

3/89

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE HYDRAULIQUE

الدارة الوطنية للتقنيات
المكتبة -
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDES DES CRUES

1 PLANCHE

Proposé par :

Mr N. NEBBACHE

Etudié par :

Mr B. BENKRID

Mr A. MESSELKA

Dirigé par :

Mr N. NEBBACHE

Mr R. TAIBI

PROMOTION :

— JUIN 1989 —

لهداء

بن كريد: إلى والدي العزيزين
، اخواني وأخواتي ،
اصدقائي الأعزاء: محمد
، عمر، فيصل ورشيد ،
إلى كل الطلبة .

مسكمانع: إلى أمي وأخي
العزيزين ، وإلى
جميع إخوتي ، وأختي وزوجها
وغيرتهما نور الهدى
إلى جميع اخواني
في الدين

--- //) E D I C A C E S ---
--- 000 ---

Je dedie ce modeste travail à

A ma mère

A mon père

A ma sœur et sa petite fille Nour el houdda

A mes frères

A toute la famille et à tous les amis

A tous mes frères de l'Islam

A. MESSELEKA

Je dedie ce modeste travail à

A mes parents

A mes frères et sœurs

A mes amis (Mohamed , Fayçal , Rachid et Omar)

A toute la promotion 88-89 .

B. BENKRID

-- REMERCIEMENT --

=====0o0=====

Monsieur N. NEBBACHE : On a toujours trouvé auprès de lui un accueil chaleureux durant l'élaboration de cette thèse ,il trouve ici l'expression sincère de notre profonde gratitude

Nous tenons aussi à exprimer notre profonde reconnaissance à Monsieur R. TAIBI chef de division au département d'hydrologie à l'A.N.R.H pour tout son aide , son accueil et ses conseils

Nos remerciements vont également à tous les professeurs et assistants qui ont contribué à notre formation et plus particulièrement à monsieur D ABDERRAHIM notre directeur du département .

A. MESSELEKA

B. BENKRID

	page
INTRODUCTION:	1
CHAPITRE PREMIER : DEFINITIONS D'UNE CRUE	
1.1 CHOIX DE PERIODE DE RETOUR	3
1.2 CHOIX DE DEBIT DE CRUE	3
1.3 EVALUATION DES CRUES	4
CHAPITRE 2 : JAUAGEAGE	
2.1 REGIME D'ECOULEMENT	5
2.2 RAPPEL DE QUELQUES DEFINITIONS	5
2.2.1 ECOULEMENT PERMANENT	5
2.2.2 ECOULEMENT UNIFORME	5
2.3 METHODE DE JAUAGEAGE	5
2.3.1 JAUAGEAGE AU MOULINET	6
2.3.2 JAUAGEAGE CHIMIQUE	9
2.3.3 JAUAGEAGE AU FLOTTEUR	13
2.3.4 JAUAGEAGE PAR DEVERSOIR	14
2.3.5 JAUAGEAGE AU LIMNIGRAPHE	15
CHAPITRE 3: METHODE DE PREVISION ET PREDETERMINATION	
3.1 METHODE DE COMPARAISON	20
3.2 METHODE HISTORIQUE	20
3.3 METHODE DE PREVISION METEOROLOGIQUE	24
3.4 METHODE DES COURBES ENVELOPPEES	24
CHAPITRE 4 ; EMPLOI DE FORMULES EMPIRIQUES	
A' FORMULES TENANT COMPTE DE LA SUPERFICIE DU BASSIN VERSANT	22
B FORMULES TENANT COMPTE DES CARACTERISTIQUES DES PRECIPITATIONS C DE LA SUPERFICIE ET LA NATURE DU BASSIN VERSANT	24
C FORMULES FAISANT INTERVENIR LA FREQUENCE D'APPARITION	26
DES CRUES	

CHAPITRE 5 : METHODES STATISTIQUES

5.1	PRINCIPAUX PARAMETRES UTILISES	29
5.2	LOI DE GAUSS OU LOI NORMALE	31
5.3	LOI LOG-NORMALE (GALTON)	33
5.4	LOI DE GUMBEL	37
5.5	LOI DE FRECHET	38
5.6	LOI DE PEARSON III	38
5.7	METHODE DE GRADEX	39

CHAPITRE 6 : METHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE 40

6.1	ESTIMATION DES PERTES LORS D'UNE AVERSE DE DUREE SUPERIEUR A L'AVERSE UNITAIRE	42
6.2	NOTION DE LA HAUTEUR DE LA PLUIE EFFICACE ET DE LA HAUTEUR DE PLUIE NETTE D'UNE AVERSE	42
6.3	SCHEMA THEORIQUE DE L'HYDROGRAMME RELATIVE A UNE AVERSE COMPLEXE	43
6.4	REPARTITION DES EAUX APPORTEES PAR UNE AVERSE	44
6.5	CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE	45
6.6	ETUDE D'UN HYDROGRAMME TYPE $Q=F(t)$	46
6.7	TECHNIQUE DE SEPARATION DES DIFFERENTES COMPOSANTES DE L'HYDROGRAMME	48
6.8	CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE	52
6.9	CONSTRUCTION DES HYDROGRAMMES EN CAS D'INSUFFISANCE DE DONNEES D'observations	53
6.10	METHODE DE L'HYDROGRAMME SYNTHETIQUE	54
6.11	METHODE DE L'HYDROGRAMME ELEMENTAIRE	56

CHAPITRE 7 : RELATION PLUIE . DEBIT

7.1	APPROCHE STATISTIQUE DU COEFFICIENT D'ECOULEMENT POUR LA PREDETERMINATION DES CRUES	557
7.1.1	DEFINITION STATISTIQUE UTILISE POUR LE COEFFICIENT D'ECOULEMENT C	57
7.1.2	CALCUL DE LA DISTRIBUTION DES DEBITS	58

CHAPITRE 8 ; APLICATION (DETERMINATION DE LA CRUE DE PROJET)	62
8.1 DESCRIPTION SUCCINTE DU BASSIN	63
8.1.1 SITUATION GENERALE	63
8.1.2 GEOLOGIE ET SOLS	
8.1.3 OCCUPATION DU SOL	
8.1.4 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES	63
8.1.5 DONNEES CLIMATIQUES	64
8.1.6 PLUVIOMETRIE	64
8.1.7 ECOULEMENT	65
8.2 METHODES STATISTIQUES	67
a : AJUSTEMENT PAR LA LOI DE GUMBEL	67
b : AJUSTEMENT PAR LA LOI DE GALTON	69
8.3 FORMULES EMPIRIQUES	73
8.3.1 FORMULE DE MALLET GAUTIER	73
8.3.2 FORMULE DE FULLER	73
8.3.3 FORMULE DE CREAGER JUSTIN	74
8.4 ABAQUES DE CHAUMONT	74
8.5 METHODE DE GRADEX	75
8.6 METHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE	81
CHAPITRE 9 ; SYNTHESE ET COMPARAISON DES RESULTATS	97
CHAPITRE 10 DETERMINATION DE LA CRUE DE PROJET	97
CONCLUSION	99

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

L'homme de tout temps s'est intéressé aux crues que ce soit à leur détermination , à leur prévision , ou aux dégats qui en résultent .

Une crue est un événement dû à un phénomène naturel (averse , fonte des neiges...) ou artificiel (destruction d'un ouvrage hydrotechnique) , ce dernier cas cause des dégats plus importants .

Tout ouvrage doit faire face compte tenu de certaines considérations d'ordre économique et sécuritaire à la crue de projet . Dans ce domaine complexe , l'art de l'ingénieur , l'expérience de l'hydrologue , le jugement de l'économiste joueront un grand rôle .

DEFINITIONS D'UNE CRUE

On appelle crue l'élevation du niveau d'un cours d'eau provoquée par les pluies ou par la fonte des neiges qui risque de causer des dégâts à l'environnement. par suite une nécessité d'ordre économique et social de palier à ce cataclysme hydrologique. C'est pourquoi pour chaque projet, il y'a lieu d'étudier la crue dite crue de projet.

Crue de projet

On appelle crue de projet le seuil plus ou moins explicite au-delà duquel on estime les crues suffisamment peu probable pour qu'on puisse se dispenser d'en tenir compte dans l'établissement du projet d'un ouvrage donné sur un cours d'eau donné. Le choix de la crue de projet relève donc de l'appréciation souveraine de l'ingénieur suivant :

- L'étendue des risques qu'une crue supérieure à la crue de projet pourrait faire courir aux personnes et aux biens.
 - La nature, la dépense de premier établissement, la durée d'amortissement et les frais d'entretien de l'ouvrage projeté ; or la notion même de crue de projet implique qu'il ne peut pas exister d'ouvrage de défense contre les crues susceptible d'éviter la catastrophe que constituerait l'arrivée d'une crue supérieure à la crue de projet. On peut citer des exemples illustrant "les conséquences funestes que peuvent avoir la sous estimation du débit de crue" :
- phrase trop large*

Barrage de Fergoug sur l'oued Hammam en 1927 avec une crue de l'ordre de 4000 à 5000 m³/s tandis qu'il a été prévu 1500 m³/s

Barrage de l'Orba en 1935 avec un débit de 2200 m³/s alors qu'il a été prévu que 800 m³/s.

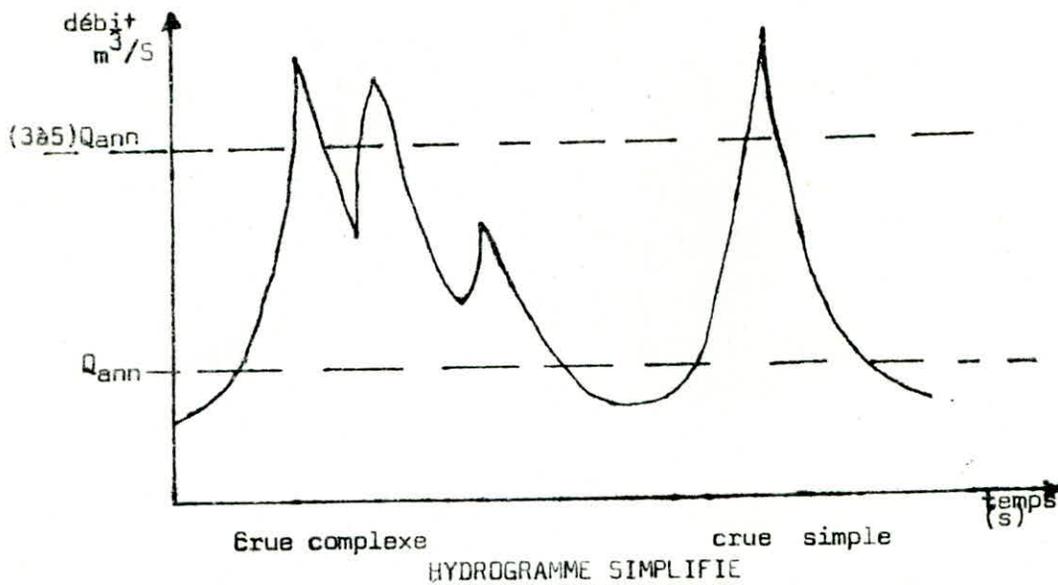
Certains hydrologues définissent les crues comme étant les égaux ou supérieures à certains multiples du module annuel (3 à 5 fois), pour d'autres les débits de probabilité faible, mais il faut noter qu'une crue n'est pas un chiffre maximum de débit mais elle est spécifiée par l'évolution de ce débit en fonction du temps au cours d'une période de durée variable.

Caractéristique

En général chaque crue est caractérisée par :

- débit maximum instantané
- Durée de la crue
- volume total écoulé
- Hydrogramme de la crue.

Si il n'ya qu'une pointe de debit , la crue est dite simple , si elle en a plusieurs elle sera dite complexe.



En fait la definition peut changer en fonction de la taille du bassin et du phenomene engendrant la crue.

1 - 1 CHOIX DE PERIODE DE RETOUR :

La periode de retour choisie est issue d'un calcul de la moyenne d'un certain nombre de periodes de retour de la crue dans la region considerée et ses environs et ceci n'exclue pas de catastrophes probables.

1 - 2 CHOIX DU DEBIT DE CRUE :

Il est evident que les methodes utilisees pour la determination du debit de crue ne conduisent pas à un même resultat, le debit de crue choisi parmi les debits donnees par les differentes methodes qu'on exposerà ci apres est en fonction d'un facteur qui est l'economie de l'ouvrage, mais parfois le pourcentage donné à ce facteur n'est pas rationnel ceci explique le mauvais dimensionnement des évacuateurs de crue .

Après certaines catastrophes qui ont conduit à des degats humains et materiels importants, une révision a été faite à propos des criteres cités ci dessus (debit de crue , periode de retour) . Actuellement si l'on veut dimensionner la pile d'un le debit de crue à prévoir est celui d'une periode de retour de dix ans , dans le cas du dimensionnement des évacuateurs de crue d'un barrage en terre par exemple qui retient quelques millions de m³ d'eau et qui se trouve en amont d'une vallée peuplée ; il faudra tenir compte de la crue la plus forte qui puisse se produire pendant toute la vie utile du barrage.

EVALUATION DES CRUES:

L'évaluation des crues demeure l'un des problèmes les plus complexes et les plus importants pour les hydrologues, qu'il s'agisse de calculer un pont, de construire un barrage ou une digue de prévoir les protections nécessaires aux riverains.

L'importance même de cette question de complexité explique le nombre considérable de méthodes utilisées depuis longtemps pour y répondre. Ces méthodes se divisent pratiquement en trois groupes :

Méthodes physiques

Elles utilisent les propriétés géographiques du bassin, ^{elles permettent} pour permettre de calculer les valeurs des débits maximums, sans tenir compte de la fréquence ou de la durée de l'averse.

Méthodes statistiques

Ces méthodes répondent à un autre point de vue, car elles définissent les volumes des débits correspondant aux fréquences probables d'apparition de ces débits.

Méthodes graphiques

Elles consistent à étudier les crues sous forme d'hydrogrammes, et travaillent dans le sens de trouver l'hydrogramme typique du bassin versant considéré.

J A U G E A G E :

Le jaugeage est un procede hydraulique qui permet de donner une connaissance du debit d'une riviere si ^{son} exploitation est poursuivie sans discontinuite et avec rigueur.

Le jaugeur en riviere doit etre conscient des difficultes qu'il rencontrera pendant son travail tel que:

- evolution parfois rapide , du debit.
- irregularite des vitesses (en grandeur et en direction).
- charriage (corps flottants et matieres en suspension).

Le jaugeur par contre doit exiger un materiel de mesure robuste , precis et disponible à tout temps (en ^d particulier: ^{pendant la} periode des crues).

2 - 1 REGIME D'ECOULEMENT :

Le regime de debit d' un cours d'eau est le seul facteur qui peut etre mesurer avec ^{une} precision appreciable, les autres facteurs (precipitations, evaporations,etc) ne peuvent ^{être} estimer qu'à partir des formules empiriques.

2 - 2 RAPPEL DE QUELQUE DEFINITIONS:

2 - 2 - 1 - ECOULEMENT PERMANANT :

Un ecoulement est dit permanent lorsque ses caracteristiques hydrauliques demeurent constantes en fonction du temps.

2 - 2 - 2 - ECOULEMENT UNIFORME:

C'est un ecoulement permanent à section mouille constante.

REMARQUE:

Les cours d'eau naturels ne repondent ^{pas} plus à ces deux defit-^{NI} ions mais en raison de ^{the} simplicité et en dehors des periodes de crue et de decrue l'ecoulement peut en general considere comme permanent.

2 - 3 METHODES DE JAUGEAGE :

Elles sont tres nombreuses, on peut citer:

- JAUGEAGE AU MOULINET.
- JAUGEAGE CHIMIQUE.
- JAUGEAGE AU FLOTTEUR.
- JAUGEAGE AU DEVERSOIR.

2.3.1 - JAUGEAGE AU MOULINET :

Le moulinet comporte :

- 1°) un équipement qui, lorsque le moulinet est plongé dans le courant tourne d'autant plus vite que la vitesse de l'eau est plus forte.
- 2°) un dispositif permettant de former un contact électrique pour un nombre de tours donné de l'équipement mobile.

a) TARAGE DE MOULINET :

Tarer un moulinet c'est établir une relation entre la vitesse de l'eau et le nombre de tours de l'hélice .

$$V=f(n)$$

V: vitesse en m³/s

n: nombre de tours par seconde.

En général : $V=a+b.n$

ou: a et b sont des coefficients caractéristiques du moulinet.

b) REALISATION DES MESURES SUR TERRAIN :

b.1 -CHOIX DE SECTION:

§ L'emplacement idéal de la section est celle dont les filets liquides soient parallèles.

§ La profondeur ne doit pas être trop grande en période des crues ni trop faible en période d'étiage .

§ Le débit de crue doit être bien calibré.

b.2 -CHOIX DU NOMBRE DES POINTS DE MESURE:

En raison de l'irrégularité des vitesses dans les points de mesures : l'ordre de grandeur du débit dépend de ces derniers (pour une rivière assez large on prend: 5 à 10 POINTS)

c) DETERMINATION DU DEBIT:

Le débit d'eau traversant une rivière de section S est donné par la relation :

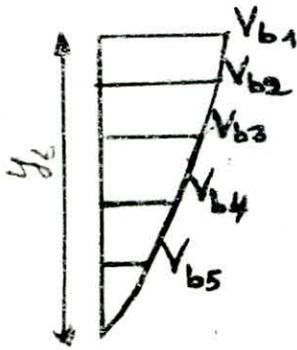
$$Q = V \cdot S$$

Le procédé de ~~calcul~~ mesure peut s'effectuer comme suit:

-on mesure des vitesses ponctuelles V_i en divers points d'une même verticale.

-on fait de même sur un certain nombre de verticales H_i .

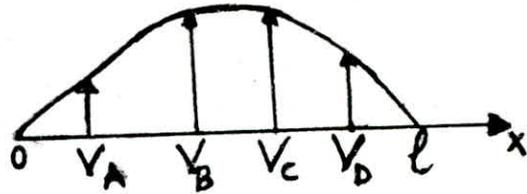
En pratique ceci se traduit par le déplacement d'une perche métallique sur les différents points $A_1; B_1; C_1; D_1; \dots$ (voir figure)



$$q_1 = \int_0^y v_b dy$$

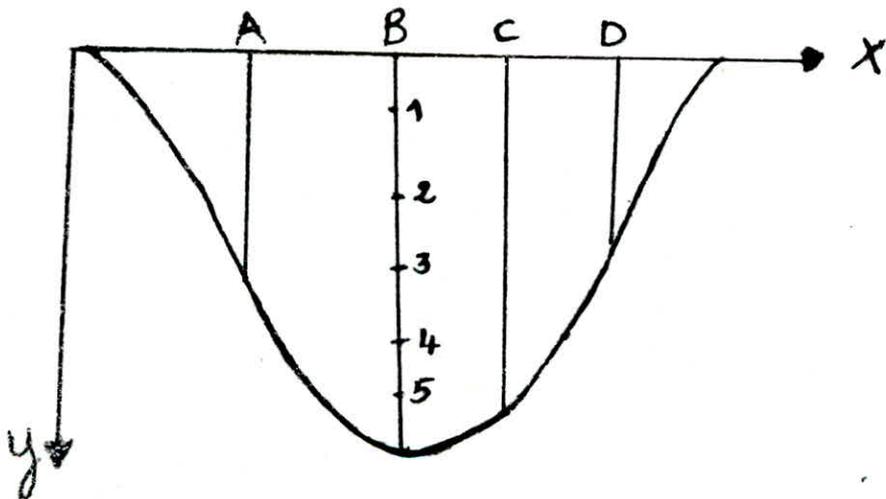
Si on considère que la distance entre les deux rives "l" alors :

$$Q = \int_0^l q(x) dx .$$



En somme on obtient la relation fondamentale du calcul de débit:

$$Q = \iint_S v ds \cdot dy = \int_0^l \int_0^y v dx dy .$$



Les hydrologues parfois et en raison de simplicité, négligent le débit passant près des deux rives (section: oa_1 ; section: B_1B_1)

Le débit sera donc :

$$Q = Q_{a_1 a_2 a_3 a_4} + Q_{a_3 a_4 B_1 B_3} + Q_{B_1 B_2 B_3 B_4}$$

AVEC

$Q_{a_1 a_2 a_3 a_4}$: débit traversant la section $a_1 a_2 a_3 a_4$.

$Q_{a_3 a_4 B_1 B_3}$: débit traversant la section $a_3 a_4 B_1 B_3$.

$Q_{B_1 B_2 B_3 B_4}$: débit traversant la section $B_1 B_2 B_3 B_4$.

ET

$$oa_1 = oA / 2$$

$$a_3A = AB / 2$$

$$B_1B_3 = Bc / 2$$

$$B_3c = cl / 2$$

DONC

$$Q_{a_1 a_2 a_3 a_4} = V_{\text{moy} A} \cdot S_{a_1 a_2 a_3 a_4}$$

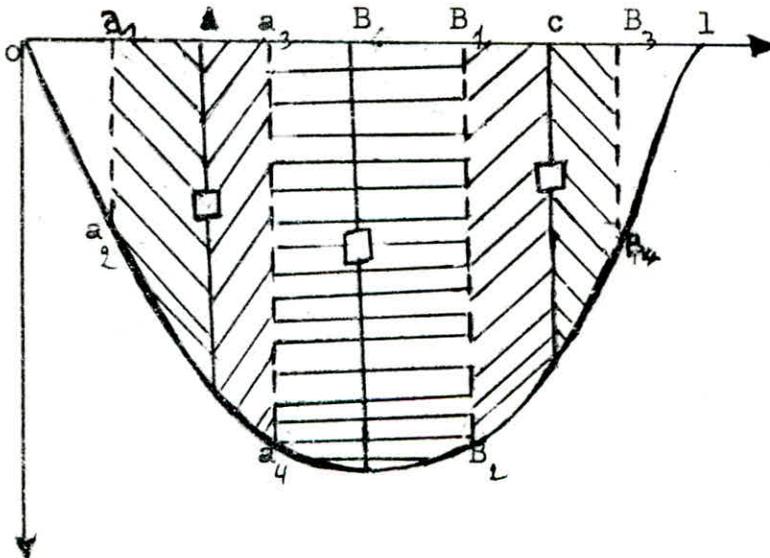
ou $V_{\text{moy} A}$: vitesse moyenne sur la verticale Y_a

$$Q_{a_3 a_4 B_1 B_3} = V_{\text{moy} B} \cdot S_{a_3 a_4 B_1 B_3}$$

ou $V_{\text{moy} B}$: vitesse moyenne sur la verticale Y_b

$$Q_{B_1 B_2 B_3 B_4} = V_{\text{moy} c} \cdot S_{B_1 B_2 B_3 B_4}$$

ou $V_{\text{moy} c}$: vitesse moyenne sur la verticale Y_c



2.3.2 - JAUGEAGE CHIMIQUE

Il consiste à trouver une relation lineaire entre le debit Q et le rapport C_1 / C_2 avec:

C_1 : concentration de solution injecter .

C_2 : concentration d'echantillon prelevés à l'aval du point d'injection .

avec $Q = K \cdot (C_1 / C_2)$

K: coefficient caracteristique du procede et du materiel utilise

DEUX modes principaux de jaugeage chimique existent :

1) PROCEDE PAR INTEGRATION :

On injecte un volume V connu d'une solution concentre C_1 , PUIS on preleve des echantillons pendant tout le temps de passage du nuage salin et on compare la concentration de ces derniers avec celle qui aete injectee.

DETERMINATION DU DEBIT:

considerant ds comme une surface elementaire de la surface S dont laquelle passe un debit dQ pendant un temps T_a , soit C_2 la concentration à l'instant "t" dans cet element de surface

La masse de sel qui traverse l'element dS pendant le temps T_a est:

$$m = \int_0^{T_a} dQ \cdot C_2 dt$$

La masse totale passant par la surface S Pendant le temps T est:

$$M = \int_0^T \int_S dQ \cdot C_2 dt$$

On suppose que $\int_0^T C_2 dt$ est independant de la la position de l'element dS , donc:

$$M = \int_0^T C_2 dt \int dQ = Q \int_0^T C_2 dt$$

la masse injectee est $(V \cdot C_1)$: en appliquant la loi de conservation de matiere on aura :

$$(V \cdot C_1) = \int_0^T Q C_2 dt \quad Q = \frac{V \cdot C_1}{\int_0^T C_2 dt}$$

$$\text{d'ou: } Q = \left(\frac{V}{T} \right) \left(\frac{C_1}{C_2} \right)$$

AVEC: V : volume injecte.

T : temps de passage de la solution du point d' injection au point de prelevement.

C_1 : concentration injectee

C_2 : CONCENTRATION PRELEVEE .

2°) PROCEDE PAR INJECTION D'UN DEBIT CONSTANT :

On injecte dans la la riviere un debit q constant connu d'une solution de sel ,de concentration C_1 , pendant un temps suffisamment long, on obtient à l'aval une concentration C_2 .
Si on suppose que:

- a) Le regime de la riviere est permanent .
- b) La qualite du sel passant par la section d'injection egale à la quantite du sel passant par la section de prelevment.
- c) La concentration C est la meme en tout point de la section considere(melange homogene).

On peut ecrire :

$$q \cdot C_1 = (Q + q) \cdot C_2$$

q est negligeable devant Q donc:

$$q \cdot C_1 = Q \cdot C_2$$

$$Q = q \cdot \frac{C_1}{C_2} = K \cdot \frac{C_1}{C_2}$$

$$Q = q \cdot \frac{C_1}{C_2} = K \cdot \frac{C_1}{C_2}$$

La concentration est determinee par calorimetre.

3°) CHOIX DU COLORANT: 99

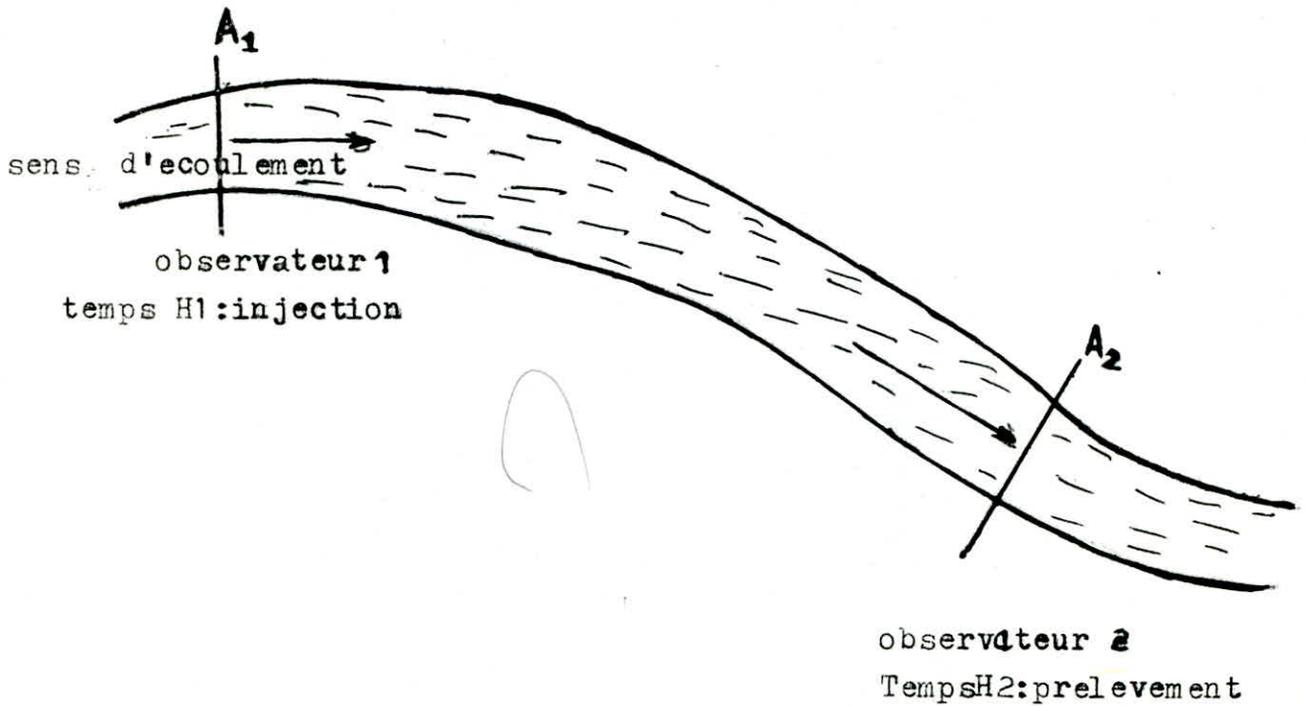
- a) prix abordable
- b) produit non toxique ni corrosif.
- c) facilement miscible.
- d) facilement dosable.
- e) proprietes physiques inchangeables(exemple la couleur)

Parmi les produits utilises, on peut citer:

- Le chlorure de sodium..... $NaCl$
- L'acide sulfurique H_2SO_4
- Le nitrite de sodium $NaNO_2$
- Le sulfate de mananese..... $MnSO_4$
- La rhodamine..... $C_{10}H_{21}ClO_3N_2$
- Les traceurs radioactifs;

Actuellement ,on utilise surtout le Bichromate de soude $Na_2Cr_2O_7$

Techniques operatoire:



$$T = (H_2 - H_1) + T_1 + T_2$$

Avec:

T1: duree du passage du colorant dans la section A2.

T2 : duree dont laquelle on peut obtenir un palier de concentration constante.

fg

DISTANCE DE BON MELANGE ADMIS:

Plusieurs formules ont été proposées pour définir la longueur minimale du tronçon de mesure, on peut citer:

a) FORMULE DE D.E. HULL (U S A)

$$L = a \cdot Q^{1/3}$$

avec $a = 50$ SI L'INJECTION EST FAITE AU MILIEU DE LA RIVIERE.
 $a = 200$ SI L'INJECTION EST FAITE AU BORD DE LA RIVIERE.

b) FORMULE DE RIMMAR (U R S S):

$$L = 0.13 \cdot K \cdot \frac{b^2}{d}$$

avec b : LARGEUR MOYENNE DE LA SECTION MOUILLE ENTRE LE POINT DE PRELEVEMENT.

d : PROFONDEUR MOYENNE DANS LE TRANÇON CONSIDERE.

$$K = \frac{c \cdot (0.7 \cdot c + 6)}{g}$$

ET c : est le coefficient de Chezy.

c) FORMULE DE R. PEREZ (F R A N C E)

$$L = 9.5 (n \cdot d) \quad (\text{POUR UNE SECTION RECTANGULAIRE})$$

avec $n = 0.32 \cdot K \cdot R^{1/6}$. OU:

K LE COEFFICIENT DE MANNING

R MOYEN HYDRAULIQUE.

d PROFONDEUR MOYENNE DANS LE TRANÇON DE MESURE.

2.3.3 JAUGEAGE AU FLOTTEUR :

Lorsque les methodes precedantes presentent trop de risque pour le personnel ou le materiel ,on pourra opter pour le jaugeage au flotteur ;

La methode consiste a mesurer uniquement la vitesse en surface en observant le passage du flotteur ; pour interpreter les mesures on etudiera le rapport entre la vitesse en surface et la vitesse moyenne en section correspondante:

$$K = \frac{V_{\text{surface}}}{V_{\text{moyenne}}}$$

avec

V_{surface} : vitesse en surface en periode de plus haute eaux.

V_{MOYENNE} : vitesse moyenne en periode de moins haute eaux.

Le rapport K doit être étudié en tenant compte de la variation de la hauteur de la riviere pendant la periode des crues ainsi que la periode d'etriages; ceci nous conduit à trouver une relation entre la vitesse et la hauteur (c'est à dire le debit mesure).

N.B:

dans le cas du jaugeur au flotteur, il faut mettre à la disposition du technicien un registre contenant des resultats de mesure pendant la periode des moins hautes eaux : ceci lui permettra d'entamer la phase de calcul le plus tôt possible;

2.3.4 - JAUGEAGE PAR DEVERSOIR :

Cette methode presente certains inconveniant à savoir :

Dans le cas ou il existe trop de charriage ,il se produit des affouissements à l'aval, des envasements à l'amont, ce qui conduit à des elevations du niveau d'eau.

Actuellement ,cette methode est utilisee pour les jaugeage des canaux d'irrigation grace à un jaugeur dit de "PARSHALL".

