
1.2. Modélisation des relations "pluies-débits" .....	5
1.3. Mise en oeuvre des modèles .....	6
CHAPITRE 2 : BASSIN VERSANT DE L'OUED DIS : CARACTERISTIQUES ET REGIME HYDRO-PLUVIOMETRIQUE .....	7
2.1. Description succincte du bassin .....	7
2.1.1. Situation générale .....	7
2.1.2. Géologie et sols .....	8
2.1.3. Topographie .....	8
2.1.4. Occupation du sol .....	11
2.1.5. Données climatiques .....	11
2.1.6. Equipement et appareils de mesure .....	12
2.2. Régime hydro-pluviométrique .....	12
2.2.1. Régime des pluies .....	12
2.2.2. Régime des débits .....	14
CHAPITRE 3 : DEPOUILLEMENT, TRAITEMENT ET MISE EN FORME DES DONNEES D'OBSERVATION .....	15
INTRODUCTION .....	15
3.1. Limnigraphie .....	18
3.1.1. Séparation des écoulements .....	18
3.1.2. Volume ruisselé - lame ruisselée .....	21
3.1.3. Débit de base .....	21
3.1.4. Débit de pointe - Débit maximal de ruissellement ...	22

3.2. Pluviométrie et pluviographie .....	22
3.2.1. Pluie moyenne sur le bassin - Méthode de THIESSEN ..	23
3.2.2. Calcul des indices de précipitations antécédantes ...	24
3.2.3. Mise en forme de l'hyétogramme .....	28
3.3. Analyse de l'ensemble hyétogramme-hydrogramme .....	30
3.3.1. Coefficient de ruissellement .....	31
3.3.2. Pertes totales .....	31
3.4. Présentation des résultats .....	31
CHAPITRE 4 : LES MODELES DE RUISELLEMENT DE CRUE .....	33
4.1. Bilan hydrologique d'un bassin versant .....	33
4.2. Modèles mathématiques de l'infiltration .....	35
4.3. Pertes totales de l'averse .....	38
4.4. Relation "Précipitations-ruissellement-saturation" .....	39
4.5. Méthodes de prédétermination du ruissellement utilisées pour le bassin de l'oued Dis .....	41
4.5.1. Prédétermination directe de la lame ruisselée à partir d'une relation $Y = f(X, I_W)$ .....	42
4.5.2. Prédétermination indirecte de la lame ruisselée à partir du calcul des pertes totales de l'averse .....	47
4.5.3. Critère d'efficacité des modèles .....	
CONCLUSION .....	
ANNEXE 1 : Evènements "averses-crues étudiés .....	
ANNEXE 2 : Tableau récapitulatif des résultats du dépouillement des données .....	
BIBLIOGRAPHIE .....	

## I N T R O D U C T I O N

La transformation des pluies en débits est depuis longtemps une des principales préoccupations des hydrologues. Au large éventail des relations empiriques ont succédé plusieurs modèles mathématiques ou analogiques, mis à la disposition des ingénieurs s'occupant de la prévision et de la prédétermination des débits de crues.

Les modèles proposés à l'utilisation sont de deux types : probabilistes ou déterministes. Les modèles du premier type utilisent des méthodes statistiques basées sur l'analyse de la fréquence des crues. On leur objecte le fait que leur mise en oeuvre nécessite des séries de données hydropluviométriques couvrant plusieurs dizaines d'années. De plus il n'est pas sûr que les événements de très faible probabilité à la prévision desquels on s'intéresse soient intégrés et inscrits dans la partie extrême des lois de distribution théoriques.

Les modèles du second type sont du domaine de l'hydrologie analytique laquelle se propose, à partir des données relatives à l'averse et au terrain, de chercher la suite des opérations permettant le passage du hyétogramme à l'hydrogramme. Ils relèvent donc d'une conception entièrement déterministe du problème. Leur mérite principal réside dans la possibilité d'explication du mécanisme de transformation des pluies en eaux de ruissellement. Cependant, certains de ces modèles sont trop sophistiqués ce qui les rend difficilement exploitables. Ils deviennent plus maniables quand seuls les phénomènes essentiels, qui ont un effet prépondérant sur les résultats, sont exploités et quand le nombre des paramètres est aussi restreint que possible.

La fonction qui va transformer la pluie de projet en pluie nette disponible pour le ruissellement s'appelle fonction de production ou relation Précipitations-Ruissellement-Saturation .

Cette fonction constitue la première étape de tout modèle déterministe de transformation de pluie en débit, la seconde étape, appelée fonction de transfert, faisant transformer le hyétogramme de pluie nette obtenu en un hydrogramme de ruissellement. La relation "Précipitations-Ruissellement-Saturation" est donc primordiale dans les modèles et indispensable à leur élaboration ainsi qu'à leur exploitation.

L'élaboration d'une méthodologie de détermination de cette relation dans le cadre particulier d'un petit bassin versant constitue le but principal de la présente étude.

Les données utilisées en tant que séquences entrées - sorties pour le modèle de la relation Précipitations - Ruissellement - Saturation sont les données hydropluviométriques recueillies au cours de 10 ans d'observations dans le bassin de l'oued Dis, petit affluent du Sebaou, à la station de Fréha (100 km<sup>2</sup>).

Le dépouillement de ces données, leur traitement et leur mise en forme constituent la première partie de l'étude.

Les événements averses-crues sélectionnés par la suite sont analysés dans la seconde partie à la fin de laquelle on trouvera une présentation globale des résultats.

La troisième et dernière partie de l'étude concerne la mise au point des relations Précipitations - Ruissellement - Saturation, c'est-à-dire leur calage puis leur test par le biais de la reconstitution de crues complexes observées. Les modèles calés et réglés seront finalement mis en oeuvre et exploités pour la prédétermination des débits de crues, <sup>le contrôle</sup> des données d'observations ainsi qu'à la simulation du cours d'eau étudié.



CHAPITRE PREMIER

G E N E R A L I T E S

1.1.- Introduction aux relations pluies-débits :

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

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

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

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

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

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

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

D'une manière générale, tout écoulement parvenant à l'exutoire est composé de la superposition des débits de base et de ruissellement, ce dernier pouvant être simple (pur) ou composite. Nous n'avons pas d'intérêt particulier à déterminer l'écoulement hypodermique dans la présente étude. On considérera donc le ruissellement comme global.

Les différentes composantes de l'écoulement, dans le cas simple d'une averse uniforme dans le temps et dans l'espace, peuvent être représentées schématiquement de la manière suivante (d'après LINSLEY, KOHLER, PAULHUS <sup>1)</sup> :

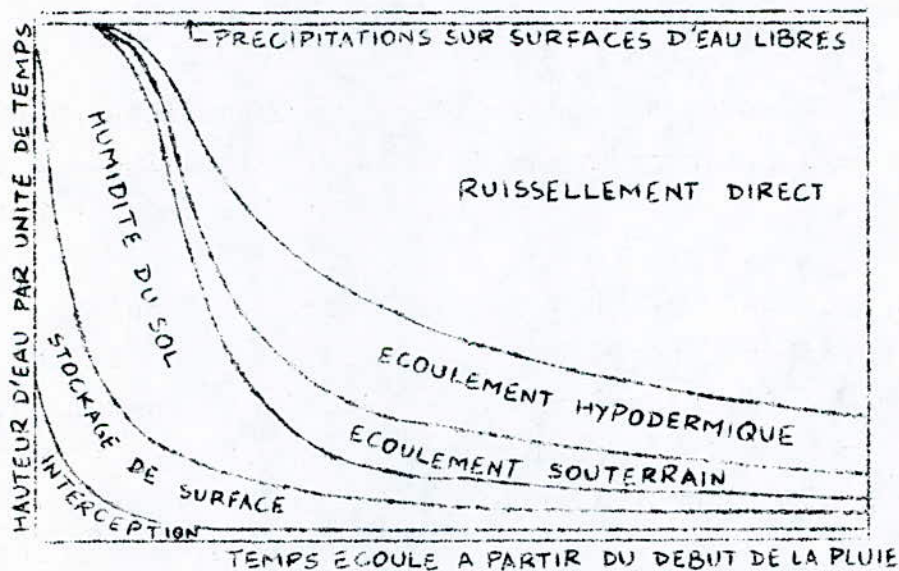


FIG.1 : Diagramme schématique de la répartition des eaux météoriques au cours d'une averse d'intensité constante.

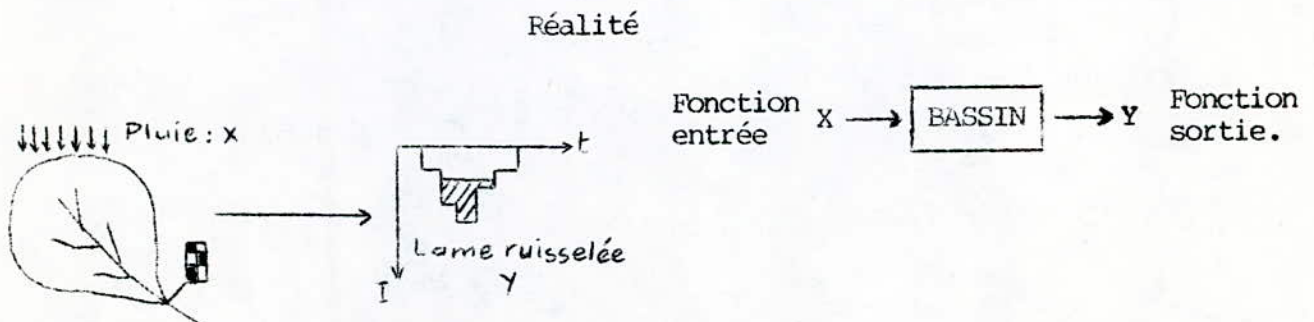
1) Les chiffres placés entre crochets renvoient à la bibliographie figurant en fin de texte.

### 1.2.- Modélisation des relations pluies-débits

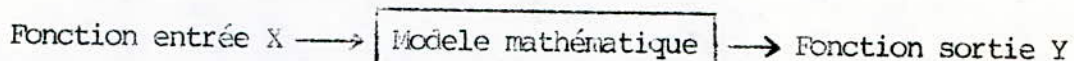
Les systèmes naturels étudiés par l'ingénieur ou l'hydrologue (bassin versant par exemple) sont généralement si complexes qu'il est nécessaire de les représenter schématiquement par un modèle. Un modèle, au sens général, permet la simulation d'un processus physique naturel. On peut exprimer ce processus soit à l'aide de formulations mathématiques, soit par une reproduction à une autre échelle, soit encore en utilisant des processus physiques ayant une expression mathématique analogue. Seuls les éléments essentiels pour l'étude envisagée sont retenus, au prix de nombreuses hypothèses simplificatrices.

L'intérêt de la modélisation des relations pluie-débits réside dans le fait qu'il y a généralement insuffisance de données de débits, alors que les informations concernant les pluies sont plus abondantes. D'où l'idée de transformer les pluies en débits à l'aide de modèles simulant la réalité. L'objet principal de tous ces modèles est la détermination de la portion de la pluie brute disponible pour le ruissellement. La suite des opérations ne consistant qu'en l'étalement dans le temps de cette quantité prédéterminée, par le biais de la fonction de transfert.

Modéliser la relation Pluies-débits revient donc surtout à modéliser la relation Pluie-ruissellement ou fonction de production qui donnera la lame ruisselée générée par l'averse considérée



SIMULATION



1.3.- Mise en oeuvre des modèles :

La mise en oeuvre des modèles de simulations implique un certain nombre de phases, conduisant du système réel à un modèle opérationnel capable de le simuler. Pratiquement, il s'agit d'un processus itératif en cinq points : construction, détermination des paramètres internes, calage, test et exploitation.

a)- La construction consiste à schématiser le système réel par le biais d'une série d'hypothèses simplificatrices et à en donner une formulation symbolique (mathématique).

b)- La détermination des paramètres internes objectifs du modèle pose un problème ardu du fait de la complexité des mesures in situ. De plus, afin de prendre en compte la variation spatiale du paramètre, il est nécessaire de multiplier les mesures.

c)- Le calage du modèle consiste à déterminer les paramètres d'ajustement à partir d'un jeu de données et de réponses (pluies-lames ruisselées) mesurées sur le système réel.

Le calage implique l'utilisation d'une méthode d'optimisation des paramètres. La fonction d'optimisation permet d'estimer globalement par un seul nombre, l'écart entre les sorties calculées (lames ruisselées Y') et les résultats de référence observées (lamesruisselées Y), et ceci pour toute la période de calage.

d)- Le test consiste à vérifier sur un jeu de données et de réponses mesurées sur le système réel, différent du jeu de données de calage, l'aptitude du modèle calé à simuler la réalité.

e)- L'exploitation du modèle est la phase opérationnelle du processus, son utilisation pratique aux fins de la prévision ou de la prédétermination.

CHAPITRE 2

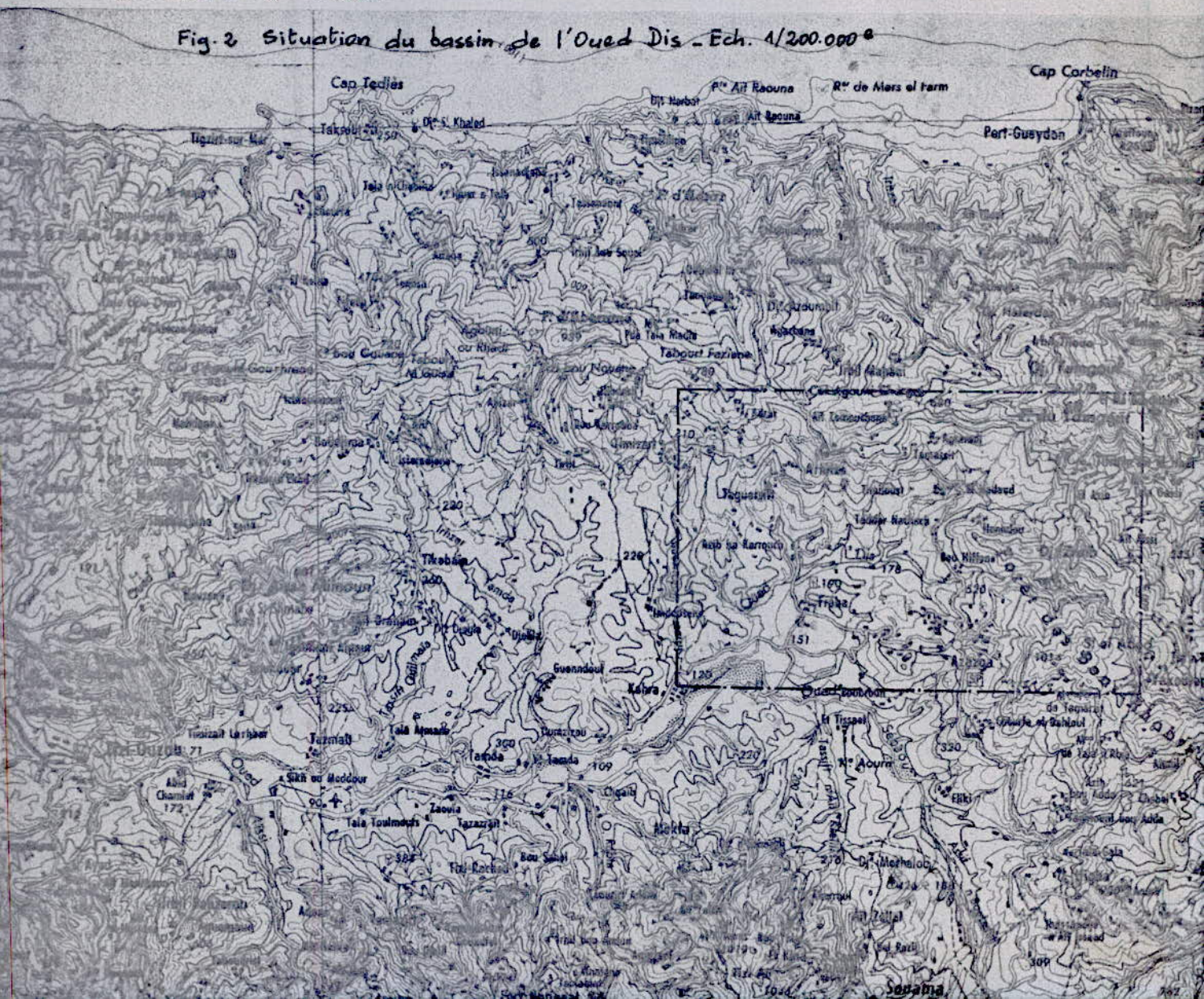
BASSIN VERSANT DE L'OUED DIS :  
CARACTERISTIQUES ET REGIME HYDRO-PLUVIOMETRIQUE

2.1.- Description succincte du bassin :

2.1.1.- Situation générale :

Le bassin versant hydrologique de l'oued Dis (100 km<sup>2</sup> à la station hydrométrique de Fréha) est situé dans la grande Kabylie, à 25 kms environ au Nord-Est de Tizi-Ouzou. L'oued Dis est un petit affluent du Sebaou.

