

UNIVERSITE DES ETUDES DE PADOVA
FACULTE DE INGENIERIE
INSTITUT D'HYDRAULIQUE "GIOVANNI POLENTI"

COURS DE PERFECTIONNEMENT EN "HYDROGRAPHIE ET HYDROLOGIE"

A.A. 1997/98

RELATION FINALE

**"PROCEDURE D'EVALUATION DES EFFETS DES INTERVENTIONS SUR LE
TERRITOIRE SUR LES CARACTERISTIQUES D'ECOULEMENT
LE CAS DE KEITA AU NIGER"**

Relatore Ing. Andrea Defina

Ing. Dario Tricoli

0 - INTRODUCTION

1- BUT DE L'ETUDE

- 1.1 - Présentation du "Projet de Développement Rural de l'Ader Douthi Maggia"
- 1.2 - Evaluation des effets des interventions sur l'écoulement
- 1.3 - Présentation des procédures de simulation

2 - TRANSFORMATION PLUIE-ECOULEMENT

- 2.1 - Théorie de l'hydrogramme unitaire
- 2.2 - Méthode ORSTOM
- 2.3 - Calcul de la pluie efficace
- 2.4 - Schématisation de l'effet des interventions sur les caractéristiques de l'écoulement
- 2.5 - Composition des hydrogrammes de crue
- 2.6 - Le programme de calcul AFFDEF

3 - PROPAGATION DES CRUES

- 3.1 - Théorie du Saint Venant
- 3.2 - Méthode de solution
- 3.3 - Conditions au contour et conditions initiales
- 3.4 - Le programme de calcul MOTO

4 - MESURES D'ECOULEMENT DISPONIBLES

- 4.1 - Méthodologie utilisé dans les mesures
- 4.2 - Données disponibles

5 - APPLICATION DE LA METHODE DE TRANSFORMATION PLUIE-ECOULEMENT AU FOUNTOUKA

- 5.1 - Schématisation du bassin versant
- 5.2 - Tarage de la méthode en fonction des mesures disponibles
- 5.3 - Evaluation des effets des interventions sur les caractéristiques d'écoulement

6 - APPLICATION DE LA METHODE DE PROPAGATION DES CRUES AU FOUNTOUKA

- 6.1 - Schématisation utilisé
- 6.2 - Confrontation entre les résultats de la simulation et les mesures disponibles
- 6.3 - Evaluation des effets des interventions sur les caractéristiques d'écoulement

7 - CONCLUSIONS

- 7.1 - Principaux résultats obtenus dans la simulation du Fountouka
- 7.2 - Possibilité des ultérieurs améliorations de la méthode
- 7.3 - Prospectives d'utilisation de la procédure

ANNEXES

- A - Structure des fichiers des données et des résultats du programme AFFDEF
- B - Procès de explicitation et de simplification des équations du De Saint Venant
- C - Structure des fichiers des données et des résultats du programme MOTO
- D - Méthode de transformation pluies-écoulements - Phases de la procédure

0 - INTRODUCTION

La zone qui a fait objet de cette étude est située dans l'Ader Douthi Maggia, un plateau érodé positionné aux environ des 15° de latitude Nord et 6° de longitude Est, dans la République du Niger. La hauteur de la pluviométrie annuelle varie entre les 400 mm à la limite sud aux environ 300 mm de la zone nord. La zone est située à la limite des cultures pluviales, au nord on a une vaste zone semi-désertique. La zone est caractérisée par un climat sahélien avec une saison sèche d'octobre à mai et une saison des pluies de juin à septembre.

Le "Projet de Développement Rural de l'Ader Douthi Maggia" travaille dans cette zone depuis 1984. Ce projet de coopération au développement est financé par l'Italie et il est exécuté par la F.A.O., avec la participation du PAM par l'envoi des rations alimentaires utilisées dans les activités "food for work". La zone d'intervention jusqu'à 1991 été limité à l'Arrondissement de Keita (environ 5.000 km²), par la suite cette zone a été étendue vers le sud (Arr. de Bouza) et vers le nord (Arr. de Abalak) et la superficie est plus que doublée.

Les activités du projet concernent des secteurs divers: infrastructures rurales (piste, dispensaires, école, puits), activités de développement de la condition féminine, appui à la production agricole, le crédit, la pisciculture et l'élevage. Le secteur où le projet a concentré ses efforts sont les interventions adressées contre la désertification et l'érosion, il s'agit de récupération des terres pour le développement agricole et pastoral et de la protection des bassins versants.

Le but de cette étude est de mettre au point une procédure pour l'évaluation des effets des ces interventions sur l'écoulement pour optimiser les interventions.

1 - BUT DE L'ETUDE

1.1- Présentation du "Projet de Développement Rural de l'Ader Douchi Maggia"

La plus part de la zone d'intervention du projet est composée par des vallées dérivants de l'érosion du plateau de l'Ader, les versants des vallées ont une pente très importante en proximité du plateau, la pente est mineure vers le centre de la vallée. Dans le fond des plus importantes vallées on trouve aussi des terres d'origine alluviale.

Schématiquement on peut diviser la zone dans les unités physiographique:

- plateau, composé pour la plus part de laterite,
- versants rocailloux: supérieurs, moyens et inférieurs, composés par matériaux latéritiques et calcaires,
- glacis, avec des sols limo-sableux avec argile,
- terres alluviales des fonds des vallées, avec sols argileux avec limon et sable,

parfois certaines des ces unités sont intéressées par des phénomènes d'érosion (éolienne et/ou hydrique) et par l'ensablement. Dans les figures 1.1 e 1.2 sont montrés des exemples typiques de glacis et de versants. Dans l'annexe E on trouve la répartition en unités physiographique de l'Arrondissement de Keita.

Seulement les terres alluviales sont exploitées sans problème pour les cultures pluviales par la population. Les glacis et les plateaux sont difficilement exploitables pour l'agriculture parce qu'ils ont une crotte superficielle très dure, sauf les cas quand ils sont ensablés.

Ces terres nues de végétation sont presque imperméables et elle provoquent des écoulements très violents, avec des temps de réponse des bassins versants réduits et des coefficients d'écoulement élevés.

La méthodologie d'intervention du projet prévoit tout d'abord l'individuation d'une Unité Territoriale Élémentaire (UTE), que est un sous-bassin versant. Les zones de l'UTE qui recevant les premières interventions sont celles à l'amont du bassin (plateau, versants e glacis) en suite on procède vers l'aval.

Dans les plateaux et dans les glacis le Projet fait des banquettes, d'environ 40 cm de hauteur, positionnés dans la direction perpendiculaire à la pente, elles sont en terres compacté et revêtues avec des pierres. L'espacement entre les banquettes est en fonction de la pente, leur but est d'arrêter l'écoulement des eaux. En suite pour faciliter l'infiltration de l'eau la crotte superficielle imperméable qui caractérise ces sols est détruite avec l'utilisation des moyens mécaniques. Le long de la banquette on plante des arbres (diverses variétés d'acacia) et le terrain peut être exploité pour les cultures pluviales ou utilisé pour l'élevage du bétail avec la végétation spontanée.

Dans les versants la typologie d'intervention utilisée est cela des "tranchées" qui sont des trous (de 3 mètres de longueur et 60x60 cm² de section) creusé dans la direction perpendiculaire à la pente comme pour les banquettes. Dans ces tranchées on plante des arbres pendant la saison des pluies.

Dans certaines sous-bassin des retenues colinéaires sont réalisés en terre compacté (barrages d'écrêtage), avec le but principal de laminier les eaux, ces barrages ont un évacuateur intermédiaire et un déversoir de sécurité.

L'évacuateur intermédiaire est constitué par une buse avec un diamètre qui est choisi en fonction de la superficie du bassin versant, la buse est placée en dessus (d'environ 1 m) du niveau du déversoir et elle permette d'avoir un important effet de laminage. En dessus du niveau de la buse on trouve le volume de stockage qui en général est dimensionné sur la base du volume d'écoulement moyen annuel. Le volume de stockage doit être un pourcentage compris entre le 30 et le 40% du volume d'écoulement moyen annuel pour avoir des bonnes possibilités que ce volume puisse se remplir même dans les années des faible pluviométrie. Au même temps est très important qui la hauteur maximale de stockage puisse dépasser les six mètres à la fin de la saison des pluies pour permettre d'avoir un point d'eau permanent avec les pertes par évaporation qui ont été quantifiés aux environ des 3-4 mètre pendant la saison sèche.

Pour finaliser les interventions faites à l'amont le projet réalise des seuils en gabions en aval. Ces seuils ont l'effet de diminuer la pente des kori et par conséquent de diminuer l'érosion. Les seuils sont dimensionnés pour permettre l'épandage des eaux des crues dans les champs. Cet épandage à le double effet d'irriguer les cultures pluviales et faciliter la recharge des nappes superficielles de la zone.