Le debit Q est donne par l'expression suivantes:

$$Q = K.C. l_2 \cdot (2.G)^{1/2} \cdot (H)^{3/2}$$

avec :

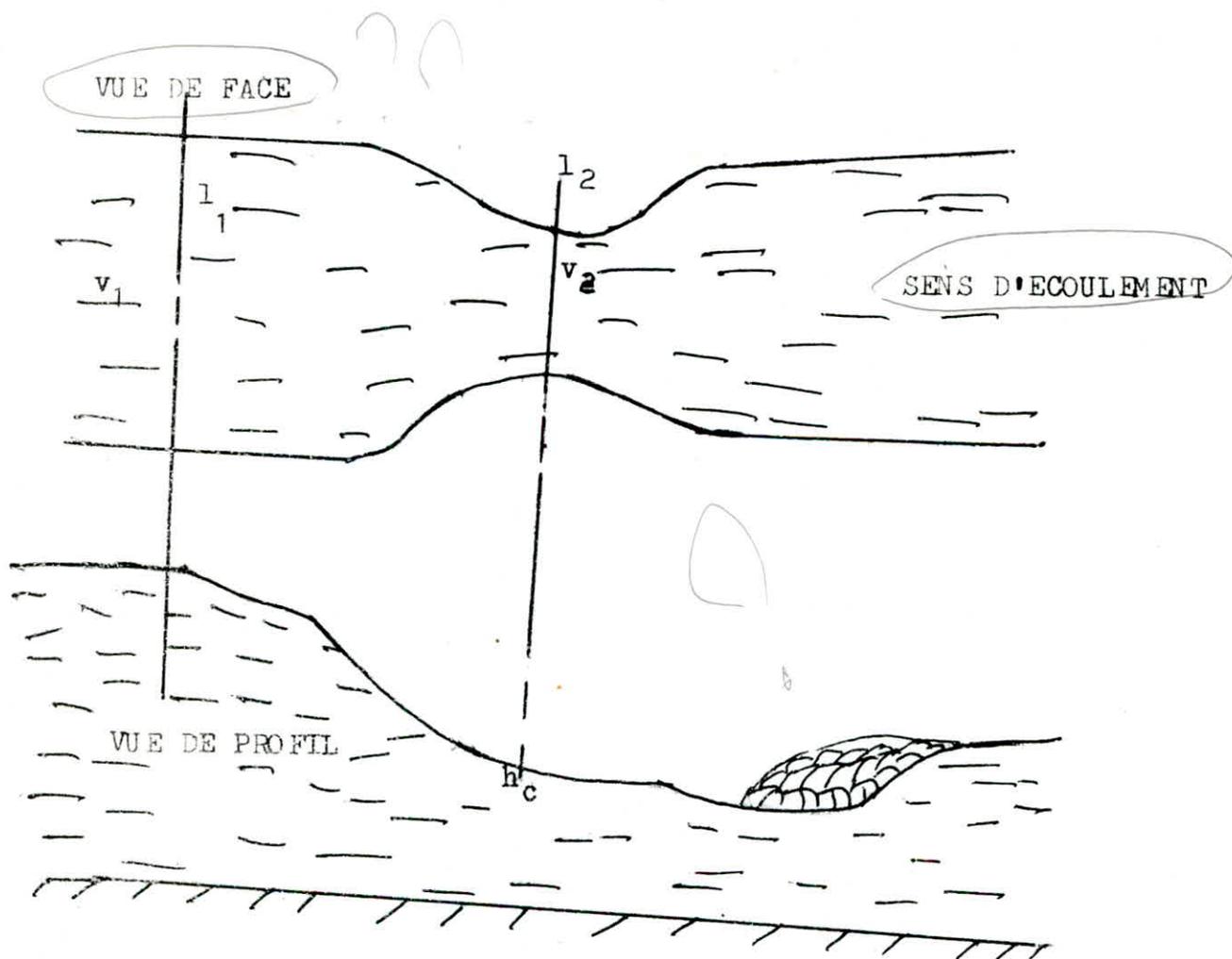
$$0.95 < K < 1.00$$

C: coefficient depend de l_1 et l_2 .

l_1 : largeur de la partie retrecie .

l_2 : largeur de la partie non retrecie .

H : cote du plan d'eau au dessus du radier en amont.



2.3.5 - JAUGEAGE AU LIMNIGRAPHE:

Dans une riviere ,le debit varie continuellement ,l'etude des regimes du cours d'eau exige la connaissance des debits instantanes. Actuellement,il serait tres coûteux de realiser une mesure de debit à chaque observation,c'est pourquoi on essaye d'etablir la relation $Q=f(h)$ dite courbe de tarage où h est la cote de l'eau en une section donnee.

On evitera d'installer la section de mesure:

1-en amont de la zone d'influence d'une vanne .

2-sur un fond "mobile".

3- dans une section du lit ou la vegetation aquatique est developpee en ete .

MESURE DES HAUTEURS:

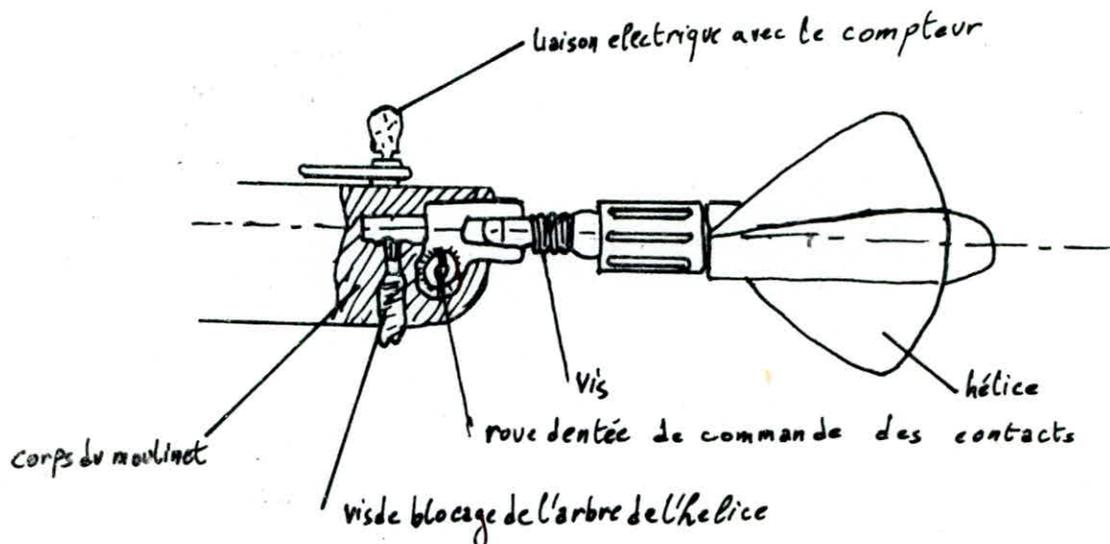
Elle peut etre realiser de deux manieres differentes:soit sur une echelle graduee à lecture directe appelee: echelle limnimetrique,ou bien par enregistrement continu par limnigraphe.

LIMNIMETRE:

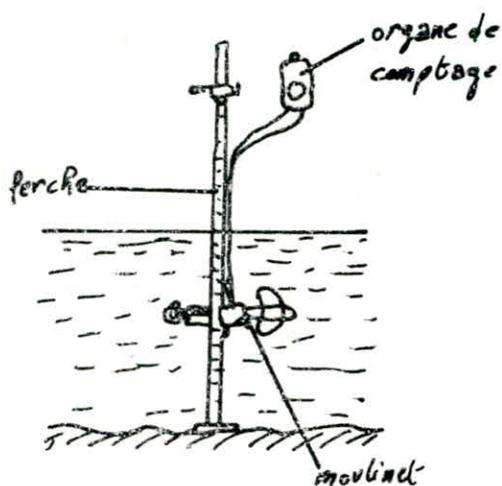
C'est une plaque graduee instalbe de telle façon que son extremite inferieur soit toujours trempee dans l'eau .

LIMNIGRAPHE & FLOTTEUR :

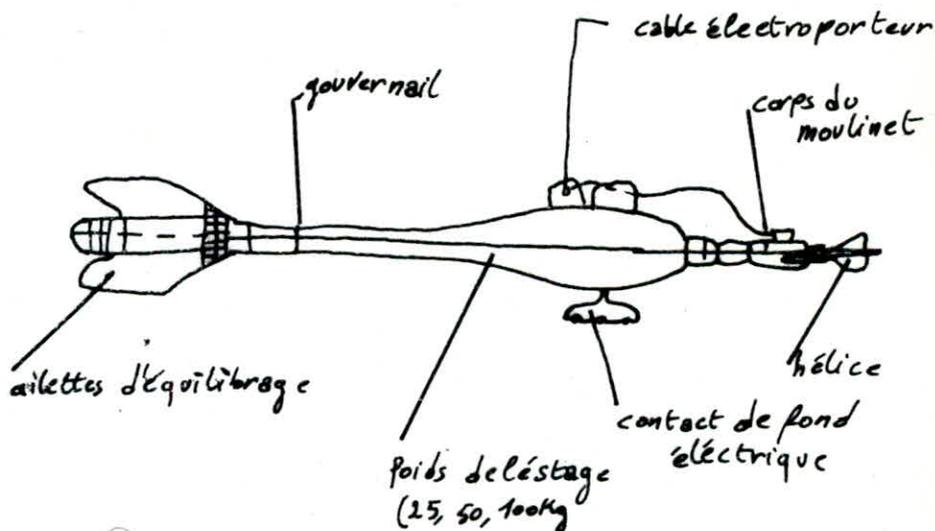
On enregistre le mouvement d'un flotteur suivant les variations du niveau d'eau dans la riviere ,la feuille du limnigraphe une fois enlevee represente la courbe de tarage .



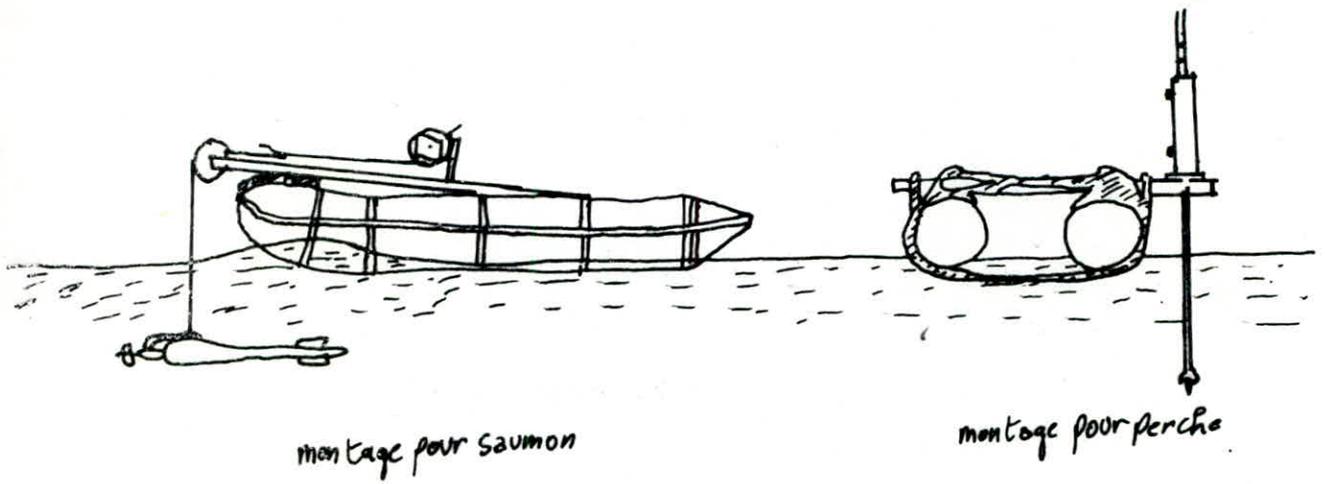
Systeme de contact d'un moulinet



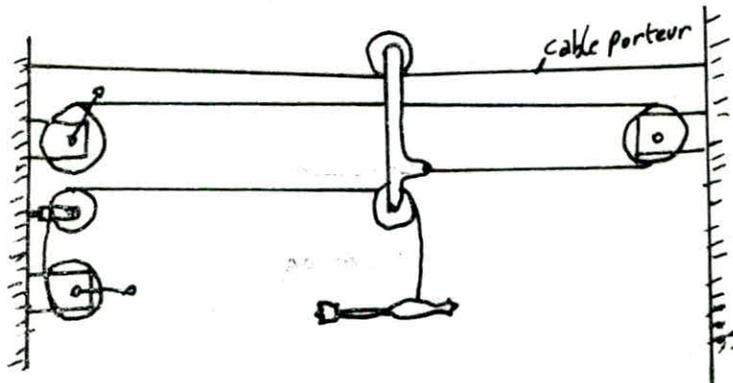
Fixation sur perche graduée



Fixation sur poids de lestage

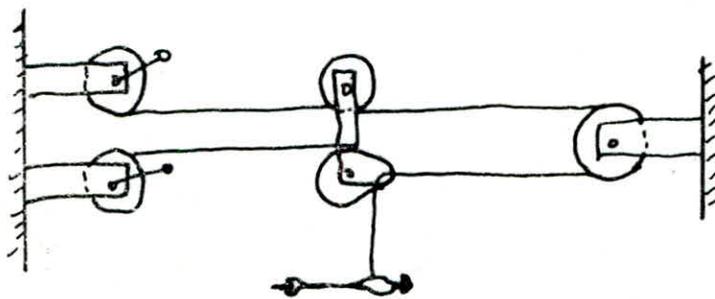


Utilisation d'un canot pneumatique

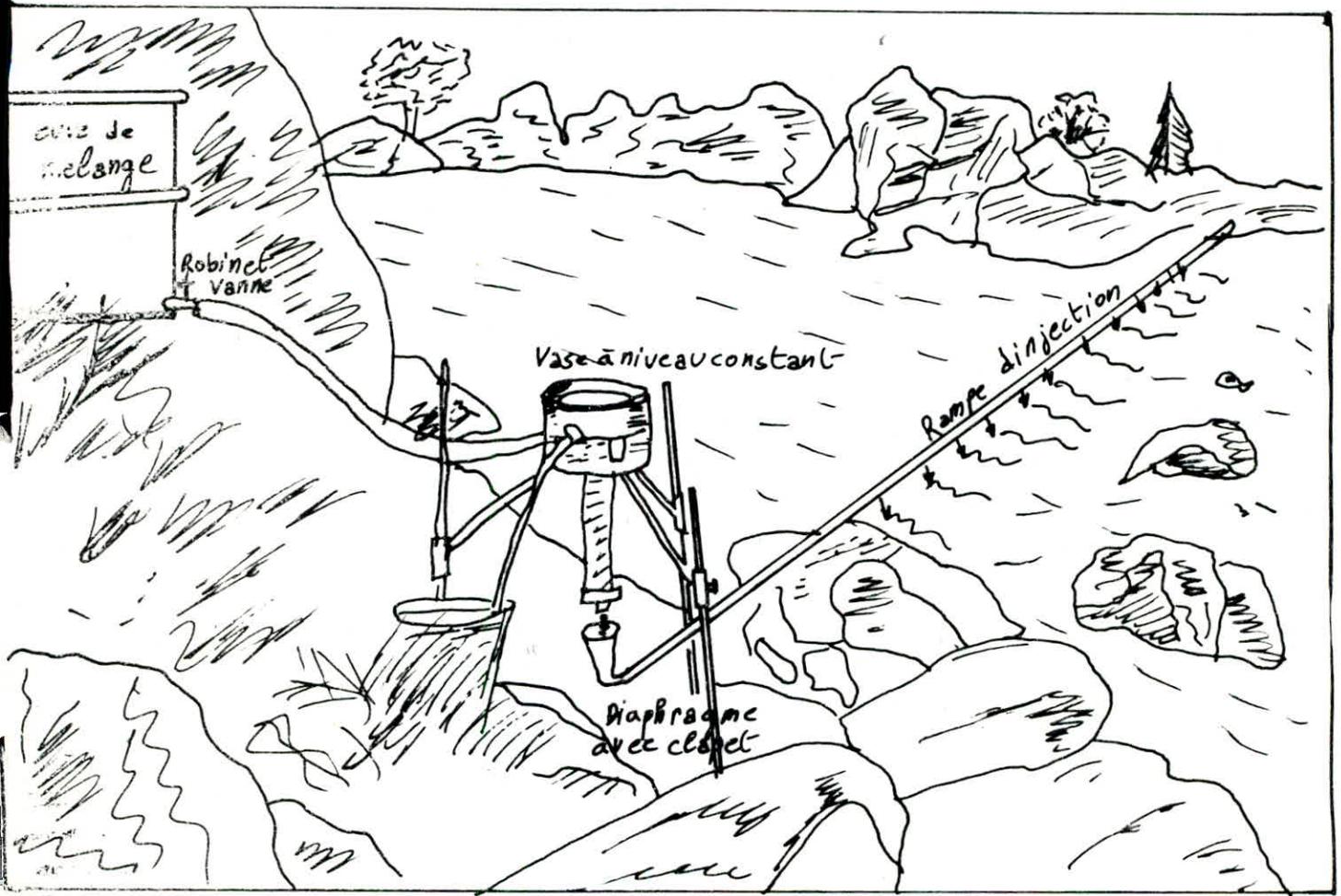


saumon lourd, grande portée

schéma d'installation d'un transporteur aérien

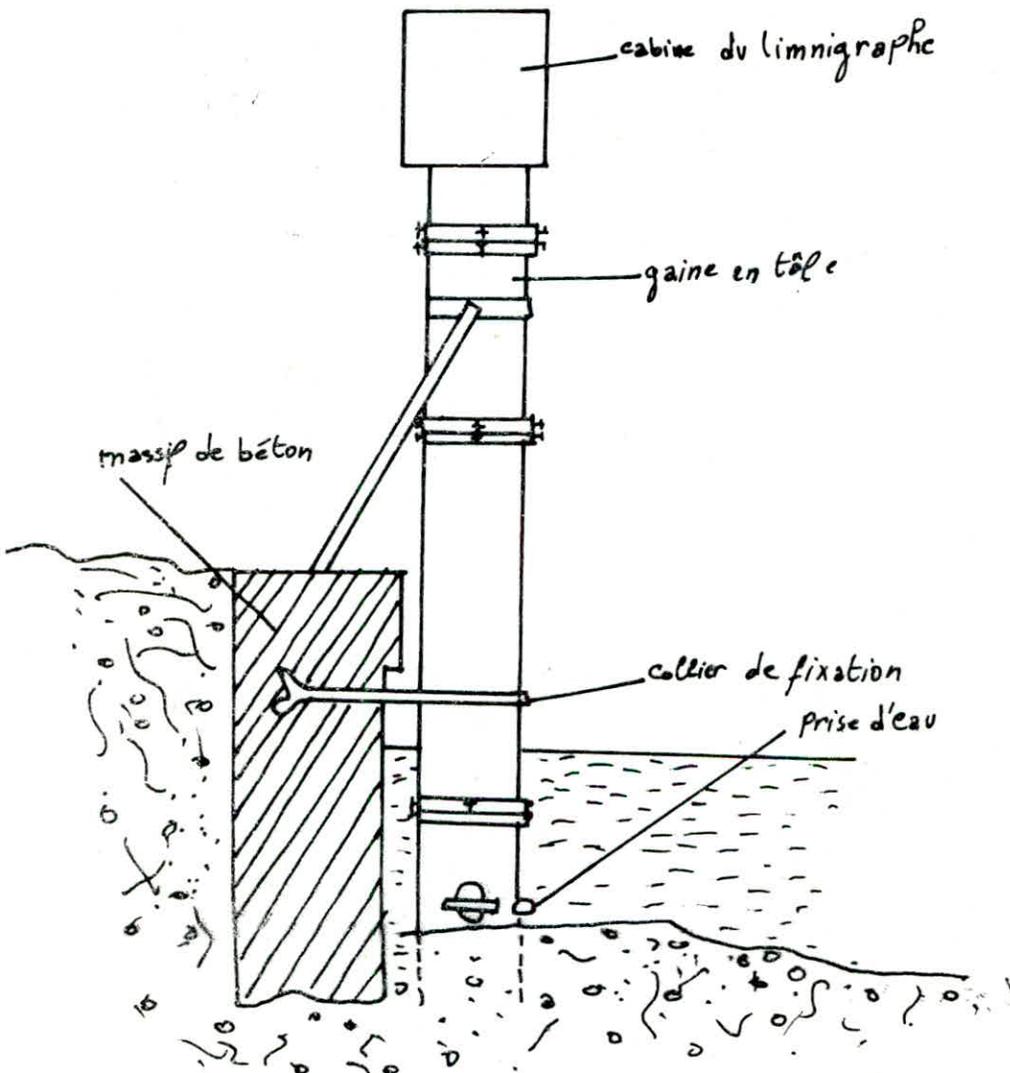
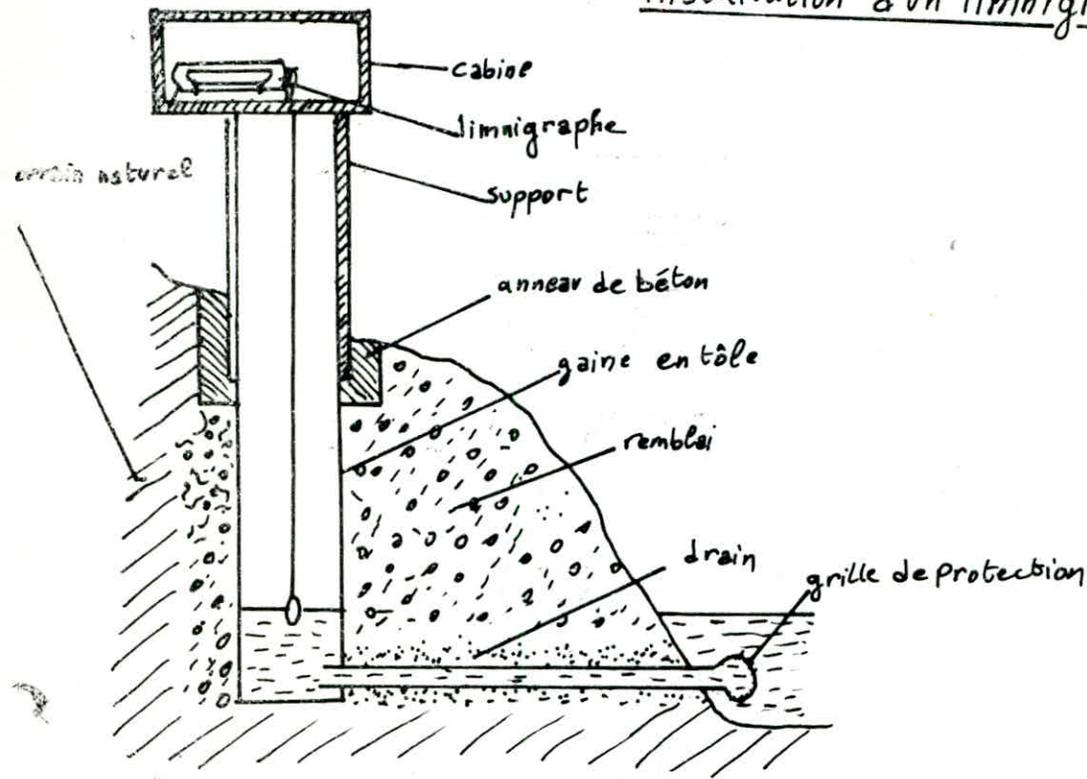


saumon léger, petite portée



Jaugeage par méthode chimique
 schéma d'installation du matériel d'injection à débit constant

installation d'un limnigraphe



3 - METHODES DE PREVISION ET PREDETERMINATION DES CRUES

Vu sa complexité

l'étude des crues a été depuis longtemps un des principaux objet des hydrologues car de nombreux facteurs y interviennent telques les caractéristiques du bassin versant , le changement du climat....

Nous exposerons ci après quelques méthodes de prevision des crues ainsi que leurs limites d'applications .

3.1 - METHODE DE COMPARAISON

Cette methode consiste à :

- Dresser un catalogue des courbes de variation des hauteurs d'eau en fonction du temps au cours des crues passées
- Déterminer celle dont les debuts ressemblent le plus à ceux de la crue actuelle à la station d'amont .
- Poser en principe que la crue actuelle suivra la même évolution à la station d'aval que la crue passée dont on vient de retrouver l'allure générale à l'amont .

Cette méthode exige beaucoup d'expérience et d'intuition , mais elle peut être appliquée conjointement avec d'autres méthodes pour aboutir à un résultat très satisfaisant .

3.2 - METHODE HISTORIQUE

Cette methode repose sur les principes suivants:

- L'évaluation des plus hauts niveaux de crue passe par la recherche d'anciennes traces ainsi que par l'étude des chroniques locales et des archives des administrations .
- la transformation de ces niveaux en débits par le moyen des courbes de tarage
- La recherche de la fréquence d'apparition des crues destructrices par l'étude des chroniques locales et ou des archives .

Cette méthode nous permet de prévoir la période où il peut y avoir des crues , mais elle ne peut être utilisée que si les archives contiennent des renseignements sur un passé très étendu .

3 . 3 - METHODE DE PREVISION METEOROLOGIQUE:

Cette méthode permet d'augmenter les délais de prévision des caractéristiques des crues en remplaçant les hauteurs de pluie effectivement constatées par les hauteurs de pluie que les services météorologiques prévoient .

3 . 4 - METHODE DES COURBES ENVELOPPEES

La méthode des "courbes enveloppées" n'est qu'un procédé graphique pour condenser et utiliser les renseignements disponibles sur les crues , survenues dans le passé .

Le principe consiste à porter sur un graphique à échelle logarithmique , les débits spécifiques q_m des plus fortes crues observés dans une région hydrologiquement homogène en fonction de l'aire des bassins versants . Le nuage des points ainsi représentés ne dépasse pas une certaine zone du plan que l'on peut limiter supérieurement par une "courbe enveloppe" ; celle ci est souvent une droite avec le système de coordonnées logarithmiques choisies .

Pour l'Algérie et la Tunisie M^r Chaumont a établi des abaques et qui seront utilisés dans le chapitre application .

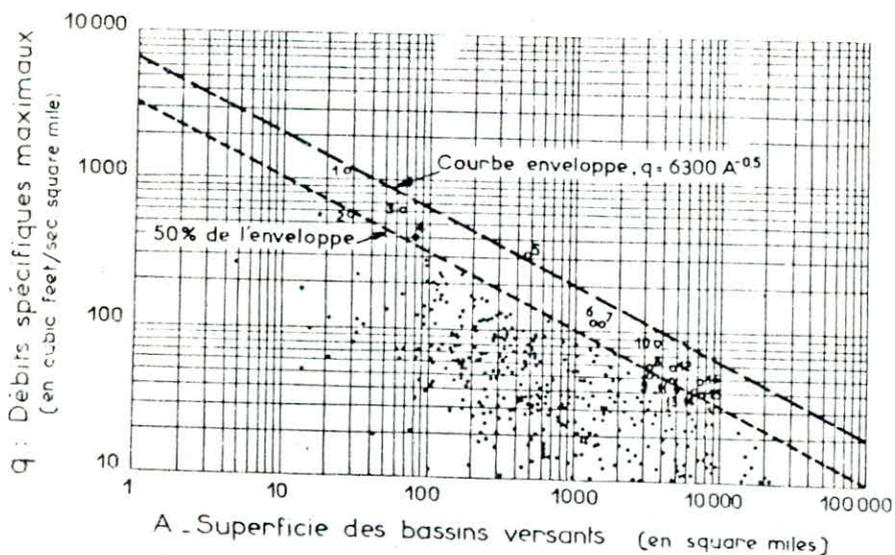


Fig. IX-3 — Courbes-enveloppes des débits de crue maxima pour les bassins du sud et du sud-est des Etats-Unis

4 - EMPLOI DE FORMULES EMPIRIQUES DE PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE

A- Formules tenant compte de la superficie , et de la nature du bassin versant .

Les études basées sur la représentation graphique du débit en fonction de la superficie du bassin versant sont nombreuses .

On peut citer :

A.1 La formule de mayer (U S A) qui est la plus utilisée

$$Q = C A^n$$

Avec :

C : coefficient dit "cote de Mayer" qui est fonction de la pente moyenne du bassin et des caractéristiques topographiques et météorologiques du bassin .

Détermination de C

A superficie du bassin versant en Km²

n : coefficient fixe à $-\frac{1}{2}$ pendant long temps et qui est fonction des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin versant .

Par ailleurs , on sait que le temps de concentration d'un bassin versant est proportionnel à la longueur du cours d'eau principal

Il varie comme \sqrt{A}

Le débit varie comme $(\frac{A}{\sqrt{A}})$ c'est à dire $Q \sim \sqrt{A} = A^{\frac{1}{2}}$

En fait , il semble que K et n sont liés aux caractéristiques du bassin versant et plus exactement à son étendue .

$$\log Q = \log C + n \log A$$

Il peut varier de 0,4 à 0,8 suivant les régions .

A.2 - FORMULE DE KRESNICK

Applicable aux régions alpines , Suisse , Autriche , France , Italie

Restriction pour d'autres régions .

$$Q_{\max} = \alpha \frac{32, A}{0,5 + A}$$

$$1 < \alpha < 2$$

bassins boisés avec lacs

$$6 < \alpha < 8$$

Zones arides

*à pas
principales
les sites de
dans votre
polycope*

A.3 - Formule de Ganguille

$$q_{\max} = \frac{15}{5 + A}$$

q_{\max} en $m^3/s/Km^2$

En Italie, après plus de 30 ans de recherche sur de petits bassins versants (20 à 1000 Km^2), les services hydrologiques ont proposé certaines formules entre autre :

A.4 - Formule de Scimemi

$$q = \frac{1358}{A + 259} + 0,054$$

$$q = \frac{600}{A + 10} + 1$$

A.5 - Formule de Paglioro :

$$q = \frac{2900}{A + 90}$$

q en $m^3/s/Km^2$

A.6 - Formule de Creager et Justin :

cette formule est théoriquement applicable pour l'ensemble du globe, mais pratiquement surtout pour les états-unis d'amérique.

$$Q = 4600 A^{0,894} A^{-0,848}$$

La méthode de Myer et de ses dérivées tombent donc largement en défaut dans les régions où on dispose pas de données hydroclimatologiques rigoureuses. Pour cela les hydrologues Francou et Radier ont proposé la formule :

$$\left(\frac{Q}{10^6} \right) = \left(\frac{A}{10^8} \right)^{1,1} - 0,1K$$

qui peut donner l'ordre de grandeur du débit de crue

K = 4,7 à 5 Afrique du nord et Espagne

K = sud texas, corée, japon, philippines

B - Formules tenant compte de la superficie et de la nature du bassin ainsi que des caractéristiques des précipitations

B.1 - Formule de Turraza

Cette formule parfois appelée la formule rationnelle

$$Q = \frac{C I A}{3,6}$$

C : coefficient de ruissellement du bassin pour la crue considérée

I (mm/h) intensité moyenne maximale des précipitations déterminée

à un interval de référence égal au temps de concentration du bassin

A : superficie du bassin considéré en Km²

B.2 - Calcul du temps de concentration (T_c)

Definition

Formule de Passini

$$T_c = \alpha \frac{\sqrt[3]{VA L}}{\sqrt{I}} \quad \text{pour } A > 40 \text{ Km}^2$$

I : pente moyenne du cours d'eau principal

L : longueur du cours d'eau principal en Km

α : coefficient caractéristique du bassin

Formule de Ventura

$$T_c = \alpha \frac{\sqrt{VA}}{\sqrt{I}}$$

B.3 - Formule de Poesenti : (1866)

Cette formule tient compte des caractéristiques géomorphologiques du bassin versant:

$$Q = K (A_m + A_p/3) (P_{24}/L)$$

K : constante empirique qui depend de la station et du bassin versant
il est compris entre 700 et 800

A_m : surface montagneuse en Km^2

A_p : L'aire de la plaine en Km^2

L : Longueur du thalweg

P_{24} : precipitation maximale de 24h en metre

B.4 - Formule de la Boston society of civil enginners (1930)

$$Q = K P_T / T$$

B.5 - Formule de paladini : (1920) en Italie

$$Q = K P_T A$$

Avec :

T : Duree totale de l'averse .