Fig. 2 Situation du bassin de l'Oued Dis - Ech. 1/200.000<sup>e</sup>



### 2.1.2.- Géologie et sols :

Le bassin de l'oued Dis fait partie du Haut-Sebaou tel que délimité dans l'Etude Hydrogéologique faite à la D.E.M.R.H. par Mr. CHADRINE 4 . Il se trouve dans une région dont la structure géologique comprend principalement deux formations : les formations de l'Oligocène qui forment les pentes septentrionales de la chaîne cotière montagneuse limitant le bassin au nord, formations représentées par une assise épaisse d'argiles feuilletées avec des passées de grés, de quartzites noires et de calcaires marneux ; les formations du miocène inférieur se trouvent plus au Sud et sont presque partout recouvertes de sédiments alluviaux. Le grés est omniprésent, surtout dans les régions forestières, ce qui laisse conclure à une infiltration relativement moyenne du sol du bassin étudié.

### 2.1.3.- Topographie :

Le bassin versant est assez accidenté à l'amont de la station hydrométrique de Fréha. Les deux versants sont très inégaux, l'oued se trouvant tout à fait au sud du bassin. Le versant nord de la vallée est formé des pentes septentrionales de la petite chaîne montagneuse de la forêt du Tamgout (culminant à 1278 m au Djebel Tamgout), ces pentes étant très ravinées avec des lignes de talwegs de Direction Nord-Sud. Le versant Sud forme une bande dont la largeur n'excède pas 1 km en allant vers l'exutoire avec, à l'Est et au Sud-Est du bassin, la zone montagneuse de la forêt des Beni-Ghobri sous forme de panse (culminant à 1014 m au Djebel Sidi El Abed) ; ici les ravins sont plutôt de direction Est-Ouest.

Le cheveau hydrographique du bassin est très développé, plusieurs rus et "Irzers" viennent alimenter le cours d'eau principal.

⊙ Aghrib



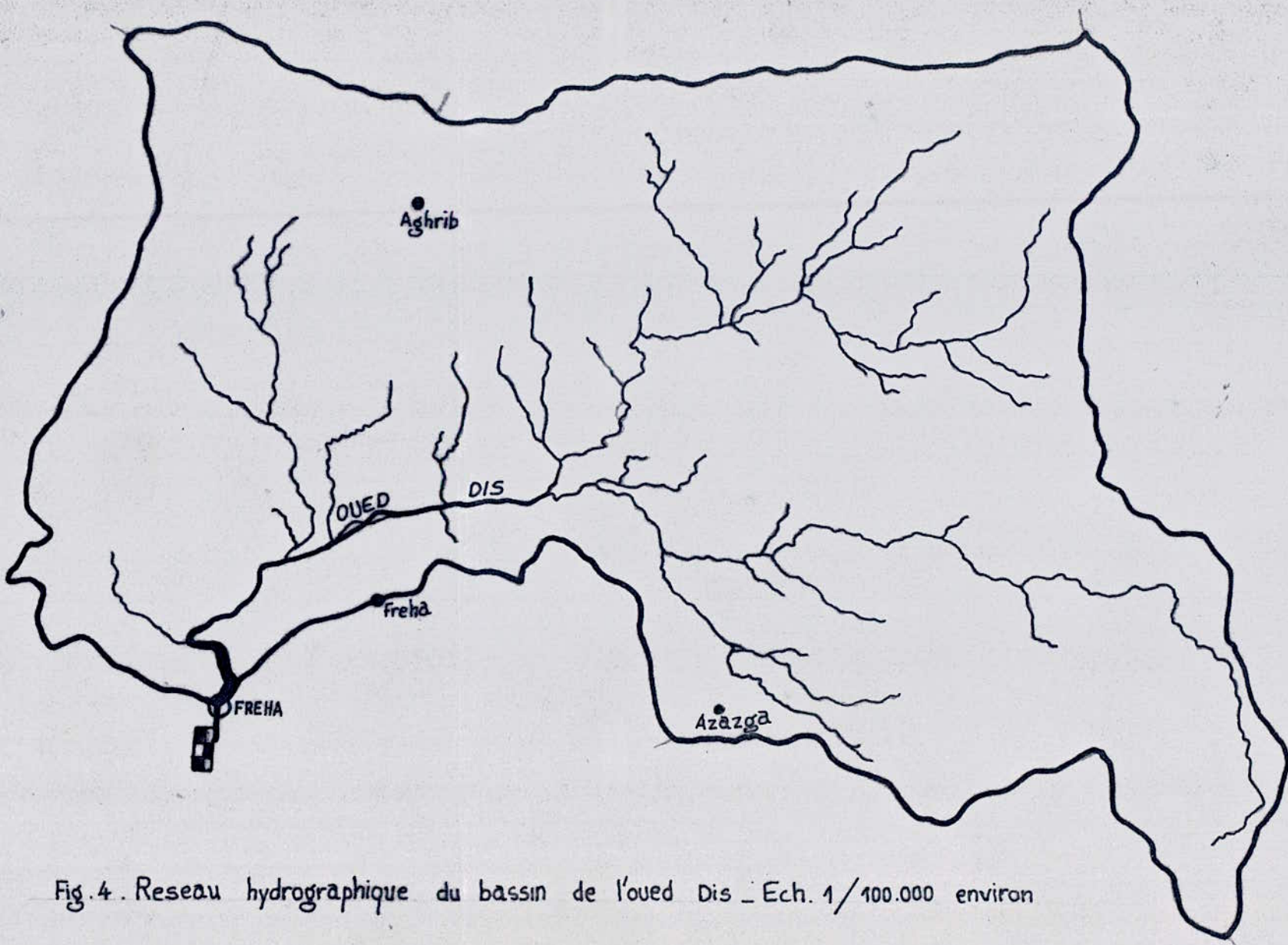


Fig. 4. Réseau hydrographique du bassin de l'oued Dis - Ech. 1/100.000 environ



CARACTERISTIQUES PHYSIQUES :

Surface (S)	=	100 Km <sup>2</sup>
Périmètre (P)	=	42 km
Coefficient de compacité de GRAVELIUS ( $K = 0.28 \frac{P}{S}$ )	=	1.18
Longueur du cours d'eau principal ( $L_{\text{oued}}$ )	=	19 Km
Longueur du rectangle équivalent (L)	=	13,7 Km
Indice de pente (I.P)	=	0.26
Densité de drainage ( $D_d$ )	=	3.4
Coefficient de torrentialité ( $C_t$ )	=	24.3
Altitudes max	=	1278 m
min.	=	130 m
moy.	=	476 m
Temps de concentration ( $T_c$ )	=	

2.1.4.- Occupation du sol :

Les surfaces boisées occupent la majeure partie de la surface totale du bassin. Il existe aussi certaines surfaces d'arboriculture, le restant de la surface étant des terres ouvertes où la végétation est constituée par de l'herbe assez dense.

2.1.5.- Données climatiques (d'après CHADRINE Y., DEMRH 1975) :

Le climat de la région est tempéré, méditerranéen. La grande Kabylie est une des régions les plus humides de l'Algérie ce qui est confirmé par les observations de plusieurs années dans 4 stations pluviométriques (voir 2.2).

La température de la région subit des variations notables entre les mois les plus chauds : Juillet, Aout quant la température mensuelle moyenne atteint des maximums de  $25 \div 35^\circ\text{C}$  et les mois les plus froids : Décembre, Janvier, Février où la température mensuelle moyenne baisse jusqu'à  $3^\circ\text{C}$ .

L'évapotranspiration à partir de la surface et l'absorption de l'humidité par la végétation a été estimée pour tout le bassin du Sebaou d'après la formule de TURC: elle avoisine les 650 mm.

#### 2.1.6.- Equipement et appareils de mesures :

##### Pluviométrie :

Trois pluviomètres sont disponibles à l'intérieur du bassin pour les mesures pluviométriques, l'un deux étant couplé à un pluviographe (station d'Azazga). Un autre pluviomètre situé à la périphérie du bassin (Yakourène) peut servir d'appoint dans l'étude du régime des pluies du bassin.

##### Limnimétrie :

On dispose d'un limnigraphe avec limnimètre à la station hydrométrique de Fréha pour le contrôle des hauteurs d'eau. Les barèmes  $Q(h)$  établis par les soins du Service "Hydrométrie" de la direction de l'hydrologie de l'I.N.R.H. permettent de passer aux débits.

#### 2.2.- Régime hydro-pluviométrique :

##### 2.2.1.- Régime des pluies :

Les hauteurs de pluies journalières sont disponibles depuis l'année hydrologique 1921/22 pour les deux stations d'Azazga et Aghrib. La 3e station (Fréha) est <sup>de</sup> mise en service très récente (1973/74). Ces données ont permis d'étudier tout d'abord la répartition statistique des hauteurs de pluie maximales journalières par année. Pour les trois stations, l'ajustement graphique d'une loi Normale (voir Fig.5) s'est avéré satisfaisant.

L'étude de la pluviométrie annuelle montre que ces hauteurs de pluie annuelles se répartissent également selon une loi normale.

AJUSTEMENT GRAPHIQUE DE LA LOI NORMALE:

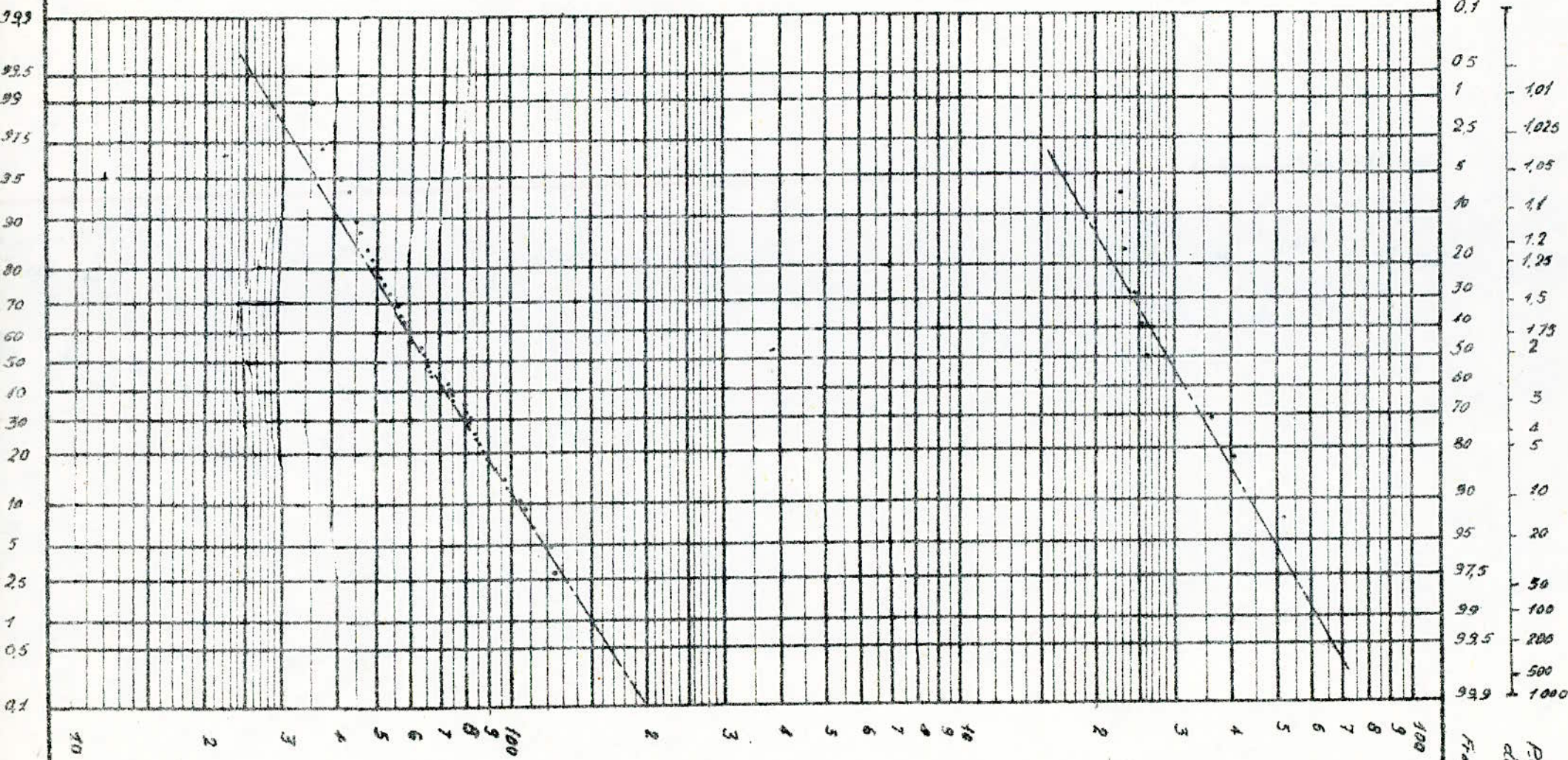


Fig.5-Pluies journalières max. par années  
Station d'Azazga -(1924 à 1983)

Fig.6 - Apports annuels à Fréha (hm<sup>3</sup>)  
(1973 à 1983)

Période de retour  
 Fréquences

De plus, on a pu ressortir des corrélations très satisfaisantes entre les 3 pluviomètres pour ces hauteurs annuelles (coefficients de corrélation variant de 0.82 à 0.95), ce qui permet de conclure à l'uniformité du régime des pluies pour le bassin considéré et rend possible le complément des données d'une station à partir d'une autre station plus fournie en données.

### 2.2.2.- Régime des débits :

Les données disponibles sont les apports liquides annuels et les débits instantanés maximaux par année pour une période de dix années. Le tableau suivant résume ces données:

ANNEES	Apport annuel (hm <sup>3</sup> )	Q <sub>max i</sub> (m <sup>3</sup> /s)
73/74	83,65	429,5
74/75	24,63	118,0
75/76	51,18	191,6
76/77	22,83	95,2
77/78	26,18	131,7
78/79	25,13	104,2
79/80	23,30	197,3
80/81	36,38	299,0
81/82	40,34	324,0
82/83	32,75	164,0

Tableau 1 : Apports liquides à la station de Fréha.

Les apports annuels se répartissent assez bien suivant une loi normale moyennant la non-considération de la valeur extrême jugée exceptionnelle : en effet, elle correspondrait à une fréquence millénaire d'après la loi ajustée sur les autres valeurs uniquement. (Voir Fig. 6).

Une loi normale s'ajuste aussi sur la répartition statistique des débits maximaux instantanés par année. D'autre part, une bonne corrélation existe entre les apports liquides annuels et la pluviométrie annuelle du bassin ( $r = 0,94$  à Azazga).

### CHAPITRE 3

#### DEPOUILLEMENT, TRAITEMENT ET MISE EN FORME DES DONNEES D'OBSERVATION.

##### INTRODUCTION :

L'application de tout modèle mathématique suppose au préalable la disponibilité de données nécessaires à son élaboration et à sa mise en oeuvre opérationnelle. Le contenu du présent chapitre portera sur les techniques de dépouillement, traitement et mise en forme de ces données qui serviront de séquences "entrées - sorties" au modèle. Cette étape est la partie la plus fastidieuse de toute l'étude. De la qualité de ses résultats dépendront la qualité et la précision des relations établies dans la suite de l'étude.

Avant de procéder aux explications des opérations réalisées dans le cadre de cette étape, il est nécessaire de rappeler quelques définitions et conventions adoptées dans le cadre de l'étude.

L'unité de base qui servira de trame à la méthodologie de traitement est l'évènement "averse - crue" qui possède des caractéristiques à déterminer et qu'il convient de définir. L'évènement "averse - crue" est présenté dans la figure 8.

Les définitions de ces caractéristiques principales sont les suivantes :

1)- Pluie maximale ( $P_{max}$ ) : Maximum ponctuel observé de précipitations dans le bassin considéré.

2)- Pluie  $\pi$  ( $P_{\pi}$ ) : Minimum ponctuel observé de précipitations dans le bassin considéré.