Dans la figure 1.3 est montré une schématisation des diverses typologies d'interventions en fonction des unités physiographiques:

- 1 - banquettes agro et silvo-pastorales sur le plateau
- 2 - tranchées sur les versants
- 3 - barrages d'écrêtage
- 4 - banquettes agro-pastorales sur glacis
- 5 - périmètres irrigués
- 6,7 - seuil et digues dans les fonds des vallées.

Le récapitulatif des ouvrages hydrauliques réalisés jusqu'à 1997 est montré dans l'annexe D, la situation des réalisations des banquettes et des tranchées en 1994 été des 8172 et 3117 ha.

1.2 - Évaluation des effets des interventions sur l'écoulement

Comme déjà décrite tous les interventions de récupération des terres et la réalisation des barrages d'écrêtage ont le but principal de modifier les caractéristiques de réponse des bassins à la suite de une pluie. On veut obtenir la diminution de la capacité d'érosion des eaux de ruissellement et en suite permettre la réalisation en aval des ouvrages pour ralentir d'avantage l'écoulement et faciliter l'épandage des eaux dans les terres de vallée.

Tous les ouvrages réalisés en amont ont sûrement un effet sur les caractéristiques d'écoulement, en particulier:

- les banquettes et les tranchées facilitent l'infiltration des eaux dans le terrain,
- les barrages d'écrêtage stockent une partie de l'écoulement et sur la partie qui reste ils ont un important effet de laminage, ces effets sont facilement quantifiables pour les singles sous-bassin mais l'évaluation des effets sur l'écoulement à l'exutoire du bassin de la UTE est beaucoup plus complexe.

Cette étude a le but de mettre au point une procédure pour l'évaluation des effets des interventions sur l'écoulement dans un bassin versant pour avoir la possibilité de programmer et aussi d'optimiser les interventions sur le territoire.

1.3 - Présentation des procédures de simulation

La procédure mis au point prévoit la simulation de la réponse du bassin versant à une pluie pour évaluer les variations aux caractéristiques d'écoulement dues aux interventions. La procédure peut être décomposé dans les phases suivantes:

- schématisation du bassin versant:
 - répartition en sous-bassins versants ,
 - schématisation de l'axe principal de drainage,
- application de la méthode basée sur la transformation pluies-écoulements pour évaluer les apports des chaque sous-bassin,
- application de la méthode de propagation de la crue pour calculer l'hydrogramme de crue à l'exutoire du bassin.

Il faut d'abord repartir le bassin hydrographique en plusieurs sous-bassins versants, à l'intérieur de chacun des sous-bassin on doit schématiser les interventions et leur réponse à une pluie. Chaque sous-bassin sera caractérisé par sa morphologie (superficie, caractéristique de forme, hypsométrie, types des sols) et par les interventions faites ou prévus sur sa superficie. En particulier pour chaque typologie d'intervention (banquette, tranchée, barrage d'écrêtage) on doit définir les caractéristiques suivantes:

- superficie intéressée par l'intervention,
- volume de stockage initial et disponible,
- caractéristiques d'écoulement.

On doit utiliser la méthode de transformation pluies-écoulements qui utilise la théorie de l'hydrogramme unitaire pour la simulation de l'hydrogramme de crue de chaque sous-bassin à la suite de une pluie. L'hydrogramme de crue calculé sera influencé par la présence des interventions et par leur condition (pourcentage du volume initial actuellement disponible). Toute cette première phase de la procédure est décrite en détail dans le chapitre 2, ou on peut aussi trouver une breve explication de la théorie de l'hydrogramme unitaire. Dans le même chapitre on trouve la description du fonctionnement du programme de calcul AFFDEF, mis au point pour faire la transformation pluies-écoulements.

La dernière phase de la procédure prévoit la simulation de la propagation de la crue, due à la contribution des chaque sous-bassin, dans l'axe principal de drainage. A la fin on obtient l'hydrogramme de crue à l'exutoire du bassin versant. De la confrontation de l'hydrogramme de crue du bassin dans son état originaire (sans interventions) avec les hydrogrammes obtenus avec des diverses hypothèses d'interventions, on peut estimer l'efficacité qui les diverses hypothèses d'interventions ont sur la modification des caractéristiques d'écoulement du bassin. Cette phase de la procédure est décrite dans le chapitre 3. Dans ce chapitre on montre aussi le fonctionnement du programme MOTO, mis au point pour la simulation de la propagation de la crue.

Pour vérifier les procédures de simulation de crue on a utilisé la méthode sur la vallée de Agouloum. Le choix de cette vallée est dû à la présence de plusieurs interventions et aussi des données sur l'écoulement. La procédure de simulation a en effet besoin d'une phase de tarage pour la mis au point finale. La description des procédures utilisées pour les mesures d'écoulement et les données disponibles sont décrites dans le chapitre 4.

La description des procédures de tarage des méthodes de simulation utilisés et la confrontation des résultats obtenus sont dans les chapitres 5 e 6 pour la méthode de transformation pluies-écoulements et pour la méthode de propagation de la crue.

Dans le chapitre 7 on montre un récapitulatif des principaux résultats obtenus. On trouve aussi la description des ultérieures possibilités de mis au point de la méthode et des ses prospectives d'utilisation.

2 - TRANSFORMATION PLUIE-ÉCOULEMENT

Pour connaître les caractéristiques d'écoulement dans un bassin versant quand on ne dispose pas des mesures directes il est nécessaire d'utiliser une méthode pour la transformation pluie-écoulement qui puisse permettre d'évaluer la réponse du bassin à une pluie donnée. Dans la zone considérée il faut faire un bilan hydrique selon la schématisation suivante:

$$P = E + I + D_{\text{sup}} + D_{\text{sot}}$$

avec : P pluie
E évaporation évapotranspiration
I infiltration
 D_{sup} écoulement superficiel
 D_{sot} écoulement souterrain,

il est nécessaire de spécifier une période de temps bien déterminé pour faire le bilan hydrique qui pourra être fait sur une base annuelle, mensuelle, journalière ou pour une seule pluie, selon les nécessités.

L'écoulement dans la zone de Keita, comme dans la plus part des zones au nord du Sahel, a un caractère fortement périodique. On peut observer l'écoulement seulement à la suite d'une pluie, raison pour la quelle il est indispensable de limiter le bilan hydrique à la seule pluie. L'écoulement souterrain est en général tellement faible qu'il n'est pas nécessaire de le prendre en compte. Dans ces conditions l'équation déjà décrite pour le bilan devient

$$P = E + I + D_{\text{sup}}$$

Le problème du calcul de l'écoulement dans un bassin versant intéressé par une pluie avec des caractéristiques données peut être résolu avec plusieurs méthodes qui dérivent des trois théories principales:

- modèle cinématique,
- méthode du réservoir linéaire,
- méthode de l'hydrogramme unitaire.

La procédure que sera développée dans cette étude demande d'approcher le problème de transformation pluie-écoulement au niveau de sous-bassin pour tenir mieux compte des effets des interventions. Pour cette méthode d'approche la théorie de l'hydrogramme unitaire est la plus adapté.

2.1 - Théorie de l'hydrogramme unitaire

Selon la théorie de l'hydrogramme unitaire, proposé par Sherman en 1932, la réponse d'un bassin versant à une pluie donnée est fonction seulement des caractéristiques du bassin. On dit alors que le bassin a un comportement stationnaire et linéaire. Un système est stationnaire s'il donne les mêmes réponses, décalées d'une certaine période, à deux sollicitations égales, décalées de la même période. Un système est linéaire quand il donne une réponse Q (avec $Q = a \times Q1 + b \times Q2$) après une sollicitation U, avec U dérivé de la somme des deux autres sollicitations U1 et U2 (avec $U = a \times U1 + b \times U2$), ou Q1 et Q2 sont les réponses du système aux sollicitations U1 et U2.

Selon la théorie de Sherman l'hydrogramme unitaire instantané (IUH) du bassin est la réponse du bassin versant à une pluie impulsive, c'est à dire unitaire et de durée dt qui tend à 0. Dans la pratique il est toujours préférable d'utiliser un pas temporel discret, on utilise alors l'hydrogramme unitaire (UH) qui est la réponse du bassin, par unité de surface, à une pluie de durée et hauteur unitaire.