P_T : Hauteur de la pluie tombant pendant toute la duree de l'averse .

A : superficie totale du bassin versant .

K : coefficient dependant du site :

K = 4,7 à 5 pour la region mediteranneene

K = 2 à 3 pour la region du sahel .

C - Formules faisant intervenir la fréquence d'apparition des crues

C.1 - Formule de Fuller

$$q = q_1 (1 + 0,8 T)$$

q_1 : la moyenne des débits maxima de chaque année

T : la fréquence d'apparition des crues

q : débit maximum journalier de fréquence $1/T$

pour passer aux débits instantanés de pointe

$$Q = q (1 + 2,66 A^{-0,33})$$

Q : débit instantané de pointe .

A : superficie du bassin versant

De nombreuses formules de type de celle de fuller ont été proposées en general le coefficient 0,8 est remplacé par un coefficient dit de crue α variable d'un bassin à l'autre .

D'après M^r Coutagne α est généralement de l'ordre de 0,7 à 0,8 .

est d'autant plus grand que le bassin est plus petit et plus irrégulièrement arrosé .

Il peut dépasser deux pour les régions semi - arides .

C.2 - Formule de Mallet - Gauthier

Cette formule est appliquée couramment

en Algérie .

$$Q = 2,2 K \log(1 + a \cdot H) \frac{A}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4 \cdot \log T - \log A}$$

H : hauteur moyenne annuelle de pluie en mm

A : surface du bassin versant en Km²

L : longueur du thalweg

T : période de retour adoptée en années

a : coefficient pris égale à 20 pour l'Algérie

K : coefficient variant de 0,5 pour un grand bassin à faible pente
à 3 (moyenne = 1)

Une amélioration de la formule précédente a été faite pour
donner le débit centenal :

$$Q_{100} = 0,11 \cdot \log(1 + a \cdot H) \cdot \sqrt{\frac{A \cdot I}{b \cdot K}} \cdot (11 - \log A)^{\frac{1}{4}}$$

b : est égal à $\frac{L^2}{A}$

L : longueur du thalweg en hectomètre

K : coefficient de rugosité variant de 0,15 pour terrains nus et
rocheux à 1,5 (1,5) pour les forêts ou sols profonds .

I : pente du bassin versant en %

A : superficie du bassin versant en hectare .

L'idée la plus naturelle consiste à prendre les crues annuelles observées sur les N années dont on dispose et à y ajuster une loi de probabilité .

Les lois les plus employées:

Les lois statistiques sont très nombreuses et même parmi les ^{plus} usuelles il n'en est que quelques unes qui trouvent leurs application en hydrologie . LA loi de gauss est parfois employée mais généralement on la rejette à cause de sa symetrie c'est une constatation empirique ^{alors} que la distribution des crues est dissymetrique la loi de Galton très employée traduit bien cette dissymetrique , mais il semble que son comportement asymptotique traduise une décroissance trop lente dans certaines cas , C'est pourquoi on a souvent utilise la loi de gumbel , plus satisfaisante à cet égard .

Les lois des valeurs extremes de Gumbel et de Frechet rendent d'incontestables services aux hydrologues ,mais il n'existe pas de test ou de criteres qui permettent de se prononcer pour l'une de ces deux lois de préférence à l'autre dans un cas donné .

On peut compléter cette énumération par quelques autres lois effectivement utilisées : loi de laplace , type Pearson

5.1 - Principaux paramètres utilisés en statistique :

paramètre de tendance centrale :

a/ Moyenne arithmétique notée \bar{X} : elle est donnée par la relation suivante

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{N} \quad (\text{cas des variables continues})$$

dans le cas des variables discontinues :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^h n_i x_i}{N}$$

b/ Moyenne géométrique : notée G elle est donnée par :

$$G = \left(\prod_{i=1}^n x_i \right)^{1/N}$$

Cette moyenne est toujours inférieure ou égale à la moyenne arithmétique

c/ La médiane :

C'est le terme tel que le nombre d'observations qui lui sont supérieures est égale au nombre d'observations qui lui sont inférieures .

Si $N = 2n + 1$ alors la médiane est le $(n + 1)^{\text{ème}}$ terme .

SI $N = 2n$ alors la médiane est la moyenne entre le $n^{\text{ème}}$ et le $(n+1)^{\text{ème}}$ terme .

d/ Le mode :

le mode est la valeur de la variable qui présente le maximum de fréquence dans le cas de distributions symétrique le mode est égale à la moyenne arithmétique .

e/ Paramètre de dispersion

Intervall total de variation : noté W , il est donné par :

$$W = X_{\max} - X_{\min}$$

f/ Ecart type et variance :

Variance :

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{N}$$

Ecart type :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{N}}$$

Coefficient de variation (noté C_v), il est donné par :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}}$$

5.2 - Loi de Gauss ou loi normale

Elle admet pour fonction de répartition

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

$$\text{avec } u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$$

\bar{x} : moyenne de la variable aléatoire

σ : écart type

u : variable normale réduite

Les valeurs de $F(x)$ sont fournies par des tables de l'intégrale de Gauss de la fonction de la variable réduite u .

La répartition est symétrique de part et d'autre de la moyenne cette dernière est également la moyenne et le mode .

$$\text{L'équation de la variable réduite } u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$$

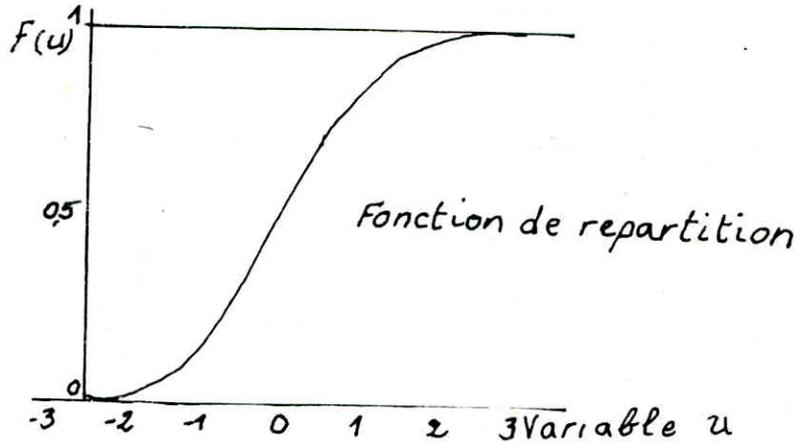
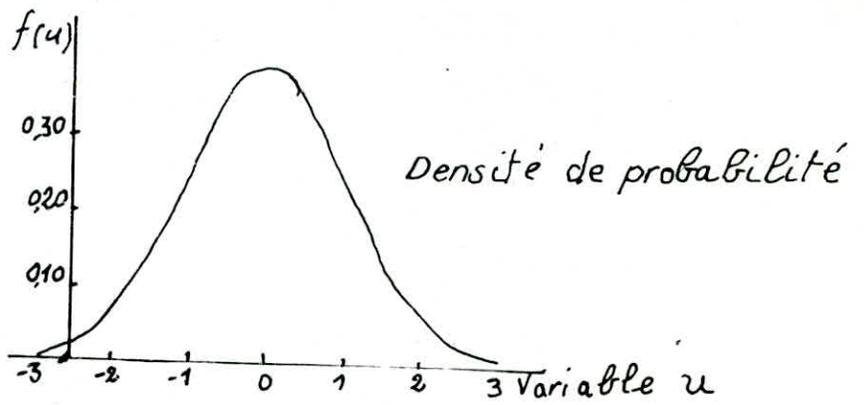
$$\text{sous forme } x = \bar{x} + u\sigma$$

est celle de la droite de Henri qui représente la courbe de Gauss sur papier à probabilité normale en abscisse (fig : 1)

À partir de la droite de Henri on peut facilement calculer la valeur que prendrait la variable analysée .

Emploi :

Cette loi est surtout utilisée pour représenter les valeurs moyennes (température, pluie, débit....)



$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

avec $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

Loi de GAUSS

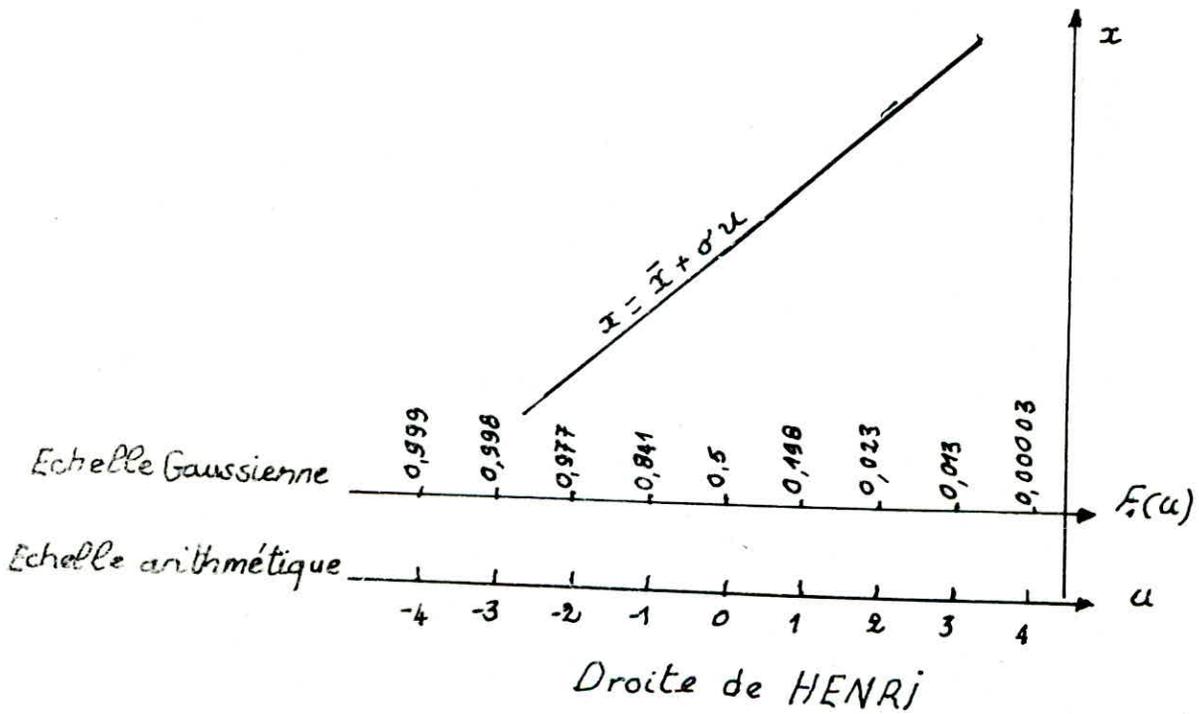


Fig 1

5.3 - Loi log-normale

En règle générale, pour un climat méditerranéen, les précipitations mensuelles ne suivent pas une loi normale; mais une loi dissymétrique. Le plus souvent on essaie d'ajuster une loi log-normale, ou loi de Galton et la loi de Gumbel.

On présente généralement la loi log-normale sous forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

avec

$$u = \frac{\log x - \overline{\log x}}{\sigma_{\log x}}$$

donc l'équation de type $\log x = \overline{\log x} + u \sigma_{\log x}$ est l'équation d'une droite tracée sur papier à probabilité (papier Galton) qui est un système de coordonnées dont l'abscisse est en échelle gaussienne et l'ordonnée est en échelle logarithmique

* Autre forme de la loi log-normale. Loi de Galton

Cette loi provient

de la transformation de la loi de Gauss par un changement de variable qui a pour objet de rendre la distribution dissymétrique. Cette loi est également appelée loi de Gibrat - Gauss ou loi de l'effet proportionnel. On la présente sous forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

avec

$$u = a \log(x - x_0) + b$$

x ; variable d'origine

x_0 ; variable de position

u ; variable transformée, qui s'apparente à la variable réduite

En fin pour déterminer la droite d'ajustement il faut calculer les coefficients a et b .

a et b peuvent être déterminés à partir des équations déduites des moments qui donnent :

$$a = \frac{1,517}{\sqrt{\log\left(1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{x} - x_0)^2}\right)}}$$

$$b = \frac{1,1513}{a} - a \log(\bar{x} - x_0)$$

Pour calculer une valeur de probabilité donnée x_p , il suffira d'utiliser l'équation suivante :

$$\log(x_p - x_0) = \frac{1}{a}(u_p - b)$$

$$x_p = x_0 + 10^{\frac{1}{a}(u_p - b)}$$

Test d'adéquation d'une loi théorique . Test de χ^2

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi théorique de probabilité à échantillon , la question se pose de savoir si cette loi s'adapte de façon satisfaisante . On utilise à cet effet le test de de pearson (χ^2)

Mode d'emploi du test de χ^2

Le principe consiste à :

- diviser l'échantillon en classes comprenant au moins cinq 5 données expérimentales .
- calculer u par la formule $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$, pour les bornes des classes , et lire sur la table de gauss les fréquences correspondantes qu'on note $F(u_i)$ et $F(u_{i+1})$ respectivement pour les bornes inférieure et supérieure .

χ^2 : est défini par la relation :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(n_i - \hat{v}_i)^2}{\hat{v}_i}$$

K : nombre de classes choisies

n_i : nombre d'éléments observés contenus dans la classe i

$$\hat{v}_i = N (F(u_{i+1}) - F(u_i))$$

La quantité χ^2 est une variable aléatoire dont sa distribution a été étudiée par Pearson les valeurs de sa probabilité sont données par des tables en fonction de sa valeur propre et du nombre de degré de liberté

$$\gamma = K - 1 - P$$

P : nombre de paramètres de la loi théorique

γ : nombre de degré de liberté

On dira que l'ajustement est satisfaisant si la probabilité trouvée est supérieure à 5%. Dans le cas contraire la loi choisie doit être rejetée .

Intervalle de confiance:

La connaissance de la seule valeur estimée d'un paramètre empirique ne présente guère d'intérêt si on n'a aucune précision de l'estimation obtenue . Il est donc nécessaire de compléter notre information en déterminant autour de la valeur estimée , un intervalle dont on a de bonnes raisons de croire qu'il contient la vraie valeur du paramètre cette manière de procéder conduit à la notion d'intervalle de confiance .

Calcul de l'intervalle de confiance

Par exemple on se propose de déterminer les limites de confiance x_1 et x_2 de telle sorte que :

$$\text{Prob} (x_1 \leq \bar{x} \leq x_2) = \alpha$$

α : coefficient de confiance ou de sécurité, il est choisi arbitrairement voisin de 1 (0,95 ou 0,90 ...) suivant le risque que l'on accepte à prendre .

$1 - \alpha$: l'erreur commise le plus souvent on prend 5% de risque .

Généralement on prend :

$$\text{Prob} (\bar{x} < x_1) = \text{prob} (\bar{x} > x_2) = \frac{1 - \alpha}{2}$$

1^{er} cas : pour un grand échantillon ($N > 30$)

$$\bar{x}_{12} = \bar{x} \pm u_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$$

$$\sigma_{12} = \sigma \pm u_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{\sigma}{\sqrt{2N}}$$

Designant respectivement les erreurs types sur la moyenne et sur l'écart type .

$u_{\frac{1-\alpha}{2}}$: est la variable réduite de Gauss correspondant à la probabilité $\frac{1-\alpha}{2}$

2^{ème} cas $N < 30$ pour la moyenne et $N < 50$ pour l'écart type

$$\bar{x}_{12} = \bar{x} \pm t_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$$

t : variable de student pour $N-1$ degrés de liberté .

$$\frac{N\sigma^2}{\chi^2_1} < \sigma^2 < \frac{N\sigma^2}{\chi^2_2}$$

5.4 - Loi de Gumbel :

Elle est utilisée pour l'étude de la distribution des des fréquences extrêmes on ne s'intéresse qu'aux plus fortes valeurs . on considère que sur les N observations d'une année hydrologique , N peuvent être considérées comme indépendantes Si l'on désigne par $h(x)$ le nombre moyen annuel de valeurs journalières supérieures à x . la probabilité pour que toutes les valeurs journalières soient inférieures à x est égale d'après le théorème des probabilités composées .

$$P = \left(1 - \frac{h(x)}{N}\right)^N$$

N étant assez grand, on peut écrire avec une bonne approximation

$$P = \exp(-h(x))$$

Gumbel pose en outre $h(x) = e^{-y}$ et $y = a(x-x_0)$

D'où la fonction de répartition de la loi de Gumbel est:

$$F(x) = \exp(-e^{-a(x-x_0)})$$

y est la variable de Gumbel

L'équation de la droite $x = \frac{1}{a}y + x_0$ est l'équation de la droite qui représente la loi de Gumbel sur papier à échelle de probabilité Gumbel .

Souvent dans la pratique hydrologique , on obtient plus rapidement des valeurs approchées de $\frac{1}{a}$ et x_0 en les calculant suivant les relations suivantes

$$\frac{1}{a} = 0,780$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{0,577}{a}$$

issus de la résolution d'un système d'équation formé avec les moments des deux premiers ordres .

5.5 - Loi de Frechet :

Elle est utilisée lorsqu'un ajustement de Gumbel n'est pas assez dissymétrique .

On passe de la loi de Gumbel à la loi de Frechet par une simple transformation logarithmique , en remplaçant le débit . Q par $\log Q$.

La fonction de repartition de la loi de Frechet est de la même forme que celle de Gumbel.

$$F(Q) = \exp(e^{-y})$$
$$\log Q = \frac{1}{a}y + Q_0$$

$\frac{1}{a}$ et Q_0 sont estimés a partir de la moyenne et de l'écart type de la serie du logarithme des valeurs des crues observés

Pour calculer la valeur de debit de probabilité donnée Q_p , on determine d'abord l'équation de frechet :

$$Q_p = e^{a y} + Q_0$$

5.6 - Loi de Pearson III

On appelle integrale eulérienne de second espèce ou fonction gamma la fonction suivante :

$$\Gamma(a) = \int_0^{+\infty} e^{-x} dx (x^{a-1})$$

Si a est un nombre entier n on voit que $\Gamma(n) = (n-1)!$

La loi de Pearson III , est très utilisée en hydrologie et a pour fonction de repartition :

$$F(x) = \frac{a^\lambda}{\Gamma(\lambda)} \int_0^x e^{-ax} x^{\lambda-1} dx$$

Faisons $ax = y$, $dx = \frac{1}{a} dy$ et $x = \frac{y}{a}$

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\lambda)} \int_0^y e^{-y} y^{\lambda-1} dy$$

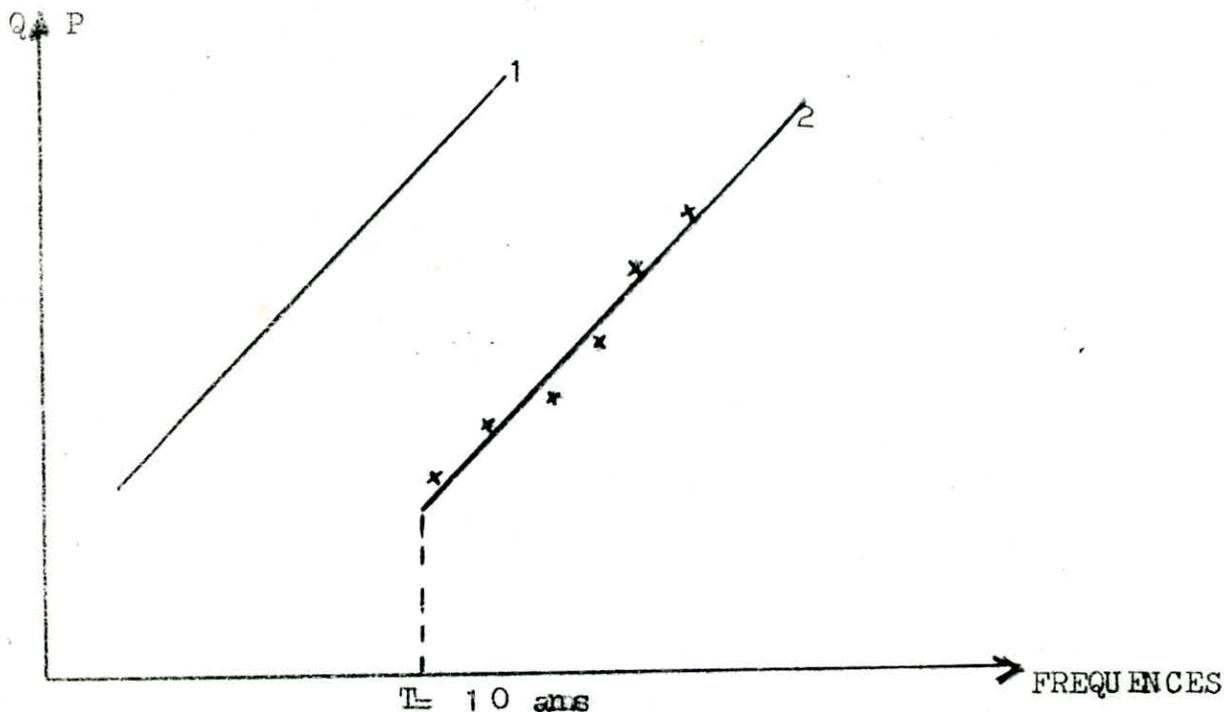
5.7 - METHODE DE GRADEX: (elaboree par mm GUILOT ET DUBAND) :

Cette methode est applicable pour des bassins versants relativement impermeable ,elle repose sur l'hypothese qu'en periode de pluies extremement fortes ,les variations de ruissellement sont directement proportionnelles aux variations de precipitations .

Les auteurs de cette methode ont propose la periode de retour ($T_r = 10$ ans) comme duree suffisantes pour que la retention du bassin est atteinte.

Il en resulte :

- la fonction de repartition du volume correspondat au fort debit de crue journalier suit une droite parallele à celle de la loi de distribution de la pluie journalier .
- le decalage entre les deux droites depend de la retention du bassin



1 : ajustement par la loi de gumbel des pluies maximums journaliers.

2: ajustement par la loi de gumbel des debits maximums journaliers.

Cette methode consiste à etablir une forme d'hydrogramme typique du bassin etudie en posant certains conditions sur l'averse:

Limites d'application:

Il n'ya hydrogamme unitaire que s'il y a un ruissellement generalise sur l'ensemble du bassin, ce qui nous ramene a enumerer les conditions suivantes;:

- a) les precipitations doivent etre intenses.
- b) la superficie du bassin ,ne doit pas depasser celle couverte normalement par une precipitation intense et homogene.
- c) le bassin versant doit etre homogene quant à sa susceptibilite au ruissellement , c'est à dire qu'a une sollicitation d'intensite donnee ,il repond dans sa totalite par un ruissellement.

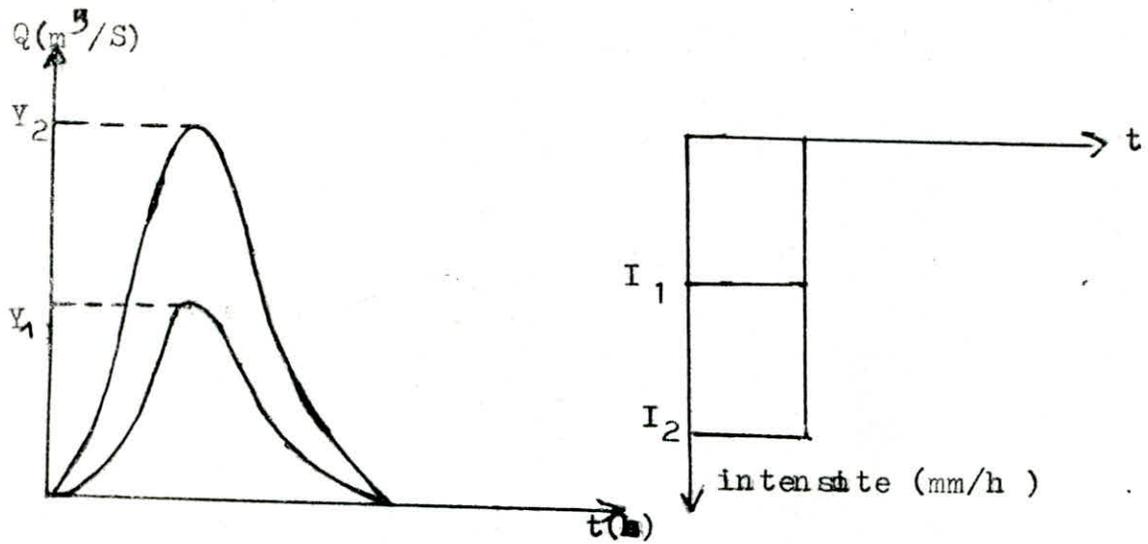
Considerons une serie d'averse de duree : $t_1, t_2, t_3, \dots, t_n$ décroissantes mais d'intensites I constante, les hydrogrammes corespondants auront des temps de montes : $t_{m1}, t_{m2}, t_{m3}, \dots, t_{mn}$ et des temps de bases $t_{b1}, t_{b2}, t_{b3}, \dots, t_{bn}$ décroissants eux memes jusqu'a t_{m0} et t_{b0} qui corespondent à une duree d'averse t_x (en pratique on observe assez bien ce phenomene pour $t_x = (t_c / 3)$ ou $(t_x = t_c / 5)$). Lorsque la duree d'averse continuer à diminuer , t_m et t_b restent respectivement egaux à t_{m0} et t_{b0} , ce sont là les valeurs caracteristiques propre du bassin versant.

HYPOTHESES DE BASES :

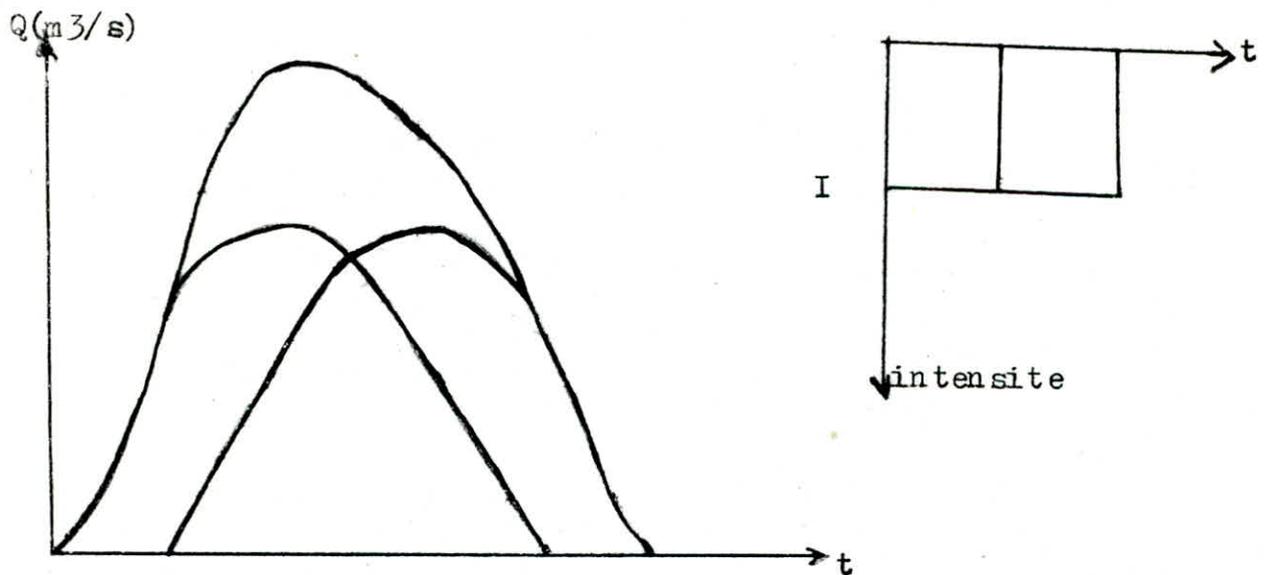
- 1) sur un bassin versant donne tous les hydrogrammes resultant d'averses uniformes de duree egale ou inferieur à t_x auront tous le meme temps de base et temps de montee.
- 2) les ordonnes corespondants des divers hydrogrammes afferents à des averses de meme duree seront proportionnelles aux intensites des averses corespondant au volume d'eau apporte.
- 3) une averse de duree superieur à la duree d'averse unitaire engendrera un hydrogramme non unitaire composes d'une succession d'averses unitaires dont on additionnera arithmetiquement les hauteurs.

Deux collailes sont issus de cette hypotheses :

- a) les ordonnées corespondantes aux hyetogrammes afferents à des averses de meme duree seront proportionnelles aux intensites des averses corespondantes , donc pour $I_2 = 2.I_1$ on aura : $Y_2 = 2.Y_1$



- b) averse d'intensité I mais de durée double à l'averse unitaire
 une averse d'intensité I mais de durée double à l'averse unitaire engendrera une crue non unitaire formée par la composition de deux hydrogrammes unitaires décalés entre eux par le seul temps de l'averse unitaire .



6.1 - ESTIMATION DES PERTES LORS D'UNE AVERSE DE DUREE SUPERIEUR A L' AVERSE UNITAIRE:

A priori en connaissant l'hydrogramme unitaire type ,aissi que les caracteristiques hydraulique du bassin versant ,il est relativement facile (par decomposition d'une averse de longue duree en interval de temps inferieur à la pluie unitaire) de reconstituer un hydrogramme complexe par sommation des hydrogrammes unitaires resultants de chaque fraction de pluie unitaire .

La difficulte d'application qui est en meme temps la principale source d'erreures est l'estimation des pertes de l'averse ou alors la la variation dess coefficients : K_r , CAM

avec:

$$K_r = \frac{P_n}{P}$$

OU :

P : hauteur de precipitation tombée

P_n : hauteur de pluie nette moyenne

$$CAM = \frac{P_e - P_n}{t_c}$$

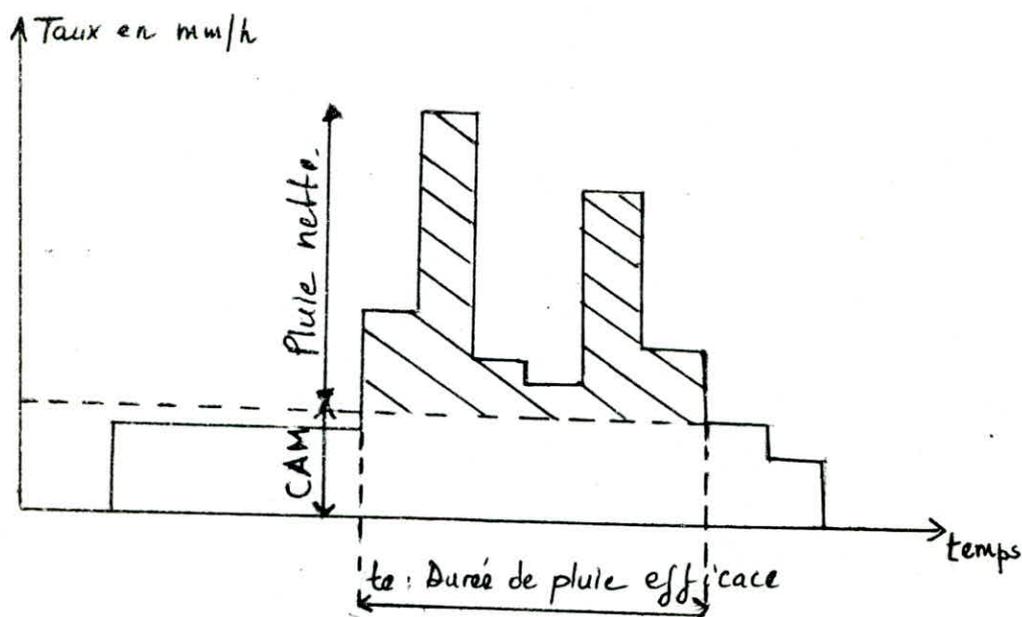
le CAM EST:la capcite d'absorption moyenne ,il enveloppe les pertes par infiltration,le stockage superficiel et l'evapotranspiration.

6.2 - NOTION DE LA HAUTEUR DE "PLUIE EFFICACE " ET DE LA HAUTEUR DE "PLUIE NETTE" D'une AVERSE :

l'observation montre que , parfois ,de longues pluies representants une hauteur de lame d'eau notable n'entraiment qu'une faible augmentation du debit de cours d'eau,tandis que dans d'autres circonstances il suffit de courtes averses apportent des hauteurs d'eau du meme ordre ou peut etre moins pour produire des crues importantes.