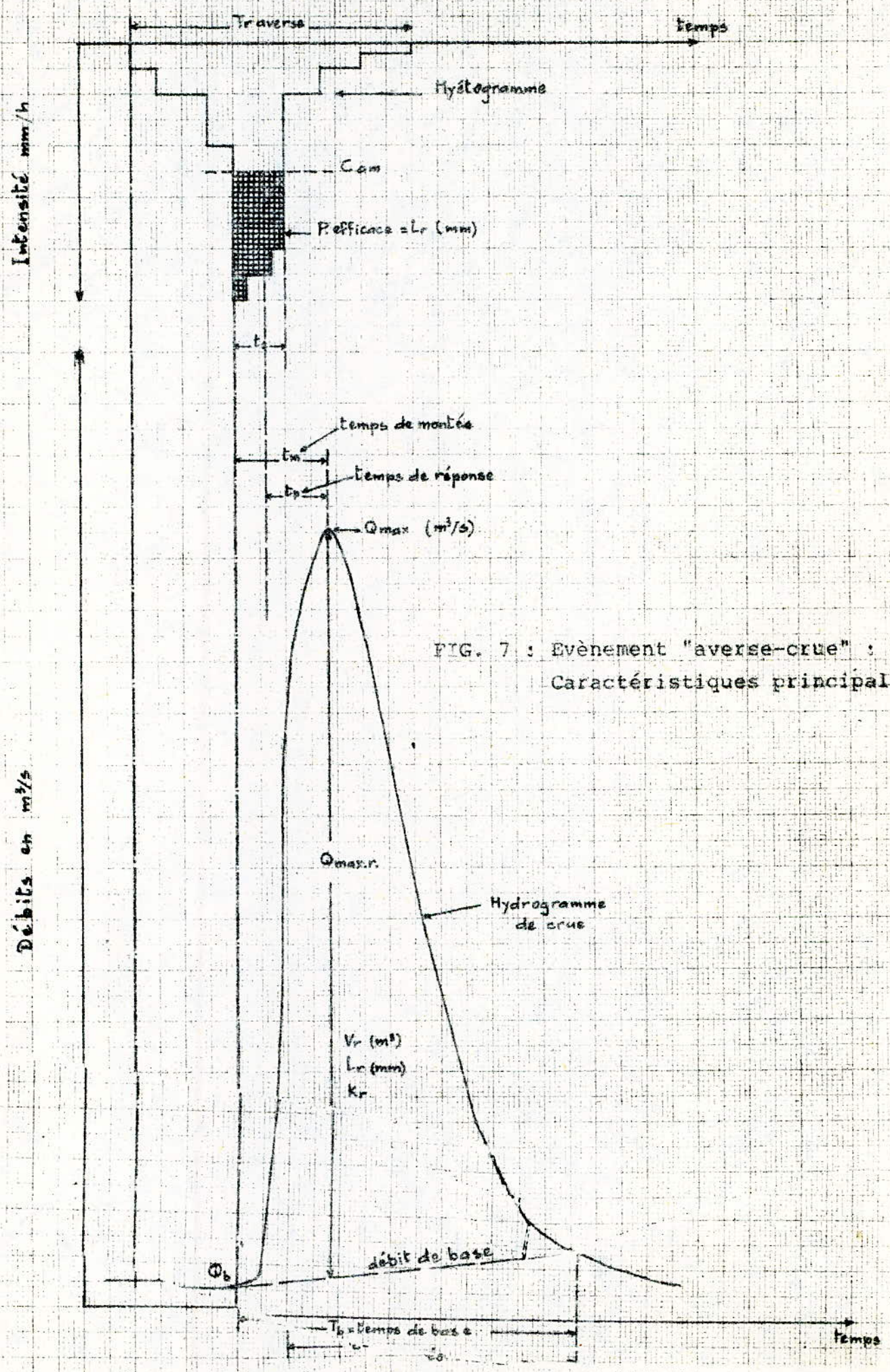


FIG. 7 : Evènement "averse-crue" :  
Caractéristiques principales

3)- Pluie moyenne ( $P_{moy}$ ) : Moyenne des quantités inscrites aux différents pluviomètres sur le bassin pour la crue considérée.

4)- Coefficient d'abattement ( $K_m$ ) : Indique la réduction que subit une précipitation ponctuelle comparée à une précipitation moyenne sur un bassin d'une certaine superficie.

$$K_m = \frac{P_{moy}}{P_{max}}$$

5)- Durée de l'averse ( $T_{ra}$ ) : Durée du temps inscrite dans l'hyétogramme moyen.

6)- Pluie efficace ( $P_{eff}$ ) : Partie de l'averse ayant ruisselé. Elle <sup>est</sup> égale par définition à la lame ruisselée de l'hydrogramme de crue.

7)- Débit maximal ( $Q_{max}$ ) : Débit de pointe de l'hydrogramme de crue.

8)- Débit de base initial ( $Q_b$ ) : Débit au début du ruissellement.

9)- Volume ruisselé ( $V_r$ ) : Volume de la crue correspondant au ruissellement pur. Il est mesuré sur l'hydrogramme enregistré à l'exutoire après séparation des écoulements. On en déduit la lame ruisselée ( $L_r$ ).

10)- Temps de montée ( $t_m$ ) : Durée s'écoulant entre le début du ruissellement et le maximum de l'hydrogramme de ruissellement mesuré directement sur l'hydrogramme.

11)- Temps de base ( $T_b$ ) : Durée totale du ruissellement. Mesuré après séparation des écoulements.

12)- Temps de réponse ( $t_p$ ) : Intervalle de temps qui sépare le centre de gravité de la pluie efficace de la pointe de l'hydrogramme observé à l'exutoire.

13)- Temps de concentration ( $T_C$ ) : Temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci. On peut l'estimer en mesurant directement la durée comprise entre la fin de la pluie efficace et la fin du ruissellement ( $T_C = T_b - t_e$ ).

### 3.1.- Limnigraphie :

Il s'agit de procéder aux dépouillements des enregistrements limnigraphiques et aux reports des crues sur papier millimétré..

Des lacunes d'enregistrements en début de crue ou en fin de décrue nous ont incité à recourir aux relevés limnimétriques et à les convertir en débits grâce aux barèmes d'étalonnages opération d'autant plus nécessaire que l'on s'intéressera par la suite à la séparation des écoulements et à la détermination des débits de base.

On s'intéressera exclusivement aux crues remarquables par leur débit de pointe et par leur répartition spatiale généralisée à tout le bassin. Pour cela on fixera dès le départ un seuil de débit minimal pour la sélection des crues à retenir.

#### 3.1.1.- Séparation des écoulements :

Nous avons vu plus haut que l'hydrogramme d'une crue est le résultat des diverses formes d'écoulement existant dans le bassin : l'écoulement souterrain ou de base, l'écoulement hypodermique et le ruissellement direct de surface. La détermination du volume ruisselé (ou de la lame ruisselée, sortie de nos modèles de ruissellement) nécessitera la séparation des écoulements



arrivant à l'exutoire et provenant de l'un ou l'autre de ces modes d'alimentation. La séparation des différentes composantes de l'hydrogramme ne peut être qu'approximative puisqu'il est très difficile de connaître avec certitude la variation au cours de la crue des débits de différentes natures. Les techniques de séparation sont des plus simplifiées consistant à admettre comme limite de l'hydrogramme de l'écoulement de base une ligne parallèle à l'axe des temps, aux plus sophistiquées et rapprochées de la réalité telle que la méthode de Barnes. Pour obtenir la décomposition de l'écoulement en trois composantes, Barnes utilise le fait qu'en coordonnées semi-logarithmiques les courbes de décrue de chacune des composantes sont approximativement représentées par des droites de pentes différentes.

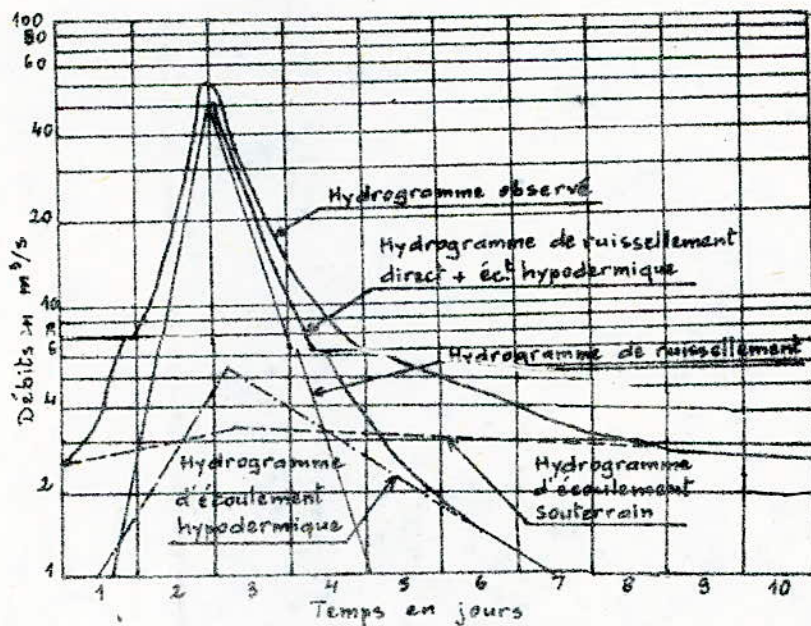


FIG.8 : Séparation des composantes de l'écoulement en décrue sur un hydrogramme reporté en coordonnées semi-logarithmiques.

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

1)- Le ruissellement ou écoulement de surface qui englobe : le ruissellement direct de surface et l'écoulement hypodermique.

2)- L'écoulement souterrain ou de base.

C'est ce point de vue qui a été adopté dans la présente étude, ce qui réduit la séparation des écoulements à la séparation entre l'écoulement hypodermique et l'écoulement de base. Cette séparation se fait selon la méthode de Barnes sans cependant s'intéresser à la forme de l'hydrogramme de l'écoulement souterrain, notre but étant un planimétrage du volume de ruissellement de surface : sur la courbe de décrue en coordonnées semi-logarithmiques les deux variations brutales de pente marquant la séparation entre le ruissellement pu et le ruissellement hypodermique d'une part, entre ce dernier et l'écoulement de base d'autre part.

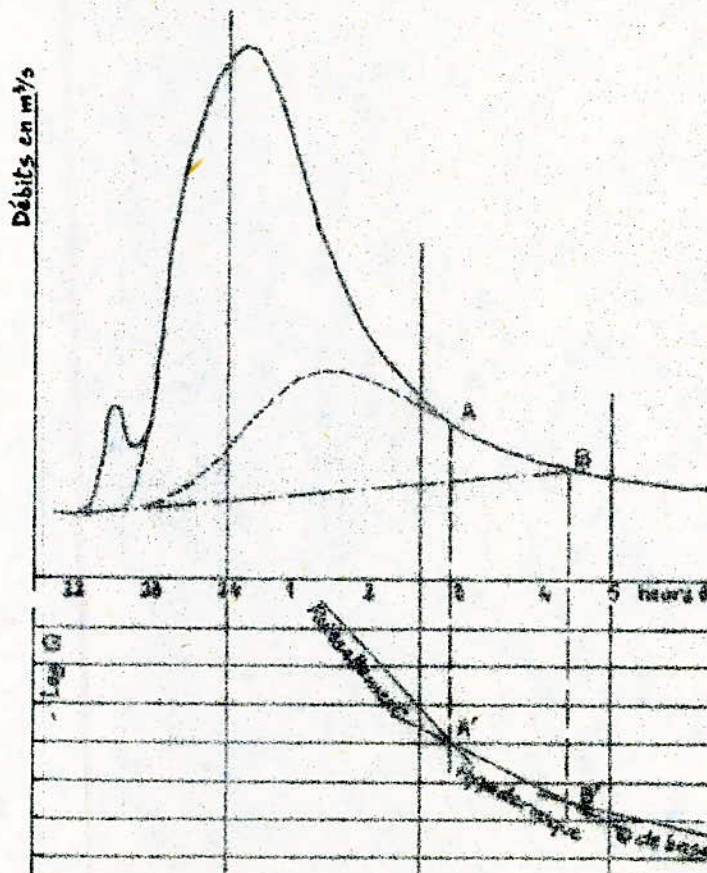


FIG. 9 : Séparation des écoulements.

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

Aussi l'on voit bien que malgré la définition objective à laquelle répond le concept de lame ruisselée, sa détermination varie avec l'opérateur. M. GUELLOT <sup>7</sup> va même jusqu'à affirmer qu'"il y'a autant de procédés que d'auteurs pour tracer l'hydrogramme du débit de base".

Cette remarque perd toutefois de son importance lorsque la séparation entre écoulement de base et ruissellement de surface est faite toujours de la même manière, ce qui assure l'homogénéité des données. C'est le cas dans cette étude.

### 3.1.2.- Volume ruisselé-- lame ruisselée :

Une fois la séparation des écoulements faite, on procède au planimétrage du volume de ruissellement  $V_r$ . Les volumes de ruissellement sont de l'ordre du million de m<sup>3</sup> par crue. De même, on détermine la lame ruisselée  $L_r$  par le rapport :

$$l_r = \frac{V_r}{S \cdot 1000} \quad \text{en mm}$$

où S est la surface du bassin versant en km<sup>2</sup>.

### 3.1.3.- Débit de base :

La détermination précise du débit de base initial requiert une attention particulière car il a été retenu comme indice d'humidité du sol au moment de l'averse donnée. Généralement, le débit de base initial  $Q_b$  est lu sur l'hydrogramme comme l'ordonnée du point qui marque le début de la montée de la crue; il est alors confondu avec le débit initial de la crue  $Q_0$ .

Cependant, certains hydrogrammes de crues sont précédés par des fluctuations de débit dues certainement à des précipitations préliminaires, de très courte durée et d'intensité suffisamment élevée pour créer un écoulement diffus qui vient s'ajouter à l'écoulement souterrain. Dans ce cas il faut remonter plus haut dans le temps pour retrouver un débit stable et constant du cours d'eau et qui préfigure vraisemblablement le débit de base précédant l'averse étudiée. Evitant de trancher prématurément entre les deux types du débit de base, il a été décidé de construire les modèles par les deux séries de données  $Q_b$  et  $Q_0$ , la suite des opérations indiquera vers laquelle des 2 conceptions il faudra pencher par le biais de la comparaison des corrélations obtenues.

#### 3.1.4.- Débit de pointe-débit maximal de ruissellement :

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

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

$$Q_{\max.r} = Q_p - Q_b$$

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

$$q = \frac{Q_{\max.r}}{l_r}$$

#### 3.2.- Pluviométrie et pluviographie :

On procède au recueil des observations pluviométriques et pluviographiques correspondant à chaque hydrogramme de crue. A partir de ces informations, on calcule la pluie moyenne sur le bassin et les indices de précipitations antécédantes et l'on met en forme l'hétéogramme afin de visualiser l'évènement "averse - crue" correspondant.

### 3.2.1. Pluie moyenne sur le bassin - Méthode de THIESSEN :

Les méthodes destinées à établir la moyenne d'un phénomène sur une surface donnée sont toujours les mêmes quel que soit le phénomène : ou bien on fait la moyenne arithmétique des résultats trouvés aux différents points d'observation, adoptant au besoin des coefficients de pondération, ou bien on trace des isohyètes et on procède à une intégration graphique.

La méthode de THIESSEN est une méthode arithmétique dans laquelle on attribue à chaque pluviomètre un poids proportionnel à une zone d'influence présumée, telle qu'un point situé dans cette zone soit plus près, en distance horizontale, du pluviomètre correspondant que de tout autre pluviomètre. La méthode ne tient donc compte que de la distribution spatiale en plan des stations. Elle donne cependant des résultats satisfaisants.

Le schéma qui suit indique le tracé du réseau de THIESSEN avec les poids différents à chacun des 3 pluviomètres du bassin étudié.

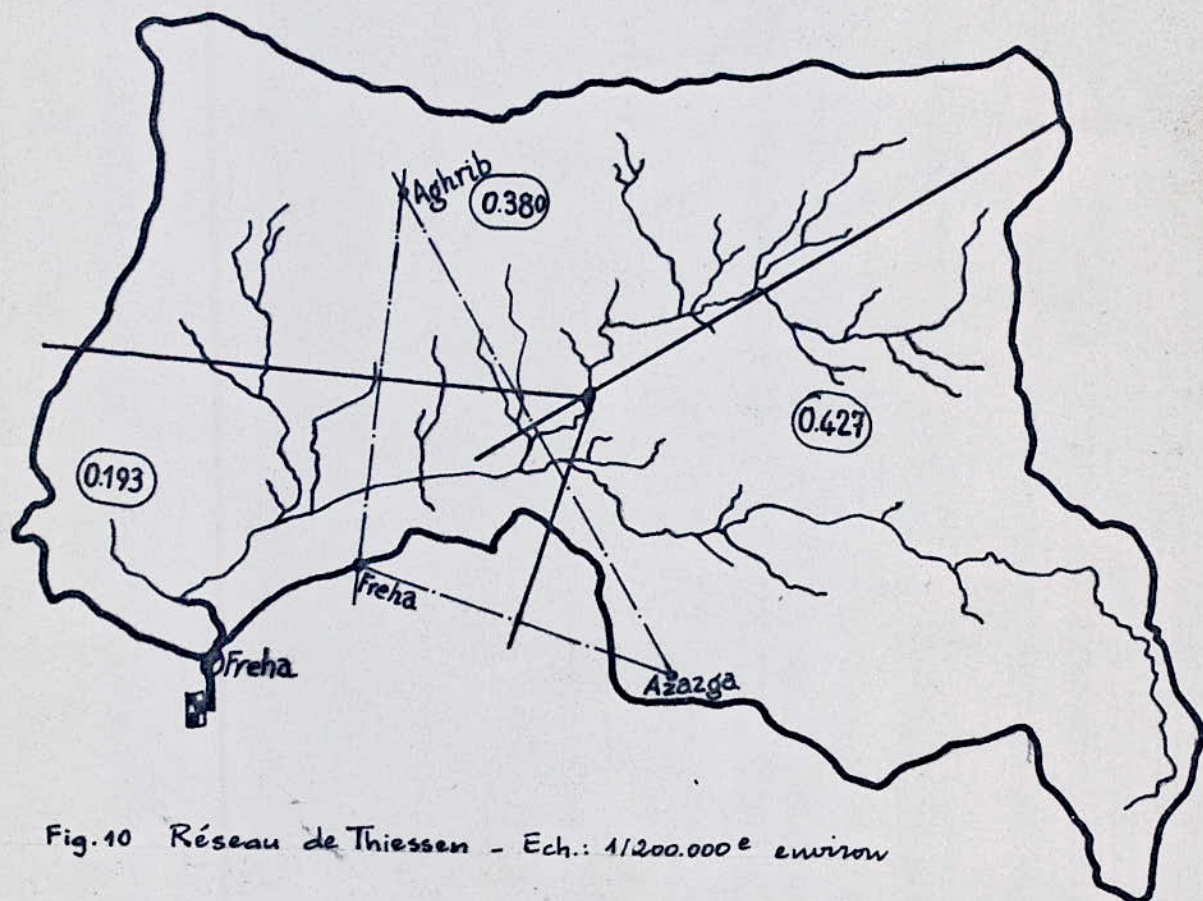


Fig. 10 Réseau de Thiessen - Ech.: 1/200.000 e environ

Les "poids" sont calculés comme suit :

$$P_i = \frac{S_i}{S_i}$$

où  $S_i$  est l'aire d'influence du pluviomètre  $i$  .