Dans la théorie de l'hydrogramme unitaire on peut utiliser diverses schématisations du bassin pour obtenir la formulation de l'hydrogramme. Parmi ces schématisations on a préféré utiliser celle de Nash que prévoit la représentation du bassin avec une série des réservoirs cylindriques, dans ce cas l'hydrogramme unitaire instantané est exprimé dans la forme:

$$h(t) = \frac{1}{K(n-1)!} (t/K)^{n-1} e^{-t/K}$$

ou n est le nombre de réservoirs et K est leur constant temporel, pour considérer des valeurs de n non entiers on passe à la formulation suivante:

$$h(t) = \frac{1}{K \tilde{\Gamma}(n)} (t/K)^{n-1} e^{-t/K}$$

ou $\tilde{\Gamma}(n)$ est la fonction gamma qui est exprimée comme $\tilde{\Gamma}(n) = \int_0^{\infty} e^{-x} x^{n-1} dx$ et pour n numéro entier

$$\tilde{\Delta}(n) = (n-1)!$$

Dans ces cas le temps de montée de l'hydrogramme unitaire, c'est à dire le temps qui corresponde au débit maximum, est exprimé par la relation $t_c = (n-1)K$.

Pour calculer la réponse complète du bassin il est nécessaire de faire l'intégrale

$$q(t) = \int p(t-v) h(v) dv$$

et après si on considère des temps non continus on a la formulation suivante:

$$Q_n = A S h_i p_{n-i+1}$$

ou Q_n est le débit dans l'intervalle des temps n
 A est la superficie du bassin
 h_i est la valeur de l'hydrogramme au temps i
 p_{n-i+1} est la pluie efficace dans l'intervalle $n-i+1$.

Une schématisation différente et plus complète du bassin prévoit de considérer le bassin composé par deux séries de réservoirs en parallèle. Cette schématisation peut être plus adaptée pour la simulation de la réponse d'un bassin versant composé par un écoulement superficiel instantané et un écoulement retardé hypodermique, c'est à dire l'écoulement qui intéresse la couche superficielle du sol. Dans certaines conditions cette partie d'écoulement peut être prédominante. Dans la zone considérée, comme il sera montré par la suite, l'écoulement retardé est d'importance très limitée raison pour la quelle il sera pris en compte seulement dans les cas des bassins versants des barrages d'écrêtage.

Dans les cas qui seront pris en compte la formulation de Nash est très simple à utiliser et elle demande l'introduction seulement de deux paramètres pour chaque sous-bassin (n, t_c).

2.2 - Méthode ORSTOM

L'ORSTOM a réalisé plusieurs campagnes de mesure d'écoulement dans toute la région sahélienne et aussi dans la zone de Keita. Les données récoltées dans ces campagnes ont permis la rédaction d'une simple schématisation de la procédure de transformation pluie-écoulement faite par Rodier. Cette schématisation permet d'abord d'avoir une classification des bassins versants selon certains paramètres morphologiques et en suite de calculer certains caractéristiques d'écoulement (temps de montée, coeff. de ruissellement).

Pour la classification des bassins hydrographiques sont pris en compte les caractéristiques suivantes: la superficie, la forme, l'hypsométrie et les types de sol. Il faut introduire les définitions suivantes:

- indice de forme (indice de compacité) $I_{comp} = 0.282 P S^{1/2}$ avec P et S périmètre et surface du bassin,

- rectangle équivalent: il est un rectangle qu'a la même superficie, le même indice de forme et la même distribution hypsométrique du bassin considéré, sa longueur est donnée par l'expression

$$L = S^{1/2} (I_{comp} / 1.128) (1 + (1 - (1.128 / I_{comp})^2)^{1/2}) \quad (\text{en km})$$

- indice global de pente $I_g = D / L$ (en m/km)

avec D que reprisent la dénivelé en mètres entre les altitudes qui ils ont un pourcentage de surface du bassin au-dessus de 5 et 95 %, mais si les pentes transversales du bassin sont beaucoup plus importantes que I_g (c'est à dire la différence dépasse le 20%) alors il est nécessaire de prendre en compte un indice global de pente corrigé avec la formule

$$I_{gcorr} = ((n-1) I_g + IT) / n$$

avec $n = 2$ pour $L > 5$ km
 $n = 3$ pour $5 < L < 25$ km
 $n = 4$ pour $25 < L < 50$ km
 $n = 3$ pour $L > 50$ km
 IT est la pente transversale, exprimé en m/km, déterminé par la moyenne entre 4 à 6 pentes transversales.

Avec I_g il est possible de faire une première classification des bassins versants, pour compléter cette classification il est nécessaire de considérer les types de sol pour déterminer l'appartenance du bassin à une des classes suivantes de perméabilité:

- TI (P1): strictement imperméable
- PI: particulièrement imperméable
- I (P2) : imperméable
- RI (P3) : relativement imperméable
- P (P4) : perméable
- TP : très perméable.

En utilisant cette classification il est possible d'utiliser des formules qui donnent les temps de monté t_c (en minutes) en fonction de I_g et de la classe de perméabilité, ces formules sont dérivées de l'élaboration des mesures expérimentales:

$I_g = 60$	$t_c = 3.02 (S-0.1)^{1/2} + 4.5$
$I_g = 25$	$t_c = 6.64 (S-0.1)^{1/2} + 9$
$I_g = 15$	$t_c = 9.49 (S-0.2)^{1/2} + 16$
$I_g = 7$	$t_c = 20 (S-0.3)^{1/2} + 23$
$I_g = 3$	$t_c = 71 (S-0.3)^{1/2} + 75$

Pour avoir plus des informations sur la théorie de l'ORSTOM il faut voir les publications [1] et [2].

2.3 - Calcul de la pluie efficace

Il est nécessaire de connaître la pluie efficace pour utiliser la théorie de l'hydrogramme unitaire, c'est à dire la partie de pluie qui donne lieu à l'écoulement. La partie de pluie qui ne participe pas à l'écoulement est ce la perdue par évaporation et ce la infiltré dans le terrain ou qui reste dans les petites dépressions du sol ou est absorbé par la végétation au début de la pluie. Pour déterminer la pluie efficace il est nécessaire de considérer plusieurs aspects comme:

- la capacité d'infiltration et de rétention du terrain, elle peut aussi dépendre des pluies précédentes,
- la couverture végétale,
- l'aspect du sol en superficie.

En pratique il est nécessaire de calculer, à partir du hyetogramme originaire, la pluie efficace pour chaque intervalle des temps. Pour la séparation de la pluie, si on connaît déjà le coefficient d'écoulement, on peut utiliser plusieurs méthodes:

- méthode de l'ordonné \bar{O} : il considère que la quantité de pluie qui ne participe pas à l'écoulement est constante dans les temps et il consiste à réduire toutes les hauteurs de pluie d'une valeur constante $\bar{O} = P_t(1-K)/n$ ou:

P_t est la pluie totale

K coefficient d'écoulement

n numéro des intervalles de temps du hyetogramme,

et par conséquent $P_{netta_i} = P_i - \bar{O}$ (P_i et P_{netta_i} hauteur de pluie dans l'intervalle i -esimo),

- méthode du seuil temporel δ : il consiste à supposer que toutes les pertes d'eau se passent au début de la pluie jusqu'à tarir la capacité de rétention de l'eau du bassin, en suite toute la pluie participe à l'écoulement,
- méthode du pourcentage: il considère que la pluie qui se perdent dans chaque intervalle de temps est la même, en pourcentage de la pluie tombé dans le même intervalle, de la pluie perdue en totale,

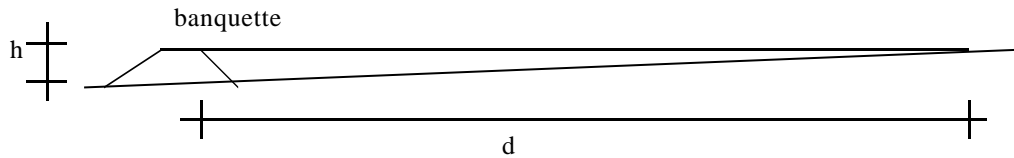
$$P_{netta_i} = K P_i .$$

La situation réelle est, en générale, au milieu entre les deux premières méthodes, c'est à dire au début toute la pluie est absorbée mais avec les temps la capacité d'infiltration du terrain diminue et par conséquent la composante de la pluie efficace augmente. Les auteurs ont proposé plusieurs formules pour la réduction de la capacité d'infiltration en fonction des temps, du volume infiltré et aussi des pluies qui ont précédé la pluie considérée. D'autre partie si on ne connait pas bien la distribution spatiale et temporelle de la pluie est inutile d'utiliser des méthodes trop sophistiquées pour le calcul de la pluie efficace.

2.4 - Schématisation de l'effet des interventions sur les caractéristiques d'écoulement

Pour considérer l'effet que les interventions faites dans le territoire ont sur les caractéristiques d'écoulement il est nécessaire de considérer leurs caractéristiques et leurs dimensions. En générale on peut supposer que les interventions ont un effet soit sur le coefficient d'écoulement soit sur les paramètres de l'hydrogramme unitaire. En particulier les tranchées et les banquettes ont un effet important de stockage de l'eau de pluie mais en même temps ils ont un effet limité sur la forme de l'hydrogramme. Les barrages d'écrêtage par contre ont un important effet sur les paramètres de l'hydrogramme et aussi sur le coefficient d'écoulement.