On appelle "pluie nette " la portion de precipitation arrivant à l'exutoire en empruntants uniquement la voie du ruissellement superficiel ,elle peut etre considere comme la tranche d'eau absorbee par interception "I" ,infiltration "F",evaporation"E"et stockage superficiel "S" .

On definie par contre la "pluie efficace "comme etant la hauteur totale de la lame d'eau reçue par le bassin pendant la seule duree de la pluie nette.



HYETOGRAMME D'UNE AVERSE COMPLEXE .

6.3 - SCHEMA THEORIQUE DE L'HYDROGRAMME RELATIVE à UNE AVERSE COMPLEXE:

On se propose de déterminer la repartition du débit pluvial et l'allure générale de l'hydrogramme de ruissellement à l'exutoire d'un bassin à la suite d'une forte averse d'intensité constante:

- 1) au début de l'averse, l'intensité de la pluie est inférieure à la capacité d'infiltration du bassin et les précipitations s'infiltrent entièrement au fur et à mesure de leur arrivée au sol.
- 2) la capacité d'infiltration diminue progressivement et il y a une alimentation croissante du :
 - 2-1) stockage dans les dépressions superficielles;
 - 2-2) stockage par rétention superficielle,
 - 3-3) écoulement dans le réseau hydraulique de surface.
- 3) le débit global du ruissellement superficiel est sensiblement égal au débit pluvial.
- 4) à la fin de l'averse, la quantité d'eau subsistante en surface dans les dépressions superficielles du bassin est égale à la somme du stockage dans les dépressions superficielles et les "rétentions superficielles".

5) l'eau contenue dans les depressions s'evapore ou s'infiltre par contre, une grande partie de celle correspondantes à la detention superficielle s'ecoule et arrive à l'exutoire.

6.4 - REPARTITION DES EAUX APPORTEES PAR UNE AVERSE:

Une averse sur un bassin versant se repartie suivant la relation suivante:

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

avec:

P: la hauteur de precipitation totale.

l: la hauteur d'eau interceptee (retenue par la couverture vegetale).

E, F et S / representent respectivement la hauteur d'eau perdue par : evaporation, absorbee par l'infiltration dans le sol et stockee dans les depressions du bassin

P_{net} : la hauteur de pluie nette

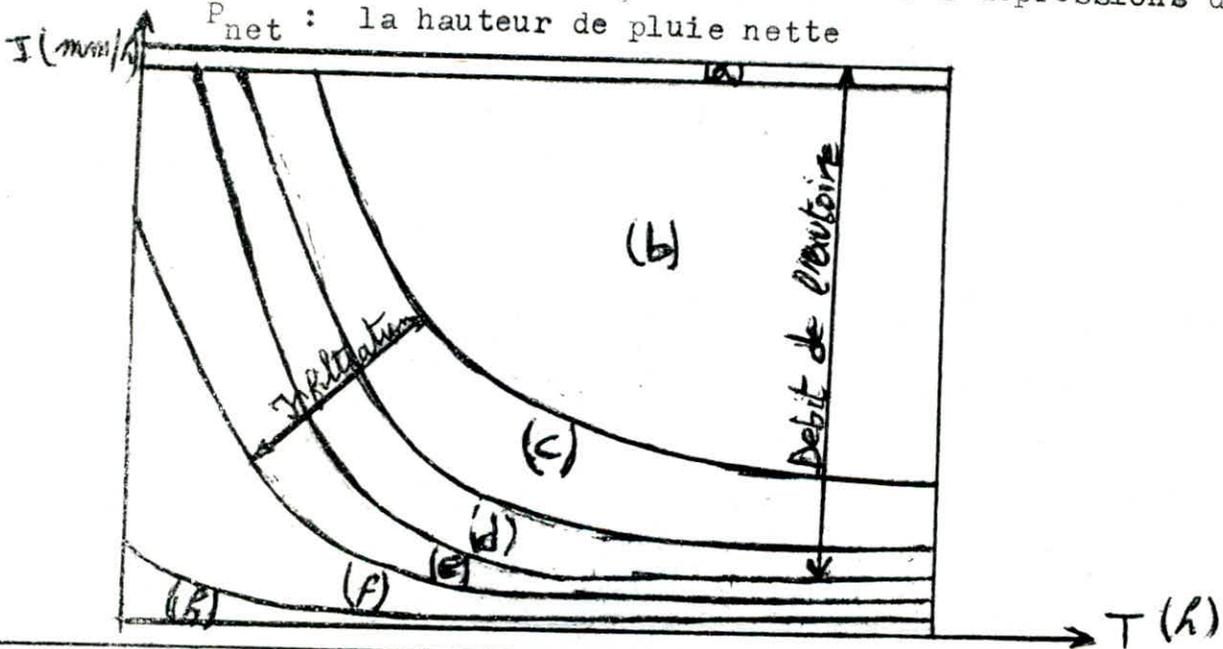


DIAGRAMME SCHEMATIQUE DE LA REPARTITION DES EAUX METEORIQUES AU COURS D'UNE AVERSE D'INTENSITE CONSTANTE.

- a: précipitations reçues sur les surfaces d'eau libres.
- b: ruissellement de surface.
- c: écoulement hypodermique.
- d: écoulement souterrain.
- e: humidité du sol.
- f: accumulation dans les dépressions du sol.
- h: interception.

DEFINITIONS:

RUISSELLEMENT (ÉCOULEMENT DE SURFACE):

on entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol ; suivant la pente de terrain ; des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

ÉCOULEMENT HYPODERMIQUE :

l'écoulement hypodermique est l'écoulement de la partie des précipitations infiltrées qui chemine d'abord quasi horizontalement dans les couches supérieures de terrain pour réapparaître à l'air libre à la rencontre d'un talus, ou plus généralement de la surface du sol à un niveau inférieur à celui de son point d'infiltration c'est à dire l'exutoire.

L'écoulement hypodermique est égal à la différence entre les infiltrations totales et la fraction de celles-ci absorbée pour infiltrations totales et augmenter l'humidité du sol et la réserve des nappes souterraines.

ÉCOULEMENT SOUTERRAIN:

C'est la fraction des précipitations atteignant la nappe phréatique ou d'autres nappes plus profondes.

6.5 - CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE:

Après au moins une année d'observations hydrométriques sur un bassin, et pour chaque événement: averse-crue, on dresse à partir des divers pluviographes réparties sur le bassin les hyetogrammes moyens des averses. A partir de ces derniers, on détermine la sélection des crues unitaires provoquées par les averses qui répondent aux arguments suivants:

- 1) la hauteur de l'averse doit être suffisante pour pouvoir provoquer une crue généralisée et de répartition spatiale assez homogène.
- 2) la durée de l'averse utile doit être égale ou inférieure à $(1/3 \text{ OU } 1/5)$ de t_c .

$$t_u = \frac{t_c}{3 \text{ OU } 5}$$

Après, on passe à l'analyse de l'hydrogramme correspondant à l'averse

- 1) détermination du temps de base, temps de réponse et du temps de montée
- 2) séparation des diverses composantes de l'écoulement et établissement de l'hydrogramme de ruissellement pur.

3) calcul du volume d'eau ruisselé V_r et du coefficient de ruissellement moyen.

$$C_R = \frac{V_r}{V_a}$$

avec:

V_r : volume ruisselé

V_a : volume d'apport

4) mise au point finale du tracé de l'hydrogramme de ruissellement

5) tracé par réduction des ordonnées de l'hydrogramme affectant à l'averse unitaire d'intensité nette égale à l'unité.

REMARQUE:

Les hydrogrammes unitaires étant choisis, il ne suffit que de les comparer: en superposant par exemple leur pointe ou en calculant le rapport :

$$\frac{(Q_{MAX})_r}{R}$$

6.6 - ETUDE D'UN HYDROGRAMME-type $Q=F(t)$:

Si on considère un hydrogramme enregistré à une station de jaugeage après une averse tombée, on remarque qu'il représente une courbe en cloche dissymétrique que l'on divise comme suit (voir figure 2)

TEMPS DE MONTE (t_m) :

C'est le ~~le~~ temps écoulé entre le début du ruissellement et le maximum de l'hydrographe (pointe)

TEMPS DE BASE (t_b) :

C'est la durée totale du ruissellement.

TEMPS DE REPONSE (t_p):

C'est l'interval de temps qui sépare le centre de gravité de la pluie efficace de la pointe d'hydrographe.

TEMPS DE CONCENTRATION (t_c):

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée de l'exutoire pour atteindre celui-ci, il peut être ~~mesurer~~ estimé en mesurant la durée comprise entre la fin de la pluie efficace et la fin du ruissellement;

$$t_c = t_b - t_e$$

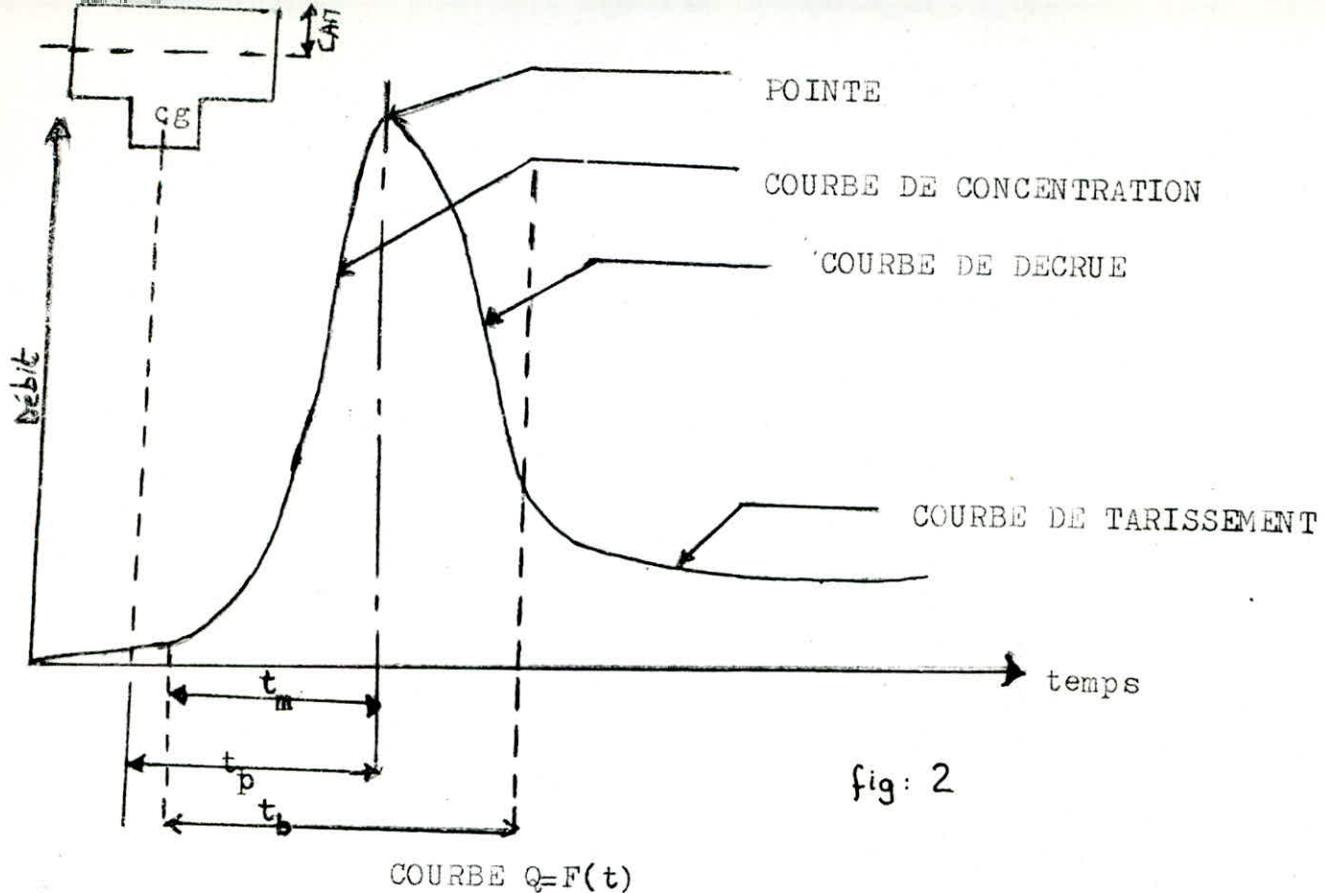


fig: 2

COURBE DE CONCENTRATION :

l'allure de cette courbe ,qui represente la montee de la crue ,depend de:

- 1) la duree et de l'heterogeneite spatiale et temporelle de la pluie
- 2) l'etendue et de la disposition des aires du bassin comprises entre les lignes isochrones d'ecoulement (lignes d'egal temps de parcours)

COURBE DE DECRUE :

Elle comporte :

- a) courbe de decrue de l'hydrogramme de ruissellement:

Elle traduit en effet,l'ecoulement de l'eau accumule dans le bassin apres la cessation de tout apport d'eau.

- b) courbe de decrue de l'hydrogramme global :

C'est la synthese des courbes de decrues du ruissellement superficiel, de l'ecoulement hypodermique et l'ecoulement souterrain .

$$Q(t) = Q_0 \exp(-\alpha t)$$

avec : α : coefficient de decrue

$Q(t)$:debit à l'instant "t" en fonction du debit Q_0 à un instant anterieur et arbitraire pris comme origine.

c) courbe de tarissement et capacité de retention du bassin:
 La courbe de tarissement est la partie qui represente la décroissance du debit au bout d'un temps assez long ,elle represente la decoulement des eaux souterraines.

On peut calculer approximativement le volume emmagasine dans les reserves souterraines à l'instant $t=0$ choisit comme origine par l'integrale:

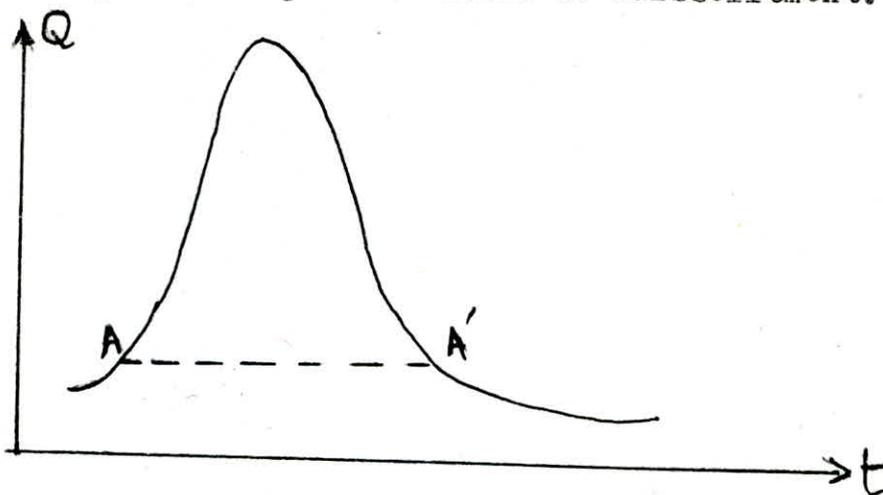
$$W = \int_0^{\infty} Q(t) \cdot dt = Q_0 \int_0^{\infty} \exp(-\alpha \cdot t) dt = \frac{Q_0}{\alpha}$$

6.7 - TECHNIQUES DE SEPARATION DES DIFFERENTES COMPOSANTES DE L'HYDROGRAMME:

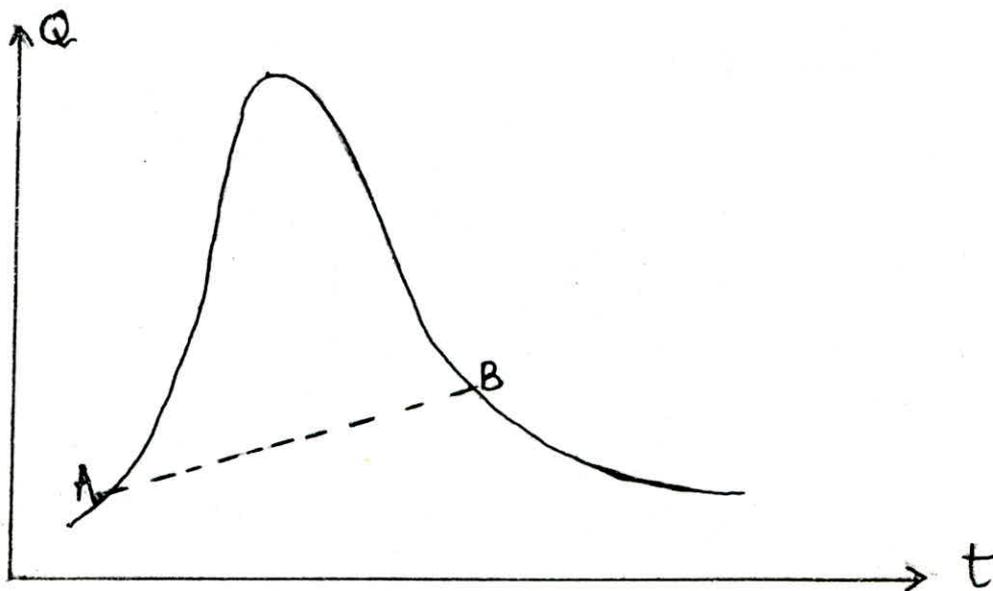
1 - METHODE SIMPLIFIEE:

Elle consiste à admettre comme limite de l'hydrogramme de l'ecoulement souterrain:

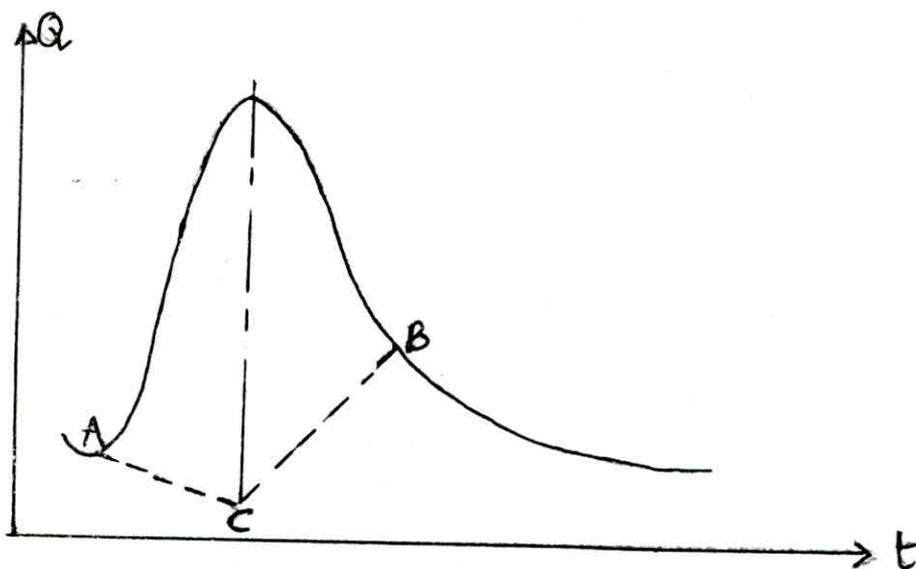
\$ une ligne parallele à l'axe des temps : "AA' ou A est le point qui correspond au debut de ruissellement.



\$ une ligne AB OÙ B est le point qui correspond à la fin du ruissellement .



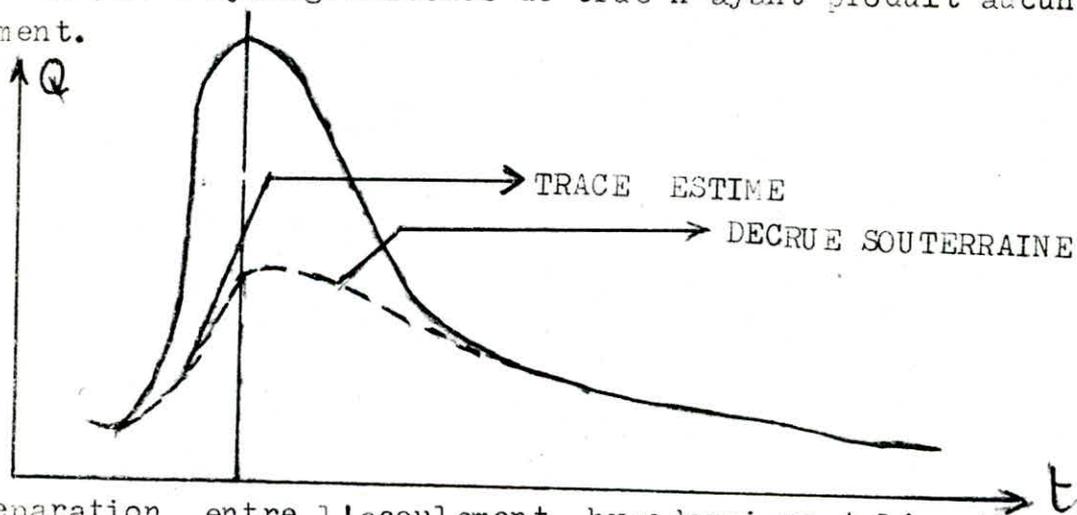
On trace deux segments: le premier "AC" schematise la portion de la courbe de tarissement partant du debut de ruissellement, le deuxieme "CB" ou B EST LE POINT QUI CORRESPOND A LA FIN DU RUISSellement.



2 - METHODE APPROCHEE

Elle consiste à :

- tracer la courbe de decrue des eaux souterraines en faisant coïncider la partie terminale de l'hydrogramme etudie avec une portion de la courbe de tarissement .
- estimer la crue hypodermique ainsi que sa courbe de montee et ceci par analyse d'hydrogrammes de crue n'ayant produit aucun ruissellement.



La separation entre l'ecoulement hypodermique et l'ecoulement de base est tres delicate, lorsque celle ci s'avere tres necessaire on peut utiliser la methode de "Mr BARNES ":

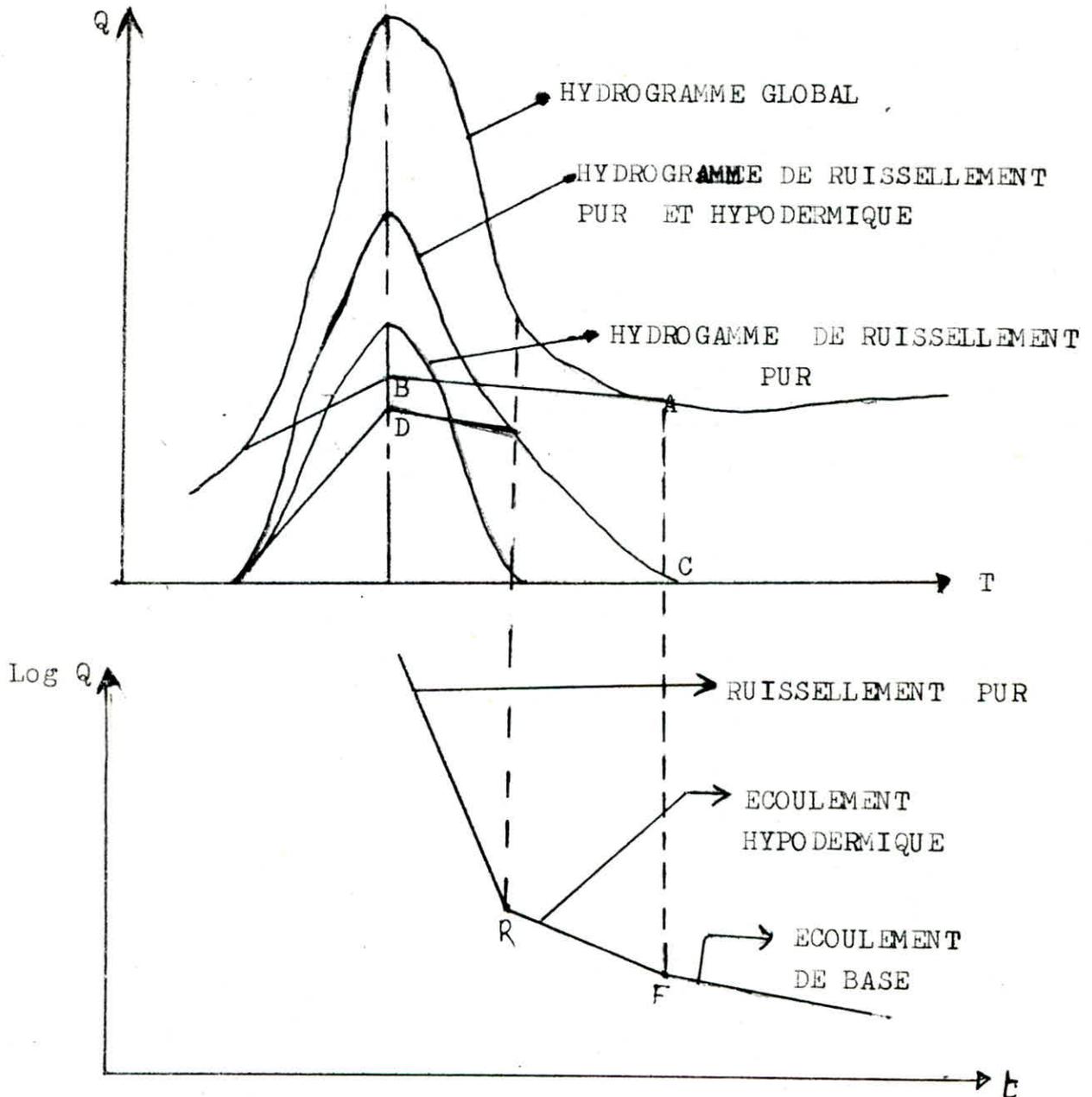
Cette methode consiste en une utilisation des coordonnees logarithmiques.

APRES avoir reporter sur un papier semi-logarithmique les couples des points (Q, t) , on positionne les deux points de cassures sur le le graphe (R, F).

Le prolongement vers la gauche jusqu'au droit de la pointe de la crue (droite AB) represente la decrue de l'ecoulement souterrain .

En re tranchant les ordonnees de cette droite de celle de l'hydrogramme global, on obtiendra la somme des diagrammes relatifs à l'ecoulement hypodermique et au ruissellement superficiel.

Par une construction identique , on trace la droite CD qui represente la decrue de l'ecoulement hypodermique , en retranchant le diagramme ainsi obtenu à celui trouve precedement on obtiendra l'hydrogramme de ruissellement.



3 - CALCUL DE LA LAME RUISSELEE :

La lame ruisselée peut être calculée par la formule :

$$L_R = \frac{V_R}{S}$$

ou S: est la superficie du bassin versant.

4 - CALCUL DU DEBIT MAXIMUM DE RUISSELLEMENT :

Le débit de pointe Q_p est le débit maximum déterminé à partir de l'hyetogramme moyen de l'averse .

le débit maximal de ruissellement $Q_r \text{ max}$ est obtenu en retranchant le débit de base Q_b du débit de pointe Q_p .

$$Q_r \text{ max} = Q_p - Q_b$$

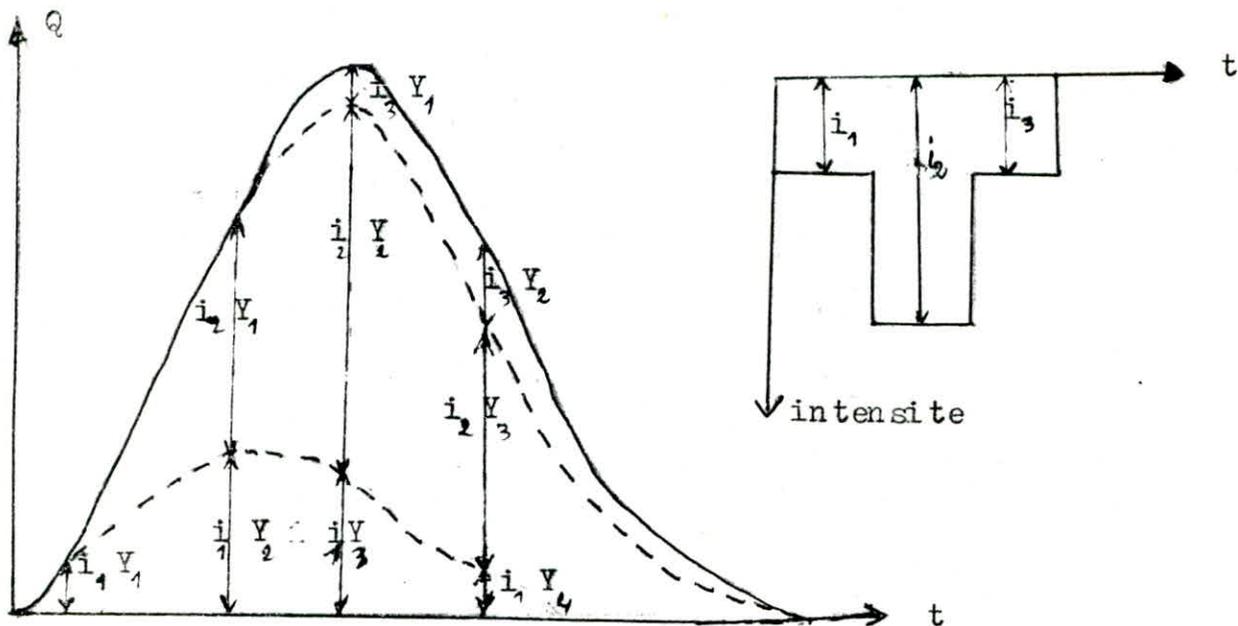
REMARQUE :

Le débit maximum de ruissellement $Q_r \text{ max}$ est lié directement à la hauteur de la lame ruisselée L_R , on peut donc calculer le débit maximum de ruissellement pour une lame ruisselée de 1 mm par la relation :

$$q = \frac{Q_r \text{ max}}{L_R}$$

6.8 - CONSTRUCTION DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE A PARTIR D'UNE AVERSE COMPLEXE DE DUREE SUPERIEUR A CELLE DES AVERSES UNITAIRES:

Supposons que les observations aient conduit à l'hydrogramme de ruissellement et au hietogramme moyen :



La methode consiste à decomposer l'averse en "n" averse elementaire juxtaposees, chacune d'intensite constante et de duree de "t", l'hydrogramme global de ruissellement resulte de la composition de "n" hydrogrammes decales de façon que leur origines coïncident avec le debut de l'averse elementaire .

Soient $Y_1, Y_2, Y_3 \dots$ etc, les ordonnees de l'hydrogramme unitaire cherchees aux temps: $t_1, t_2, t_3 \dots$ ETC.

Il est clair que nous pourrons tracer les hydrogrammes correspondants aux aversees elementaires i_1, i_2, i_3, \dots etc.

En effet, les courbes correspondantes sont affines avec l'hydrogramme unitaire et leurs rapport d'affinites sont: i_1, i_2, i_3, \dots etc.

Afin d'illustrer ceci prenons un exemple d'une averse complexe que l'on peut diviser en 3 aversees unitaires (voir figure ci dessus)

les ordonnees de l'averse 1 sont: $i_1 Y_1, i_1 Y_2, i_1 Y_4, i_1 Y_3$

LES ordonnees de l'averse 2 sont: $i_2 Y_1, i_2 Y_2, i_2 Y_3$

Les ordonnees de l'averse 3 sont: $i_3 Y_1, i_3 Y_2, i_3 Y_3$

Si q_1, q_2, q_3 representent les ordonnees de l'hydrogramme global respectivement aux temps $t, 2t, 3t$ on aura :

$$q_1 = i_1 Y_1 \quad ; \quad q_2 = i_2 Y_1 + i_1 Y_2$$

$$q_3 = i_1 Y_3 + i_2 Y_2 + i_3 Y_1 \quad ; \quad q_4 = i_1 Y_4 + i_2 Y_3 + i_3 Y_2$$

REMARQUES:

1) ce processus peut être appliqué en sens inverse : en effet on disposant l'hydrogramme unitaire c'est à dire : les Y_k ainsi que les i_j on peut déterminer les q_t de l'hydrogramme cherché.

2) l'un des points faibles de cette méthode est qu'une erreur sur q_1 se répercute sur toutes les valeurs de Y_k .

6.9 CONSTRUCTION DES HYDROGRAMMES EN CAS D'INSUFFISANCE DE DONNÉES D'OBSERVATIONS:

Mr SOKOLOVSKY a proposé une formule qui donne l'allure de l'hydrogramme de n'importe quelle crue connaissant son débit maximum.