$S_i$  est la surface totale du bassin versant.

### 3.2.2.- Calcul des indices de précipitations antécédantes I.P.A.

#### 3.2.2.1.- Les indices d'humidité :

L'humidité du sol conditionne aussi bien la capacité d'absorption que le coefficient de ruissellement, et de ce fait, toute utilisation d'un modèle de ruissellement nécessite la connaissance de l'humidité du sol avant la précipitation ou tout au moins celle d'un indice représentatif de cette humidité.

Il existe de nombreux types d'indices, basés pour la plupart sur les précipitations tombées au cours de la période précédant le moment du calcul.

#### 3.2.2.2.- Diverses formes d'indices :

1)- Une des formes d'indices les plus simples correspond à la hauteur de pluie des cinq jours précédant la crue :

$$I.P.A._i = \sum_{j=1}^5 P_{i-j}$$

certain auteurs ont montré l'intérêt de considérer une période antérieure plus longue [18] ; le bien fondé de cette remarque a incité certains chercheurs à augmenter jusqu'à un mois cette durée.

2)- Un des indices de précipitations antécédantes classiques repose sur le principe de base suivant : le taux d'épuisement en humidité d'un sol est grosso-modo proportionnel au stockage;

en d'autres termes l'humidité du sol décroît dans le temps au cours des périodes (jours) sans précipitation :

$$I P A = \sum_{t=1}^n K(t) \cdot P_t$$

avec  $P_t$  = hauteur de pluie tombée le  $t^{\text{ième}}$  jour avant l'averse

$n$  = période antérieure à l'averse étudiée, considérée dans le calcul de l'IPA.

$K(t)$  = facteur de nécession ( $< 1$ ) indiquant la décroissance de l'humidité du sol qui est généralement de façon logarithmique :  $K(t) = K^t$ .

Le paramètre  $K$  est variable d'un bassin à l'autre ainsi que d'une saison à l'autre pour un même bassin ( $K$  varie entre 0.88 et 0.92).

3)- Les diverses formes d'indices suivantes ont été utilisées dans des études de bassins versants effectuées par l'ORSTOM :

$$I P A = \alpha \cdot P_1 \cdot (K - t_a) \quad (\text{ROCHE, ORSTOM [14]})$$

avec  $t_a$  = intervalle de temps en jours ou en heures séparant l'averse étudiée de la précédente averse  $P_1$  supérieure ou égale à 5 ou 10 mm.

Il est évident que l'emploi d'un tel indice est délicat et demande un certain doigté, en particulier quant à la manière de fixer le seuil de précipitation que l'on suppose avoir en une influence sur la saturation du terrain.

$$S = \sum_i P_i \frac{(K - t_i)}{100}$$

(BRAQUAVAL ET ROCHETTE, ORSTOM [14]).

avec S : Indice de saturation

$P_i$  : Précipitation antérieure tombée  $t_i$  heures avant l'averse étudiée.

La somme s'étend à toute les précipitations antérieures ayant pu raisonnablement affecter l'état de saturation du sol à l'instant précédant l'averse étudiée. K est une caractéristique du terrain.

$$I P A = \sum_i \frac{P_i}{(t_i)^n} \quad (\text{RODIER, ORSTOM [15] } ).$$

où n est un paramètre variant suivant les bassins.

### 3.2.2.3.- Indices calculés dans la présente étude :

A défaut de mesures des teneurs en eau du sol mesures qui ne sont ni courantes ni répandues et en l'absence d'études concernant la région du bassin considéré, nous avons opté pour trois indices de précipitations antécédantes, relativement faciles à déterminer et résumant au mieux et les considérations énumérées plus haut et les spécificités du bassin versant en question. La suite de l'étude révélera lequel est le plus efficace de ces indices quant à l'indication de l'humidité du sol avant une averse donnée et ce en comparant les coefficients de corrélation existant entre chacun des indices et les données d'observation.

1)- Le premier de ces indices prend en compte les pluies de 5 à 10 jours antérieurs à l'averse qui a provoqué la crue :

$$I P A_1 = I_{W1} = \sum_{j=1}^n P_{i-j}$$

où n = 5 à 10 jours selon l'estimation des précipitations antérieures ayant pu raisonnablement affecter l'état de saturation du sol. Certaines retouches ont été apportées à la détermination de cet indice :



- Pour deux averses successives telles que la crue générée par l'une prend naissance immédiatement après ou même quelque peu avant la fin de la décrue de la première, on a adopté le même indice d'humidité du sol (celui de la première averse).

- Quand la période de sommation antérieure à l'averse étudiée comporte une succession d'averses importantes, la lame ruisselée générée par l'averse (ou les averses) les plus récentes a été retranchée de la pluie du jour correspondant ; ce qui prend en considération le phénomène de récession dans le temps de la capacité d'absorption du sol au cours d'une assez longue période pluvieuse.

2)- Le 2e indice calculé s'étend sur le mois précédant l'averse étudiée, avec cependant un coefficient de pondération  $K < 1$  variable avec le temps :

$$I P A_2 = I_{W_2} = P_{i-1} + 0.7 \cdot X_4 + 0.5 X_9 + 0.3 X_{14} + 0.2 X_{30}$$

$$\text{avec } X_4 = \sum_{K=2}^4 P_{i-K} \quad \text{et } K_4 = 0.7.$$

$$X_9 = \sum_{K=5}^9 P_{i-K} \quad \text{et } K_9 = 0.5.$$

$$X_{14} = \sum_{K=10}^{14} P_{i-K} \quad \text{et } K_{14} = 0.3.$$

$$X_{30} = \sum_{K=15}^{30} P_{i-K} \quad \text{et } K_{30} = 0.2.$$

Cet indice prend en considération la décroissance de l'humidité du sol dans le temps.

3)- Le 3e indice, ou indice de KOHLER, est une variante plus détaillée du précédent :

$$IPA_3 = I_{W3} = \sum_{j=1}^{30} K^j P_{i-j}$$

où le coefficient  $K < 1$  est un facteur de récession. Généralement  $K$  varie de 0.88 à 0.92 en fonction de la température moyenne sur le bassin. Ici on le prend égal à 0.90 pour  $T = 15^\circ\text{C}$ . On a ainsi une décroissance logarithmique de l'humidité du sol dans le temps :  $K^t = e^{t \cdot \text{Log } K}$  avec  $\text{Log } K < 0$ .

De ces trois indices, le premier est visiblement le plus compliqué à calculer, car il nécessite un certain doigté et une connaissance suffisamment précise de certaines caractéristiques du bassin (temps de réponse, temps de vidange). Mais la suite de l'étude montrera qu'il est le plus fiable des indices de type IPA.

4)- La délicatesse de la détermination des IPA et le doigté qu'elle nécessite nous a d'ailleurs amené à penser à un autre indice d'humidité plus facile à déduire des observations.

Dans cet ordre d'idées, le débit de base initial de la crue retient notre attention car il est lisible directement sur les hydrogrammes de crue et il représente de manière intégrale la succession des pluies antérieures et pourrait constituer de ce fait le meilleur indicateur possible sur l'état de saturation du sol du bassin.

### 3.2.3.- Mise en forme de l'hyétogramme :

Pour le dépouillement de la pluviographie le pas de temps  $\Delta t$  dépend de la taille du bassin versant et du temps de réponse. C'est un problème qui n'a pas encore trouvé de solution satisfaisante eu égard à l'hétérogénéité de la pluie dans l'espace et celle du milieu physique. Il importe de choisir un  $\Delta t$  suffisant pour

obtenir un hyétogramme bien représentatif de la crue où l'effet d'estompage des pointes en intensités soit minime. Il existe une règle empirique admise par les hydrologues comme première orientation :

$$\Delta t \leq 0.4 t_p$$

où  $t_p$  est le temps de réponse (parfois on prend  $t_m$  : temps de montée) de l'hydrogramme unitaire.

En suivant cette règle et après plusieurs tâtonnements, le pas de temps adopté pour le pluviographe de Azazga dans le cadre de l'"Etude générale des crues" entreprise par la Direction des Eaux de Surface de l'INRH a été  $\Delta t = 1$  heure [17].

Le schéma de la pluie, c'est à dire la variation des intensités dans le temps, est représenté par l'hyétogramme. Pour chaque évènement "averse-crue" on dressera un hyétogramme partant de la pluviographie enregistrée à Azazga qui est la seule station pluviographique du bassin de l'oued Dis. On est donc dispensé du problème de la composition des hyétogrammes. Par contre, il faut vérifier que l'hyétogramme donne la hauteur de la pluie moyenne sur le bassin calculée à l'aide de toutes les observations pluviométriques.

On détermine le rapport  $K = \frac{P_{moy}}{P_G}$  où  $P_G$  est la hauteur de pluie totale d'après l'hyétogramme ; la correction s'impose quand  $K \neq 1$  et l'on corrige les intensités de l'hyétogramme en les multipliant par  $K$ .

L'hyétogramme ainsi défini est alors reporté en correspondance des temps avec l'hydrogramme de la crue et l'évènement "averse-crue" est mis définitivement en forme et peut être visualisé.

### 3.2.3.1.- Durée de l'averse :

Parmi les données que l'on peut déduire de l'hyétogramme, il y a la durée de l'averse qui nous intéresse. Elle rentrera en jeu dans l'élaboration du modèle de pertes totales. Là aussi un problème de choix se pose : dans l'intervalle pluvieux limité par le début et la fin de l'averse étudiée, faut-il ou non considérer les intervalles de temps où l'intensité est nulle ? Il est difficile de répondre à cette question d'une manière catégorique quand on sait que le pluviographe utilisé est à augets basculeurs et qu'il n'enregistre de battements que par tranche de 0,5 mm de pluie collectée. Ce qui sous-entend que les pas de temps  $\Delta t$  où l'intensité sur l'hyétogramme est nulle peuvent très bien être des périodes pluvieuses mais à faible intensité.

Deux durées d'averses ont ainsi été déterminées : une s'étendant du début jusqu'à la fin de l'évènement pluvieux prédéfini et étudié :  $T_1$ , et l'autre sommant les pas de temps  $\Delta t$  où l'intensité n'a pas été nulle :  $T_2$ . L'étude des pertes globales se fera avec les deux variantes de temps.

### 3.3.- Analyse de l'ensemble hyétogramme-hydrogramme :

Plusieurs caractéristiques de l'évènement averse-crue peuvent être déduites de l'observation de l'ensemble hyétogramme-hydrogramme dessiné : temps de réponse, temps de concentration etc... . De plus cette observation permet de vérifier la concordance des pointes des hyétogrammes avec les pointes des hydrogrammes, le cas contraire nécessitant un léger décalage dans le temps de l'hyétogramme (ce décalage pourrait résulter d'une erreur de manipulation du pluviographe au cours du changement de bande d'enregistrement par exemple).

De toutes les caractéristiques déterminées à partir de l'ensemble hyétogramme-hydrogramme, on s'intéressera au coefficient de ruissellement et aux pertes totales de l'averse.

### 3.3.1.- Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement indique la fraction de la pluie qui donnera du ruissellement de surface. C'est donc le rapport de la lame ruisselée (en mm) à la pluie moyenne sur le bassin durant l'averse :

$$K_r = \frac{l_r}{P_{\text{moy}}}$$

Ce coefficient prend des valeurs de 0.073 à 0.997 dans le cadre de la présente étude car il est clair qu'il est en relation avec l'infiltration qui, elle, est dépendante de l'état de saturation du sol variable avec les saisons et les mois.

### 3.3.2.- Pertes totales :

La quantité de pluie infiltrée, évaporée et interceptée est désignée par le vocable "Pertes totales" ( $P_{\text{Tot}}$ ) de l'averse. Il est évident qu'elles s'obtiennent en retranchant la lame ruisselée à la hauteur de pluie moyenne durant l'averse :

$$P_{\text{Tot}} = P_{\text{moy}} - l_r$$

### 3.4.- Présentation des résultats :

A la fin de cette étape, nous avons à notre disposition tous les évènements "averses-crues" étudiés. Les hauteurs de pluies tombées les jours de l'averse étudiée y sont indiquées journalièrement et par station dans un tableau intitulé "pluies dans le bassin" ainsi que leurs moyennes arithmétique et pondérée par la méthode de THIESSEN. Les autres caractéristiques accompagnent également chacun des évènements étudiés.

Finalement, un tableau récapitulatif de synthèse de toutes les données ainsi traitées est élaboré comme bilan de l'étape décrite dans ce chapitre et qui a consisté en le dépouillement, le traitement et la mise en forme de 74 évènements averses-crues.

Les reports des hyétogrammes-hydrogrammes ainsi que le tableau récapitulatif figurent en annexe du mémoire.

CHAPITRE 4

LES MODELES DE RUISSELLEMENT DE CRUE

4.1.- Bilan hydrologique d'un bassin versant :

L'averse a été définie plus haut comme un épisode pluvieux continu dont les caractéristiques principales sont la durée, la hauteur d'eau précipitée et différentes intensités. Les averses qui provoquent une crue généralisée résultant d'un ruissellement direct et d'un ruissellement retardé de tout le bassin versant peuvent être décomposées en différentes composantes comme le montre la figure 1.

Considérons le bilan hydrologique d'un élément de bassin versant (voir page suivante). Les précipitations, c'est à dire la pluie brute, se répartissent en interception, rétention de surface, infiltration et ruissellement direct.

Le volume de ruissellement direct, ou si l'on s'exprime en hauteur d'eau, la lame ruisselée est équivalente à la pluie nette.

On peut donc exprimer le bilan hydrologique d'un bassin à son point de mesure pour la période d'une crue **par** l'expression:

$$Y = X - P$$

avec : Y = lame ruisselée  
X = pluie brute  
P = pertes globales de l'averse.

Les pertes se décomposent comme suit :

$$P = P_{inf} + P_{S.D} + P_D + E$$

avec :  $P_{inf}$  = pertes par infiltration directe  
 $P_{S.D}$  = pertes par interception et stockage dans les dépressions.

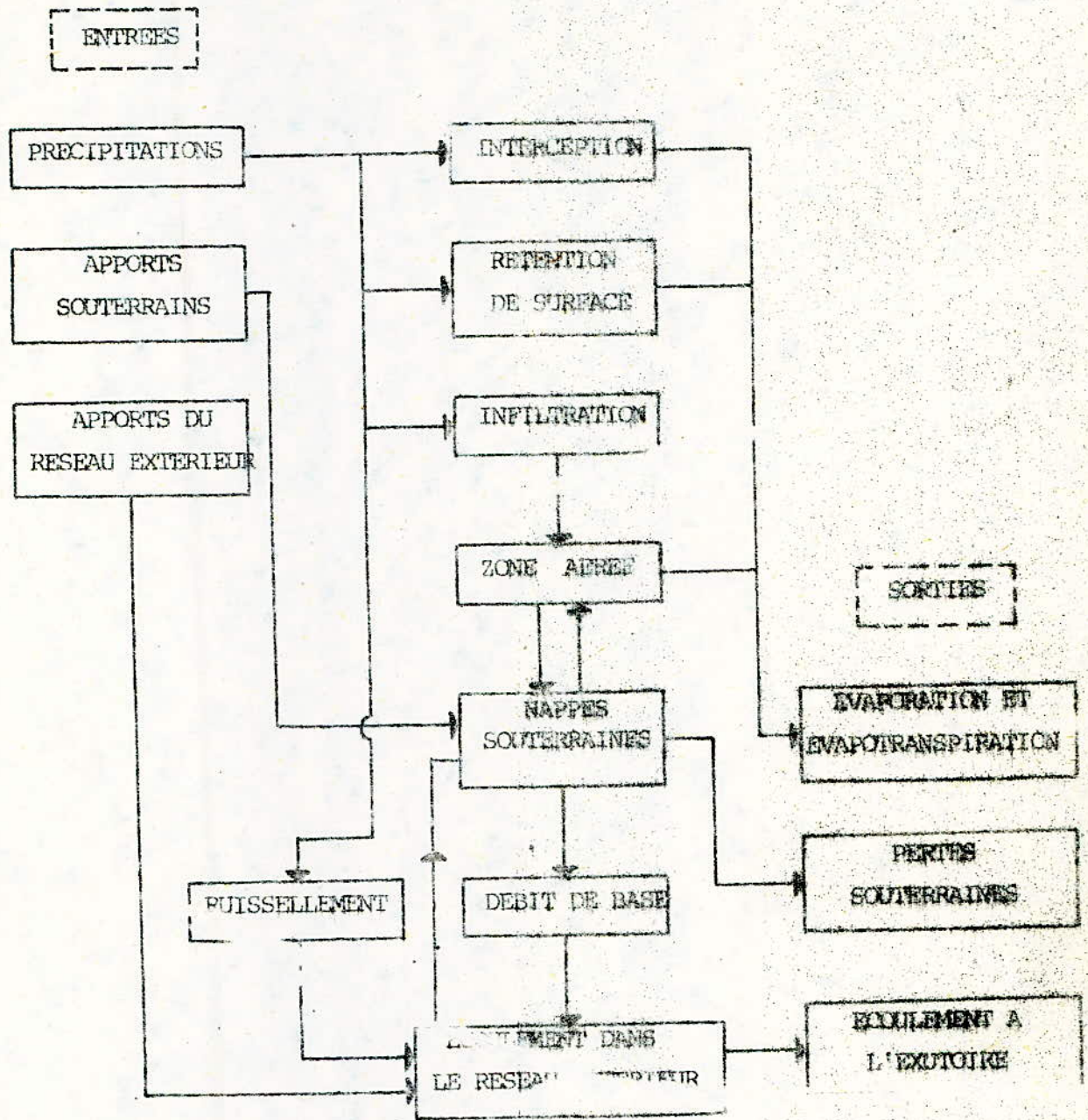


FIG.12 : Bilan hydrologique d'un élément de bassin versant.