Pour ce que concerne les banquettes on peut considérer que, par mètre linéaire, ils ont la possibilité de stocker un volume d'eau de section triangulaire avec la base du triangle qui elle correspond à la zone d'influence à l'amont de la banquette et la hauteur est la même que ce la de la banquette:



$$V = (h d) / 2$$

la distance d est fonction de la pente du terrain et de la hauteur de la banquette, si on considère comme valeurs moyennes une hauteur utile de 20 cm et une pente du terrain de 1% on aura

$$d = 20 \text{ m}$$

$$V = 2 \text{ m}^3/\text{m},$$

en considérant une longueur moyenne des banquettes de 200 m/ha on obtienne un volume de stockage

$$V_s = 400 \text{ m}^3/\text{ha}$$

le volume de stockage calculé est à considérer un volume de stockage moyen, la valeur réelle est fonction de la pente du terrain et des conditions des banquettes. Dans les temps les banquettes peuvent subir des phénomènes d'érosion ou de sédimentation et par conséquent le volume de stockage peut être modifié.

Les tranchées sont des trous faits en direction perpendiculaire par rapport à la pente des versants de 3 m de longueur pour une section de $0.60 \times 0.60 \text{ m}^2$, pour un volume initial d'environ 1 m^3 . Avec les temps pour les effets de l'érosion hydrique et éolienne on peut remarquer une diminution partielle du volume de la tranchée. On peut considérer que dans des conditions normales le volume subisset en réduction du 30% par rapport au volume initiale, si on considère une densité moyenne de 500 tranchées par hectare on obtient un volume de stockage total de:

$$V_s = 1 \times 0.7 \times 500 = 350 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Dans les cas des barrages d'écrêtage le volume de stockage est facilement calculable sur la base du levé topographique. Si on connaisse la courbe hauteur-surface-volume de la retenue on peut calculer le volume de stockage résiduel en hypothésant une hauteur d'eau dans la retenue.

Pour ce qui concerne les modifications des caractéristiques d'écoulement, des études spécifiques menés sur des barrages d'écrêtage ont montré un important changement. En effet pour simuler la réponse du système composé du bassin versant et du barrage d'écrêtage il est nécessaire aussi de tenir en compte l'écoulement retardé qui, en cas des pluies peu intenses, constitue la partie la plus importante de l'écoulement par rapport à la composante superficielle. En réalité la description précédente est seulement une schématisation parce qu'il s'agit toujours d'écoulement superficiel. Pour la présence de l'évacuateur intermédiaire en dessus du niveau du déversoir le volume que rentre dans la retenue pendant la crue est laminé par cet évacuateur qui a un débit limité (200-2000 l/s selon la charge). Le volume de laminage de l'évacuateur intermédiaire sera épuisé seulement si le volume d'eau qui rentre dans la retenue est très important et alors le niveau de l'eau atteint le niveau du déversoir et le débit sortant deviens beaucoup plus important. Ce type de réponse provoque un grand effet de laminage qui il se réduise quand il commence à fonctionner le déversoir.

2.5 - Composition des hydrogrammes de crue

Comme déjà décrite la méthode pour la transformation pluie-écoulement sera utilisé pour le calcul des contributions des sous-bassins. Les hydrogrammes calculés seront en suite utilisés pour l'application du modèle de la propagation de la crue. Dans ce contexte on a retenu utile de mettre au point une méthode qui, en utilisant la même schématisation du bassin hydrographique utilisé pour la méthode de propagation de la crue, puisse donner une estimation de l'hydrogramme de crue à l'exutoire du bassin avec une simple composition des hydrogrammes des sous-bassins. A ces propos il est nécessaire d'estimer les retards qui les hydrogrammes des divers sous-bassins prennent pour arriver à l'exutoire.

Cette méthode est simplifiée par le fait que la propagation des divers hydrogrammes le long de l'axe principale du kori est indépendante des ces conditions. En pratique on ne considère pas l'effet de laminage et de concentration qu'on peut avoir dans l'axe principal.

Cette hypothèse peut être considéré trop grossière, en réalité cette méthode de composition des hydrogrammes peut amener des résultats satisfaisants surtout si on a une bonne estimation du temps de retard des divers sous-bassins. Par la suite on verra que cette méthode de la composition des hydrogrammes est beaucoup plus simple dans l'application, par rapport à celui de la propagation de la crue. Pourtant l'utilisation de cette méthode est possible quand on doit faire une première estimation des modifications des caractéristiques d'écoulement dans un bassin engendrés par des interventions sur le territoire.

2.6 - Le programme de calcul AFFDEF

Un programme pour la simulation de la réponse d'un bassin hydrographique à une pluie a été préparé. Le bassin hydrographique est schématisé comme composé par plusieurs sous-bassins. La procédure utilisée par le programme prévoit de faire le calcul des hydrogrammes de crue des divers sous-bassins, avec la théorie de l'hydrogramme unitaire. En suite le même programme fait la composition des hydrogrammes pour calculer l'hydrogramme de crue à l'exutoire. Le programme utilise le schéma suivant:

- lecture données des pluies
- séparation des pluies
- lecture données des sous-bassins et des interventions
- lecture données pour le calcul des hydrogrammes de crue des sous-bassins
- calcul des hydrogrammes de crue des sous-bassins
- lecture données pour composition des hydrogrammes
- composition des hydrogrammes
- visualisation des hydrogrammes calculés,

une description plus détaillé de la procédure utilisé et du fonctionnement du programme seront donnés par la suite.

Le méthode utilisé par le programme prévoit en premier lieu la décomposition du bassin versant en sous-bassins. En suite pour chacun des sous-bassins il faut trouver les principales caractéristiques des forme et d'hypsométrie, pour pouvoir utiliser la classification ORSTOM et avoir une première estimation des paramètres de l'hydrogramme unitaire. Pour chaque sous-bassin il est nécessaire d'introduire comme données dans le programme la superficie et les paramètres de l'hydrogramme unitaire.

Le programme prévoit aussi la possibilité d'insérer jusqu'à trois différentes typologie d'intervention pour chaque sous-bassin, c'est à dire les barrages d'écrêtage, les banquettes et les tranchées. Pour chaque intervention il est nécessaire de spécifier la superficie, le type, le volume de stockage initial et la pourcentage de ce volume qui est actuellement disponible.

Pour compléter la schématisation physique du bassin il est nécessaire d'estimer aussi les retards qu'ont les hydrogrammes des divers sous-bassins pour arriver à l'exutoire. Il faut faire un profil longitudinal de l'axe principale de drainage, par un levé topo ou sur une carte géographique, et en hypothisant une vitesse de transfère des hydrogrammes le long de l'axe principale calculer les tempes de retard. Dans ce cas on a utilisé une vitesse qui varie de 1 m/s en aval à 1.3 m/s vers l'amont.

En suite il est nécessaire d'introduire les caractéristiques des pluies. On peut introduire des hyetogrammes mesurés dans plusieurs stations ou dans une seule station selon les données à disposition. Le programme il n'exécute pas le calcul de la pluie efficace, pourtant la pluie qu'on introduit doit être déjà la pluie efficace. Il est aussi possible de décomposer la pluie pour considérer une réponse constitué par une composante superficiel et une autre composante retardé de l'écoulement pour le même bassin.

Le programme permet aussi de grouper des sous-bassin pour constituer des zones à pluviométrie homogènes en utilisant la méthode des polygones de Thiessen.

Pour la décomposition de la pluie il faut spécifier le numéro de la station, les deux coefficients qu'ils vont à multiplier les hauteurs de pluie et les colonnes de la matrice des pluies séparés ou les hauteurs recalculés seront stockés.

Pour le calcul des hydrogrammes de crue il faut spécifier pour chaque bassin la ligne du hyetogramme à considérer dans la matrice des pluies séparés, les paramètres de l'hydrogramme unitaire (n et t_c) et la colonne de la matrice des débits ou mémoriser l'hydrogramme de crue. En suite le programme fait la composition des hydrogrammes. En suite cette phase nécessite des données concernant les hydrogrammes à composer avec leurs retards et la colonne de la matrice des débits ou mémoriser l'hydrogramme obtenu.

La phase finale du programme prévoit la visualisation des résultats soit sous forme de tableau qu'en forme graphique, en particulier dans ces cas il est possible de faire une confrontation entre l'hydrogramme calculé et un hydrogramme de référence qui est celui mesuré.

Pour une description plus détaillée du fichier des données à préparer pour le programme AFFDEF il faut voir l'annexe A, qu'il donne aussi une description du fichier ou les résultats sont mémorisés.