La courbe résultante comporte :

a) Courbe de montée:

$$Q(t) = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$$

avec

Q_{\max} : débit maximum de la crue .

t_m : temps de montée.

$Q(t)$: débit à l'instant "t".

m : exposant de la parabole (généralement égal à 2)

b) Courbe de décrue :

$$Q(t') = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t'}{t_d} \right)^n$$

avec

$Q(t')$: débit à l'instant (t') après la pointe de l'hydrogramme.

t_d : durée de décrue .

$t_d = K \cdot t_m$ ($K=3$ pour les petits cours d'eau)

n : exposant de la parabole de décrue ($n=3$ généralement)

Considerons un bassin versant de superficie S , soit S_e la surface elementaire compis entre les isochrones e et $e+de$ (l'isochrone e est par definition l'ensemble des points dont la distance hydraulique est egale de l'exutoire "E" (temps de parcours est egale))
 remarque :

l'exutoire "E" est considere comme une isochrone nulle.

Soit S_e la surface comprise entre la ligne d'isochrone e et "E"

dS_e la surface comprise entre 2 lignes d'isochrones e et $e+de$

On peut ecrire :

$$dS_e = S'_e \cdot de$$

Supposons qu'il tombe sur le bassin une averse dont l'intensite en un point (x, y) , à un instant τ mesure à partir du debut de cette pluie est $I[(x, y), \tau]$.

Le debit apporte à l'exutoire par la surface dS_e est:

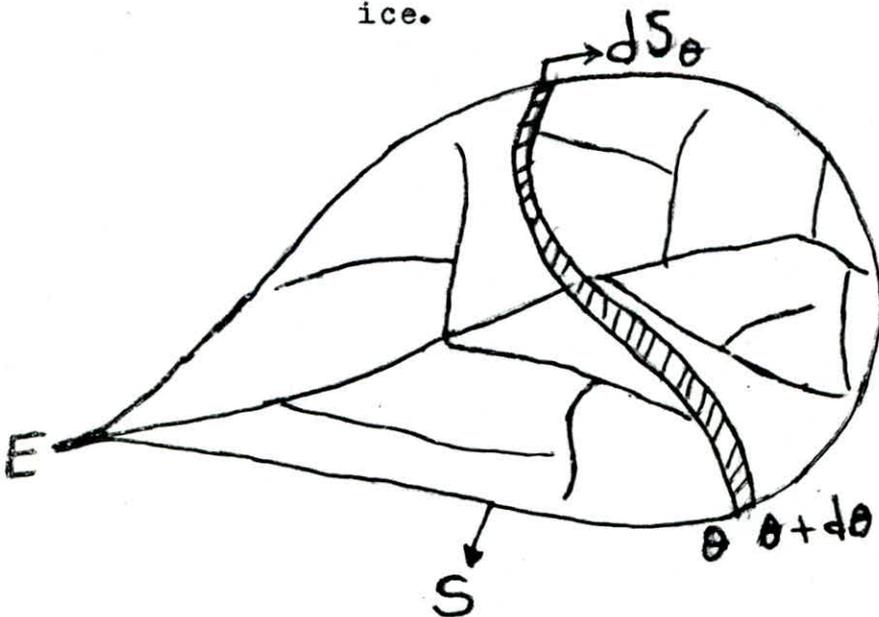
$$q(t) = c(\tau) \cdot r(t-\tau-e) \cdot I(\tau, e) \cdot S'_e \cdot d\tau de$$

En fin le debit ruisselle total sera :

$$Q(t) = \int_{e=0}^{t_c} \int_{\tau=0}^t c(\tau) \cdot r(t-\tau-e) \cdot I(\tau, e) \cdot S'_e \cdot d\tau de$$

avec:

$c(\tau) = 1 - \exp(-\alpha\tau)$: represente le coefficient de tarissement du B.V
 $r(t) = t \cdot \text{EXP}(-t^2/2)$ represente le coefficient du ruissellement
 mesure à partir du debut de l'averse generatrice.



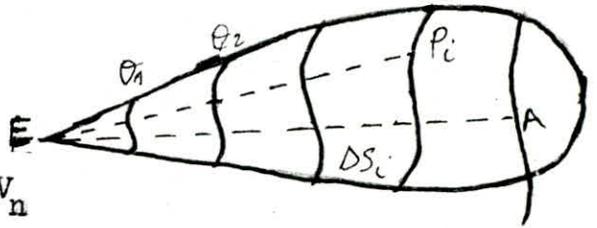
APPLICATION DE LA METHODE:

Tout d'abord on doit determiner un res-
 eau d'isochrones(en pratique on suppose qu'il est possible d'est-
 imer une vitesse moyenne V de ruissellement sur le bassin et que cette
 vitesse est plus ou moins en liaison avec la vitesse de l'eau dans
 le reseau de drainage .

DONC:

$$EP_i = V_i \cdot \Delta t \Rightarrow \Delta t = EP_i / V_i$$

$$AE = V_n \cdot t_c \Rightarrow t_c = AE / V_n$$



On peut egalement deduire les vitesses par l'utilisation des form-
 ules de temps de concentration t_c .

Pour chaque ΔS_i on calcule le debit $q_{\Delta S_i}$ en utilisant la relation:

$$q_{\Delta S_i} = c(\tau) \cdot r(t-\tau-e) \cdot I(\tau, e) \, ds \, d\tau$$

Ainsi... , quand $t = e_1 \Rightarrow Q = q_{\Delta S_0}$

$t = e_2 \Rightarrow Q = q_{\Delta S_0} + q_{\Delta S_1}$

$t = t_c \quad Q = \sum_{i=1}^n q_{\Delta S_i}$

Apartir de ces resultats on peut dresser l'hydrogramme synthetique
 REMARQUES:

- Il est pratiquement difficile de tracer les lignes iso-
 chrones sans poser des hypotheses parfois exageres (averse
 homogene , vitesse calculee a partir d'une simulation de
 reseau de drainage.....)
- Les relations donnant le coefficient de ruissellement
 ainsi que le coefficient de tarissement du bassin sont
 parfois liees a d'autres parametres tel que :
 - la climatologie .
 - geologie du sol.
 - duree de l'averse.

6.11 METHODE DE L'HYDROGRAMME ELEMENTAIRE : (propose par J. LARRIEU)

Cette methode repose sur les considerations suivantes:

La lame d'eau de "pluie effective" dh qui tombe sur la surface dA à l'instant "t" provoque, par ruissellement superficiel, une augmentation de debit :

$$dQ = Kr \frac{dh}{dt} dA dt$$

avec

\$ K: coefficient de ruissellement compris entre 0 et 1

$$K = 1 - \exp(-\alpha \cdot t) \quad \text{ou } \alpha \text{ coefficient empirique}$$

\$ r: coefficient d'etatement et de repartition de la pluie dans le bassin.

$$r = t \cdot \exp(-t^2/2)$$

Cette methode derive de la methode de l'hydrogramme synthetique, elle a donnee de tres bon resultat à la station de l'ARCHIDIACRE "SERRE-PONCON" dans le bassin de la haute durance.

REMARQUE :

L'auteur de cette methode suggere une revision des coefficient K,r pour que la formule propose peut etre utilise dans d'autres bassins versants.

7 RELATION PLUIE . DEBIT

Les relations entre les précipitations et les écoulements qui en résultent constituent une partie essentielle du cycle hydrologique et par conséquent leur étude est nécessaire pour :

- pour bien comprendre le processus qui intervient dans la genèse des débits .
- Pour estimer les caractéristiques hydrologiques du bassin versant non pourvu de stations de jaugeage.
- Et bien sûr pour prédéterminer les débits de fréquences exceptionnelles.

7.1 APPROCHE STATISTIQUE DU COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT POUR LA PRÉDETERMINATION DES CRUES

Les méthodes pluies - débits généralement utilisées introduisent un coefficient d'écoulement "en période de crue" qui ne devait pas en toute association sans précaution avec une pluie de projet de fréquence déterminée.

Il paraît donc intéressant de rechercher une détermination plus rigoureuse du coefficient d'écoulement en satisfaisant les deux conditions suivantes :

- 1 Le coefficient d'écoulement doit être une variable aléatoire, d'où la nécessité d'établir sa distribution statistique.
- 2 Ce coefficient devra être associé à la variable aléatoire "pluie" pour obtenir la variable aléatoire "débit".

7.1.1 DEFINITION STATISTIQUE UTILISÉE POUR LE COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT C :

C est une variable aléatoire comprise entre 0 et 1, pour plus de commodité, il est préférable d'opérer avec une transformation sur C et d'étudier la variable

$$K = \ln \frac{C}{1-C}$$

L'avantage de cette transformation est que K est assez proche de la loi normale

$$Q = \frac{P}{1 + e^{-K}}$$

Donc si l'on connaît la distribution du couple (P , K) on peut déterminer la distribution de Q .

7.12 CALCUL DE LA DISTRIBUTION DES DEBITS A PARTIR DES DISTRIBUTION CONJOINTES DE K ET DE P

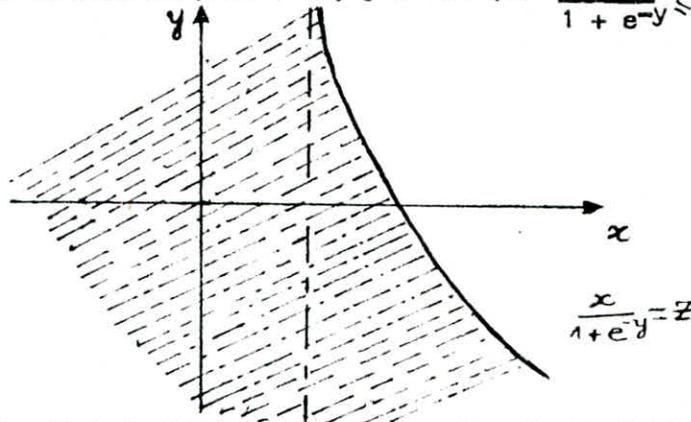
Pour le calcul nous utiliserons les hypothèses suivantes:

- K et P sont des variables indépendantes
- K suit une loi normale (ou plus généralement suit une loi à variable réduite)
- P suit une loi de Gumbel.

La méthode de calcul dérive de l'équation suivante:

$$\text{Prob} (Q \leq Z) = \iint_A \text{prob} (x \leq P \leq x + dx) \cdot \text{Prob} (y \leq K \leq y + dy)$$

où A désigne le domaine du plan (x , y) tel que $\frac{x}{1+e^{-y}} \leq Z$



F (Z) est la distribution de Q que l'on cherche à établir

G(y): la fonction de distribution de K

$$F(Z) = \int_{-\infty}^{+\infty} dG(y) \int_{-\infty}^{Z(1+e^{-y})} d(e^{-\frac{x-x_0}{a}})$$

$$F(Z) = \int_0^1 e^{-e^{-\frac{Z(1+e^{-y})-x_0}{a}}} dG$$

$\phi(U)$: la fonction de distribution de la variable réduite K

$$y = m + \sigma u$$

$$\text{et comme } G = \phi(u) \text{ alors } u = \phi^{-1}(G)$$

L'intégrale précédente devient

$$F(Z) = \int_0^1 e^{-e^{-Z(1+m\sigma\phi^{-1}(G)-x_0)}} dG$$

Des abaques ont été établies pour permettre le calcul de $F(Z)$ pour différentes valeurs de x_0 , a , m et σ , et dans le cas où la loi de K est la loi de Gauss ou celle de Gumbel.

posons :

$$Z_1 = \frac{Z - x_0}{a}$$

$$Z_2 = \frac{Ze^{-m}}{a}$$

d'où $F = F(Z_1, Z_2, \sigma)$

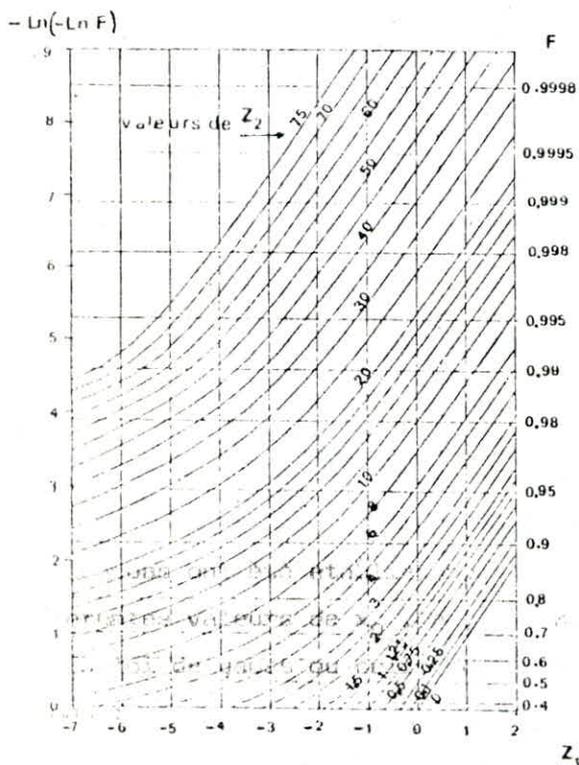
$$F = \int_0^1 e^{-e^{-Z_1 - Z_2 e^{-\sigma \phi^{-1}(G)}}} dG$$

Les abaques sont utilisables de la façon suivante:

- 1) Calcul de Z_1 et de Z_2
- 2) Choix d'un graphique relatif à la valeur observée de σ
- 3) Choix d'une verticale d'abscisse Z_1 , et choix d'une courbe paramétrée par la valeur de Z_2
- 4) L'ordonnée du point d'intersection est la valeur de F .

Un des abaques figure ci-après, à titre d'exemple:

Un des abaques figure ci-après, à titre d'exemple :



Loi de GAUSS pour K

Loi de GUMBEL pour P

cas $\sigma = 1$

En une 2^{ème} approche:

Lorsque Z est grand, c'est à dire lorsque :

$$\xi = z_1 + z_2 e^{-\sigma \phi^{-1}(G)} \gg z_1$$

ce qui certainement vérifié si $z_1 \gg z_2$

$$\text{On peut écrire : } e^{-e^{-\xi}} \approx 1 - e^{-\xi}$$

Et par conséquent :

$$\begin{aligned} F(Z) &= \int_0^1 1 - e^{-z_1 - z_2 e^{-\sigma \phi^{-1}(G)}} dG \approx \\ &\approx 1 - e^{-z_1} \int_0^1 e^{-z_2 e^{-\sigma \phi^{-1}(G)}} dG \end{aligned}$$

Si on note T la période de retour

$$T(Z) = \frac{1}{1 - F(Z)}$$

$$\text{On aura alors } \ln T(Z) \approx z_1 - \ln \int_0^1 e^{-z_2 e^{-\sigma \phi^{-1}(G)}} dG$$

$$\text{Ou encore : } -\ln(-\ln F(Z)) = z_1 - \ln \int_0^1 e^{-z_2 e^{-\sigma \phi^{-1}(G)}} dG$$

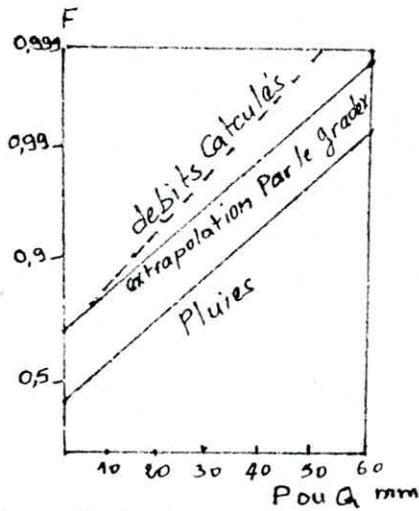
On remarque que $-\ln(-\ln F(Z)) = z_1$ représente la distribution de Gumbel des pluies.

par conséquent

$$\ln \int_0^1 e^{-z_2 e^{-\sigma \phi^{-1}(G)}} dG$$

Ce dernier terme représente l'écart en fréquence (mesure sur l'échelle de Gumbel) entre la pluie et le débit. Contrairement à ce qui se passe dans la méthode de Gradex, cet écart croît avec F .

Sur le graphique à échelle de Gumbel pour les fréquences on a donc le schéma suivant :

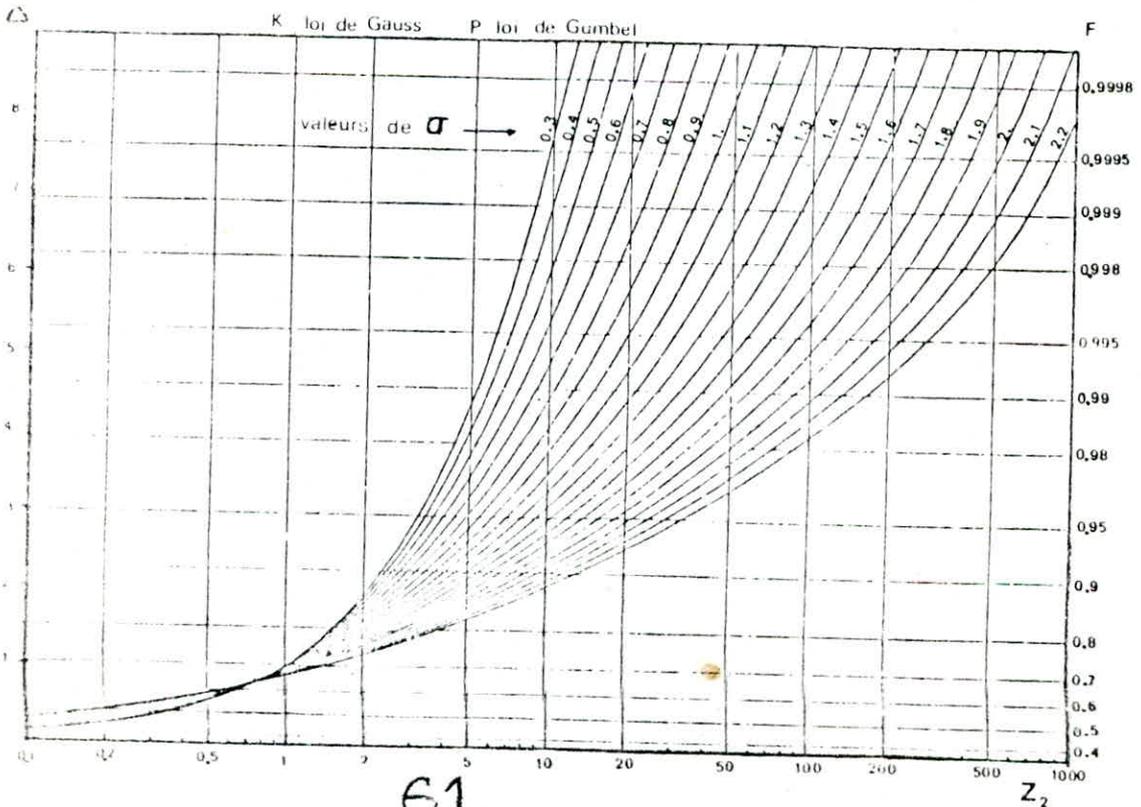


L'extrapolation par la méthode de Gradex donne des débits plus forts que l'application de la composition des lois de K et P.

Cette différence avec la méthode de Gradex peut être réduite grâce à une autre formulation pour la définition de C où encore par le recours à une loi de distribution bornée (loi bêta, par exemple

Comme l'expression
$$\Delta = \ln \int_0^1 e^{-z_2} e^{-\sigma \phi^{-1}(G)} dG$$

Ne dépend que de deux variables : z_2 et σ , un seul graphique présente ci dessous permet le calcul direct de Δ en fonction de z_2 et σ



8 : DETERMINATION DE LA CRUE DE PROJET

Cette partie est une application des principales méthodes de prédétermination de crue sur le bassin versant de l'oued Sabaou (1490 Km² à la station hydrométrique de Belloua) .

C'est sur la base des données hydrométrique (Tableau A) et pluviométrique (Tableaux B,C et D) .

Les méthodes qui seront utilisées sont :

- Les méthodes statistiques (Loi de Gumbel et de Galton) .
- Formules empiriques .
- Les courbes de Chaumont .
- La méthode de Gradex .
- La méthode de l'hydrogramme unitaire .

8.1 DESCRIPTION SUCCINTE DU BASSIN :

8.1.1 Situation générale :

Le bassin versant hydrologique de l'oued sebaou (1490 Km² à la station hydrométrique de Belloua) est situé dans la grande Kabylie , à environ 80 Km à l'est d'Alger .

8.1.2 Geologie et sols :

Le massif se compose d'une chaîne de montagnes élevées composées surtout de schistes et phyllites paléozoïques , au nord de l'oued les argiles et les grès prédominent , au sud de jeunes formations alluviales révèlent. Le bassin versant est assez accidenté , les pentes de montagnes sont couvertes de végétation à feuilles persistantes .

8.1.3 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 étant des terres ouvertes ou la végétation étant constituée par de l'herbe assez dense .

8.1.4 Caractéristiques physiques :

Le bassin versant de l'oued sebaou (à la station hydrométrique de Belloua) a les caractéristiques morphométriques suivantes :

Surface (S) = 1490 Km²

Périmètre (P) = 155 Km

coefficient de compacité de Gravellus ($K = 0,28 \frac{P}{S}$) = 1,12

Longueur du rectangle équivalent (L) = 42,2 Km

longueur du cours d'eau principal (L_{oued}) = 66 Km

Altitudes max	=	2305 m
min	=	70 m
moy	=	635 m
Temps de concentration (T _c)	=	13 h

8.1.5 :

Données climatiques :

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 les différentes stations pluviométriques .

La température de la région subit des variations notables entre les mois les plus chauds : Juillet , Août quant la température mensuelle moyenne atteint des maximums de 25 ÷ 35°C et les mois les plus froids : Décembre, Janvier , Février où la température mensuelle moyenne baisse jusqu'à 3°C . Sur les pentes les plus élevées du massif du djurdjura les températures d'hiver sont très basses et la neige persiste pendant plusieurs mois .

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

8.1.6 Pluviométrie :

Le bassin de l'oued sebaou à la station hydrométrique de Belloua est équipé de 11 postes pluviométriques dont 3 sont dotés de pluviographes (Voir carte)

L'estimation de la pluie annuelle moyenne a été faite par planimétrage de la carte d'isohyètes .

CARTE DES ISOHYETES

MER MEDITERRANEE



La méthode des Isohyetes donne les résultats suivants

Periode de référence	Isohyetes	Precipitation moyenne (mm)	surface Km ²	A _i P _i
1979 - 1910	850 - 850	850	43	36550
	850 - 900	875	521	455875
	900 - 1000	950	502	476900
	1000 - 1100	1050	168	176400
	1100 - 1200	1150	85	97750
	1200 - 1300	1250	97	121250
	> 1300	1348	74	99752

Σ 1490 Σ 1464477

$$\bar{P}(\text{Isohyetes}) = \frac{\sum A_i P_i}{\sum A_i} = \frac{1464477}{1490} = 982 \text{ mm}$$

P = 982 mm

8.1.7 Ecoulement :

Le bassin de Sebaou à la station hydrométrique de Belloua est caractérisé par un écoulement important , ce qui est confirmé par les observations faites à la même station .

Le tableau suivant résume les apports liquides annuels

Années	apport annuel (Hm ³)	années	apport annuel
51/52	945	77/78	291
52/53	894	78/79	394
53/54	630	79/80	368
54/55	619	80/81	626
57/58	1084	81/82	515
73/74	1047	82/83	428
74/75	285	83/84	421
75/76	536	84/85	762
76/77	367		

donc l'apport annuel moyen est estimé à 600 Hm³

La lame écoulée est :

$$L = \frac{\text{Apport}}{\text{Surface}} = \frac{600}{1490} = 400\text{mm}$$

$$\text{lame} = 400 \text{ mm}$$

Et en fin nous pouvons estimer le coefficient d'écoulement

$$C = \frac{L}{P} = \frac{400}{982} = 0,4$$

$$C = 40\%$$

! -----!
 ! DONNEES HYDROMETRIQUES (STATION DE BELLOUA) !
 ! -----!

DATE	Qmax
MARS 1974	2940
DEC 1957	2830
MARS 1953	1690
DEC 1980	1316
FEV 1976	1246
JANV 1982	1085
MARS 1985	1060
AVRI 1950	981
DEC 1951	904
DEC 1976	776
MARS 1975	740
FEV 1984	724
MARS 1980	704
DEC 1982	651
JANV 1951	624
AVR 1954	583
FEV 1979	561
AVR 1978	535
DEC 1955	390
NOV 1954	182

STATION D'AIN EL HAMMAM

RANG	PRECIPITATION JOURNALIERE
1	224,7
2	120
3	120
4	111,5
5	100
6	96,8
7	93,6
8	89,3
9	88
10	87
11	86,7
12	85
13	83,4
14	82
15	81,3
16	77,9
17	76,7
18	75,5

RANG	PRECIPITATION JOURNALIERE
19	71,2
20	70,7
21	70
22	70
23	69,3
24	65,2
25	65
26	61
27	59,5
28	55,3
29	53,9
30	52,8
31	51,9
32	50,6
33	50,2
34	44
35	40,4
36	22,1

STATION D'AZZAZGA

RANG	PRECIPITATION JOURNALIERE	RANG	PRECIPITATION JOURNALIERE
1	139	26	65
2	123	27	63.5
3	121	28	62.8
4	111	29	60
5	109	30	60
6	104	31	59
7	98.1	32	59
8	97.1	33	58
9	93	34	57
10	90	35	55.5
11	88	36	55.4
12	86.5	37	54
13	84.5	38	52
14	84	39	51
15	82	40	51
16	81	41	49
17	80.5	42	48
18	80.2	43	48
19	78.6	44	46
20	75	45	45
21	74.9	46	45
22	74	47	43
23	73.7	48	41
24	66	49	36.7
25	65.8	50	35

*** STATION DE LARBAA NAITH ERATHEN

rang	Pj	rang	Pj	rang	Pj
1	195,4	28	72	55	45
2	141,3	29	71,9	56	44
3	125,7	30	71,2	57	43
4	120,7	31	70,5	58	40.5
5	104,9	32	70,2	59	33.6
6	104,7	33	70,1		
7	102	34	69		
8	101,6	35	68,8		
9	99,2	36	67		
10	99	37	65		
11	99	38	64,8		
12	98	39	63,3		
13	96	40	63		
14	94	41	61,4		
15	89	42	58,5		
16	89	43	56,9		
17	86,3	44	56,3		
18	86	45	56,2		
19	84	46	54		
20	83,3	47	53,9		
21	82,4	48	51,9		
22	80,6	49	51,8		
23	80,4	50	50,9		
24	78,7	51	50,5		
25	74,2	52	50		
26	72,6	53	48,8		
27	72	54	48,4		

8.2 Methodes statistiques:

Les lois utilisées sont la loi de Gumbel et celle de galton car les débits a y ajuster sont les debits maximums annuels .

a : Ajustement par la loi de Gumbel :

Pour ajuster un échantillon par la méthode graphique de la loi de Gumbel il faut :

1 : classer les valeurs par ordre décroissant en attribuant à chacune d'elles un numero d'ordre n .

2 : calculer pour chacune des valeurs sa fréquence expérimentale de non dépassement

$$F(Q) = \frac{n - 1/2}{N} \quad (\text{ Voir tableau E })$$

3 : nous avons reporté les couples (Q , F(Q)) sur papier diagramme à probabilité de Gumbel . (fig 3)

4 : calculer les paramètres empiriques \bar{Q} , σ et C_v , pour calculer les paramètres d'ajustement $1/a$ et Q_0

$$\bar{Q} = 1025,95 \text{ m}^3/\text{s} \quad \sigma = 722,8 \quad , \quad C_v = 0,7$$

$$1/a = 0,78 \cdot 722,8 = 563,78$$

$$Q_0 = 1025,95 - 0,577/a = 700,64$$

5 : nous avons tracé la droite $Q = 1/a y + Q_0 = 563y + 700,64$

6 : à partir de la loi ajustée , on déduit facilement les valeurs de Q pour des fréquences voulues %.

Resultats:

$$Q_{10} = 1960 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{50} = 2920 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 3540 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000} = 5760 \text{ m}^3/\text{s}$$

AJUSTEMENT PAR LA LOI DE GUMBEL

ANNEE	RANG	FREQUENCE	DEBIT
MARS 1974	1	0.025	2940
DEC 1957	2	0.075	2830
MARS 1953	3	0.125	1690
DEC 1980	4	0.175	1316
FEV 1976	5	0.225	1246
JANV 1982	6	0.275	1085
MARS 1985	7	0.325	1060
AVRI 1950	8	0.375	981
DEC 1951	9	0.425	904
DEC 1976	10	0.475	776
MARS 1975	11	0.525	740
FEV 1984	12	0.575	724
MARS 1980	13	0.625	704
DEC 1982	14	0.675	651
JANV 1951	15	0.725	624
AVR 1954	16	0.775	583
FEV 1979	17	0.825	561
AVR 1978	18	0.875	535
DEC 1955	19	0.925	390
NOV 1954	20	0.975	182

periode de retour

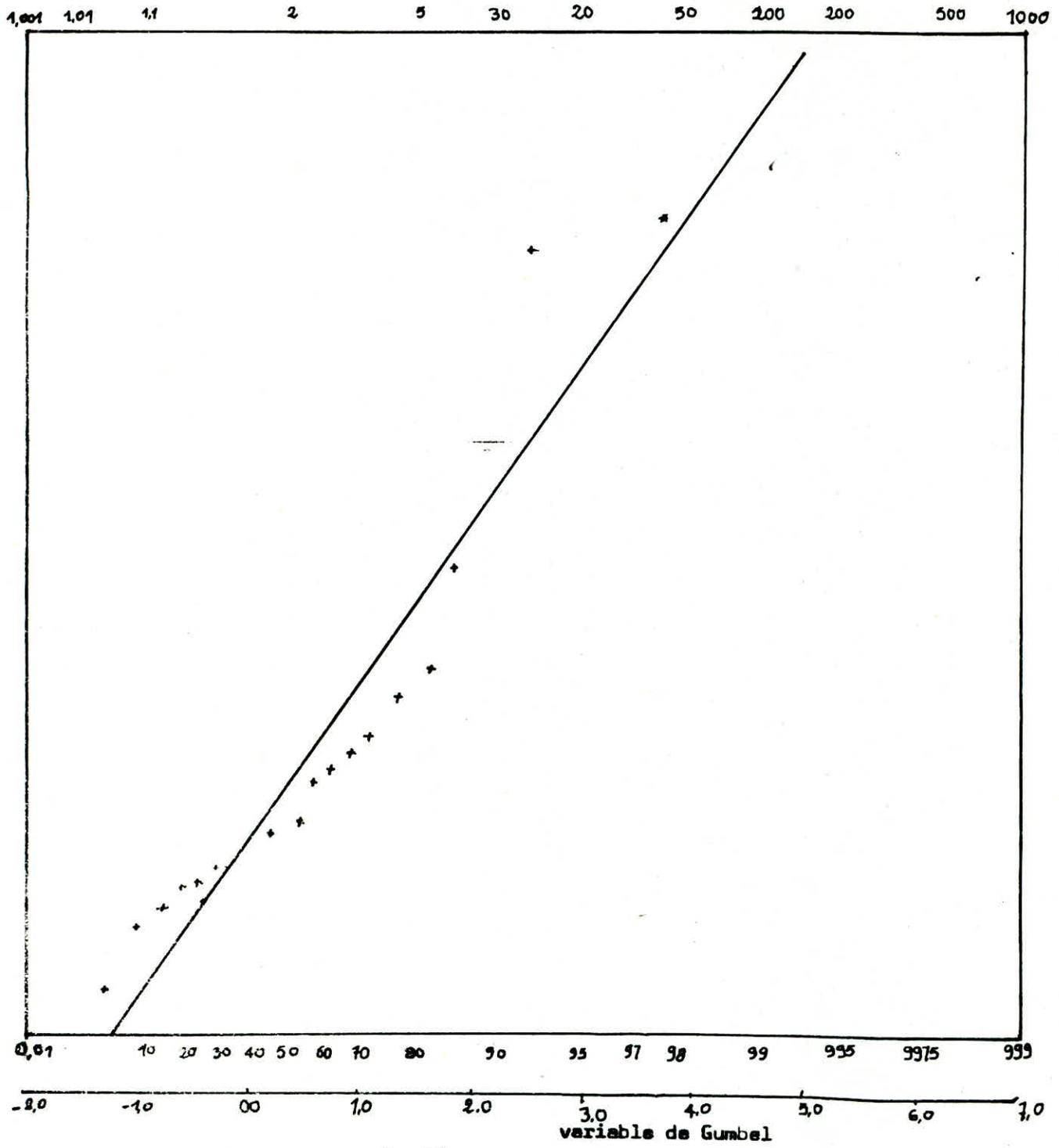


fig 3

b: Ajustement par la loi de Galton :

La réalisation de l'ajustement de la loi log-normale (Galton) à un échantillon de N valeurs nécessite les opérations suivantes :

on calcule les logarithme des valeurs des débits , puis on détermine les caractéristiques empiriques : moyenne , écart type , coefficient de variation

1 ; On procède à un classement des valeurs de l'échantillon par ordre décroissant

2 : On calcule la fréquence expérimentale de chaque valeur de l'échantillon

3 : On reporte sur papier de probabilité log-normale les points expérimentaux

4 : On trace la droite $\log Q = \overline{\log Q} + u\sigma$

u : est la variable normale réduite

les valeurs des débits ainsi que leurs fréquences sont représentés dans le

tableau N° F et la droite d'ajustement est représentée sur le papier

Galton fig 4

Résultats :

$$\overline{\log Q} = 2,92 \quad \sigma = 0,27 \quad \text{et } C_v = 0,1$$

la droite d'ajustement a pour equation $\text{LOG}(Q) = \overline{\text{LOG}(Q)} + u\sigma = 2,92 + 0,27u$

le débit de fréquence voulue est donne par : $Q = 10^{2,92 + 0,27u}$

Graphiquement à partir de la droite d'ajustement on tire les valeurs des débits de fréquences voulues :

$$Q_{10} = 1855 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{50} = 2993 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 3540 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000} = 5750 \text{ m}^3/\text{s}$$

AJUSTEMENT PAR LA LOI DE GALTON

DATE	RANG	FREQUENCE	Qmax	LOGQmax
1974	1	0,025	2940	3,47
1957	2	0,075	2830	3,45
1953	3	0,125	1690	3,23
1980	4	0,175	1316	3,12
1976	5	0,225	1246	3,09
1982	6	0,275	1085	3,03
1985	7	0,325	1060	3,02
1950	8	0,375	981	2,99
1951	9	0,425	904	2,95
1976	10	0,475	776	2,89
1975	11	0,525	740	2,87
1984	12	0,575	721	2,86
1980	13	0,625	704	2,85
1982	14	0,675	651	2,81
1951	15	0,725	624	2,79
1954	16	0,775	583	2,76
1979	17	0,825	561	2,75
1978	18	0,875	535	2,73
1955	19	0,925	390	2,59
1954	20	0,975	182	2,26

- F -

. F .