$P_D$  = pertes de décrue.

$E$  = pertes par évaporation.

L'évaporation est en général faible pendant la durée de l'averse et peut être négligée.

#### 4.2.- Modèles mathématiques de l'infiltration :

La capacité d'absorption ou d'infiltration  $K(t)$  d'un sol donné est l'intensité maximum de pluie qu'il peut absorber lorsque l'intensité  $i(t)$  de la pluie effective qu'il reçoit au temps  $t$  est supérieure ou égale à  $K$ . L'excédent éventuel du débit pluvial sur le débit d'infiltration est utilisé d'abord pour compléter le stockage superficiel, puis pour alimenter le ruissellement.

La capacité d'absorption est caractérisée par la vitesse d'infiltration de l'eau dans le sol (cm/s, mm/h). Cette vitesse est quelquefois considérée comme constante dans le temps :

$$K_t = Cte = K$$

d'où la pluie nette instantanée :

$$\begin{aligned} P_n(t) &= P(t) - K & S_i \quad K < P(t) \\ P_n(t) &= 0 & S_i \quad K \geq P(t). \end{aligned}$$

En fait, pour un sol donné dans un état donné, cette vitesse n'est pas constante dans le temps. De plus, le processus d'infiltration varie en fonction de différents facteurs, parmi lesquels il faut citer :

- le type de sol (texture, structure)
- la teneur en eau initiale du sol
- la topographie (pente).

approches

Sur la base de différentes/théoriques, de nombreux auteurs ont cherché à formuler ce processus d'infiltration en fonction du temps ou des conditions d'humidité du sol. Nous citons ci-dessous les plus connus des modèles élaborés :

$$1. \quad K_t = K_0 + \frac{A}{t^n} \quad (\text{ALEKSEEV ; BIFANI ; PHILIPP})$$

avec  $K_t$  = intensité de l'infiltration à l'instant  $t$

$K_0$  = intensité limitée (quand  $t \longrightarrow \infty$ )

$A$  = paramètre d'infiltration

$n$  = coefficient exprimant la réduction de l'intensité de l'infiltration dans le temps.

Le paramètre  $A$  dépend de l'état de saturation du sol au début de l'averse ( $I_W$ ) ; on pose fréquemment :

$$A = A_0 \cdot e^{-m \cdot I_W}$$

avec  $I_W$  = indice de saturation (de type IPA ou débit de base  $Q_b$ )

$A_0$  = paramètre dont la valeur est fonction des caractéristiques physiques et mécaniques du sol du bassin.

$m$  = constante.

$$2. \quad K_t = K_0 + (K_{in} - K_0) \cdot e^{-ct} \quad (\text{HORTON ; POPOV ; VOSKRESIENSKI})$$

avec  $K_{in}$  = infiltration initiale ( $t = 0$ )

$c$  = paramètre de réduction dans le temps.

Le paramètre  $K_{in}$  est fonction de l'état de saturation du bassin au début de l'averse.

$$3. \quad K_t = K_0 + \frac{(W_t - W_0)}{K_t} \cdot K_0 H \quad (\text{LITCHI; DAWDI; BERGMAN})$$

avec  $W_t$  = humidité du sol à l'instant  $t$

$W_0$  = idem au début de l'averse

$H$  = charge capillaire

$K_t$  = infiltration totale au moment  $t$ .

$$4. \quad K_t = K_0 + C.W. ( (IMD) - F )^n \quad (\text{HOLTAN})$$

avec  $C$  = facteur fonction des conditions de surface ( $C=0.25 \div 0.80$ )

$W$  = facteur d'échelle de l'équation de HOLTAN

$n$  = exposant  $\approx 1.4$  (expérimental).

$$5. \quad K_t = K_0 + \frac{A_x}{X_t^u} \quad (\text{Loi faisant intervenir les pluies})$$

avec  $X_t$  = somme des pluies à partir du début de l'averse jusqu'à l'instant  $t$

$A_x$  et  $u$  = paramètres.

Toutes ces lois sont analogues et moyennant certaines transformations peuvent être ramenées à la forme générale :

$$K_t = K_0 + \frac{A}{t^n} \quad (4.2.1)$$

Ainsi donc les pertes par infiltration pendant la durée de l'averse ( $T$ ) sont obtenues par intégration :

$$P_{\text{inf}} = \int_0^T K_t dt = K_0 T + \frac{1}{1-n} A \cdot T^{1-n} \quad (4.2.2)$$

$$\text{soit } P_{\text{inf}} = K_0 T + \Delta P \quad (4.2.3)$$

$$\text{avec } \Delta P = \frac{1}{1-n} A \cdot T^{1-n}.$$

#### 4.3.- Pertes totales de l'averse :

Les pertes totales de l'averse sont égales à la somme des pertes par infiltration, par interception et stockage dans les dépressions plus les pertes de décrue. Les différentes composantes des pertes sont difficiles à déterminer, les processus impliqués étant variables non seulement en fonction du temps et des caractéristiques des précipitations, mais aussi en fonction du type de sol (texture, structure), de sa couverture végétale (type, densité, âge, ...), des conditions antécédentes d'humidité, etc... .

On procédera donc de manière indirecte en intégrant les pertes dans un terme soustractif englobant les caractéristiques de surface du bassin, et fonction à la fois du temps et des conditions antécédentes d'humidité.

L'hypothèse simplificatrice principale consiste à ne considérer qu'un seul modèle pour les deux composantes pertes par infiltration et pertes par interception et stockage. Dans la suite  $P_{inf}$  désignera la somme de ces deux pertes (somme souvent appelée "pertes de l'averse") :

$$P_{Tot} = P_{inf} + P_D \quad (4.3.1)$$

$$P_{Tot} = K_O \cdot T + \frac{A}{1-n} \cdot T^{1-n} + P_D \quad (4.3.2)$$

La mise en oeuvre du modèle se fait au moyen de différentes méthodes. La plus simple est la méthode de détermination des paramètres par corrélation. Elle sera exposée plus loin et appliquée pour le bassin de l'oued Dis (Voir 4.5.2).

#### 4.4.- Relation "Précipitation-ruissellement-saturation" :

Très souvent dans la pratique, on utilise des modèles très simples pour la prévision des débits de pointe et des volumes de crue. Par le biais de la corrélation graphique on détermine la relation liant le ruissellement pour toute la crue ( Y ) aux facteurs le conditionnant à savoir la quantité des précipitations tombées durant l'averse ( X ), l'état de saturation du sol avant l'averse (I.P.A) etc... . Dans ce cas il est très rationnel de se baser dès le départ sur un type de fonction connue qui réponde au mieux aux conditions physiques du phénomène étudié, fonction qu'on cherchera à ajuster aux données d'observations réelles.

L'analyse théorique de cette fonction à partir de la vitesse d'infiltration a été donnée par POPOV E.F. [12] et KALININ G.P. [1].

Considérons une surface élémentaire, selon les auteurs précités, l'expression générale de la valeur de l'infiltration au cours de l'averse peut être obtenue à partir de la loi :

$$V_t = V_0 \cdot e^{-K_1 \cdot x} \quad (4.4.1)$$

avec  $V_t$  = vitesse d'infiltration à l'instant t

$V_0$  = vitesse initiale d'infiltration

x = quantité de pluie reçue par la surface du début de l'averse jusqu'à l'instant t

$K_1$  = paramètre d'infiltration.

En supposant l'intensité i de la pluie constante dans le temps et que la vitesse initiale d'infiltration  $V_0$  est égale à cette intensité, on obtient après intégration la quantité de pluie infiltrée durant l'averse :

$$P = d \cdot (1 - e^{-\frac{y}{d}}) \quad (4.4.2.)$$

avec  $X$  = la hauteur de pluie précipitée durant toute l'averse

$d$  = la différence entre la capacité hygroskopique totale (rétention) et la quantité d'humidité initiale du sol considéré.

En égalant la valeur maximale probable de l'infiltration (désignée par  $P_0$ ) à la différence  $d$ , on obtient :

$$P = P_0 \cdot \left( 1 - e^{-\frac{X}{P_0}} \right) \quad (4.4.3.)$$

En dépit du fait que le processus d'infiltration dans le bassin est beaucoup plus complexe que pour une surface élémentaire et qu'en dehors des pertes par infiltration il y a également les pertes par interception et stockage dans les dépressions, la formule (4.4.3) peut être adoptée comme modèle de relation liant les pertes (ou le ruissellement lui-même) aux paramètres qui les déterminent. Rappelons que pour un bassin versant suffisamment grand, la capacité de stockage des dépressions ne s'exprime en général que par quelques millimètres.

Pour une capacité d'absorption quelconque du bassin avant l'averse, l'augmentation des pertes diminue avec l'augmentation des précipitations que reçoit le bassin ( $X$ ), c'est à dire que la grandeur  $\frac{dY}{dX}$  croît ( $Y$  - ruissellement). Pour une quantité de pluie  $X$  suffisamment grande, cet accroissement s'arrête, et,  $dY/dX$  atteint sa valeur limite, c'est à dire l'unité ( $dY/dX \rightarrow 1$ ). En d'autres termes, pour  $X$  suffisamment grand ( $X \rightarrow \infty$ ) les pertes par infiltration et par rétention atteignent "en somme" la valeur limite  $P_0$ . Pour  $X = 0$  on a  $Y = 0$  et pour  $X \rightarrow 0$   $dY/dX = 0$ .

Toutes ces conditions sont vérifiées, en particulier par les équations :

$$Y = X - P_0 \cdot (1 - e^{-\frac{X}{P_0}}) \quad (4.4.4.)$$

$$Y = X - P_0 \cdot \text{th} \frac{X}{P_0} \quad (4.4.5.)$$

$$Y = X \cdot e^{-\frac{P_0}{X}} \quad (4.4.6.)$$

Pour les pertes maximales pour un état de saturation donné du bassin, on pose également :

$$P_0 = A_0 \cdot e^{-m \cdot I_W} \quad (4.4.7.)$$

#### 4.5.- Méthodes de prédétermination du ruissellement utilisées pour le bassin de l'oued Dis.

Il existe un grand nombre de modèles mathématiques pouvant servir à l'élaboration des méthodes de prédétermination du ruissellement de crue. Mais on ne peut pas connaître à l'avance avec certitude quel type de modèle résoudra au mieux le problème. C'est pourquoi on mettra en principe en oeuvre plusieurs méthodes et on retiendra celle qui donnera les meilleurs résultats entre l'observé et le calculé.

Dans ce qui suit, deux modèles de ruissellement (fonction de production) seront élaborés, calés puis testés sur la base des données du bassin de l'oued Dis.

4.5.1. Prédétermination directe de la lame ruisselée  
à partir d'une relation :  $Y = f ( X, I_W )$ .

Soit un bassin à l'exutoire duquel on possède les données suivantes pour chaque évènement "averse-crue" considéré :

$Y$  = lame ruisselée

$X$  = précipitations tombées durant l'averse

$I_W$  = indice d'humidité initiale du sol.

Ces données sont consignées dans un tableau (voir tableau 2).

Pour la relation "précipitations-ruissellement-saturation" on adopte le modèle suivant (voir formule 4.4.6) :

$$Y = X \cdot e^{-\frac{P_0}{X}}$$

où  $P_0$  indique les pertes maximales pour un état de saturation initial donné :

$$P_0 = A_0 \cdot e^{-m \cdot I_W} \quad (\text{formule 4.4.7}).$$

A partir des données du tableau 2, on détermine par calcul inverse  $P_0 = -X \cdot \ln \frac{Y}{X}$  (colonne 5).

L'anamorphose logarithmique permet de trouver les paramètres  $A_0$  et  $m$  de la formule 4.4.7 en linéarisant :

$$\log P_0 = \log A_0 - m \cdot I_W \cdot \log e. \quad (4.5.1.)$$

Le graphique  $\log P_0 = f (I_W)$  (voir fig.11) obtenu par régression linéaire permet de déduire  $m$  et  $\log A_0$ .

1) Le cas traité et figuré ci-haut correspond à  $I_W = I.P.A.1$ .



$$Y' = f(x, I_w)$$

$$Y' = f(x, Q_b)$$

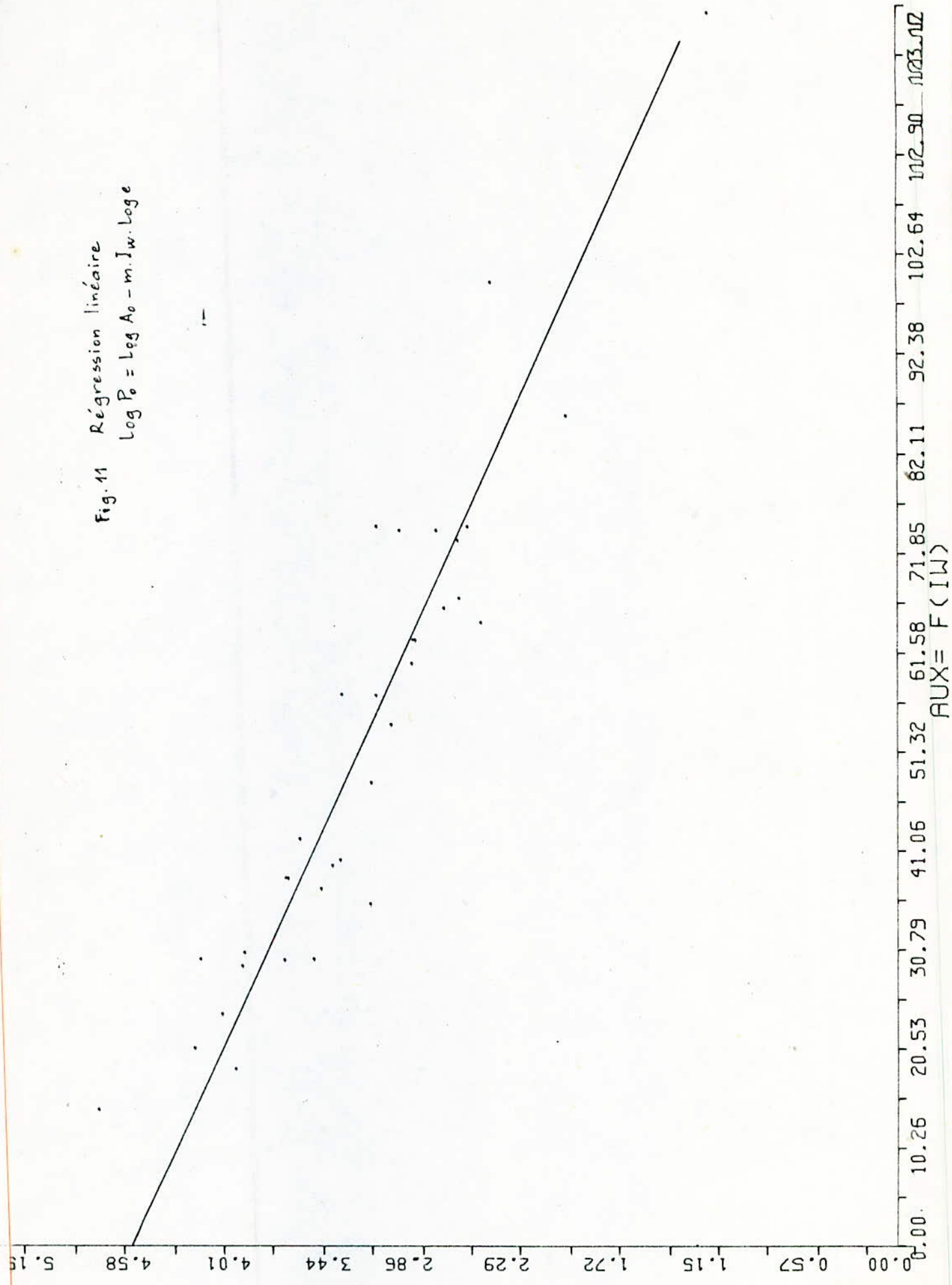
Y	X	P <sub>o</sub>	I <sub>w</sub>	P <sub>o</sub> '	Y'	Y-Y'	Q <sub>b</sub>	P <sub>o</sub> '	Y'	Y-Y'
22.5	62.1	63.0	29.7	41.6	31.8	-9.3	0.0	48.6	28.4	-5.9
46.1	72.5	32.8	29.7	41.6	40.9	5.2	-	-	-	-
14.2	44.7	51.3	18.3	54.7	13.2	1.0	0.0	48.6	15.1	-0.9
2.8	13.3	20.7	54.0	23.2	2.3	0.5	1.7	21.9	2.6	0.2
34.1	44.9	12.4	64.5	18.0	30.1	4.0	2.7	13.7	33.1	1.0
1.5	9.0	16.1	74.0	14.4	1.8	-0.3	2.0	19.0	1.1	0.4
23.2	40.6	13.4	74.4	14.2	28.6	0.6	2.0	19.0	25.4	3.8
100.6	124.2	22.6	74.4	14.2	107.8	-7.2	2.0	19.0	103.6	-3.0
41.2	44.4	3.3	127.3	4.0	40.6	0.6	5.0	4.6	40.0	1.2
6.3	20.1	23.3	48.0	26.8	5.3	1.0	3.0	11.9	11.1	-4.8
6.5	15.8	14.0	67.0	17.0	5.4	1.1	3.0	11.9	7.5	-1.0
15.9	37.1	31.4	37.0	34.9	14.5	1.4	1.3	26.4	18.2	-2.3
5.8	24.6	35.5	42.2	30.8	7.0	-1.2	0.2	44.3	4.1	1.7
32.8	71.4	55.5	24.0	47.7	36.6	-3.8	0.0	48.6	36.1	-3.3
22.9	32.7	11.7	99.5	7.8	25.8	-2.9	3.0	11.9	22.7	0.2
55.7	104.1	65.1	20.5	51.8	63.3	-7.6	0.0	48.6	65.3	-9.6
5.2	21.0	29.3	18.8	54.0	1.6	3.6	0.4	40.3	3.1	2.1
12.1	30.4	28.0	40.0	32.5	10.5	1.6	1.5	24.0	13.8	-1.7
42.8	59.6	19.7	74.0	14.4	46.8	-4.0	3.0	11.9	48.8	-6.0
9.5	60.8	112.9	14.1	60.4	22.5	-13.0	0.0	48.6	27.3	-17.8
14.9	26.6	15.4	66.0	17.4	13.8	1.1	2.0	19.0	13.0	1.9
22.2	45.4	32.5	-	-	-	-	0.7	35.0	21.0	1.2
9.0	26.1	27.8	57.1	21.5	11.4	-2.4	0.4	40.3	5.6	3.4
12.0	18.2	7.6	85.8	10.8	10.0	2.0	-	-	-	-
8.6	23.4	23.4	35.4	36.3	5.0	3.6	0.6	36.7	4.9	3.7
16.1	31.6	21.3	-	-	-	-	3.0	11.9	21.7	-5.6
26.9	60.3	48.7	30.4	40.9	30.6	-3.7	0.0	48.6	26.9	0.0
6.8	15.1	12.0	-	-	-	-	2.0	19.0	4.3	2.5
1.7	4.7	4.8	-	-	-	-	4.0	7.4	1.0	0.7
10.2	22.8	18.3	60.3	19.9	9.5	0.7	2.0	19.0	9.9	0.3
13.2	23.9	14.2	73.0	14.7	12.9	0.3	2.0	19.0	10.8	-2.4
5.3	18.3	22.7	57.0	21.6	5.6	-0.3	1.2	27.7	4.0	1.3
20.9	47.0	38.1	38.1	34.0	22.8	-1.9	0.3	42.2	19.1	1.8
46.3	83.5	49.2	29.0	42.3	50.3	-4.0	0.3	42.2	50.4	-4.1
17.0	42.2	38.4	29.6	41.7	15.7	1.3	1.0	30.4	20.5	-3.5
77.9	94.5	18.3	62.7	18.8	77.4	0.5	1.0	30.4	68.5	9.4
5.1	14.4	14.9	74.4	14.2	5.4	-0.3	3.0	11.9	6.3	-1.2
20.2	33.6	17.1	74.5	14.2	22.0	-1.8	3.0	11.9	23.6	-3.4
9.2	45.4	72.5	4.7	75.7	8.6	0.6	0.2	44.3	17.1	-7.9