3 - PROPAGATION DE LA CRUE

Avec la méthode de transformation pluies-écoulements on peut calculer les hydrogrammes de crue des chaque sous-bassins, ces hydrogrammes suivent l'axe principale de drainage pour attendre l'exutoire du bassin. Pour schématiser les phénomènes qui se passent dans le kori pendant le passage de l'eau est nécessaire d'utiliser une méthode de propagation de la crue. Dans cette étude on a utilisé la théorie de De Saint Venant, qui sera décrite brièvement par la suite aussi comme la méthode de solution adopté. Dans ce chapitre sera aussi décrite le fonctionnement du programme de calcul MOTO utilisé pour la solution du problème.

3.1 - Théorie di De Saint Venant

Pour connaître les caractéristiques de la propagation de la vague de crue dans un cours d'eau naturel on doit utiliser la description hydraulique du phénomène avec les équations différentiels d'écoulement et de continuité. La théorie de De Saint Venant hypothèse qu'il s'agit de un écoulement monodimensionnel, en pratique les caractéristiques d'écoulement (débits et niveaux) sont fonction seulement du temps et de la coordonné longitudinal de l'axe x.

Avec cette schématisation on obtienne les équations classiques de De Saint Venant, les équations complètes ont la forme suivante:

- équation d'écoulement

$$\frac{\partial h}{\partial x} (1 - F_R^2) + \frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{(\alpha + \beta)Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{Q|Q|}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^2} = 0 \quad [1]$$

- équation de continuité

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad [2]$$

ou:

h	est le niveau hydrométrique;
F_R	est le numéro de Froude;
Q	est le débit;
A	est la surface de la section;
a,b	sont les coefficients de Coriolis;
g	est l'accélération de la pesanteur;
R_H	est le rayon hydrique de la générique sous-section;
K_s	est le coefficient de Strikler de la générique sous-section;
x	est l'abscisse longitudinale;
t	est la coordonné temporele.

Si on applique ces équations à l'axe de drainage on obtienne un système des équations différentielles du premier ordre dans les inconnus niveaux et débits dans les noeuds en fonction du temps. Pour résoudre ce problème on peut utiliser trois méthodes diverses:

- des lignes caractéristiques
- aux différences finies
- aux éléments finis.

La méthode que sera utilisé dans cette étude est cela aux différences finies, en particulier on utilisera une méthode de solution de type semi-implicite.

3.2 - Méthode de solution

La méthode de solution adoptée est de type semi-implicite c'est à dire que le débit et le niveau dans chaque noeud, par un temps bien déterminé, sont exprimés en fonction du débit et du niveau d'eau dans les sections proches au même instant et aussi en fonction du débit et du niveau dans la même section dans l'instant de temps précédent.

En pratique, si on considère un cours d'eau schématisé par N sections, on a 2N inconnus (débit et niveau pour chaque section), si on utilise les deux équations (d'écoulement et de continuité) pour chaque tronçon, on obtient 2(N-1) équations. En adjoint les deux conditions sur le contour (en aval et en amont), on obtient un système de 2N équation que peut être résolu pour tous les instants de temps.

3.3 - Conditions sur le contour et conditions initiales

Les différentes conditions au contour prévues sont:

- noeud en amont (noeud 1) :

débit: quand dans le noeud en amont on connait la variation du débit en fonction du temps

niveau: quand dans le noeud en amont on connait la variation des niveaux en fonction du temps

- noeud en aval (noeud N) :

débit: quand dans le noeud en aval on connait la variation du débit en fonction du temps

niveau: quand dans le noeud en aval on connait la variation des niveaux en fonction du temps

échelle d'écoulement: quand on a une relation connue entre hauteur et débit dans la section.

3.4 - Le programme de calcul MOTO

Dans cette étude on a mis au point un programme pour la simulation de la propagation de une vague de crue. Pour utiliser le programme est nécessaire de faire un levé topographique du cours d'eau pour connaître le profil altimétrique et planimétrique. Il faut levé une section transversale tous les 300-500 mètres, en fonction des caractéristiques du lit du kori. Les données des sections doivent être introduits dans le programme avec un fichier d'extension GEO, voir l'annexe C pour les détails.

Le programme nécessite des conditions initiales (débit et niveau d'eau dans chaque section) et des conditions sur le contour: en amont le débit, en aval la variation du niveau en fonction du temps ou l'échelle d'écoulement. Ces données doivent être contenus dans un fichier d'extension SIM (voir annexe C).

Les résultats de l'exécution du programme, débit et niveau pour chaque section, sont mémorisés dans un fichier avec extension STA pour chaque intervalle de temps (voir annexe C). L'hydrogramme à l'exutoire est mémorisé dans fichier d'extension IDR.

La préparation des conditions initiales d'écoulement uniforme est la phase la plus délicate du procès parce qu'il faut démarrer la simulation avec le niveau d'eau horizontal et en suite faire descendre lentement le niveau dans la section en amont jusqu'à attendre la situation réelle.

Le pas temporel à utiliser pour la simulation est très important, en général il faut utiliser un pas de 10 à 30 seconds.

4 - MESURES D'ÉCOULEMENT DISPONIBLES

Pour améliorer la connaissance des caractéristiques d'écoulement dans la zone de Keita, depuis 1990, on a installé un réseau de stations pour les mesures d'écoulement. Etant donné le régime à caractère strictement torrentiel des koris de la zone, on a mis au point des techniques assez simples pour les mesures.

Après les premiers essais de jaugeage au moulinet on a abandonné cette technique pour l'impossibilité d'exécuter des bonnes mesures pour la rapidité des changements des caractéristiques d'écoulement.

4.1 - Méthodologie de mesure utilisée

Les mesures d'écoulement sont faites sur des sections des koris ou le lit est assez régulier et stable dans la mesure du possible.

La station est équipée avec une série d'échelles hydrométriques implantées dans le lit (de hauteur de 50 ou 100 cm) et de un pluviomètre.

L'observateur de la station enregistre tous les cinq minutes le niveau d'eau et la pluie tombée. Pendant la saison des pluies des levés topo sont faits pour déterminer la forme et la pente de la section.

A partir du niveau on peut déterminer la vitesse et en suite le débit en utilisant la formule d'écoulement de Manning - Strikler:

$$v = c g R^{2/3} J^{1/2}$$

ou v est la vitesse
 c est le coefficient de frottement
 g accélération de la pesanteur
 R rayon hydrique
 J pente du lit,

pour les sections positionnées sur les seuils on utilise la formule classique de la chute:

$$v = \mu (2 g H)^{1/2}$$

ou μ est le coeff. de chute
 H est la charge en amont du seuil.

Pour une majeure simplicité d'utilisation on peut obtenir à partir des formules précédentes des formules du type :

$$Q = a (H - H_0)^b$$

qu'est la formulation traditionnelle de l'échelle d'écoulement, chaque station sera caractérisée par les trois valeurs a , b et H_0 .

Cette méthode pour la détermination du débit est sûrement simplifiée, mais on pense que les simplifications introduites sont acceptables parce que des méthodes plus sophistiquées très difficilement pourront amener une précision supérieure à cause des difficultés que le phénomène à mesurer présente (un important transport solide, fond du lit mobile, niveau que varie rapidement).

4.2 - Données disponibles

Les données actuellement disponibles concernent une quinzaine des stations. Les stations de mesure en général sont positionnées à l'exutoire des bassins versants choisis pour leur niveau des réalisations. Par la suite on montre une liste des stations avec les années d'observations disponibles.

- Agouloum	7 ans
- Tamaske	7 =
- Sakole	6 =
- Inkimia	7 =
- Mehanna	7 =
- Teguefleguel	5 =
- Keita	5 =

L'ORSTOM a réalisé des campagnes de mesure d'écoulement dans la zone de Keita dans les années 60 et 70, en particulier les données sont disponibles pour deux ans sur les sites de Agouloum, Tegueleguel, Sakole et Keita.

5 - APPLICATION DE LA MÉTHODE DE TRANSFORMATION PLUIE-ÉCOULEMENT AU FOUNTOUKA

Pour la définitif mis au point de la procédure on est passé à l'application de la méthode à un cas concret. On a choisi le bassin versant du Fountouka qu'a une surface d'environ 200 km² quand il rentre dans le Zourourou. Mais dans notre cas on a préféré fermer le bassin à la hauteur de Agouloum pour la présence depuis 1990 d'une station pour la mesure des écoulements. L'utilisation de la procédure prévoit en effet une phase préliminaire de tarage du modèle qui nécessite des quelques hydrogrammes de crue avec les pluies relatives.