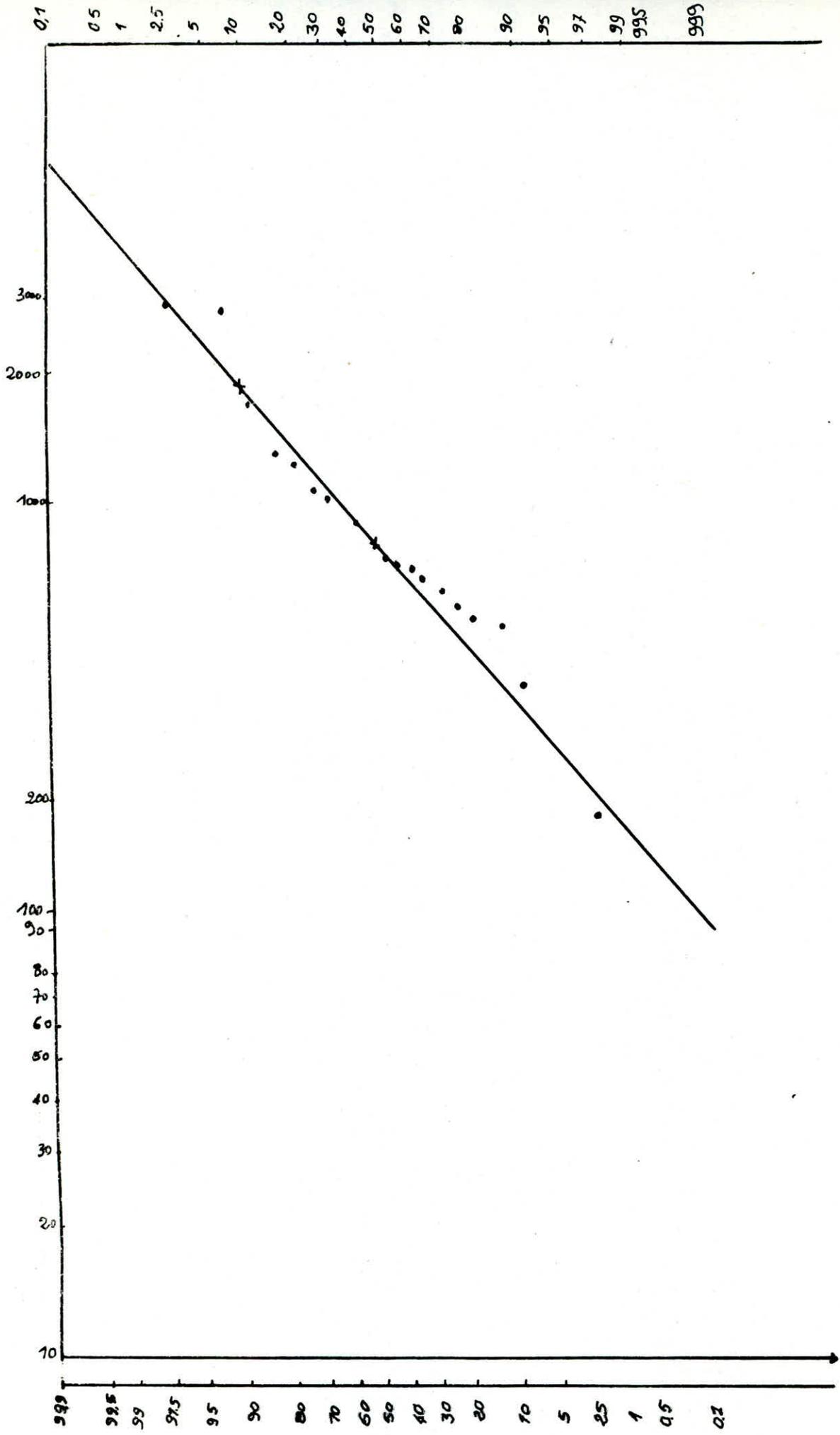


fig 4

TEST DE KHI2

N° DE CLASSE	1	2	3	4
LIMTES	>3.09	3.09;2.89	2.89;2.79	<2.79
n(i)	5	5	5	5
$\sqrt{v}(i)$	0.62	-0.11	-0.48	/
$\sqrt{v}(i+1)$	/	0.62	-0.11	-0.48
A= F[$\sqrt{v}(i)$]	0.267	0.54	0.68	1
B= F[$\sqrt{v}(i+1)$]	/	0.267	0.54	0.68
C=A-B	0.267	0.273	0.14	0.32
$\sqrt{v}(i)$	5.34	5.56	2.8	6.4
n(i)- $\sqrt{v}(i)$	-0.34	-0.56	2.2	-1.4
[n(i)- $\sqrt{v}(i)$]/ $\sqrt{v}(i)$	0.022	0.056	1.72	0.30

avec:

$$\sqrt{v}(i) = N * [F(\sqrt{v}(i)) - F(\sqrt{v}(i+1))]$$

$$v = K - p - 1 = 4 - 2 - 1 = 1$$

$$\chi^2 = \frac{(n - (i)) * * 2}{(i)} = 2.09$$

$$\chi^2 = 2.09 \quad \text{donc:}$$

$$0.1 < P(\chi^2) < 0.9$$

$$0.1 < P(\chi^2) < 0.9$$

$$P(\chi^2) > 0.05$$

! l'ajustement est satisfaisant !

Intervalle de confiance :

C'est l'intervalle dont on a de bonnes raisons de croire qu'il contient la vraie valeur du paramètre

Pour notre cas $N = 20 < 30$

1^{er} moyenne :

$$\bar{X}_{1-\alpha} = \bar{x} \pm t_{1-\frac{\alpha}{2}} \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$$

$$\log \hat{Q} = \overline{\log Q} \pm t_{1-\frac{\alpha}{2}} \frac{\sigma_{\log Q}}{\sqrt{N}}$$

$t_{1-\frac{\alpha}{2}}$: la loi de student pour $N-1$ degré de liberté

on a pris $1-\alpha = 5\% \Rightarrow \alpha = 0,05$

$$\log \hat{Q} = 2,92 \pm 2,093 \cdot 0,06 = 2,92 \pm 0,126$$

$$2,79 < \log \hat{Q} < 3,05$$

soit une erreur $\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{0,126}{2,92} = 4\%$

2^{eme} Ecart type (σ)

$$\frac{N\sigma^2}{\chi_1^2} < \sigma^2 < \frac{N\sigma^2}{\chi_2^2} \Rightarrow \frac{\sqrt{N}\sigma}{\sqrt{\chi_1^2}} < \sigma < \frac{\sqrt{N}\sigma}{\sqrt{\chi_2^2}}$$

χ_1^2 et χ_2^2 : la valeur de la loi de chi-deux $\sim N-1$ deg de liberté respectivement pour $1-\frac{1-\alpha}{2}$ et $\frac{1-\alpha}{2}$

$$\frac{\sqrt{20} \cdot 0,27}{\sqrt{32,9}} < \sigma < \frac{\sqrt{20} \cdot 0,27}{\sqrt{8,91}} \Rightarrow 0,21 < \sigma < 0,40$$

La vraie valeur de σ est située entre 0,21 et 0,40

Soit une erreur $\frac{\Delta \sigma}{\sigma} = \frac{0,06}{0,27} = 22\%$

8.3 FORMULES EMPIRIQUES :

8.3.1 Formule de Mallet Gautier

C'est une formule très utilisée à l'ANRH (Algerie)

$$Q = 2.K.\log(1 + aT) \cdot \frac{A}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{1 + 4\log T - \log A}$$

a et K sont des coefficients pris en Algérie respectivement 20 et 1

M Précipitation annuelle moyenne a été calculée = 982 mm

A superficie du bassin versant = 1490 Km²

L longueur de l'oued = 66 Km

$$Q_{10} = 2 \cdot \log(1 + 20 \cdot 982) \cdot \frac{1490}{\sqrt{66}} \cdot \sqrt{1 + 4 \log 10 - \log 1490}$$

$$Q_{10} = 2128 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{50} = 3385 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 3801 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000} = 4936 \text{ m}^3/\text{s}$$

8.3.2 Formule de Fuller :

$$q_T = q_I (1 + 0,8 \log T)$$

$$q_m = q_T \left(1 + \frac{2}{A^{0,3}}\right)$$

q_m débit instantané de pointe

q_T débit maximum journalier

q_I débit moyen des débits maximums annuels

$$q_{10} = 1026 (1 + 0,8 \log 10) \left(1 + \frac{2}{A^{0,3}}\right)$$

La formule de Fuller donne les résultats suivants

$$q_{10} = 2260 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{50} = 2961 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{100} = 3263 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{1000} = 4263 \text{ m}^3/\text{s}$$

8.3.3 Formule de Creager et Justin

Cette formule comme nous l'avons indiqué dans le chapitre 4 est applicable pour tout le globe terrestre .

$$Q = 4600 A^{0,894} A^{-0,848}$$

$$Q = 4600 (1490)^{0,894} \cdot (1490)^{-0,848} = 4661 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 4661 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.4 Abaqués de Chaumont :

Elaborées à partir des données observées en Algérie ,et en Tunisie, ces abaques donnent une limite supérieure des débits en fonction de leurs fréquences et de la superficie du bassin versant.

Pour la superficie de 1490 km^2 , les courbes de Chaumont donnent les résultats suivants :

$$Q_{10} = 1300 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{50} = 2000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 2900 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1000} = 3600 \text{ m}^3/\text{s}$$

8.5 METHODE DE GRADEX :

Le procédé de calcul se fait comme suit :

- calcul du temps de concentration T_C
- Ajustement par la loi de Gumbel des précipitations journalières
- Tracer la droite $P(T) = \frac{1}{3} P_J (T_C)^{0,4}$
- Calcul de lame ruissellée $L_x(10\text{ans})$ à partir de l'ajustement des débits maximaux .
- Tracer la droite d'extrapolation à partir de $L_x(T = 10 \text{ ans})$ et déterminer les débits pour les fréquences voulues .

a : Calcul du temps de concentration (T_C)

1 : Par la formule de Giordotti :

$$T_C = \frac{4 A + 1,5 L}{0,8 H_{\text{moy}}}$$

A : surface du bassin versant en Km^2

L : longueur du cours d'eau principal en Km

H_{moy} : altitude moyenne en m

$$T_C = \frac{4 \cdot 1490 + 1,5 \cdot 66}{0,8 \cdot 635} = 12,56\text{h}$$

2 : Formule de Passini :

$$T_C = 4 \left(\frac{A L}{(10 i)^{3/2}} \right)^{1/4}$$

i : est la pente moyenne en m/Km

$$T_C = 12,78 \text{ h}$$

donc pour le calcul nous prenons $T_C = 13 \text{ h}$

Les droites d'ajustement des précipitations des trois stations (Azzarga Larbaa Naith erathen et ain el hamam) sont représentées sur le papier

Gumbel fig 5-6

STATION D'AIN EL HAMMAN

RANG	PRECIPITATION JOURNALIERE	FREQUENCE	RANG	PRECIPITATION JOURNALIERE	FREQU-
1	224,7	0,0138	19	71,2	0,513
2	120	0,041	20	70,7	0,54
3	120	0,069	21	70	0,569
4	111,5	0,097	22	70	0,597
5	100	0,125	23	69,3	0,625
6	96,8	0,152	24	65,2	0,652
7	93,6	0,180	25	65	0,68
8	89,3	0,208	26	61	0,708
9	88	0,236	27	59,5	0,736
10	87	0,26	28	55,3	0,763
11	86,7	0,29	29	53,9	0,79
12	85	0,319	30	52,8	0,819
13	83,4	0,347	31	51,9	0,847
14	82	0,375	32	50,6	0,875
15	81,3	0,40	33	50,2	0,902
16	77,9	0,43	34	44	0,93
17	76,7	0,458	35	40,4	0,958
18	75,5	0,486	36	22,1	0,986

STATION D'AZZAZGA

	PRECIPITATION JOURNALIERE	FREQUENCE	RANG	PRECIPITATION JOURNALIERE	FREQUENCE
	109	0.01	26	65	0.51
	123	0.03	27	63.5	0.53
	121	0.05	28	62.8	0.55
	111	0.07	29	60	0.57
	109	0.09	30	60	0.59
	104	0.11	31	59	0.61
	98.1	0.13	32	59	0.63
	97.1	0.15	33	58	0.65
	93	0.17	34	57	0.67
	90	0.19	35	55.5	0.69
	88	0.21	36	55.4	0.71
	86.5	0.23	37	54	0.73
	84.5	0.25	38	52	0.75
	84	0.27	39	51	0.77
	82	0.29	40	51	0.79
	81	0.31	41	49	0.81
	80.5	0.33	42	48	0.83
	80.2	0.35	43	48	0.85
	78.6	0.37	44	46	0.87
	75	0.39	45	45	0.89
	74.9	0.41	46	45	0.91
	74	0.43	47	43	0.93
	73.7	0.45	48	41	0.95
	65	0.47	49	36.7	0.97
	65.8	0.49	50	35	0.99

	précipitation journalière P ₂	fréquence
	195,4	0,008
	141,3	0,025
	125,7	0,042
	120,7	0,059
	104,9	0,076
	104,7	0,093
	102	0,11
	101,6	0,127
	99,2	0,144
0	99	0,161
1	99	0,178
2	90	0,19
3	86	0,21
4	84	0,22
5	83	0,24
6	83	0,26
7	82,0	0,28
8	82	0,29
9	84	0,31
10	82,3	0,33
11	82,4	0,35
12	80,6	0,36
13	80,4	0,38
14	78,7	0,40
15	74,2	0,41
16	72,6	0,43
17	72	0,45

rang	précipitation journalière P ₂	fréquence
28	72	0,46
29	71,9	0,48
30	71,2	0,50
31	70,5	0,51
32	70,2	0,53
33	70,1	0,55
34	69	0,57
35	68,8	0,58
36	67	0,60
37	65	0,62
38	64,8	0,63
39	63,3	0,65
40	63	0,67
41	61,4	0,68
42	58,5	0,70
43	56,9	0,72
44	56,3	0,73
45	56,2	0,75
46	54	0,77
47	53,9	0,79
48	51,9	0,80
49	51,8	0,82
50	50,9	0,84
51	50,5	0,85
52	50	0,87
53	48,8	0,89
54	48,4	0,90
55	45	0,92
56	44	0,94
57	43	0,96
58	40,5	0,97
59	33,6	0,99

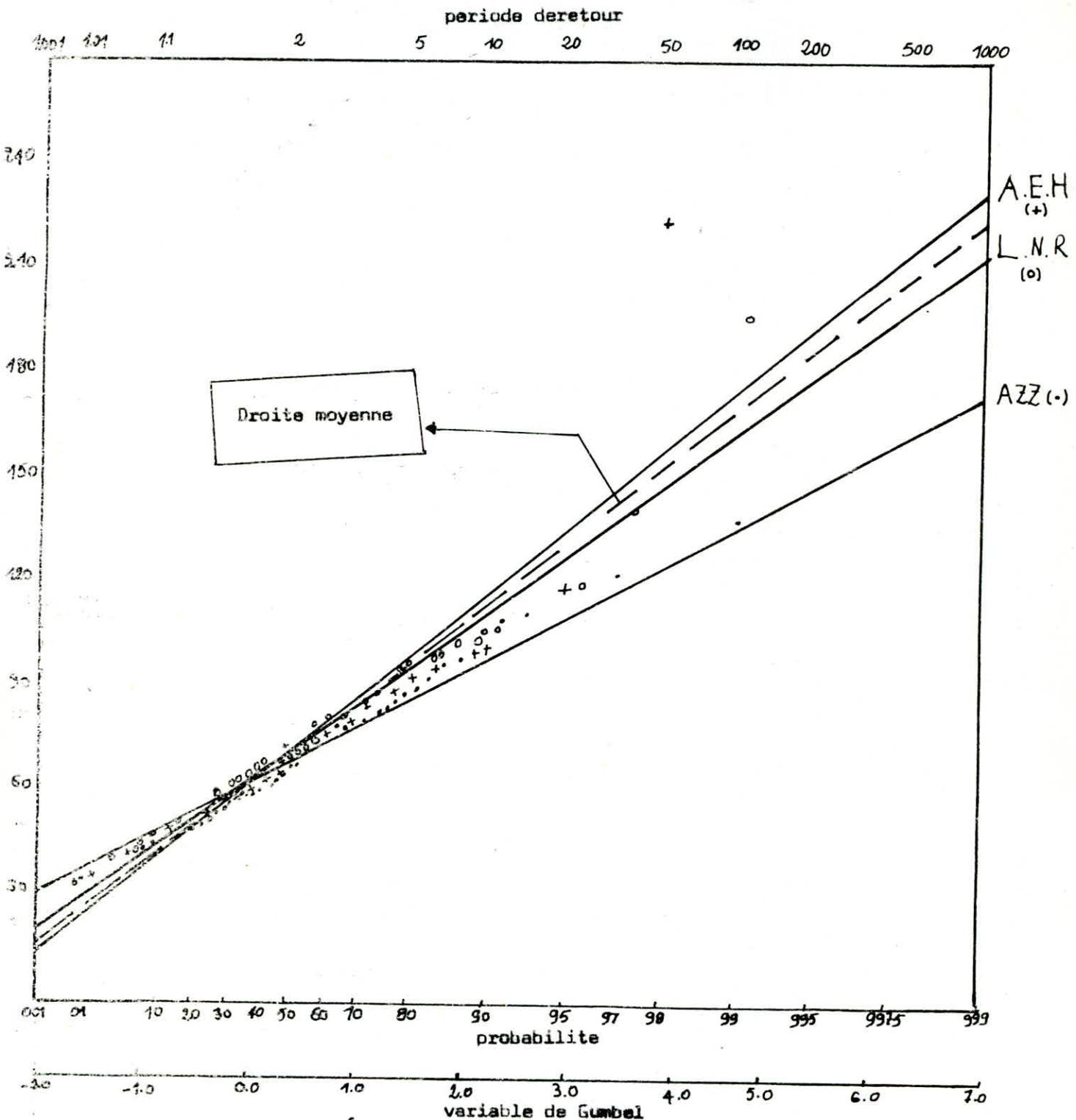


fig 5

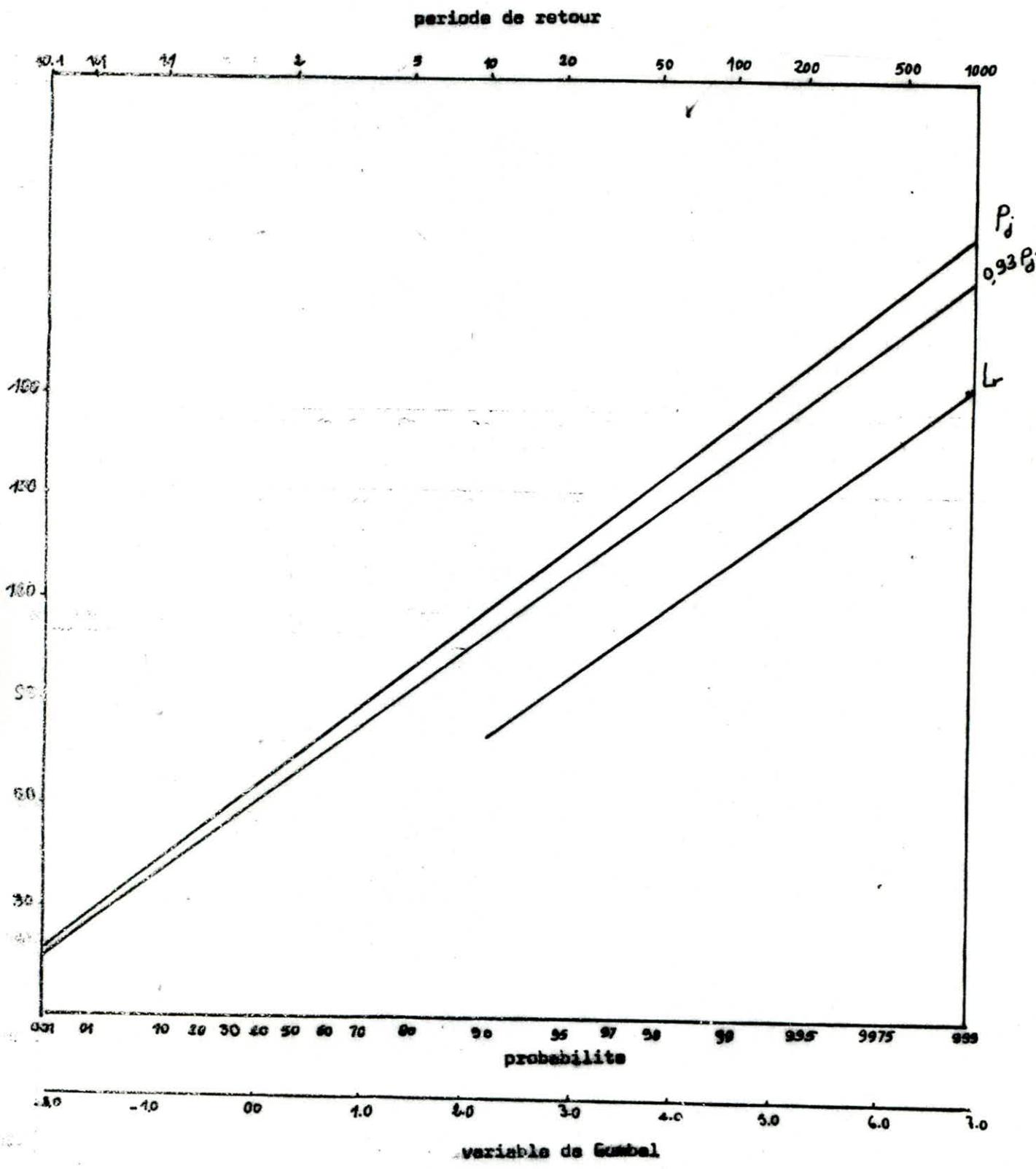


Fig 6

Pour être dans le cas extrême (le plus défavorable) nous avons pris pour la suite du calcul la droite moyenne des deux droites d'ajustement des stations de Larbaa Naïth Erathen et Ain el Hammam car la pluviométrie est plus élevée et en fin à partir de cette droite on trace la droite $p(t_c) = 1/3(t_c)^{0,4} P_j$

qui est $P(t_c) = 0,93 P_j$

Tracé de la droite d'extrapolation

la lame ruissellée correspondante à la période de retour de 10 ans est donnée par la relation suivante :

$$L_r(T=10) = \frac{V_r(T=10)}{A}$$

le volume ruissellé est calculé d'après la relation suivante :

$$V_r = Q_m T_b / 2$$

T_b est le temps de base, qui a été estimé d'après 4 hydrogrammes de crue dont les débits de pointe sont très élevés (Fig N - -)

et le temps de base moyen sera égale à :

$$(T_b)_{\text{moy}} = \frac{32 + 35 + 26 + 42}{4} = 34 \text{ h}$$

Q_m est le débit correspondant à la période de retour de 10 ans

$$Q_m = 1960 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_r = 1960 \cdot 34 \cdot 1800 = 119 \text{ hm}^3$$

$$L_r = 80 \text{ mm}$$

à partir de $L_r(T=10)$ on trace la droite d'extrapolation qui est parallèle à la droite d'ajustement $P(T_c) = 1/3(T_c)^{0,4} P_j$, et ce qui nous permet de tirer les débits de fréquences rares en effectuant le chemin inverse du calcul de la lame ruissellée.

les résultats sont résumés dans le tableau ci dessous

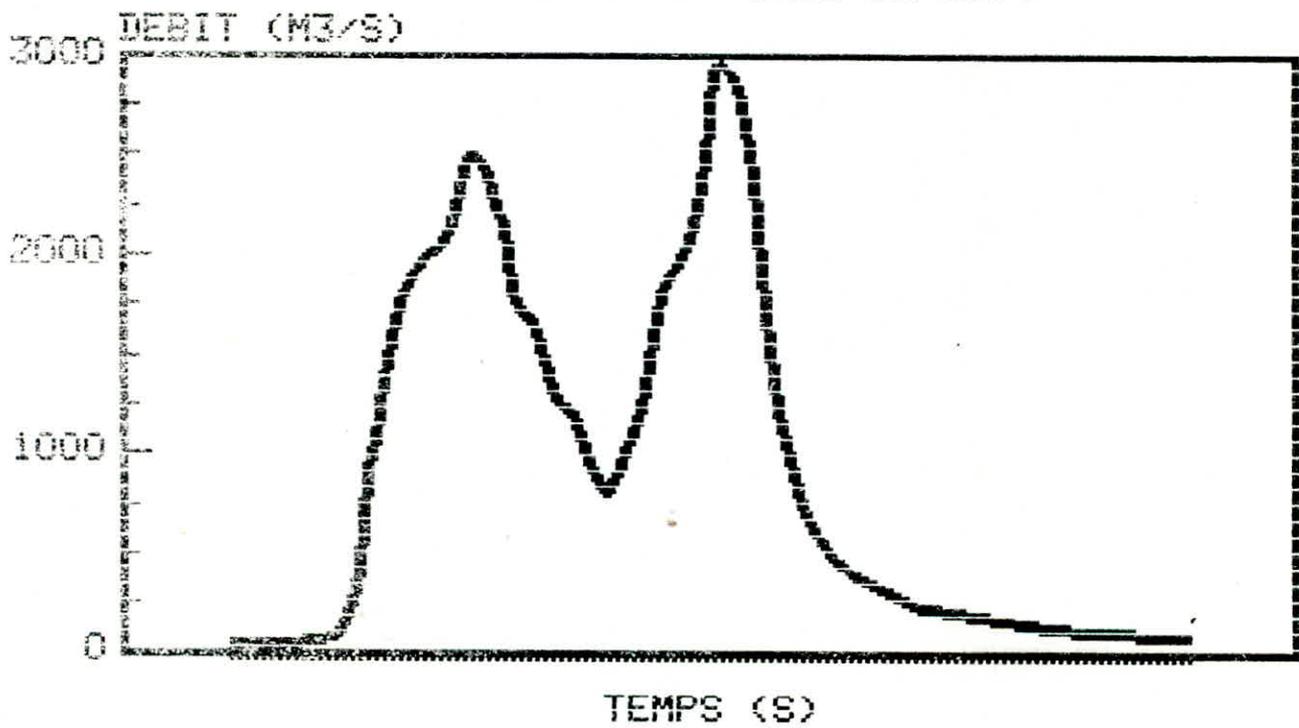
période de retour (ans)	50	100	1000
lame ruissellée (mm)	116	130	180
volume ruissellé (hm ³)	172	193	268
débit Q (m ³ /s)	2810	3153	4382

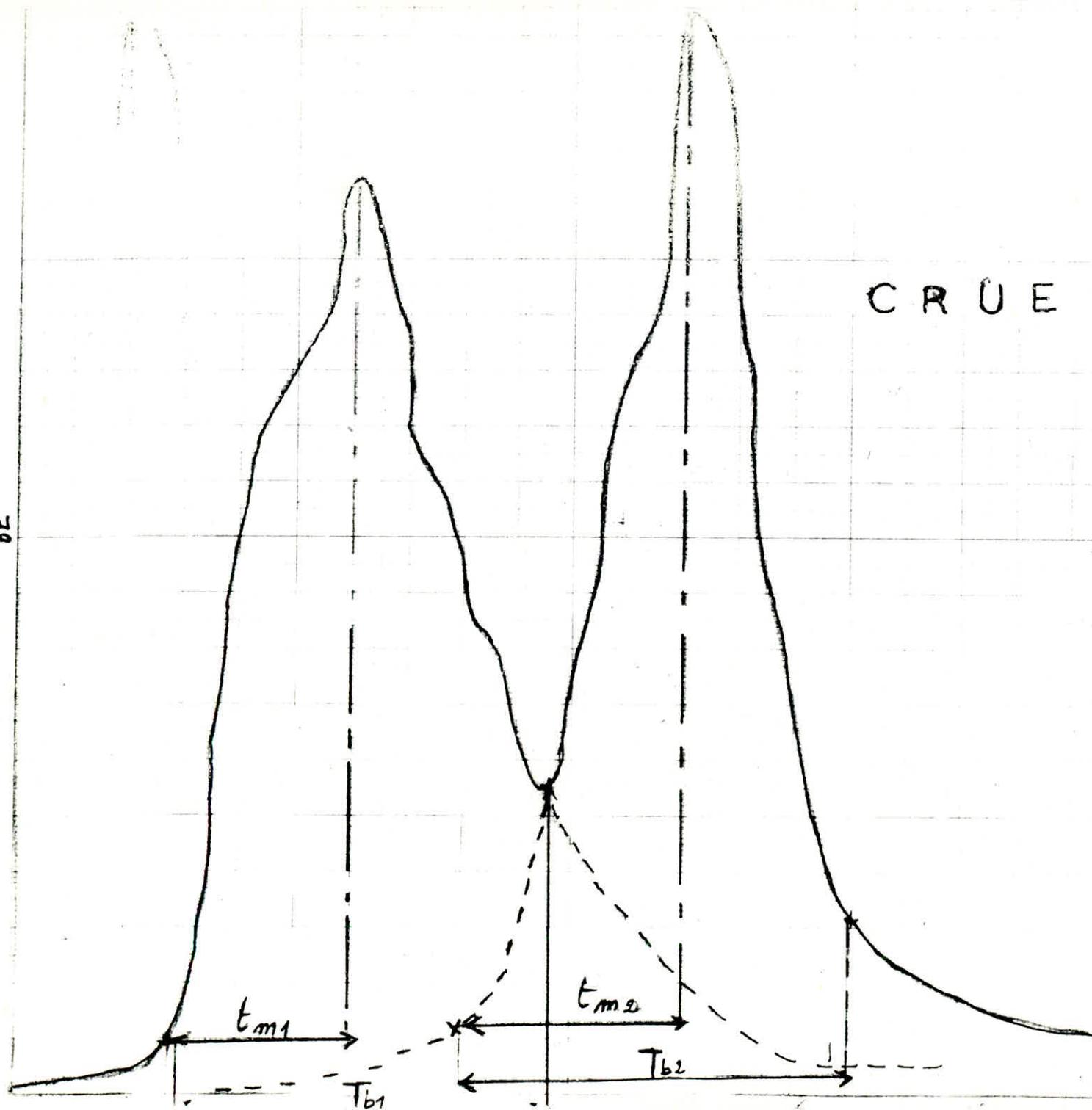
CRUE DE MARS 1974			PAS DE TEMPS :60		NPT:24		
0	26.36	60	28.68	120	30.42	180	31.00
240	32.00	300	32.80	360	34.00	420	34.70
480	38.24	540	41.96	600	49.96	660	55.68
720	68.20	780	76.38	840	122.00	900	244.00
960	367.0	1020	893.0	1080	1058.0	1140	1362.00
1200	1568.0	1260	1746.0	1320	1864.0	1380	1920.0
0	1978.0	60	2020.0	120	2040.0	180	2088.0
240	2225.0	300	2430.0	360	2500.0	420	2455.0
480	2380.0	540	2210.0	600	2130.0	660	1820.0
720	1722.0	780	1686.0	840	1616.0	900	1468.0
960	1314.0	1020	1238.0	1080	1221.0	1140	1148.0
1200	1020.0	1260	903.00	1320	817.00	1380	807.40
0	877.00	60	1009.0	120	1114.0	180	1224.0
240	1440.0	300	1694.0	360	1860.0	420	1925.0
480	1970.0	540	2068.0	600	2210.0	660	2470.0
720	2924.0	780	2940.0	840	2916.0	900	2850.0
960	2640.0	1020	2380.0	1080	1920.0	1140	1524.0
1200	1524.0	1260	1047.0	1320	877.00	1380	743.00
0	636.00	60	571.00	120	506.80	180	464.60
240	429.80	300	397.40	360	365.90	420	349.10
480	343.00	540	317.00	600	288.00	660	272.80
720	251.00	780	233.00	840	219.40	900	212.6
960	207.50	1020	199.00	1080	194.20	1140	186.20
1200	178.20	1260	170.20	1320	164.00	1380	158.00
0	150.60	60	145.00	120	138.00	180	131.00
240	124.00	300	118.80	360	113.60	420	108.20
480	104.00	540	100.76	600	99.680	660	98.600
720	96.240	780	91.540	840	86.900	900	82.420
960	82.420	1020	80.240	1080	78.120	1140	76.000
1200	74.980	1260	73.960	1320	71.920	1380	68.940