$$s/\sigma = 0.18 ; \Delta_{adm} = 14.80$$

$$s/\sigma = 0.22 ; \Delta_{adm} = 14.38$$

Tab.2 Calage des modèles de ruissellement

Fig. 11 Régression linéaire  
Log P<sub>0</sub> = Log A<sub>0</sub> - m.Iw. Log e



On trouve :  $a = 0.0242$  et  $A_0 = 86.5518$

d'où la relation :  $P_0 = 86.55 e^{-0.024 I_W}$  (4.5.2.)

Trente cinq (35) ensembles de données  $(Y, X, I_W)$  ont servi au calage de ce modèle, le coefficient de corrélation obtenu étant de 0.9266.

Ci-après figure le tableau de reconstitution des 31 ensembles de données restants, ce qui constitue le test du modèle (voir tableau 3).

2) Le même processus de calcul a été développé pour  $I_W = Q_b$ .

On trouve :  $a = 0.6709$  et  $A_0 = 49.8540$

d'où la relation :  $P_0 = 49.85 e^{-0.47 Q_b}$  (4.5.3.)

Trente Sept (37) ensembles de données  $(Y, X, I_W)$  ont servi au calage du modèle avec un coefficient de corrélation de 0.8739.

Les 29 ensembles de données restants ont servi au test du modèle.

La validité de ces deux modèles de prédétermination a été étudié plus loin sur la base d'un critère d'efficacité simple (voir 4.5.3.).

Les coefficients de corrélation obtenus avec  $I_W = I.P.A._2$  et  $I_W = Q_0$  sont plus faibles ce qui incite à opter pour les deux indices d'humidité  $I.P.A._1$  et  $Q_b$ .

Une relation linéaire peut être tirée de l'égalisation des équations (4.5.2) et 4.5.3) :

$$I_{W1} = 19.46 Q_b + 22.80 \quad (4.5.4.)$$

y	x	I <sub>w</sub>	P <sub>o</sub>	P <sub>o</sub> '	y'	Δy
15.5	55.6	9.6	71.0	68.7	16.1	- 0.65
9.5	24.1	55.0	22.4	23.1	9.2	0.27
5.4	33.3	0.0	60.6	86.6	2.5	2.32
56.5	83.4	23.6	32.5	49.1	46.3	10.22
5.6	17.3	53.0	19.5	24.3	4.3	1.34
5.5	39.8	9.6	78.8	68.7	7.1	1.58
17.8	66.6	9.6	87.9	68.7	23.7	- 5.93
34.9	73.1	20.8	54.0	52.5	35.6	- 0.73
10.0	22.0	34.0	17.3	38.3	3.9	6.14
24.2	53.1	26.4	41.7	45.9	22.4	1.84
13.5	47.1	20.8	58.9	52.5	15.4	1.94
4.7	19.7	39.8	28.2	33.2	3.6	1.07
3.8	28.9	6.1	58.6	74.8	2.2	1.63
5.1	24.4	35.0	38.2	37.4	5.3	0.28
9.0	37.4	19.0	53.3	54.9	9.5	- 0.37
16.7	40.2	47.0	35.3	29.0	20.0	- 3.33
5.9	30.7	30.4	50.6	42.0	7.8	- 1.91
5.1	27.1	25.0	45.3	47.5	4.6	0.40
26.5	73.7	17.0	75.4	57.6	33.8	- 7.25
18.2	49.1	17.0	48.7	57.6	15.2	2.99
31.1	47.8	58.3	20.5	21.4	30.6	0.53
48.2	60.9	58.3	14.2	21.4	42.3	5.32

$$s/\sigma = 0.266$$

Tab. 3 Test du modèle de ruissellement

L'originalité de cette équation réside dans le fait qu'elle permet le complément d'information sur l'un des deux indices partant de la connaissance de l'autre. On remarque notamment qu'à de très faibles valeurs de  $I_{W1}$  ( $< 22.8$ ) correspondent des valeurs de  $Q_b$  qui peuvent être négatives, ce qui n'est nullement une aberration du moment que l'état d'absence d'écoulement dans la rivière (à sec) correspond en fait à plusieurs niveaux de l'écoulement souterrain lesquels niveaux ne peuvent être quantifiés !

#### 4.5.2.- Prédétermination indirecte de la lame ruisselée à partir du calcul des pertes totales de l'averse :

On adopte un modèle simple pour les pertes totales (voir 4.3) :

$$P = K_0 \cdot T + \Delta P + P_D$$

avec  $\Delta P = \frac{A_0 e^{-m I_W}}{1-n} \cdot T^{1-n}$

Les paramètres du modèle qui sont à déterminer sont  $K_0$ ,  $A_0$ ,  $m$  et  $n$ . Prenons un exemple d'application. Nous disposons des données d'observations consignées dans le tableau 4 et concernant un ensemble d'évènements "averses-crues" dépouillés et traités.

##### a)- Détermination du paramètre $K_0$ et des pertes de décrue $P_D$ :

On trace le graphique  $P = f(T)$  mettant en relation les pertes totales  $P = X - Y$  avec la durée de l'averse  $T$ . Sur chaque point  $(P, T)$  est porté l'indice de saturation initiale  $I_W$ . (voir figure 12). En fonction de la disposition des points, on trace la droite enveloppe inférieure dont l'équation est :

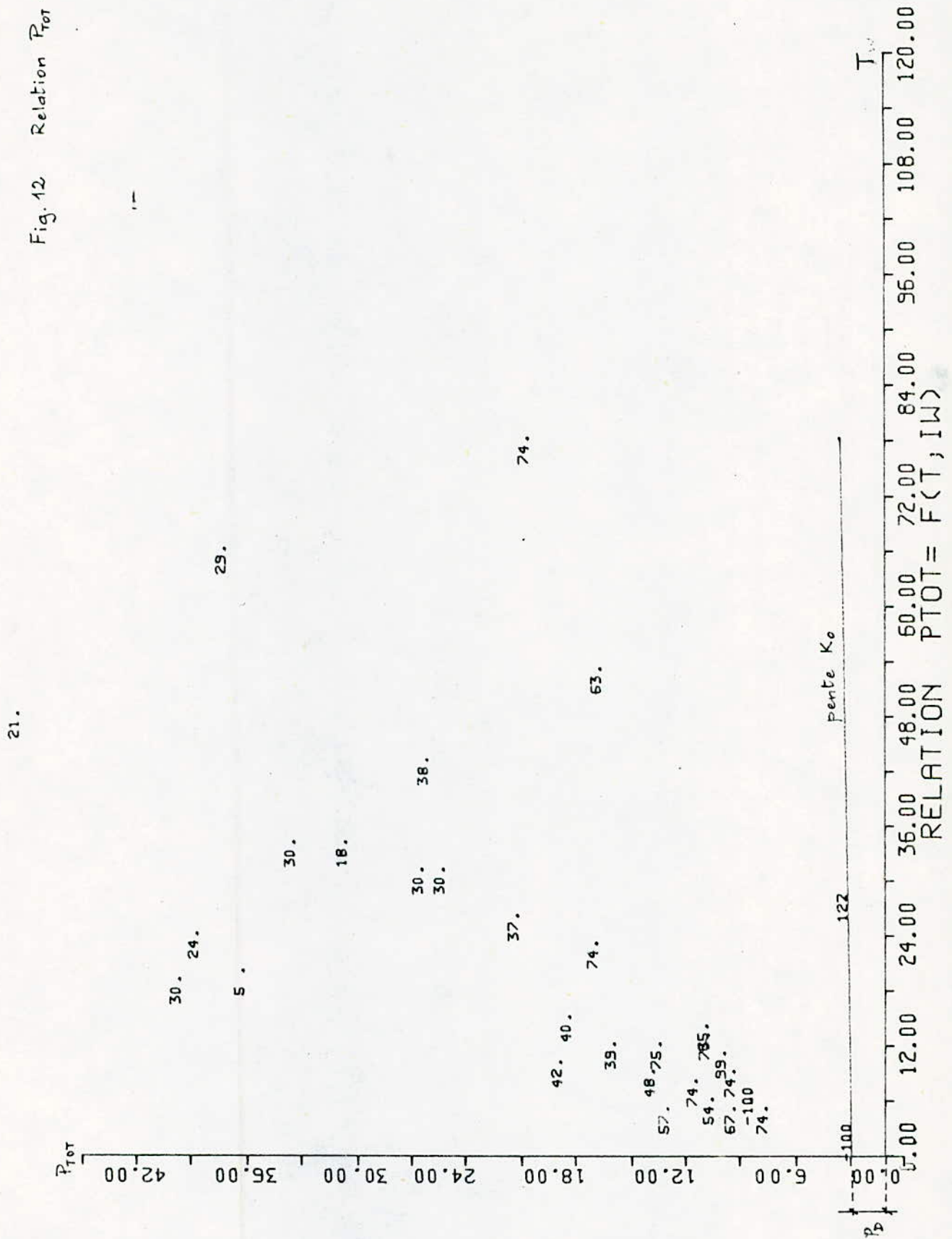
$$P_{\min} = P_D + K_0 T \quad (4.5.5).$$

y	X	T	Q <sub>b</sub>	P <sub>T</sub>	P' <sub>T</sub>	y'	Δy
22.5	62.1	19	0.0	39.6	27.4	34.7	-12.20
14.2	44.7	34	0.0	30.5	31.1	13.6	0.60
2.8	13.3	6	1.7	10.5	12.8	0.5	2.30
34.1	44.9	14	2.7	10.8	11.3	33.6	0.50
1.5	9.0	5	2.0	7.5	11.4	0.0	1.50
23.2	40.6	8	2.0	11.4	12.4	28.2	1.00
100.6	121.2	78	2.0	20.6	19.8	101.4	-0.80
41.2	44.4	28	5.0	3.2	7.3	37.1	4.10
6.3	20.1	9	3.0	13.8	9.7	10.4	-4.10
6.5	15.8	5	3.0	9.3	8.8	7.0	-0.50
15.9	37.1	26	1.3	21.2	19.3	17.8	-1.90
5.8	24.6	10	0.2	18.8	22.4	2.2	3.60
32.8	71.4	24	0.0	38.6	28.8	42.6	-9.80
22.8	32.7	11	3.0	9.8	10.0	22.7	0.23
55.7	104.1	48	0.0	48.4	33.6	70.5	-14.77
5.2	21.0	12	0.4	15.8	21.8	0.0	5.20
12.1	30.4	15	1.5	18.3	16.2	14.2	-2.03
42.8	59.6	23	3.0	16.8	11.5	48.1	-5.33
26.9	60.3	34	0.0	33.4	31.1	23.2	-2.30
6.8	15.1	6	2.0	8.3	11.8	3.3	3.46
1.7	4.7	2	4.0	3.0	6.2	0.0	1.70
13.2	23.9	13	2.0	10.7	13.6	10.3	2.30
5.3	18.3	5	1.2	13.0	14.3	4.0	1.28
20.9	47.0	43	0.3	26.1	23.7	17.3	3.59
46.3	83.5	66	0.3	37.2	32.7	50.8	-4.47
17.0	42.2	31	1.0	25.2	22.0	20.2	-3.18
77.9	94.5	53	1.0	16.6	24.8	63.7	8.17
5.1	14.4	9	3.0	9.3	9.7	4.7	0.33
20.2	33.6	12	3.5	13.4	8.9	24.6	-4.42
9.2	45.4	20	0.2	35.2	25.9	19.5	-10.28

$$s/\sigma = 0.1912$$

Tab.4 Calage du modèle des pertes totales  
( $T=T_1$ ,  $I_w = Q_b$ )

Fig. 12 Relation  $P_{TOT} = f(T, I_{W4})$



Pour l'exemple traité nous trouvons :

$$P_{\min} = 2.98 + 0.00769 T.$$

b) - Détermination des paramètres  $A_0$  et  $m$  :

Pour ce faire, on calcule :  $\Delta P = P - P_{\min}$ .

Par définition, on a :

$$\Delta P = \frac{A_0 \cdot e^{-m I_W}}{1-n} \cdot T^{1-n}$$

Faisons l'anamorphose logarithmique :

$$\text{Log } \Delta P = \log \frac{A_0}{1-n} - m I_W \log e + (1-n) \log T \quad (4.5.6).$$

C'est une équation représentant une famille de droites parallèles où chacune d'elles répond à une valeur de saturation  $I_W$  donnée pour un coefficient angulaire  $(1-n)$  (figure 14).

Le coefficient  $n$  de récession de l'intensité de l'infiltration dans le temps (voir 4.2) est spécifique à chaque bassin versant et il dépend de la topographie du bassin.

BIFANI N.F. et KALININ G.P. citent les valeurs suivantes après une synthèse effectuée à l'échelle du territoire de l'U.R.S.S. [3] :

- régions de pieds-monts, de collines, régions stépiques :  $n \simeq 3/4$ .

- régions de très hautes montagnes :  $n \simeq 2/3$ .

Généralement,  $n$  varie de  $1/3$  pour l'écoulement faiblement développé jusqu'à  $3/4$  pour les régions à écoulement important.



Deux attitudes sont possibles selon que n est connu à l'avance ou pas :

1er cas : n connu

On construit l'anamorphose logarithmique :

$$\log \left[ \frac{(1-n) \Delta P}{T^{1-n}} \right] = \log A_0 - m \cdot I_W \cdot \log e \quad (4.5.7)$$

C'est l'équation d'une droite (figure 13) de pente - m. Les valeurs de  $A_0$  et m sont déduites graphiquement.

2e cas : n inconnu

En vertu de l'équation (4.5.6) on obtient une famille de droites  $\log \Delta P = f(\log T)$  (figure 14). La pente des droites doit être définie selon le groupe de points ayant les valeurs de  $I_W$  assez proches. Cette pente est égale à (1-n).

Pour chacune de ces droites correspondant successivement à  $I_W = 20, 30, 40, 50, 60, 70, \text{etc...}$  on détermine le terme :

$$M = \log \left( \frac{A_0}{1-n} \right) - m \cdot I_W \cdot \log e \quad (4.5.8)$$

et l'on porte les valeurs de M sur un graphique en correspondance avec les valeurs de  $I_W$ . (figure 15). Ce graphe, telle que l'indique l'équation (4.5.8) doit être une droite et l'on en déduit graphiquement la pente - m et  $A_0$ .