Par la suite on peut trouver une description de la procédure utilisée pour l'application de la méthode de transformation pluie-écoulement à la vallée de Agouloum. En particulier seront décrites les trois phases suivantes:

- schématisation du bassin versant (répartition en sous-bassins, calcul des temps de retard, représentation des interventions),
- tarage de la méthode en fonction des mesures disponibles (optimisation des paramètres de la méthode),
- évaluation des effets des interventions sur les caractéristiques d'écoulement (avec la simulation des pluies caractéristiques).

5.1 - Schématisation du bassin versant

La partie du bassin versant du Fountouka pris en compte a son exutoire en correspondance d'un seuil, réalisée en 1991, tout près de Agouloum Toudou, le bassin a une superficie de 91 km².

Il faut tout d'abord décomposer le bassin en sous-bassins versants, pour pouvoir calculer les écoulements pour chacun indépendamment des autres. Le découpage de la vallée de Agouloum en sous-bassins est montré en figure 5.14. Les critères à utiliser pour la décomposition sont:

- les sous-bassins doivent avoir une taille moyenne de 5 à 10 km²
- il faut considérer la localisation des interventions déjà existantes ou prévues.

Le premier critère est important soit pour avoir des zones homogènes comme caractéristiques morphologiques, soit pour pouvoir considérer la distribution de la pluie uniforme mais aussi pour pouvoir utiliser les résultats de l'Orstom obtenus par des études sur des bassins de ces dimensions.

Le deuxième critère par contre est important soit pour évaluer les effets des interventions sur chacun des sous-bassins, soit surtout pour mieux représenter la réponse du sous-bassin quand on a barrage d'écrêtage, dans ce cas la réponse du bassin change totalement.

La vallée de Agouloum a connu une série d'interventions de récupération des terres et de lutte contre l'érosion depuis 1986, en particulier on y a réalisé un périmètre des banquettes sur des glacis, un autre périmètre sur le plateau et des tranchées sur les versants. Depuis 1990 une série des barrages d'écrêtage et des seuils en gabions a été réalisée. Le récapitulatif des interventions (avec leur année de réalisation) dans la vallée est le suivant:

- 140 ha des banquettes agro-pastorales sur glacis (1987)
- 140 ha des banquettes agro et silvo-pastorales sur plateau (1993)
- 126 ha des tranchées (1987-91)
- 4 barrages d'écrêtage (Akala I 1990, Akala II 1991, Akala III 1992, Akala IV 1993)
- 6 seuils (Agouloum I 1991, Agouloum II et III 1992, Idouka 1993, Akala I et II 1994).

HYPSOMETRIE DU BASSIN VERSANT DU FOUNTOUKA A AGOULOUM TOUDOU Répartition en sous-bassins versants

Altitude	Bas.total		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	km ²	%											
420	3,2	3,5								0,2	1,4		1,6
440	12,7	14,0						0,5	2,6	2,4	1,6	1,4	4,2
460	13,2	14,5	0,0	0,1			2,1	1,7	1,4	1,5	1,0	3,5	1,9
480	12,0	13,2	0,9	0,8		0,0	3,7	1,4	0,8	1,2	0,7	1,5	1,0
500	14,0	15,4	1,7	1,2		2,0	4,7	0,7	0,8	1,1	0,4	0,9	0,6
520	8,3	9,1	1,6	0,5	0,4	2,1	1,6	0,4	0,3	0,2	0,2	0,3	0,8
540	5,6	6,2	0,4	0,4	1,0	1,2	0,9	0,1	0,3	0,2	0,2	0,3	0,7
560	7,3	8,0	0,8	0,8	0,7	0,6	0,7	0,2	0,5	0,3	0,3	0,5	1,9
580	6,8	7,5	0,6	0,8	0,8	0,9	0,8	0,1	0,5	0,2	0,5	1,6	0,0
600	2,6	2,9	0,2	0,5	1,2	0,5	0,3	0,0					
620	3,3	3,6	0,8		1,3	1,2							
640	1,9	2,0			1,9								
sup. tot.	91,0	100,0	7,0	5,1	7,2	8,5	14,7	5,2	7,0	7,3	6,4	9,9	12,7

Tab. 5.1

UNITES PHISIOGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT DU FOUNTOUKA A AGOULOM TOUDOU
Répartition en sous-bassins versants

Un. phisiogr.	Bas.total		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	km ²	%	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²
plateau	12,1	13,3	0,9	0,9	3,2	1,1	0,4		0,3	0,2	1,7	1,6	1,7
versants	55,8	61,3	5,9	3,7	4,0	5,9	10,5	2,9	3,3	5,0	2,3	5,4	6,8
versants ens.	1,7	1,9									1,1		0,6
glacis	18,6	20,5	0,1	0,5	0,1	1,5	3,8	2,3	3,3	2,1		2,8	2,2
glacis ens.	1,0	1,1									0,6		0,4
ter. alluviales	1,8	2,0							0,1		0,8		1,0
totals	91,0	100,0	7,0	5,1	7,2	8,6	14,7	5,2	7,0	7,3	6,5	9,9	12,7

Tab. 5.2

Sur la base des critères déjà décrits le bassin versant de la vallée de Agouloum a été décomposée en 11 sous-bassins, les trois premiers sont ceux des trois barrages d'écrêtage. Les sous-bassins ont une superficie entre 5 et 15 km², avec une superficie moyenne d'environ 8 km². Dans les tableaux 5.1 et 5.2 sont montrées les caractéristiques hypsométriques et la répartition en unité physiographiques de chacun des sous-bassins, dans les figures 5.1 et 5.2 sont montrés la courbe hypsométrique et la répartition en unité physiographiques de tout le bassin.

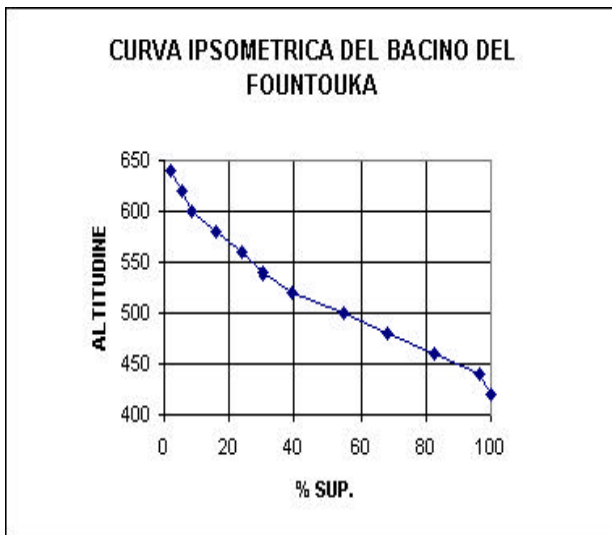


Fig. 5.1

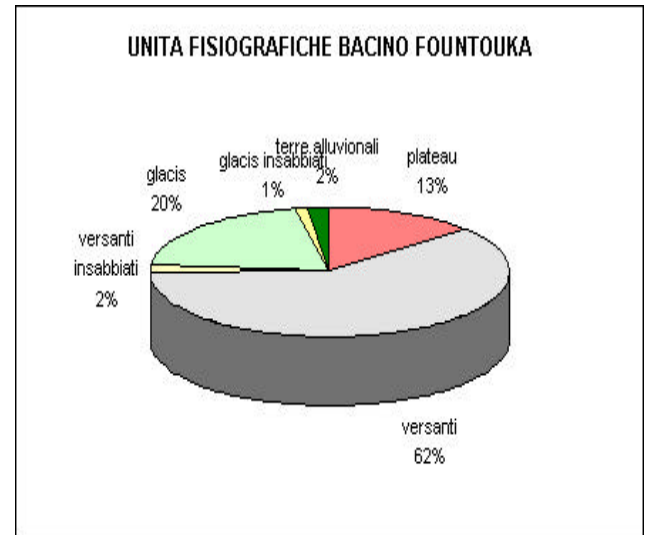


Fig. 5.2

Pour la classification des sous-bassins versants on a utilisé les critères conseillés par l'ORSTOM. Pour chacun des sous-bassins on a calculé les paramètres suivants:

- superficie (S)
- périmètre (P)
- dénivelé (D),
- longueur du rectangle équivalent (L)
- indice de forme (I_{comp})
- indice de pente corrigé (I_{georr})

en fonction des ces paramètres on a pu calculer les valeurs du temps de monté pour chaque sous-bassin. En suite en hypothisant une valeur du paramètre de l'hydrogramme unitaire $n = 2.5$, on a pu calculer les valeurs de l'autre paramètre k . Les caractéristiques des sous-bassins versants sont montrés dans le tableau 5.3.