J

J

HYDROGRAMME DE LA CRUE DE 1974





CRUE DE 1974

fig 7

150 m³/s
5 h

CRUE DE FEV 1976 PAS DE TEMPS:60 NPT:24

0	58.78	60	58.00	120	58.00	180	58.78	240	65.10
300	75.28	360	87.80	420	122.6	480	270.9	540	450.8
600	636.0	660	826.9	720	1047.0	780	1206.0	840	1246.0
900	1221.0	960	1070.0	1020	887.20	1080	743.00	1140	644.70
1200	636.00	1260	683.00	1320	716.00	1380	752.00		

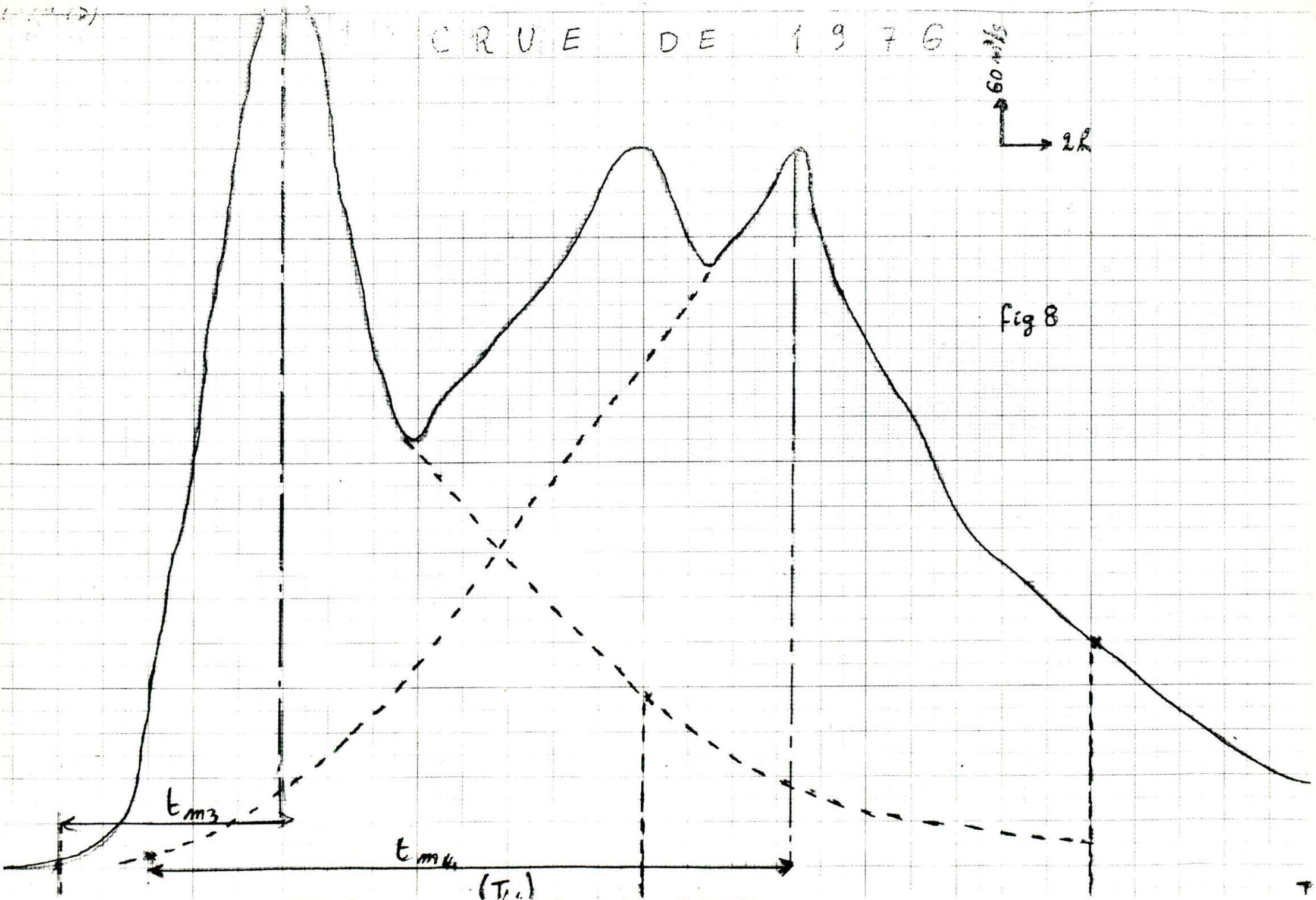
0	788.2	60	817.00	120	863.6	180	916.00	240	956.8
300	1020.0	360	1029.0	420	967.0	480	896.00	540	867.0
600	884.0	660	916.00	720	956.0	780	1009.0	840	1020.0
900	916.0	960	779.00	1020	716.0	1080	662.10	1140	597.40
1200	527.0	1260	496.90	1320	467.0	1380	435.00		

0	405.0	60	382.80	120	354.0	180	332.00	240	304.80
300	284.5	360	252.00	420	231.1	480	212.10	540	195.00
600	179.7	660	165.20	720	156.0	780	147.00	840	138.60
900	130.4	960	125.20	1020	116.4	1080	112.80	1140	108.00
1200	102.21	1260	96.43	1320	93.55	1380	88.875		

CRUE DE 1976

60 m/s
2R

fig 8



8.6 METHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE :

Pour être dans le cas le plus défavorable et le plus pessimiste , nous avons pris la crue de 1974 qui est la plus grande crue enregistrée à la station de Belloua .

En appliquant la méthode de Barens décrite dans le chapitre (6) pour la séparation des écoulements (Voir graphe N° 9 et tableau N° L) et 10

Et donc nous avons évalué le volume et la lame ruissellés : *fig 12*

$$\text{Volume ruissellé } V_r = 1,276 \cdot 10^8 \text{ m}^3$$

$$\text{Lame ruissellée } L_r = 85,6 \text{ mm}$$

L'hydrogramme est calculé en divisant les ordonnées de l'hydrogramme de ruissellement par la lame ruissellée .

Pluviométrie :

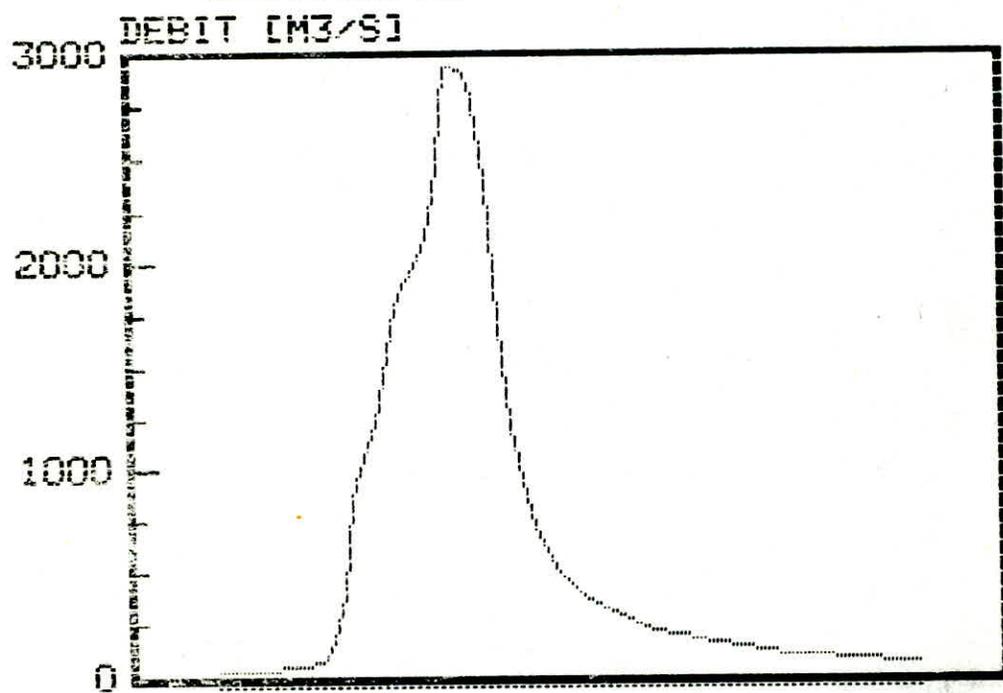
Deux stations pluviométriques dotées de pluviographes ont été prises , celle de Ain el Hammam et Larbaa Naith erathen et pour le calcul nous avons considéré le hystogramme moyen des deux stations (Voir *fig 11*)

La confrontation entre la pluviométrie moyenne à ces stations et le ruissellement observé à la station de Belloua nous permet d'estimer les pertes de l'averse qui sont constantes pour toute la durée de l'averse prises égales à 4mm/h

$$C a m = 4 \text{ mm/h}$$

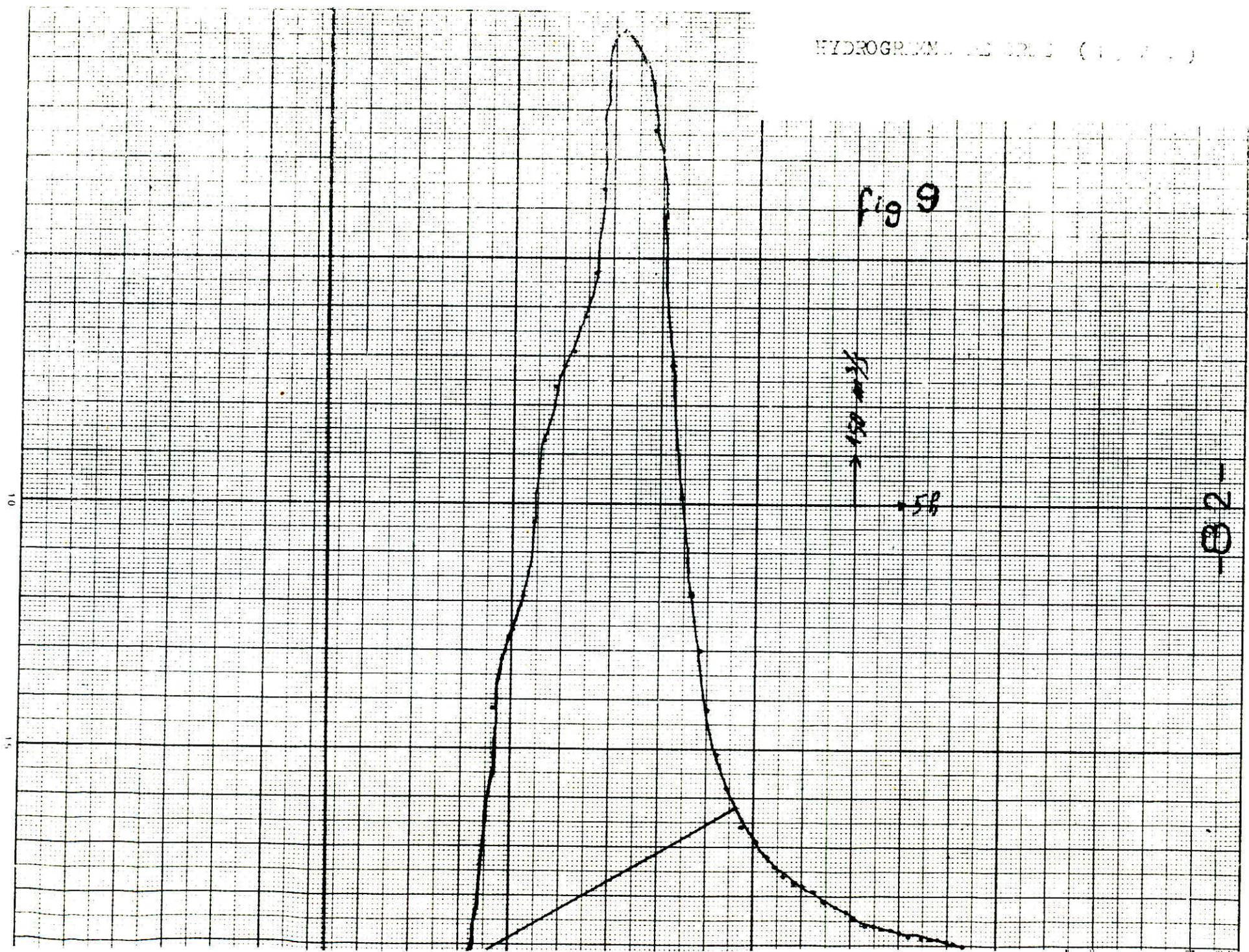
C a m est la capacité apparente moyenne d'absorption

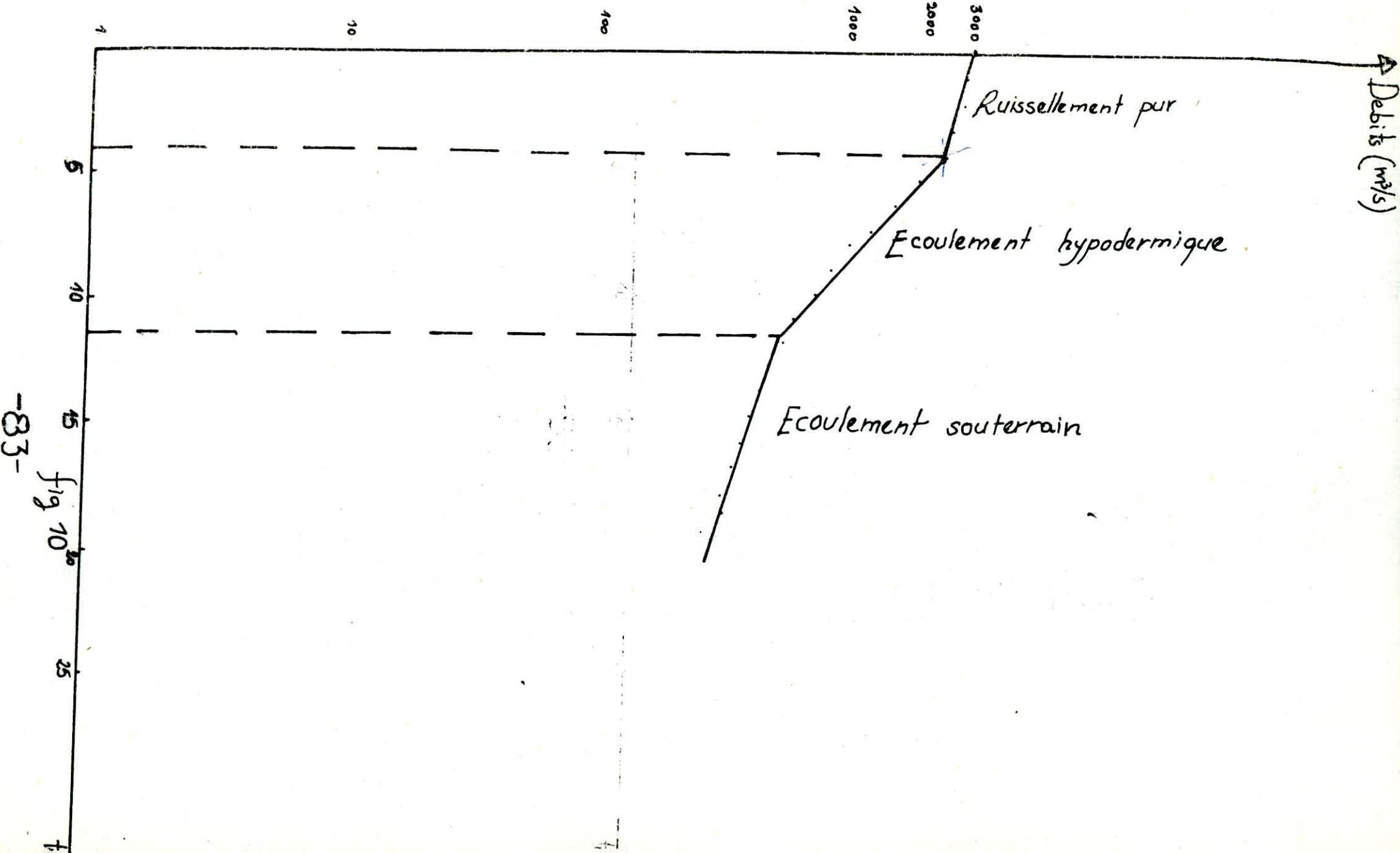
HYDROGRAMME DE LA CRUE DE 1974



Graphe A

fig 9





-83-
fig 10

ordonnees de l'hydrogramme unitaire Q/Lr	temps (h)	debits(m3/s)	volumes cumules (m3)
0	0	0	0
0.05	1	30	5400
0.15	2	270	5.94 E5
0.50	3	735	2.40 E6
10.16	4	870	5.29 E6
11.00	5	945	8.55 E6
12.10	6	1035	1.21 E7
14.06	7	1230	1.61 E7
16.99	8	1455	2.10 E7
18.32	9	1620	2.65 E7
19.45	10	1665	3.24 E7
19.80	11	1695	3.84 E7
20.05	12	1785	4.46 E7
22.10	13	1890	5.12 E7
24.03	14	2130	5.84 E7
29.00	15	2565	6.60 E7
30.14	16	2580	7.60 E7
29.61	17	2535	8.52 E7
28.74	18	2460	9.42 E7
26.11	19	2235	1.02 E8
22.78	20	1950	1.09 E8
20.68	21	1770	1.15 E8
12.07	22	1050	1.20 E8
0.57	23	735	1.23 E8
0.40	24	555	1.25 E8
4.20	25	360	1.26 E8
2.29	26	195	1.27 E8
0.00	27	75	1.275E8
0	28	0	1.276E8

$$Lr = \frac{V}{A} = \frac{1.276E8}{1490E6} = 85.6 \text{ mm}$$

TABLEAU: HYDROGRAMME DE RUISSELLEMENT

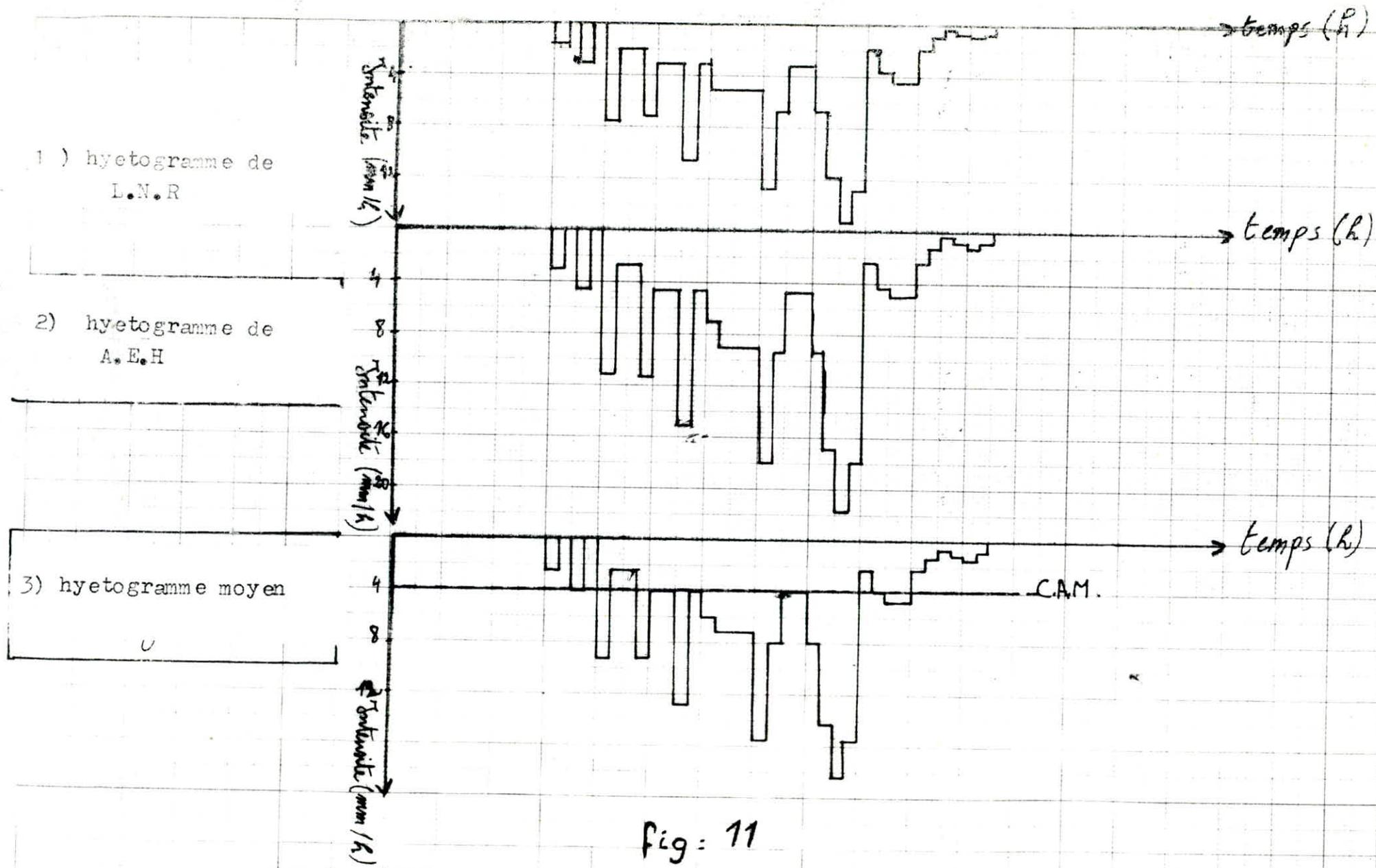


fig: 11

HYDROGRAME DE RUISSELLEMENT

fig 12



à partir des précipitations journalières de période de retour décennale ,
cinquanteennale , centennale et millénaire déduites de l'ajustement par la loi
de Gumbel

$$P_j(T = 10) = 117 \text{ mm}$$

$$P_j(T = 50) = 150 \text{ mm}$$

$$P_j(T = 100) = 170 \text{ mm}$$

$$P_j(T = 1000) = 215 \text{ mm}$$

Pour calculer les précipitations horaires , nous appliquons l'expression
suivante :

$$P(t) = \frac{1}{3} (P_j) (t)^{0,4}$$

ET en fin pour avoir l'hydrogramme de la crue de projet pour chaque période
de retour nous appliquons la formule ci dessous :

$$Q_i = E_1 q_i + E_2 q_{i-1} + \dots + E_i q_1$$

Q_i : débit de crue de projet

q_i : débit de l'hydrogramme unitaire

E_i : Pluie nette

Les tableaux ci après , et le graphe N°13 illustrent et résument
le calcul .

Le calcul a été effectué à l'aide du programme ci après sur la machine
ordinateur de type micro-vax .

```

dimension Q(99), E(99), C(99)
open(5,name='AMMICHE',status='old')
open(1,name='FOR0001',status='new')
print*, 'N=?'
read*, N
read(5,1) (E(I), I=1, N)
read(5,1) (C(I), I=1, N)
format(3(5X, F9.2))
DO I=1, N
  Q(I) = 0
  DO J=1, I
    Q(I) = Q(I) + E(J) * C(I-J+1)
  enddo
enddo
WRITE(1,2) (I, Q(I), I=1, N)
format(3(3X, I3, 3X, F15.3))
END

```

PROGRAMME N ^o 1

QUA1:[USER.NADER]AL.FOR;11

31-MAY-1989 1:

```

dimension E(27), C(27)
open(unit=7,name='ALI',status='old')
open(5,name='AMMICHE',status='new')
read(7,*) (E(I), I=1, 27)
write(5,1) (E(I), I=1, 27)
format(3(5X, F9.2))
read(7,*) (C(I), I=1, 27)
write(5,1) (C(I), I=1, 27)
END

```

PROGRAMME N ^o 2

CALCUL DE PLUIE NETTE (T=10)

TEMPS(H)	$P(t)=(1/3)*Pj*(t**0.4)$	$p(i+1)-p(i)$	$Pn=P(i)-CAM$
0	0	0	0
1	38.66	38.66	34.66
2	51.02	19	15
3	60	9	5
4	67.32	7.32	4.32
5	73.60	6.30	2.30
6	79.17	5.60	1.60
7	84.2	5.00	1.00
8	88.83	4.63	0.63
9	93.11	4.22	0.22
10	97.10	4.00	0.00
11	100.11	3.80	0.00
12	104.47	3.57	0.00
13	107.87	3.40	0.00
14	111.10	3.27	0.00
15	114.20	3.10	0.00
16	117.20	3.00	0.00
17	120.00	2.80	0.00
18	122.60	2.60	0.00
19	125.55	2.50	0.00
20	128.00	2.50	0.00
21	130.48	2.48	0.00
22	133.00	2.32	0.00
23	135.30	2.30	0.00
24	137.55	2.25	0.00
25	140.00	2.15	0.00
26	142.00	2.00	0.00
27	144.55	2.55	0.00

34.66	15.00	5.00
3.32	2.30	1.60
1.00	0.63	0.22
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.35	3.15	8.58
10.16	11.00	12.10
14.36	16.99	18.92
19.45	19.80	20.85
22.10	24.98	29.96
30.14	29.61	28.74
26.10	22.78	20.68
12.27	8.57	6.48
4.20	2.29	0.88

DONNEES

_DUA1:[USER.NACER]F22.DAT;1

30-MAY-198

1	12.131	2	114.429	3	346.383
4	497.758	5	587.823	6	671.477
7	793.073	8	941.760	9	1074.787
10	1152.250	11	1200.701	12	1263.044
13	1337.413	14	1467.532	15	1700.779
16	1806.567	17	1831.190	18	1820.633
19	1732.148	20	1583.708	21	1451.209
22	1103.997	23	821.319	24	631.333
25	461.091	26	310.079	27	187.481

CRUE DECENALE

calcul de pluie nette P(50)

TEMPS(H)	$(1/3)*P_j*(t**0,4)$	$P_{i+1} - P_i$	$P_n = P_i - \text{CAM!}$
0	0	0	0
1	50	46	42
2	65,97	15,97	11,97
3	77,59	11,62	7,62
4	87,05	9,46	5,46
5	95,18	8,13	4,13
6	102,38	7,20	3,20
7	108,89	6,50	2,50
8	114,86	5,97	1,97
9	120,41	5,55	1,55
10	125,59	5,18	1,18
11	130,47	4,88	0,88
12	135,09	4,62	0,62
13	139,49	4,40	0,40
14	143,68	4,19	0,19
15	147,71	4,18	0,18
16	151,57	3,85	0,00
17	155,29	3,72	0,00
18	158,88	3,59	0,00
19	162,35	3,47	0,00
20	165,72	3,37	0,00
21	168,98	3,26	0,00
22	172,16	3,18	0,00
23	175,25	3,08	0,00
24	178,26	3,00	0,00
25	181,19	2,93	0,00
26	184,05	2,86	0,00
27	186,85	2,79	0,00

46.00	11.97	7.62
5.46	4.13	3.20
2.50	1.97	1.55
1.18	0.88	0.62
0.40	0.19	0.18
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.85	3.15	6.58
10.16	11.00	12.10
14.36	16.99	18.92
19.45	19.80	20.85
22.10	24.88	29.96
30.14	29.61	28.74
20.10	22.78	20.68
12.07	8.57	6.48
4.20	2.29	0.88

DONNEES

_DUA1:[USER.NACER]G2,DAT;1

30-MAY-1989 09

1	16.100	2	149.090	3	435.052
4	595.977	5	711.639	6	826.666
7	991.081	8	1183.673	9	1355.319
10	1461.813	11	1543.418	12	1644.521
13	1754.175	14	1934.960	15	2239.610
16	2357.689	17	2410.173	18	2419.412
19	2325.333	20	2163.284	21	2024.132
22	1585.568	23	1279.407	24	1048.125
25	822.852	26	619.491	27	446.312

CRUE CINQUANTENALE

CALCUL DE LA PLUIE NETTE (T = 100 ANS)

TEMPS (h)	$P(t)=(1/3)*P_j*(t^{**0,4})$	$P(i+1)-P(i)$	$P_n=P(i)-CAM$
0	0	0	0
1	56,66	56,66	52,66
2	74,77	18,11	14,11
3	87,93	13,16	9,16
4	98,66	10,73	6,73
5	107,87	9,21	5,21
6	116,03	8,16	4,16
7	123,4	7,37	3,37
8	130,18	6,78	2,78
9	136,46	6,28	2,28
10	142,34	5,88	1,88
11	147,87	5,53	1,53
12	153,1	5,23	1,23
13	158,09	5,00	1,00
14	162,84	4,75	0,75
15	167,4	4,56	0,56
16	171,78	4,38	0,38
17	176,00	4,22	0,22
18	180,00	4,00	0,00
19	184,00	4,00	0,00
20	187,82	3,22	0,00
21	191,52	3,70	0,00
22	195,11	3,59	0,00
23	198,61	3,50	0,00
24	202,00	3,39	0,00
25	205,35	3,35	0,00
26	208,60	3,25	0,00
27	211,77	3,17	0,00

52.66	14.11	9.16
6.73	5.21	4.16
3.37	2.78	2.28
1.88	1.53	1.23
1.00	0.75	0.56
0.38	0.22	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00
0.33	3.15	8.58
10.16	11.00	12.10
14.36	16.99	18.92
19.45	19.80	20.85
22.10	24.88	29.96
30.14	29.61	28.74
26.11	22.78	20.68
12.27	8.57	6.48
4.20	2.29	0.88

DONNEES

DATA1:[USER.NACER]FOR001.DAT;18

30-MAY-1989

1	18.431	2	170.818	3	499.475
4	687.293	5	824.233	6	961.073
7	1155.051	8	1382.394	9	1587.072
10	1718.202	11	1821.244	12	1946.990
13	2083.062	14	2301.249	15	2662.524
16	2811.951	17	2885.720	18	2909.394
19	2813.475	20	2636.230	21	2483.330
22	1985.894	23	1635.470	24	1368.013
25	1105.073	26	865.289	27	658.660