Dans notre étude, nous avons préféré l'optimisation des valeurs de n par calcul automatique. Pour n variant entre 0.60 et 0.75, nous adoptons la valeur qui donne le meilleur rapport  $\frac{S}{\sigma}$  (1) calculé après reconstitution de la lame ruisselée  $Y = X - P$  avec P donné par (4.3.2).

---

(1) Voir 4.5.3. Critère d'efficacité des modèles.

y	x	T	Q <sub>b</sub>	P <sub>T</sub>	P' <sub>T</sub>	y'	Δy
15.5	55.6	39	0.2	40.1	30.0	25.6	-10.07
9.5	24.1	9	0.9	14.6	17.5	6.6	2.95
5.4	33.3	23	0.2	27.9	26.7	6.6	-1.18
56.5	83.4	26	0.0	26.9	29.3	54.1	2.42
5.6	17.3	11	0.7	11.7	19.5	0.0	5.60
5.5	39.8	16	0.3	34.3	23.9	15.9	-10.39
17.8	66.6	32	0.3	48.8	27.0	38.8	-21.00
25.2	36.3	5	3.5	11.1	7.8	28.5	-3.30
32.4	48.0	12	3.5	15.6	9.0	39.0	-6.60
34.9	73.1	36	0.1	38.2	30.5	42.6	-7.70
10.0	22.0	9	0.0	12.0	23.3	0.0	10.00
13.5	47.1	39	0.1	33.6	31.0	16.1	-2.56
4.7	19.7	9	0.1	15.0	22.6	0.0	4.70
91.8	104.7	47	3.0	12.9	13.2	91.5	0.31
3.8	28.9	9	0.3	25.1	21.2	7.7	-3.93
5.1	24.4	13	1.0	19.3	18.3	6.1	-0.96
9.0	37.4	24	1.0	28.4	20.8	16.6	-7.56
16.7	40.2	24	2.2	23.5	14.5	25.7	-9.02
5.9	30.7	14	0.0	24.8	25.6	5.1	0.82
5.1	27.1	9	1.0	22.0	17.0	10.1	-4.98
26.5	73.7	36	0.5	47.2	26.7	47.0	-20.48
18.2	49.1	15	0.5	30.9	22.1	27.0	-8.78
22.0	68.9	11	0.0	46.9	24.3	44.6	-22.57
34.1	47.8	15	2.0	16.7	14.0	33.8	-2.72
48.2	60.9	31	2.0	12.7	16.2	44.7	3.48

$s/\sigma = 0.4728$

Tab.5 Test du modèle des pertes totales  
( $T = T_1$  ,  $I_w = Q_b$ )

Nous trouvons  $\frac{S}{\sigma}$  le plus faible pour  $n =$  et l'on se reporte au 1er cas  $n$  devenant connu. Les valeurs des paramètres  $A_0$  et  $m$  correspondant à cette valeur de  $n$  sont :

$$A_0 = 52.24 \text{ et } m = 0.0757.$$

Finalement, les pertes totales s'obtiennent d'après la formule :

$$P = 0.00769 \cdot T + 208.96 e^{-0.0757 I_W} T^{0.25} + 2.98 \quad (4.5.9)$$

Ce modèle a été calé pour un jeu de 33 ensembles de données (  $Y, X, I_W, T$  ). Dans cet exemple, l'indice d'humidité initiale a été  $I_W = I.P.A._1$  et la durée de l'averse a été  $T = T_1$ .

- La pente  $K_0$  de l'enveloppe inférieure a été tracée par les 2 points ayant les plus petites valeurs de  $P_{Tot}$ . Une autre conception tout aussi justifiable aurait consisté à faire passer cette enveloppe par l'origine et par le point au  $P_{Tot}$  minimal, ce qui reviendrait à considérer les pertes de décrue comme nulles ( $P_D = 0$ ). Ce second cas a été traité également.

L'équation donnant les pertes totales est dans ce cas :

$$P = 0.1143 T + 213.35 e^{-0.075 I_W} T^{1/4} \quad (4.5.10)$$

Cependant l'efficacité de ce second modèle est moindre (  $S/\sigma = 0.698$  contre  $0.578$  pour  $4.5.9$  ) tout en restant dans la classe des bonnes méthodes de prédétermination (voir  $4.5.3$ ).

- Pour la même définition de la durée de l'averse (  $T = T_1$  ) nous avons essayé de caler le modèle des pertes avec  $I_W = Q_b$  et  $P_D = 2.98$  mm. L'équation obtenue est :

$$P = 0.00769 \cdot T + 11.96 e^{-0.372 Q_b} T^{0.24} + 2.98 \quad (4.5.11).$$



Ici, nous constatons que  $1-n = 0.24 \rightarrow n = 0.76$ .  
C'est la valeur de  $n$  pour laquelle  $S/\sigma$  est minimal :  $S/\sigma = 0.1912$ .

- Pour la 2e définition de la durée de l'averse ( $T = T_2$ ),  
le calage du modèle des pertes donné les équations suivantes avec  
 $P_D = 2.98 \text{ mm}$  :

\*  $I_W = Q_b$  :  $n = 0.73$  ,  $S/\sigma = 0.18729$

et  $P = 0.00909 \cdot T + 11.76 e^{-0.372 Q_b T^{0.27}} + 2.98$  (4.5.12)

\*  $I_W = IPA_1$  :  $n = 0.75$  ,  $S/\sigma = 0.57494$

et  $P = 0.00909 \cdot T + 221 \cdot e^{-0.0758 I_W T^{1/4}} + 2.98$  (4.5.13)

La reconstitution des événements "averses-crues" n'ayant  
pas servi au calage est donnée dans le tableau 5 pour le modèle  
(4.5.11). Elle en constitue le test.

#### 4.5.3.- Critère d'efficacité des modèles :

Lorsqu'il s'agit de juger de la qualité d'une simulation, ou de comparer entre eux plusieurs modèles, il est fait appel à des critères qui permettent d'apprécier quantitativement les résultats. Une fonction critère doit permettre d'estimer globalement, sous la forme d'un seul nombre, l'écart entre les sorties calculées (lames ruisselées) et les résultats de référence (lames ruisselées observées) ceci pour toute la période de calage.

Il existe différentes approches de cette fonction critère. La plus simple étant de porter sur un graphique les valeurs calculées et observées, celles-ci doivent évidemment s'aligner autour de la bissectrice. D'autres sont basées sur la minimisation de la somme de carrés des écarts entre l'observé et le calculé.

On propose plus bas d'utiliser un critère d'efficacité basé sur la notion de variabilité et de corrélation.

On définit comme critère d'efficacité et d'application du modèle pour la pratique le rapport :

$$\text{avec } \bar{s} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_o - Y_c)^2}{n - 2}} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_o - \bar{Y}_o)^2}{n - 1}}$$

où  $Y_o$  et  $Y_c$  sont respectivement les lames observées et calculées,  $\bar{Y}_o$  la lame ruisselée observée moyenne et  $n$  le nombre de données ayant servi au calage.

On définit également l'erreur admissible à tolérer entre la valeur observée et la valeur calculée :

$$\Delta_{\text{adm}} = 0.674 \bar{\sigma}$$

La méthode de prédétermination est considérée comme valable pour les besoins des calculs pratiques si la fréquence de l'erreur admissible des valeurs prévues est inférieure à 10%.

Ceci entraîne que

pour  $n \leq 15$  il faut que  $\bar{S}/\bar{\sigma} < 0.70$

pour  $15 \leq n < 25$  il faut que  $\bar{S}/\bar{\sigma} < 0.75$

pour  $n \geq 25$  il faut que  $\bar{S}/\bar{\sigma} < 0.80$

ou  $n =$  nombre de valeurs prévues.

On distingue comme qualité par  $\bar{S}/\bar{\sigma}$

QUALITE			
Catégorie de la méthode	$\bar{S}/\bar{\sigma}$	Coefficient de corrélation.	n
Très bonne	$< 0,50$	$\geq 0,87$	$\geq 25$
Bonne	$0,51 - 0,80$	$0,86 - 0,60$	
Très bonne	$< 0,45$		$15 \leq n < 25$
Bonne	$0,46 - 0,75$		
Très bonne	$< 0,40$		$n < 15$
Bonne	$0,41 - 0,70$		

Pour les modèles étudiés ci-haut, nous avons obtenu les critères d'efficacité suivants :

1. Modèle de ruissellement  $Y = f(X, I_w)$ .

a) -  $I_w = I.P.A._1 \quad \frac{S}{\sigma} = 0.18, \quad \Delta_{adm} = 14.80$

b) -  $I_w = Q_b \quad \frac{S}{\sigma} = 0.22, \quad \Delta_{adm} = 14.38.$

Nous pouvons ainsi conclure à la très bonne efficacité des 2 modèles.

2. Modèle des pertes  $P = f(X, T, I_W)$ .

a)  $T = T_1$

. modèle (4.5.9) :  $I_W = IPA_1$ ,  $P_D = 2.98$  —  $S/\sigma = 0.578$

. modèle (4.5.10) :  $I_W = IPA_1$ ,  $P_D = 0.0$  —  $S/\sigma = 0.698$

. modèle (4.5.11) :  $I_W = Q_b$ ,  $P_D = 2.98$  —  $S/\sigma = 0.191$

b)  $T = T_2$

. modèle (4.5.12) :  $I_W = Q_b$ ,  $P_D = 2.98$  —  $S/\sigma = 0.187$

. modèle (4.5.13) :  $I_W = IPA_1$ ,  $P_D = 2.98$  —  $S/\sigma = 0.575$

Nous pouvons ainsi conclure à :

- la très bonne efficacité des modèles (4.5.11) et (4.5.12) utilisant tous les deux  $I_W = Q_b$ .
- la bonne efficacité des modèles (4.5.9), (4.5.10) et (4.5.13) pour lesquels  $I_W = IPA_1$ .

Ces modèles ne sont cependant bons pour l'application pratique que si les critères d'efficacité  $S/\sigma$  qui ressortent de leurs tests sont situés eux aussi en deçà de la limite 0.80. C'est le cas des deux modèles de ruissellement :  $S/\sigma = 0.26$  après le test (voir Tab. 3 - page 46). C'est aussi le cas des modèles utilisant le débit de base initial pour indice d'humidité initiale du sol :  $S/\sigma = 0.47$  après le test du modèle (4.5.11) (voir TAB.5 - page 52). Seuls les modèles utilisant I.P.A. pour indice d'humidité initiale du sol donnent des valeurs élevées de  $S/\sigma$  après test sans cependant s'éloigner considérablement de 0.80 :  $S/\sigma = 0.82$  après le test du modèle (4.5.13). Un réglage de ces modèles à partir de leur calage sur le jeu des données ayant servi à leur 1er test permettra d'apporter les corrections nécessaires à leurs paramètres.

Les modèles calés et testés sont aptes à simuler la réalité et sont bons pour l'exploitation pratique.



## CONCLUSION

Au cours de ce travail, a été développée une méthodologie amenant à la modélisation du processus de production du ruissellement à partir des précipitations. Nous nous sommes longuement attardé sur les techniques de dépouillement et de traitement des données d'observation en postulant que la qualité des modèles mathématiques établis en sera largement tributaire.

L'estimation comparée de l'efficacité de chacun des modèles auxquels on a abouti est venue justifier cette remarque. En effet, les modèles basés sur des paramètres relativement faciles à déterminer portant des observations sont de loin plus efficaces que ceux basés sur des paramètres dont la détermination n'est pas directe et est tributaire de l'estimation et du doigté de l'hydrologue. Citons le cas des indices d'humidité : quand c'est le débit de base initial qui est pris pour indice d'humidité initiale du sol, la très bonne qualité du modèle a été démontrée ; par contre les modèles où l'indice d'humidité est de type I.P.A. sont moins aptes à simuler la réalité.

D'autre part, il est possible de trancher certains litiges concernant des paramètres dont la détermination desquels prêtait à équivoque : ainsi nous constatons la meilleure efficacité des modèles où la durée de l'averse  $T_2$  exclut les pas de temps  $t$  pour lesquels l'intensité de pluie est nulle. Il en est de même pour le débit de base initial  $Q_b$  qui est plus efficace que le débit au début de la montée de la crue  $Q_0$ . De même pour la constante des pertes par décrue  $P_D$  dont la nullité influe négativement sur l'efficacité des modèles. Ces conclusions sont toutefois avancées avec une grande prudence étant donné les limites assignées à la présente étude et les spécificités du cas d'application choisi. Seules des études spécialisées et concentrées sur l'un ou l'autre des problèmes précités peuvent apporter des réponses généralisées et définitives à ce genre de questions que se posent les hydrologues.

L'intérêt du présent travail a résidé aussi dans l'utilisation des moyens de calcul automatique qui, à première vue, s'apprête mal aux problèmes hydrologiques difficiles à confiner dans des formulations mathématiques. Les données dépouillées et traitées au cours de notre travail ont servi au calage et au test de différents modèles de calcul automatiques mis au point au cours d'une étude parallèle citée au début du mémoire.

La profusion de modèles mathématiques qui constituent l'aboutissement de notre travail ne doit pas effrayer où embrouiller. Tous peuvent servir aux fins de la prédétermination ou de la simulation des cours d'eau : les modèles de ruissellement  $Y = f(X, I_W)$  sont le seul recours en cas d'absence d'information pluviographique ; de même l'absence d'informations sur les pluies antécédantes implique l'utilisation des modèles où c'est le débit de base qui indique l'état de saturation initial du sol du bassin et réciproquement.

La fonction de production étudiée dans ce mémoire, bien qu'elle constitue la partie centrale des modèles de relation "pluies-débits", n'en est qu'un chapitre qui appelle une suite. Le présent travail constitue donc le maillon principal dans la chaîne du processus de transformation des pluies en débits. Il ouvre la voie pour les étapes ultérieures de ce processus.