Une méthode différente a été utilisée pour calculer les paramètres de l'hydrogramme unitaire pour les bassins 1, 2 et 3 ou on trouve les barrages d'écrêtage de Akala I, II et III. Dans ces cas on a utilisé un type de simulation de la réponse de la retenue en utilisant un simple modèle basé sur l'équation de continuité dans la forme:

$$dV = V_e - V_u \quad \text{variation de volume}$$

Ve = volume entrant (calculé en hypothésant un hydrogramme de crue du sous-bassin)

Vu = volume sortant (calculé en considérant la courbe hauteur-volumes de la retenue et la courbe hauteur-débits des évacuateurs de la retenue).

CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT DU FOUNTOUKA A AGOULOM TOUDOU
Répartition en sous-bassins versants

	Bassin	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Superficie du bassin versant (S)		6,97	5,09	7,20	8,52	14,68	5,15	7,04	7,32	6,43	9,88	12,67
Perimetre (P)		10,7	9,6	10,7	12,4	20,4	11,6	13,6	11,6	14,5	13,9	17,3
Denivelé (D)		140	140	110	120	100	80	110	120	160	140	140
Longuer du rectangle equivalent (L)		6,42	5,67	6,47	7,37	11,47	6,60	7,70	6,86	8,06	8,15	9,95
Indice de compacité (Icomp)		1,14	1,19	1,13	1,20	1,50	1,45	1,44	1,21	1,62	1,25	1,37
Indice globale de pente (I _g)		21,8	24,7	17,0	16,3	8,7	12,1	14,3	17,5	19,8	17,2	14,1
Pente trasversale moyenne (IT)		105,0	105,0	82,5	90,0	50,0	40,0	55,0	90,0	80,0	70,0	70,0
Coeff. pour la correction de I _g (n)		3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
Indice globale de pente corrigé (I _{gcor})		49,5	51,5	38,8	40,9	22,5	21,4	27,9	41,7	39,9	34,8	32,7
tm		17	14	21	21	39	29	25	20	20	25	29
tm1		100	86	127								
tm2		40	35	51								
n		1,50	1,50	1,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
n2		3,00	3,00	3,00								
k=tm/(n-1)		0,88	0,79	0,89	0,31	0,38	0,27	0,29	0,30	0,29	0,33	0,36
retard		150	183	271	230	164	117	91	57	23	104	39

Tab. 5.3

Dans une deuxième phase on a cherché de mieux simuler l'hydrogramme obtenu en hypothésant une réponse du bassin composé par deux hydrogrammes des caractéristiques totalement différents.

Pendant la crue, jusqu'à quand le volume de stockage n'est pas plein, on a pas écoulement en sortie de la retenue. Quand le volume de stockage est rempli par les volumes d'eau entrants alors l'écoulement débute par l'évacuateur intermédiaire, en cette phase le débit sortant est limité par le diamètre de la buse de l'évacuateur intermédiaire, au même temps l'écoulement est prolongé dans le temps. Seulement dans un deuxième temps et si le niveau d'eau dans la retenue dépasse celui du déversoir alors l'écoulement devient très importante et aussi concentré dans le temps.

Pour représenter ces caractéristiques il est nécessaire d'utiliser deux différents hydrogrammes, chacun aura plus ou moins d'importance par rapport à l'autre en fonction des caractéristiques de la crue et des conditions initiales de la retenue. En particulier pour des pluies moins importantes la réponse du bassin sera caractérisée par l'écoulement par l'évacuateur intermédiaire, pour des pluies plus importantes par contre l'écoulement par le déversoir aura un effet plus important sur les caractéristiques de réponse du bassin.

A partir de la simulation de l'hydrogramme sortant de la retenue, faite avec le programme AFFDEF, on a pu calculer les valeurs des paramètres des deux hydrogrammes et de leur importance relative, pour la répartition de la pluie. En figure 5.4 on montre les résultats de la simulation qui concerne le barrage de Akala I. En utilisant les résultats obtenus on a pu calculer les valeurs suivantes des paramètres de l'hydrogramme unitaire:

hydrogramme	tcc	n
I - évacuateur intermédiaire	2.5 tc	1.5
II - déversoir	6.3 tc	3.0

ou tcc et tc sont les temps de monte corrigés et celui calculé avec la méthode ORSTOM. Le deuxième hydrogramme a toujours un retard par rapport au premier (30 minutes dans notre cas). Pour ce qui concerne la répartition de la pluie entre les deux hydrogrammes ont a les coefficients suivants en fonction de la hauteur de pluie:

h pluie	idr. I	idr. II
jusqu'à 30 mm	1.0	0.0
de 30 à 50 mm	0.5	0.5

plus de 50 mm 0.2 0.8

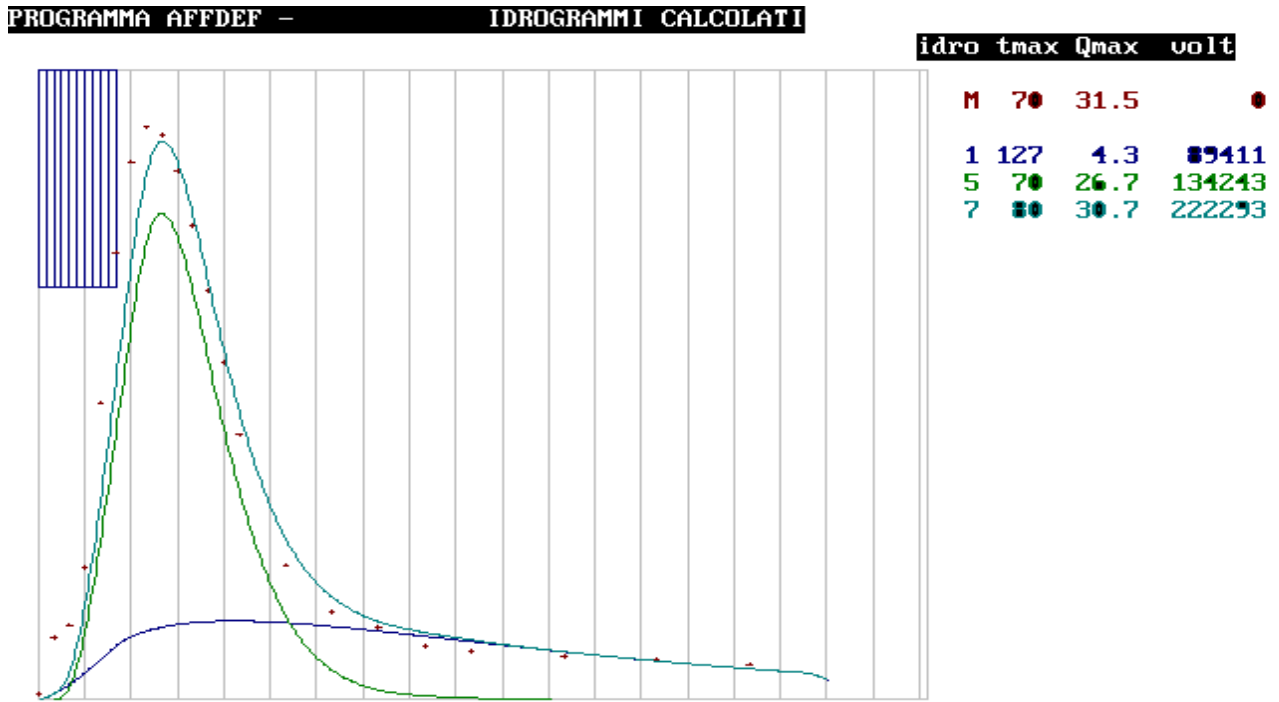


Fig. 5.4 - Simulation barrage d'écrêtage de Akala I

SCHEMATISATION DU BASSIN VERSANT DU FOUNTOUKA
Sous-bassins versants et leurs retards