CRUE CENTENALE

calcul de pluie nette (T=1000)

TEMPS(H)	$P(t)=(1/3)*Pj*(t^{**0.4})$	$P(i+1)-P(i)$	$Pn=P(i)-CAM!$
0	0	0	0
1	71.66	71.66	67.66
2	94.86	22.90	18.90
3	111.21	16.65	12.65
4	124.78	13.57	9.57
5	136.43	11.65	7.62
6	146.75	10.32	6.32
7	156.1	9.35	5.35
8	164.64	8.54	4.54
9	172.58	7.94	3.94
10	180.02	7.44	3.44
11	187.01	7.00	3.00
12	193.64	6.63	2.63
13	199.94	6.30	2.30
14	205.95	6.01	2.01
15	211.71	5.76	1.76
16	217.25	5.54	1.54
17	222.58	5.33	1.33
18	227.73	5.15	1.15
19	232.73	5.00	1.00
20	237.53	4.80	0.80
21	242.22	4.67	0.67
22	246.76	4.54	0.54
23	251.19	4.43	0.43
24	255.50	4.31	0.31
25	259.71	4.21	0.21
26	263.82	4.11	0.11
27	267.83	4.00	0.00

67.66	18.90	12.68
9.57	7.65	6.32
5.35	4.54	3.95
3.44	3.00	2.63
2.30	2.00	1.76
1.54	1.33	1.15
1.00	0.80	0.69
0.54	0.43	0.31
0.21	0.11	0.00
0.35	3.15	8.58
10.16	11.00	12.10
14.36	16.99	18.92
19.45	19.80	20.85
22.10	24.88	29.96
30.14	29.61	28.74
26.11	22.78	20.68
12.27	8.57	6.48
4.20	2.29	0.88

DONNEES

CRUE MILLENALE

DUAL: [USER.NALEK] F12.DAT:1

SUTRIT-1202 U

-95-

1	23.681	2	219.744	3	644.496
4	892.879	5	1077.901	6	1263.835
7	1524.416	8	1830.037	9	2109.068
10	2295.474	11	2446.853	12	2628.042
13	2823.656	14	3126.018	15	3614.555
16	3835.435	17	3960.243	18	4020.680
19	3927.193	20	3727.346	21	3554.742
22	2935.672	23	2497.485	24	2160.291
25	1824.920	26	1514.809	27	1242.713

CRUE MILLENALE

-95-

METHODE D'HYDROGRAMME UNITAIRE:
CRUES DE PERIODES DE RETOUR: 10, 50, 100 ET
1000 ANS

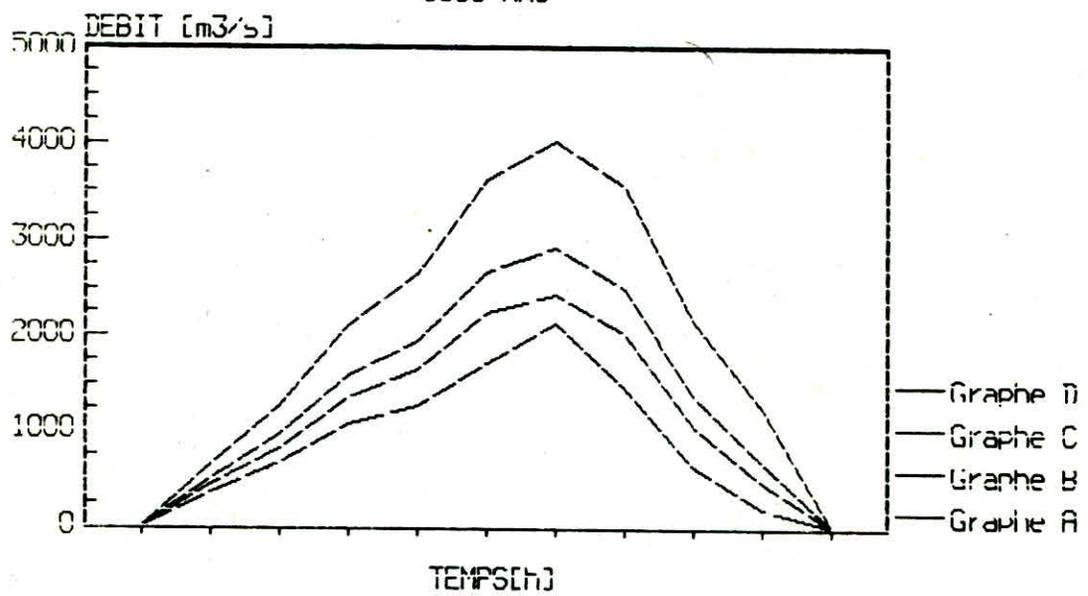


fig 13

9 SYNTHÈSE ET COMPARAISON DES RESULTATS

D'après les résultats obtenus et résumés dans le tableau récapitulatif M on remarque que les valeurs de débit de crue se convergent pour les fortes fréquences, et divergent pour les faibles fréquences, ceci revient à la courte série d'observations (20 ans)

Nous remarquons aussi que les abaques de Chaumont donnent des débits faibles par rapport aux autres méthodes, car elles sont très anciennes. La méthode de l'hydrogramme unitaire est avantageuse, car elle nous donne non seulement le débit maximum de la crue mais aussi l'hydrogramme représentant la variation de cette crue, et qui permet l'évaluation de volume et la lame ruissellée.

Les méthodes usuelles, statistiques et Gradex sont toujours conseillées pour comparer le débit maximum de crue.

10 DETERMINATION DE LA CRUE DE PROJET :

Pour déterminer le débit de crue de projet, pour une période de retour donnée on a procédé à un calcul d'erreur, les résultats sont donnés dans le tableau n° N

La forme des hydrogrammes de crue observés à la station de Belloua donne un temps de montée moyen $t_{m\text{ moy}} = 18 \text{ h}$, et un temps de base moyen

$$T_{b\text{ moy}} = 34 \text{ h} \approx 2 t_{m\text{ moy}}$$

et par suite le volume ruissellé :

$$V = Q_m T_b / 2 = Q_m t_m$$

TABLEAU DES RESULTATS :

METHODE/T	10	50	100	1000
GALTON	1855	2993	3540	5750
GUMBEL	1960	2920	3320	4647
HYDROGRAMME UNITAIRE	1831	2419	2909	4020
GRADEX	/	2810	3153	4382
COURBES DE CHAUMONT	1300	2000	2900	3600
MALLET-GAUTHIER	2128	3385	3801	4936
FULLER	2260	2961	3263	4263
CREAGER	Q=4662			

interpretation des resultats:

pour T=10 ans: les resultats adoptes sont

GALTON.....Q(10)=1855 [m3/s]
GUMBEL.....Q(10)=1960 [m3/s]
H . UQ(10)=1831 [m3/S].....Qmin
MALLET_GAUTHIER.....Q(10)=2128 [m3/S]
FULLER.....Q(10)=2260 [m3/s].....Qmax

! Qmoy=2006[m3/s] erreur=~~(Qmax-Qmin)/Qmoy~~=20.1 % !

pour T = 50 ans: les resultats adoptes sont :

GALTON.....Q = 2993 [m3/s].....Qmax
GUMBEL.....Q = 2920 [m3/s]
H . UQ = 2419 [m3/s].....Qmin
GRADEX.....Q = 2810 [m3/s]
FULLER.....Q = 2961 [m3/s]

! Qmoy=2820[m3/s] erreur=20.3 % !

pour T=100 ans: les resultats adoptes sont :

GALTON.....Q = 3540 [m3/s]
GUMBEL.....Q = 3320 [m3/s]
GRADEX.....Q = 3153 [m3/s].....Qmin
MALLET_GAUTHIER.....Q = 3801 [m3/S].....Qmax
FULLER.....Q = 3263 [m3/s]

! Qmoy=3415[m3/s] erreur=18.9 % !

pour T=1000 ans les resultats adoptes sont :

GUMBEL.....Q = 4647 [m3/s]
H . UQ = 4020 [m3/s].....Qmin
GRADEX.....Q = 4382 [m3/s]
MALLET_GAUTHIER.....Q = 4936 [m3/s].....Qmax
FULLER.....Q = 4263 [m3/S]

! Qmoy=4450[m3/s] erreur=20.5 % !

La comparaison du volume des crues observées avec ceux donnés par MM Sokolovsky et Epsou nous permet de choisir la forme d'hydrogramme de crue de projet pour une période de retour donnée .

1 - Méthode de sokolovsky ; (voir annexe)

La courbe résultante comporte :

Courbe de montée $Q(t) = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \quad t \leq t_m \quad (A)$

courbe de décrue $q(t) = q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \quad t > t_m \quad (B)$

avec $t_d = 3 \cdot t_m$ pour les petits cours d'eau

L'intégrale de A et B donne le volume $V_{\text{soko}} = 0,48 Q_m t_m$

2 - Méthode de Epsou (voir annexe)

$$\left(\frac{Q}{Q_m} \right) = \left(\frac{t}{t_m} \right)^4 \text{Exp} \left[4 \left(1 - \frac{t}{t_m} \right)^4 \right]$$

$$V_{\text{Eps}} = 1,28 Q_m t_m$$

On remarque que le volume V_{Eps} est plus proche du volume des crues observées , de plus il donne une marge de sécurité suffisante pour le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques .

Calcul de lame ruissellée :

$$V_r = 1,28 Q_m t_m \quad L_r = \frac{V_r}{A} \quad t_m = 18 \text{ h}$$

T ans	10	50	100	1000
$Q_{\max} (m^3)$	2006	2820	3415	4450
$V_r (hm^3)$	166	234	283	369
$L_r (mm)$	111	157	190	248

C O N C L U S I O N :

Dans notre travail , nous avons donné un aperçu théorique sur certaines méthodes utilisées en hydrologie pour la détermination de la crue de projet .

Les trois derniers chapitres de notre projet ont fait l'objet de l'application de quelques une des méthodes d'estimation du débit de crue sur le bassin versant de l'oued SEBAOU à la station hydrométrique de BELLOUA .

Une interprétation physique des résultats obtenus nous a permis d'avancer les remarques suivantes :

- Les enveloppes de CHAUMONT ne sont pas fiables pour nos données .
- Les lois statistiques (GUMBEL , GALTON) , la méthode de GRADEX sont très conseillées car elles nous donnent non seulement le débit maximum mais aussi sa période de retour .

La méthode de l'HYDROGRAMME UNITAIRE est plus avantageuse car elle nous donne au plus du débit de crue le volume et la lame ruissellés ainsi que l'allure de l'hydrogramme .

Donc à la base de cette étude , nous avons remarqué qu'il faudra toujours appliquer plusieurs méthodes pour une bonne estimation du débit de crue .

En fin , nous espérons que ce modeste travail servira de référence dans tout projet faisant appel à une étude de crue .

A
N
N
E
X
E

```
dimension Q(60).  
OPEN(4,NAME='FOR005.DAT', STATUS='NEW')  
PRINT*, ' Tm=? ', ' Qm=? ', ' N=? '  
ACCEPT*, Tm , Qm , N  
C POUR LES PETITS COURS D'EAU Td=3*Tm  
Td=3*Tm  
DO T=1,N/3  
Q(T)=Qm*((T/Tm)**2)  
WRITE (4,*) (T,Q(T))  
ENDDO  
DO T=(N/3)+1,N  
Q(T)=Qm*((Td-T)/Td)**3  
WRITE (4,*) (T,Q(T))  
ENDDO  
STOP  
END
```

METHODE DE
SOKOLOVSKY

1.000000	6.191358
2.000000	24.76543
3.000000	55.72223
4.000000	99.06173
5.000000	154.7840
6.000000	222.8889
7.000000	303.3766
8.000000	396.2469
9.000000	501.5000
10.000000	619.1359
11.000000	749.1543
12.000000	891.5556
13.000000	1046.339
14.000000	1213.506
15.000000	1393.056
16.000000	1584.988
17.000000	1789.302
18.000000	2006.000
19.000000	546.2025
20.000000	500.7101
21.000000	457.8165
22.000000	417.4453
23.000000	379.5201
24.000000	343.9644
25.000000	310.7017
26.000000	279.6557
27.000000	250.7500
28.000000	223.9081
29.000000	199.0534
30.000000	176.1097
31.000000	155.0005
32.000000	135.6493
33.000000	117.9798
34.000000	101.9154
35.000000	87.37968
36.000000	74.29630
37.000000	62.58876
38.000000	52.18066
39.000000	42.99554
40.000000	34.95697
41.000000	27.98851
42.000000	22.01372
43.000000	16.95617
44.000000	12.73942
45.000000	9.287038
46.000000	6.522583
47.000000	4.369621
48.000000	2.751715
49.000000	1.592427
50.000000	0.8153229
51.000000	0.3439643
52.000000	0.1019154
53.000000	1.2739420E-02
54.000000	0.0000000E+00

CRUE DECENALE

1.000000	8.703704
2.000000	34.81482
3.000000	78.33334
4.000000	139.2593
5.000000	217.5926
6.000000	313.3333
7.000000	426.4815
8.000000	557.0370
9.000000	705.0000
10.00000	870.3704
11.00000	1053.148
12.00000	1253.333
13.00000	1470.926
14.00000	1705.926
15.00000	1958.333
16.00000	2228.148
17.00000	2515.370
18.00000	2820.000
19.00000	767.8420
20.00000	703.8896
21.00000	643.5905
22.00000	586.8374
23.00000	533.5227
24.00000	483.5392
25.00000	436.7790
26.00000	393.1352
27.00000	352.5000
28.00000	314.7661
29.00000	279.8258
30.00000	247.5720
31.00000	217.8970
32.00000	190.6935
33.00000	165.8539
34.00000	143.2708
35.00000	122.8368
36.00000	104.4445
37.00000	87.98620
38.00000	73.35468
39.00000	60.44239
40.00000	49.14190
41.00000	39.34576
42.00000	30.94650
43.00000	23.83668
44.00000	17.90885
45.00000	13.05556
46.00000	9.169334
47.00000	6.142737
48.00000	3.868313
49.00000	2.238607
50.00000	1.146167
51.00000	0.4835391
52.00000	0.1432709
53.00000	1.7908856E-02
54.00000	0.0000000E+00

CRUE CINQUANTENALE

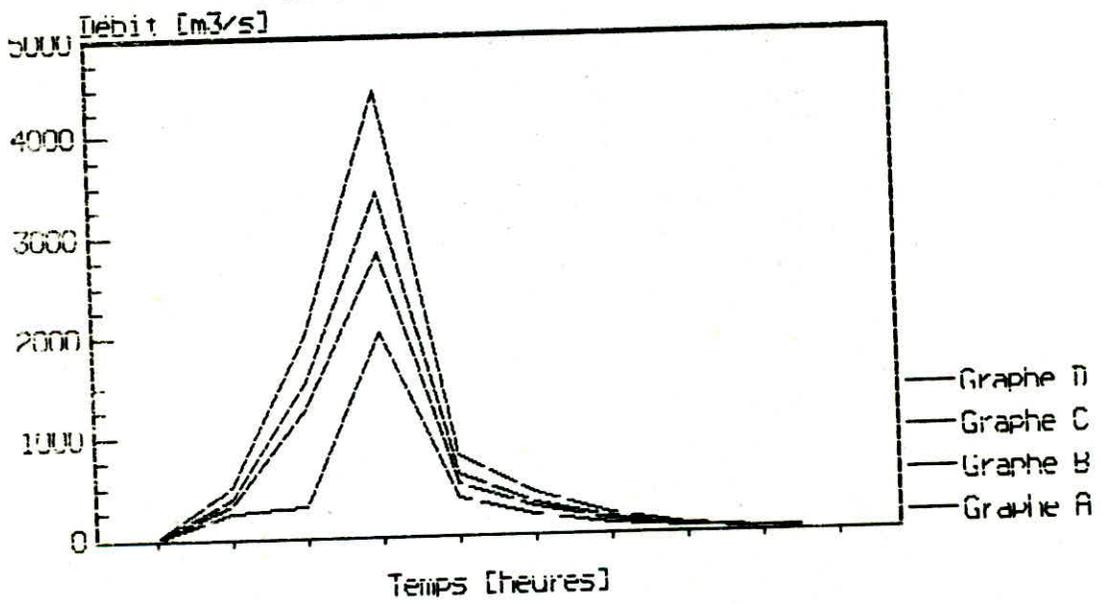
1.000000	10.54012
2.000000	42.16050
3.000000	94.86111
4.000000	168.6420
5.000000	263.5031
6.000000	379.4445
7.000000	516.4661
8.000000	674.5679
9.000000	853.7500
10.00000	1054.012
11.00000	1275.355
12.00000	1517.778
13.00000	1781.281
14.00000	2065.864
15.00000	2371.528
16.00000	2698.272
17.00000	3046.096
18.00000	3415.000
19.00000	379.8513
20.00000	852.4053
21.00000	779.3835
22.00000	710.6559
23.00000	646.0922
24.00000	585.5625
25.00000	528.9363
26.00000	476.0839
27.00000	426.8750
28.00000	381.1795
29.00000	338.8671
30.00000	299.8080
31.00000	263.8718
32.00000	230.9284
33.00000	200.8479
34.00000	173.5000
35.00000	148.7545
36.00000	126.4815
37.00000	106.5507
38.00000	88.83199
39.00000	73.19531
40.00000	59.51049
41.00000	47.64743
42.00000	37.47599
43.00000	28.86605
44.00000	21.68749
45.00000	15.81019
46.00000	11.10400
47.00000	7.438811
48.00000	4.684499
49.00000	2.710937
50.00000	1.388000
51.00000	0.5855624
52.00000	0.1735000
53.00000	2.1687498E-02
54.00000	0.0000000E+00

CRUE CENTENALE

1.000000	13.73457
2.000000	54.93827
3.000000	123.6111
4.000000	219.7531
5.000000	343.3642
6.000000	494.4445
7.000000	672.9938
8.000000	879.0123
9.000000	1112.500
10.00000	1373.457
11.00000	1661.883
12.00000	1977.778
13.00000	2321.142
14.00000	2691.975
15.00000	3090.278
16.00000	3516.049
17.00000	3969.290
18.00000	4450.000
19.00000	1211.666
20.00000	1110.748
21.00000	1015.595
22.00000	926.0377
23.00000	841.9064
24.00000	763.0316
25.00000	689.2435
26.00000	620.3729
27.00000	556.2500
28.00000	496.7053
29.00000	441.5692
30.00000	390.6721
31.00000	343.8446
32.00000	300.9170
33.00000	261.7198
34.00000	226.0834
35.00000	193.8383
36.00000	164.8148
37.00000	138.8435
38.00000	115.7547
39.00000	95.37895
40.00000	77.54661
41.00000	62.08817
42.00000	48.83402
43.00000	37.61462
44.00000	28.26043
45.00000	20.60185
46.00000	14.46934
47.00000	9.693326
48.00000	6.104252
49.00000	3.532553
50.00000	1.808667
51.00000	0.7630315
52.00000	0.2260834
53.00000	2.8260428E-02
54.00000	0.0000000E+00

CRUE MILLENALE

Crues de projet millénaire, centennale,
cinquantennale et décennale



```
DIMENSION A(300),B(300),Q(300)
OPEN(3,NAME='FOR003.DAT',STATUS='NEW')
PRINT*, 'tm=?'
accept*,Tm
PRINT*, 'Qm=?'
accept*,Qm
PRINT*, 'N=?'
ACCEPT*, N
DO T=1,N
A(T)=EXP(4*(1-T/Tm))
B(T)=T/TM
Q(t)=QM*((B(T))**4)*A(T)
WRITE(3,*),Q(T)
ENDDO
STOP
END
```

METHODE DE EPSON

.8354279
10.70333
43.38846
109.8043
214.6592
356.4221
528.7395
732.2704
966.4029
1190.629
1325.503
1503.229
1657.920
1785.634
1884.237
1953.173
1993.180
2006.000
1994.093
1960.384
1908.044
1840.915
1750.365
1671.193
1575.548
1475.894
1374.380
1272.841
1172.801
1075.492
981.8818
892.6987
808.4410
729.4550
655.9112
587.8588
525.2427
467.9264
415.7111
358.3522
325.5735
287.0787
252.5618
221.7148
194.2335
169.8226
148.1991
129.0950
112.2533
97.45513
84.46864
73.10014
63.16820
54.50798
46.97058
40.42196
34.74200
29.82341

25.57077
21.89933
18.73421
16.00932
13.66653
11.65483
9.929553
8.451661
7.187133
6.106361
5.183621
4.396622
3.726065
3.155274
2.669863
2.257430
1.907317
1.610356
1.358691
1.145581
0.9652645
0.8128075
0.6840034
0.5752597
0.4835158
0.4061682
0.3409998
0.2861296
0.2399582
0.2011313
0.1684996
0.1410910

CRUE DE PROJET
T=10 ANS

1.174430	35.94695
15.04656	30.78570
60.99474	26.33622
154.3610	22.50562
301.7642	19.21217
501.0520	16.38416
743.2928	13.95879
1015.355	11.88120
1302.321	10.10355
1589.418	8.584217
1863.370	7.287045
2113.214	6.180695
2330.676	5.238038
2510.214	4.435630
2648.828	3.753247
2745.736	3.173455
2801.978	2.681273
2820.000	2.263810
2803.262	1.910024
2755.874	1.610439
2682.295	1.356952
2587.082	1.142631
2474.691	0.9615601
2349.334	0.8086901
2214.879	0.6797181
2074.786	0.5709842
1932.080	0.4793717
1789.338	0.4022360
1648.703	0.3373291
1511.908	0.2827469
1380.312	0.2368738
1254.933	0.1983432
1136.492	
1025.455	
922.0686	
826.4017	
738.3770	
657.8029	
584.3995	
517.8232	
457.6856	
403.5702	
355.0470	
311.6828	
273.0500	
238.7336	
208.3358	
181.4794	
157.8108	
137.0007	
118.7446	
102.7629	
88.80075	
76.62637	
66.03043	
56.82443	
48.83969	
41.92524	

CRUE DE PROJET

T=50 ANS

1.422226	43.53150
18.22128	37.28127
73.86420	31.89298
136.9300	27.25414
365.4343	23.26580
606.7704	19.84111
900.1224	16.90400
1229.588	14.38805
1577.102	12.23532
1924.774	10.39543
2256.528	8.824559
2559.087	7.484777
2822.432	6.343226
3039.851	5.371516
3207.712	4.545156
3325.067	3.843032
3393.175	3.247002
3415.000	2.741458
3394.730	2.313026
3337.343	1.950230
3248.241	1.643259
3132.938	1.383718
2996.833	1.164442
2845.027	0.9793180
2682.202	0.8231338
2512.552	0.6914578
2339.736	0.5805157
2166.875	0.4871049
1996.567	0.4085031
1830.310	0.3424045
1671.549	0.2868524
1519.715	0.2401923
1376.284	
1241.319	
1116.619	
1000.767	
894.1693	
796.5346	
707.7937	
627.0802	
554.2540	
488.7207	
429.9594	
377.4456	
330.6617	
289.1047	
252.2932	
219.7703	
191.1078	
165.9069	
143.7988	
124.4451	
107.5371	
92.73399	
79.96238	
68.81405	
59.14452	
50.77117	

CRUE DE PROJET

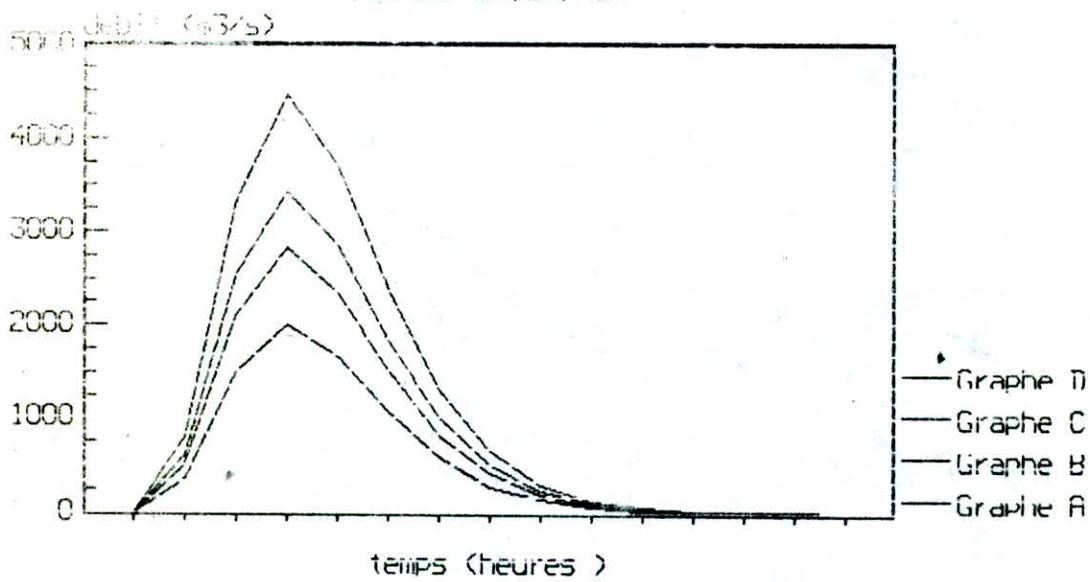
T=100 ANS

1.853267
23.74369
96.25057
243.5838
476.1881
790.6672
1172.927
1602.245
2055.081
2508.124
2940.424
3334.681
3677.839
3961.153
4179.889
4332.811
4421.561
4450.000
4423.586
4348.808
4232.701
4082.453
3905.097
3707.282
3495.110
3274.042
3048.850
2823.600
2601.676
2385.813
2178.153
1980.302
1793.401
1618.183
1455.037
1304.073
1165.169
1038.022
922.1907
817.1323
722.2343
636.8395
560.2692
491.8399
430.8769
376.7250
328.7568
286.3771
249.0277
216.1891
187.3806
162.1613
140.1288
120.9175
104.1969
89.66984
77.06973
66.15862

56.72479
48.58027
41.55893
35.51419
30.31708
25.85444
22.02717
18.74870
15.94354
13.54602
11.49906
9.753223
8.265697
6.999487
5.922677
5.007758
4.231086
3.572325
3.014045
2.541295
2.141289
1.803087
1.517355
1.276124
1.072605
0.9010212
0.7564552
0.6347340
0.5323101
0.4461787
0.3737902
0.3129885

CRUE DE PROJET
T=1000 ANS

crues de projet de periode de retour
T=10,50,100 et 1000 ans
pas du temps p=6h



crues de projet de periode de retour

----- BIBLIOGRAPHIE -----

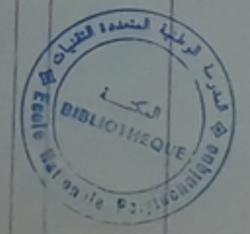
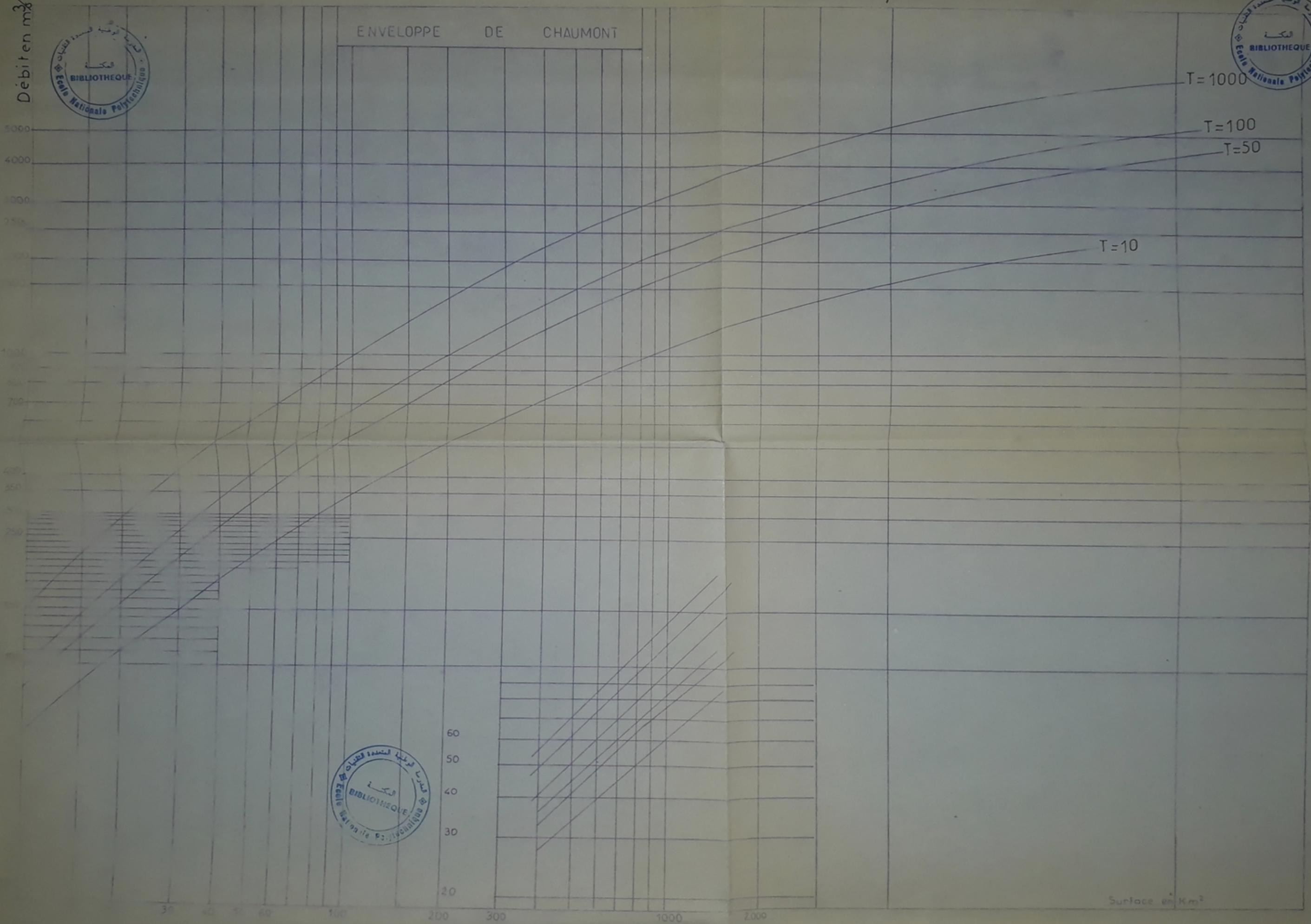
-----0000-----

- 1 : A gènèral theorie of the unit hydrograph , Journal of geophysical research , Vol 64. N° 2 ,Fev 1959 , PP 241 - 256
- 2 : Sur les corfficients des fonctions exponentielles reliant les debits maxima des crues aux aires des bassins versants , M.M CHARTIER , La houille blanche , B-1959 , pp 942 - 951
- 3 : Evaluation des crues catastrophiques par la methode des hydrogrammes synthetiques . , J . LARIEU
- 4 : Note sur l'estimation des dbits de crue , MORLAT , la houille blanche 1956 , pp 665 - 672
- 5 : Relation pluie-debit,Numero spécial N° 4-5 LA houille blanche
- 6 : L'hydrologie de l'ingenieur , G . REMENIERAS , Eyrolles 1972
- 7 : L'hydrologie de surface , M . ROCHE , Eyrolles GAUTHIER. VILLART PARIS 1963
- 8 : L'hydrologie de surface J.P LABORDE - Polycepiè
- 9 : Hydromètrie pratique des cours d'eau HENRI - ANDRE Eyrolles 1972
- 10 : Prevision et prèdetrmination J.LARRAS , Eyrolles , 1972
des Etiages et des Crues
- 11 : Etude de faisabilite du barrage de BOU HAMMOUD R . TAIBI
rapport d'hydrologie
- 12 : Etude hydrogèologique de la nappe de l'oued SEBAOU
D.E.M.R.H , Juin 1975
- 13 : Etudes sur un modèls d'hydrologie et d'hydrogèologie
projet de fin d'etudes Juin 1988

PM003/89

Débit en m³

ENVELOPPE DE CHAUMONT



Surface en Km²