PH 015 86  
Avant p. 63 -1-

TABLEAU RECAPITULATIF  
Caractéristiques des événements «averse-crues» étudiés

N°	Date	Pluviométrie											Crues										Observations	Cru
		P <sub>max</sub> mm	P <sub>min</sub> mm	P <sub>moy</sub> mm	P <sub>pond</sub> mm	K <sub>m</sub>	T <sub>r</sub> jours	T <sub>ra</sub> h	I <sub>1</sub> mm	I <sub>2</sub> mm	I <sub>3</sub> mm	I <sub>max</sub> mm/h	Q <sub>max</sub> m³/s	Q <sub>t</sub> m³/s	Q <sub>c</sub> m³/s	V <sub>r</sub> 10 <sup>6</sup> m³	I <sub>r</sub> mm	K <sub>r</sub>	t <sub>0</sub> h	ΔP = P <sub>pond</sub> - I <sub>r</sub> mm	Q <sub>max r</sub> m³/s	Q <sub>max r</sub> I <sub>r</sub>		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
1	24-25/03/73	133.6	128.7	135.8	135.3	0.369	1	20	0.0	28.0	23.1	15	160	0	0	3.056	30.96	0.223	5 <sup>h</sup> 50'	104.34	156.0	0.0	Crue complexe	A
2	02-03/12/73	68.1	43.4	58.8	62.1	0.912	1	19	23.7	17.8	30.2	6.2	33.2	0	0.5	2.246	22.46	0.362	7	33.54	31.7	4.1	Crue simple partielle	A
3	04-05/12/73	105.5	38.7	65.6	72.5	0.687	2	31	29.9	78.1	103.2	10.8	160.5			4.613	46.13	0.636	14	26.37	123.5	2.7	Crue apparemment simple	C
4	12-13-14/02/74	54.7	32.0	42.7	44.7	0.817	3	22(34)	18.5	12.2	53.1	6.6	47.2	0	0	1.418	14.18	0.317	5 <sup>h</sup> 50'	30.52	45.7	3.2	Crue complexe	B
5	17-18/02/74			13.3				4(6)	5.0	32.1				1.7	1.7		2.80	0.211		10.50			Crue simple partielle	A
6	18-19/02/74	53.3	36.7	43.7	44.3	0.842	2	14	64.5	45.1	30.7	6.6	98.3	2.7	2.7	3.408	34.08	0.753	2 <sup>h</sup> 15'	10.82	34.0	2.8	Crue complexe partielle	A
7	20/02/74			9.0				3(5)	74.0	32.2				2.0	2.0		1.5	0.167		7.50			Crue simple	A
8	21/02/74	47.2	34.1	33.7	40.6	0.860	1	8	74.4	7.1	133.1	10.0	163.0	2.0	2.0	2.922	29.22	0.720	0 <sup>h</sup> 30'	11.30			Crue simple partielle	A
9	21-24/02/74	128.2	113.0	119.9	121.2	0.945	4	52(13)	74.4	78.1	133.1	10.0	163.0	2.0	2.0	10.055	100.55	0.830	0 <sup>h</sup> 30'	20.65	161.5	1.6	Crue complexe	C
10	25-26/02/74	49.8	40.8	44.2	44.4	0.892	2	24(28)	12.7	153.3	259.0	4.0	93.3	5.0	5.0	4.122	41.22	0.928	5 <sup>h</sup>	3.18			Crue complexe	B
11	03-04/04/74	23.4	17.2	19.6	20.1	0.859	1	9	48.0	170.7	325.0	4.4	33.3	3.0	3.0	0.634	6.34	0.323	5 <sup>h</sup>	13.75	30.2	4.8	Crue simple partielle	A
12	05/04/74	17.1	14.7	16.0	15.8	0.924	1	4(5)	67.0	163.8	336.5	5.4	44.9	3.0	4.7	0.653	6.53	0.413	1 <sup>h</sup> 30'	3.21	40.0	6.1	Crue simple	B
13	13-14/04/74	42.2	25.8	35.3	37.1	0.873	2	23(26)	37.8	32.4	340.6	7.0	62.2	1.3	1.3	1.534	15.34	0.423	4 <sup>h</sup> 30'	21.13	59.2	3.7	Crue apparemment simple	A
14	22-23/05/75	36.7	11.9	12.7	24.6	0.670	2	10	42.2	23.2	42.5	5.4	30.7	0.2	0.2	0.581	5.81	0.236	5	18.73	30.4	5.2	Crue simple	A
15	15-16/02/75	75.4	58.1	69.1	71.4	0.347	1	21(24)	24.0	7.7	83.3	6.6	113.6	0.0	0	3.283	32.83	0.460	7	38.57	112.2	3.4	Crue apparemment simple	A
16	16-17/02/75	43.8	21.2	30.4	32.7	0.747	1	11	33.5	30.2	152.4	3.6	82.0	3.0	5.6	3.286	22.86	0.639	0 <sup>h</sup> 30'	3.84	78.4	3.4	Crue apparemment simple	B
17	16-17/02/75	117.5	79.3	93.3	104.1	0.886	2		20.5	30	93.3	6.6	113.6	0	0	5.569	55.69	0.535		48.41			Crue double	C
18	08-09-10/03/75	26.5	14.8	20.1	21.0	0.792	2	9(12)	39.4	33.4	147.0	5.0	20.0	0.35	0.35	0.520	5.20	0.250	6	15.80	13.5	3.8	Crue apparemment simple	B
19	18-19/03/75	38.4	24.2	29.2	30.4	0.732	1	12(16)	40.0	27.4	27.1	13.2	54.0	1.5	1.5	1.206	12.06	0.337	7	18.34	52.5	4.4	Crue complexe	A
20	21-22/03/75	69.0	45.9	60.3	53.6	0.864	1	23	74.0	6.4	126.2	8.6	118.0	3.0	6.0	4.280	42.80	0.718	2 <sup>h</sup> 30'	16.80	113.0	2.6	Crue complexe	B
21	17-18/11/75			50.5			1		14.1	43.3	119.0		32.7	0	0	0.945	9.45	0.187		41.05	21.3	2.3	Crue double	C
22	18-19-20/11/75			28.8			2		68.0	86.7	165.5		32.3	2.0	2.0	1.434	14.34	0.513		13.86			Crue double	C
23	21-22-23/11/75			45.4			2				181.7		48.2	0.7	0.7	2.228	22.23	0.490		23.17			Crue double	C
24	27-28/11/75			26.1			1		57.1	6.7	148.8		23.0	0.4	0.4	0.835	8.35	0.343		12.15	27.5	3.1	Crue simple complexe en début	B
25	01-02/12/75			18.2			2		85.8	34.1	274.3		37.2			1.193	11.93	0.659		6.21	35.6	3.0	Crue complexe (33 points)	B
26	20-21-22/12/75			23.4			2		17.2	27.5	121.2		25.8	0.2	0.6	0.862	8.62	0.368		14.78	23.8	2.8	Crue complexe	C
27	28-29-01/01/76			100.7			3		23.6	51.9	147.3		200	1.5	2.0	10.044	100.44	0.337		0.26			Crue complexe (suite)	C
28	03-10/02/76			31.6			2				118.1		73.5	3.0	5.0	1.611	16.11	0.510		15.43			Crue complexe	C
29	03-10-11/04/76	68.5	50.5	60.3	59.5	0.863	3	23(24)	30.9	24.0	107.8	0.5	61.3	0	0	2.633	26.33	0.453	4	32.57			Crue complexe (suite)	B
30	13/03/76			15.1				6						5.0	0.170	1.70	0.362			8.26			Crue simple partielle	B
31	18/03/76			4.7				2							0.158	1.58	0.232			0.33			Crue simple partielle	B
32	18-19/03/76			2.5				2							0.158	1.58	0.232			0.33			Crue simple partielle	B
33	20-21/03/76	25.7	18.3	22.8	22.8	0.887	3		61.3	42.2	195.8	10.5	35.0	2.1	2.0	1.015	10.15	0.445	2	12.05			Crue complexe (suite)	A
34	22-23/03/76	28.8	20.2	24.3	23.3	0.890	1	11(13)	73.0	51.4	122.9	5.0	20.0	2.0	2.0	1.318	13.18	0.551	2	10.72			Crue complexe	A
35	24-25/03/76	280	75	14.5	18.3	0.653	1	6	59	48.2	117.4	7.1	45.8	1.2	1.2	0.513	5.13	0.251	2 <sup>h</sup> 30'	12.37	44.6	3.4	Crue simple complexe	A
36	26-27-28/03/76	870	614	740		0.893	2		83	10.8	510		80.2	0	0	2.443	24.43	0.872		30.1	32.2	1.4	Crue complexe (suite) (suite)	B
37	27-28-03/04/76	53.3	47.8	45.9		0.852	2		5.0	30.2	418.0		53.8	0.0	0.5	3.024	30.24	0.653		16.14			Crue complexe	B
38	18-19-21/04/76	630	32.5	47.0		0.764	2	34(43)	38.1	30.8	58.5	80	30.9	1.3	0.3	2.020	20.20	0.445	5	26.10			Crue complexe	B
39	04-08/05/76	36.3	7.3	61.0	81.5	0.871	4		29.0	17.7	78.6	6.0	85.6	0.3	0.3	4.632	46.32	0.555	7 <sup>h</sup> 30'	13.4			Crue simple (suite) (suite)	C
40	07-08/05/76	48.7	7.3	45.5	48.2	0.803	1	18(21)	33.0	32.6	136.0	5.0	42.0	1.0	1.0	1.701	17.01	0.403	5	23.9	43.0	2.3	Crue simple	C
41	20-27/08/04/76	101.0	56.1	87.1	14.6	0.333	3	12(15)	62.7	61.7	312.0	7.4	111.0	1.0	2.5	7.734	77.34	0.325	2	8.25			Crue complexe	C

27-28-29/78	62.7	62.2	63.5	0.981	2	32(37)	8.6	18.2	29.4	6.5	22.5	0	0	0.503	5.03	0.353	3	3.24	13.5	3.8	Crue complexe	A	
30-31-32/78	47.3	48.2	49.1	0.652	2	31(32)	5.8	28.3	78.0	3.0	13.1	0	0	0.257	1.57	0.116	2	27.53			Crue complexe		
33-34-35/78	105.2	111	116.6	0.331	4	27(32)	2.4	5.2	14.7	3.0	22.5	0	0	1.332	13.32	0.433	10	86.48			Crue complexe		
01-02-03/79	19.6	18.2	14.4	0.323	1	3	74.4	86.8	175.5	2.5	23.0	3.0	3.0	0.503	5.03	0.353	3	3.24	13.5	3.8	Crue complexe	A	
03-04-05/79	35.1	32.1	30.6	0.357	1	13	74.5	83.2	184.3	5.4	114.0	3.5	5.0	2.016	20.16	0.600	5	13.44	108.0	3.4	Crue simple	A	
15-16-17/04/79	46.2	44.5	45.4	0.362	2		47	18.0	40.8	5.0	27.3	0.2	3.0	0.920	3.20	0.203		34.20	25.8	2.8	Crue complexe	B	
10-13/01/80	20.1	52.2	55.1	55.6	0.925	2	32(37)	8.6	18.2	29.4	6.5	22.5	0.2	0.2	1.546	15.46	0.278	12 <sup>h</sup> 30'	41.14			Crue complexe (ou pointes)	A
17-18-19-01/80	30.6	19.0	24.1	24.1	0.788	2	9	55.0	54.3	138.1	6.0	35.0	0.9	0.9	0.943	9.43	0.394	2 <sup>h</sup> 30'	14.61	33.7	3.6	Crue simple	A
10-11-12/02/80	36.1	23.2	31.6	33.3	0.922	2	16(23)	0	17.0	84.8	6.6	23.6	0.2	0.2	0.542	5.42	0.163	13 <sup>h</sup>	27.88	23.0	4.2	Crue double	A
09-10-01-03/80	32.1	53.3	73.4	83.4	0.306	2	18(24)	23.6	15.3	55.2	8.0	203.0	0	0.5	5.650	56.50	0.678	6	26.30	207.0	3.7	Crue simple	A
11-12/03/80	21.1	11.3	16.3	17.3	0.820	2	8(11)	53.0	52.7	137.0	4.1	26.3	0.7	0.7	0.556	5.56	0.322	3 <sup>h</sup> 30'	11.74	27.5	4.3	Crue complexe	A
23-30/04/80			33.8			1	11(16)	9.2	24.5	68.0			0.3	0.3		5.50	0.138		34.30			Crue complexe	B
23/04 à 02/05/80	38.2	40.0	62.8	66.6	0.678	2	21(32)	9.6	24.5	68.0	7.6	33.6	0.3	3.8	1.778	17.78	0.267	4 <sup>h</sup> 30'	48.82			Crue complexe	B
17/12/80			36.3			1	5		148.2	15.5	324.0	3.5	8.0	2.520	25.20	0.634	2	11.10	324.0	12.3	Crue simple	A	
17-18/12/80			48.0			1	12						3.5	13.0	3.240	32.40	0.675		15.60	143.0	4.4	Crue complexe	A
13-20/12/80	59.3	46.5	67.3	70.8	0.709	1	26(28)	116.6	120.7	248.3	6.5	102.0	3.5	3.5	3.078	30.78	0.435	5 <sup>h</sup> 30'	40.02	92.0	3.0	Crue complexe	A
29-30-31/12/80	80.8	62.7	71.4	73.1	0.905	2	30(36)	20.8	32.6	311.1	6.2	71.0	0.1	2.5	3.486	34.86	0.477	5	38.24			Crue complexe (03 pointes)	A
21-22/01/81	25.6	13.4	20.4	22.0	0.859	1	9	34.0	35.7	127.0	4.0	42.7	0	0	1.001	10.01	0.455	5	63.09	42.6	4.3	Crue simple partielle	A
16 à 13/02/81	62.3	44.8	52.1	53.1	0.852	3		26.6	20.5	54.2		25.9	0.4	0.4	2.416	24.16	0.455		28.34			Crue complexe	B
25-30-31/03/81	60.8	34.8	45.4	47.1	0.775	3	30(37)	20.8	13.7	44.0	3.2	34.2	0.1	0.1	1.345	13.45	0.285	12	33.65			Crue complexe	B
01-02/05/81	23.4	16.3	19.2	19.7	0.842	1	2(9)	33.8	28.5	75.0	5.2	23.9	0.1	0.1	0.473	4.73	0.240	5	14.97	23.3	4.3	Crue simple (unitaire)	A
27-28-29/01/82	150.5	38.9	107.7	104.7	0.637	2	42(47)			175.7	7.7	324.0	3.0	3.0	3.180	31.80	0.877	3 <sup>h</sup> 30'	12.90			Crue complexe (suite)	B
17-18/02/82	31.0	21.0	27.5	28.3	0.932	2	9	6.1	61.3	287.3	6.5	18.4	0.25	0.5	0.383	3.83	0.132	2 <sup>h</sup> 30'	25.07	17.5	4.6	Crue simple	A
20-21/02/82	28.7	19.8	23.7	24.4	0.850	1	10(13)	36.9	78.3	258.7	4.0	21.5	1.0	1.0	0.513	5.13	0.210	2	13.27	20.1	3.9	Crue simple	B
21-22/02/82	33.5	33.5	36.6	37.4	0.947	2	20(24)	19.0	56.3	304.5	5.5	36.1	1.0	2.75	0.902	9.02	0.241	2	28.38	31.5	3.5	Crue complexe	B
25-26-27/02/82	46.2	35.6	39.3	40.2	0.870	3	21(24)	49.0	34.5	234.0	6.0	53.8	2.25	2.25	1.667	16.67	0.415	2	23.53	50.6	3.0	Crue complexe	B
10-11/11/82	36.1	22.2	29.0	30.7	0.850	1	14	30.1	63.9	153.7	11.0	54.4	0	0.7	0.530	5.30	0.170	4 <sup>h</sup> 30'	24.80	53.4	3.1	Crue simple (unitaire)	A
11-12/11/82	35.7	21.5	26.5	27.1	0.753	1	9	25.0	82.6	182.8	6.4	27.3	1.0	1.0	0.509	5.09	0.188	3 <sup>h</sup> 30'	22.01	26.3	5.2	Crue simple	A
15-16-17/11/82	31.5	54.6	72.6	73.7	0.805	2	23(36)	17.0	36.3	236.8	14.0	153.0	0.5	2.5	2.646	26.46	0.359	3	47.24			Crues complexes (suite)	B
15/11/82			43.1			1	14(15)	17.0	36.5	236.8			0.5	2.5	1.818	18.18	0.370		30.92	143.5	8.2	Crue apparemment simple	A
30/11 et 01/12/82	105.5	38.4	64.6	68.9	0.653	2	11			225.0	13.0	121.0	0.0	0.2	2.136	21.36	0.319	2	46.94	118.0	5.4	Crue simple	A
25-26/12/82	67.7	29.0	45.0	47.8	0.706	1	14(15)	58.3	101.3	237.0	6.5	150.0	2.0	7.0	3.105	31.05	0.650	1 <sup>h</sup> 30'	16.75	143.0	4.6	Crue complexe	B
25-26-27/12/82	69.5	38.7	57.1	60.9	0.876	2	24(31)	58.3	101.3	237.0	7.0	150.0	2.0	7.0	4.815	48.15	0.791	1 <sup>h</sup> 30'	12.75			Crue double	B

Cette liste originale du mémoire remis à la bibliothèque du Département Hydraulique de l'E.N.P. comporte en annexe les hydrogrammes et hystérogammes des averses-crues étudiées.

PH01586  
AVANT P 63-2.

BIBLIOGRAPHIE

- 1.- APPOLOV B.A., KALININ G.P., KOMAROV V.D. : Cours de prévisions hydrologiques. Hydrométéoizdat, Léninegrad, 1974 (en langue Russe).
- 2.- BIFANI N.F. : La prévision des crues à la base de modèles régionaux. Hydrométéoizdat, Léninegrad, 1977 (en langue Russe).
- 3.- BIFANI N.F. : Exercices et élaboration de méthodologies sur les prévisions hydrologiques. Hydrométéoizdat, Léninegrad, 1983. (en langue Russe).
- 4.- CHADRINE Y. : Etude hydrogéologique de la nappe de l'oued Sebaou. D.E.M.R.H., Juin 1975.
- 5.- DUBREUIL P. : Initiation à l'analyse hydrologique. Masson et Cie, ORSTOM, Paris, 1974.
- 6.- GIRARD G. : Etude du ruissellement sur un bassin de 1200 km<sup>2</sup> et recherche d'un modèle hydropluviométrique. ORSTOM, Vol. VI, N° 2, Paris, 1969.
- 7.- GUILLOT P. : Quelques remarques sur l'utilisation des modèles mathématiques pour la prévision en hydrologie et météorologie. La Houille Blanche N° 3, 1971.
- 8.- H.E.C. : Hydrograph Analysis. The hydrologic Engineers Center (H.E.C), U.S.Army, Davis, California, Octobre 1973.
- 9.- JATON J.F. : Contribution à l'étude des relations pluies-débits dans les petits bassins versants ruraux. Thèse N°453, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1982.
- 10.- LINSLEY R.K., KOHLER M.A., PAULHUS J.L.H. : Hydrology for Engineers. Mc.Graw-Hill Book Co. Inc., New York, 1959.

- 11.- NURUNNISA U. : Engineering Hydrology. Middle East Technical University, Ankara, 1983.
12. POPOV E.G. : Les prévisions hydrologiques. Hydrométéoizdat, Léninegrad, 1979 (en langue Russe).
- 13.- REMENIERAS G. : L'hydrologie de l'ingénieur. Eyrolles, Paris, 1980.
- 14.- ROCHE M. : Hydrologie de surface. ORSTOM et Gauthier-Vollars, Paris, 1963.
- 15.- RODIER J. : Méthodes utilisées pour le calcul du coefficient de ruissellement sur les bassins représentatifs et expérimentaux. ORSTOM, CAHIER N° 4, Paris, 1966.
- 16.- SAIDI A. : Etude générale des crues, note interne référenciée N° 224/MHEF/INRH/DHYL. Datée du 23/04/1985 - INRH - Alger.
- 17.- SAIDI A. : Etude générale des crues, Rapport N° 1, note interne de la Direction de l'Hydrologie datée du 02/12/1985. INRH, Alger.
- 18.- SAXTON K.E. : Antecedent retention indexes predict soil moisture. Journal of Hydr. Div. ; Proc. of ASCE, Vol. 93, N° hy 4, July 1967. pages 223-241.
- 19.- SOCIETE HYDROTECHNIQUE DE FRANCE : La prévision des crues et la protection contre les inondations. Xe journées de l'hydraulique, Société Hydrotechnique de France, Paris, 3-5 Juillet 1966.
- 20.- VARSHNEY R.S. : Engineering Hydrology. NEM CHAND and BROS, ROORKEE (V.P.), 1979.
- 21.- VISSMAN W., HARBAUGH T.E., KNAPP J.W. : Introduction to Hydrology. Intert. Educational Publishers, New York - London, 1979.