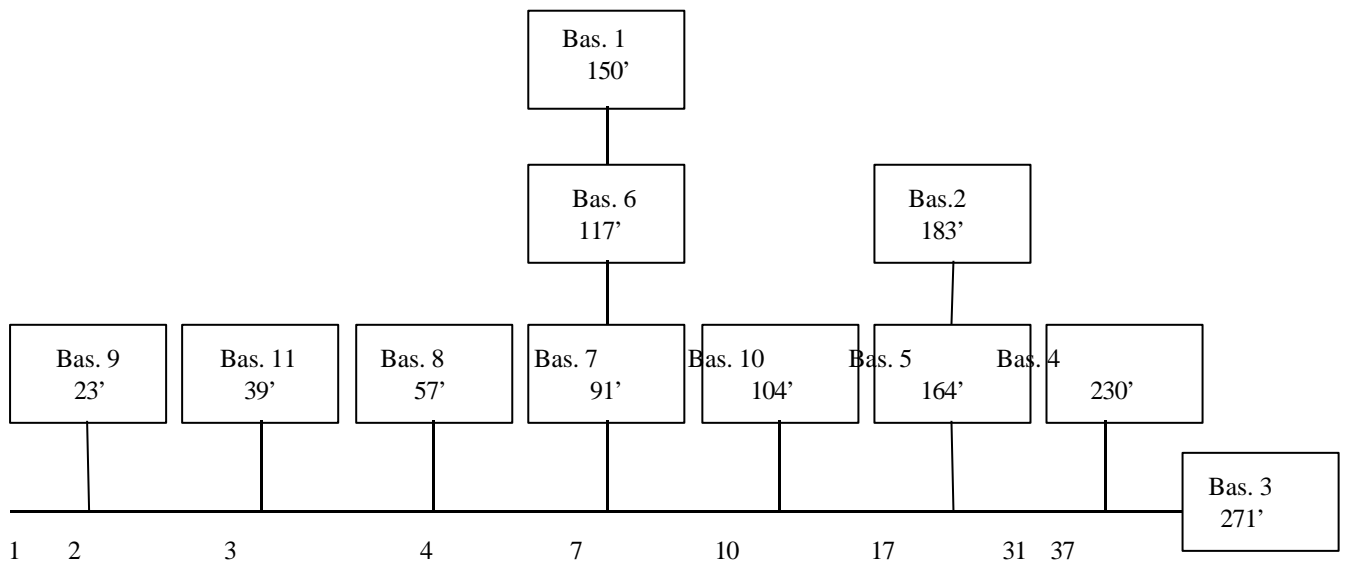


Fig. 5.3

Pour le calcul des ces retards on a utilisé la schématisation du bassin hydrographique montré en figure 5.3, les distances entre les noeuds sont celles mesurées sur la carte. Les temps de transfère sont calculés en hypotisant une vitesse de 1 m/s dans le fonds de la vallée et 1.3 m/s dans les tronçons vers l'amont (voir tab. 5.4).

Les caractéristiques des interventions sono montrées dans le tableau 5.5.

CARACTERISTIQUES AXE PRINCIPAL

bassin	noeud	dist. par. Km	dist. prog. Km	V m/s	T min	Ttot min
S						20
9	2	0,15	0,15	1,0	3	23
11	3	0,99	1,14	1,0	17	39
8	4	1,06	2,20	1,0	18	57
7	7	2,04	4,24	1,0	34	91
10	10	0,78	5,02	1,0	13	104
5	17	4,74	9,76	1,3	61	164
4	31	5,14	14,90	1,3	66	230
3	37	3,19	18,09	1,3	41	271
	7		4,24			91
6		2,03	6,26	1,3	26	117
1		2,61	8,88	1,3	34	150
	17		9,76			164
2		1,47	11,23	1,3	19	183

Tab. 5.4

SITUATION ACTUELLE DES INTERVENTIONS VALLEE DE AGOULOM

type intervention	Bas.total		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	km ²	%	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²
banq. agro-pastorals sur glacis	1,3	1,4						0,8	0,5				
banq. agro silvo-pastorales sur plateau	1,4	1,5	0,4		0,5	0,5							
tranchées	1,3	1,4								0,6	0,5		0,2
barrages d'écrêtage	19,8	21,7	7,0	5,1	7,2							0,5	
sup. totale intervention	23,8	26,1	7,0	5,1	7,2	0,5	0,0	0,8	0,5	0,6	0,5	0,5	0,2
sup. totale	91,1	100,0	7,0	5,1	7,2	8,6	14,7	5,2	7,0	7,3	6,5	9,9	12,7
% sup traité par rapport à sup. totale			100,0	100,0	100,0	5,8	0,0	15,5	7,1	7,6	7,7	5,4	1,6

Tab. 5.5

5.2 - Tarage de la méthode en fonction des mesures disponibles

Avant d'utiliser la méthode pour la transformation pluie-écoulement il s'avère nécessaire d'exécuter une phase de vérification de son fonctionnement avec la simulation des hydrogrammes de crue mesurés. Cette vérification est nécessaire surtout pour juger si la schématisation utilisée réponde à la situation réelle mais aussi elle permette optimiser les valeurs des paramètres utilisés dans le modèle.

Dans la pratique il est nécessaire de simuler une pluie connue sur le bassin et de faire une confrontation entre l'hydrogramme calculé et celui mesuré. Dans cette phase on a utilisé cinq hydrogrammes pour le tarage de la méthode, les principales caractéristiques de ces hydrogrammes sont montrées dans le tableau 5.6 et en figure 5.5. Une première analyse de ces hydrogrammes montre que le temps de monté est presque la moitié de celui de base.

CARACTERISTIQUES DES HYDROGRAMMES MESURES

hydrogr.	date	haut.(mm)	dur. (min)	Qmax (mc/s)	Tmax(min)	vol. écoul.	Kr
1_94	06/07/94	13,5	95	89	115	438000	0,36
2_94	12/08/94	8,5	25	144	205	1724822	(2,25)
1_97	07/07/97	38,9	105	189	350	2237000	0,64
2_97	05/08/97	19,4	60	111	155	580000	0,33
3_97	06/09/97	47,8	110	226	265	2265460	0,53

Tab. 5.6

Cette forme des hydrogrammes montre l'absence de la composante d'écoulement retardé dans les sous-bassins. Toutes les simulations faites ont montré en effet que pour avoir la meilleure représentation de la réponse des sous-bassins il faut considérer uniquement l'écoulement superficiel avec une valeur du paramètre $n = 2.5$.

Dans cette première phase de simulation on a pu faire divers essais pour vérifier la possibilité d'obtenir des bons résultats en agissant sur plusieurs facteurs, en particulier sur:

- temps de retard des sous-bassins,
- paramètres des hydrogrammes unitaires,
- méthode de calcul de la pluie efficace.
- distribution de la pluie (spatiale et temporelle)

On a hypothésé des vitesses diverses pour le transfert des hydrogrammes le long de l'axe principale et les retards des sous-bassins ont été recalculés. A début les temps de retard ont été prolongés et en suite ils ont été réduits par rapport aux temps de départ. Dans les deux cas la simulation est légèrement améliorée pour certaines hydrogrammes mais elle n'est pas acceptable pour les autres hydrogrammes.

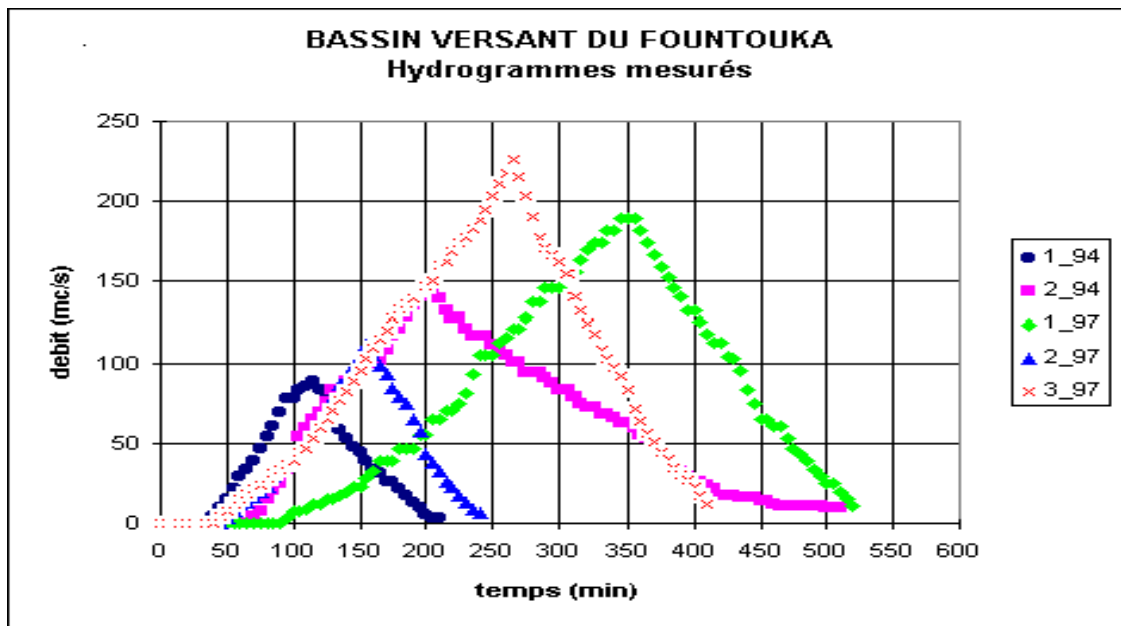


Fig. 5.5

En suite on a fait varier les paramètres des hydrogrammes des sous-bassins: La valeur de départ pour n été 2.5 et on l'a amené d'abord à 3 et en suite à 2. Dans un deuxième temps on a modifié aussi les valeurs t_c des divers sous-bassins. Dans tous ces cas les résultats de la simulation ne sont pas satisfaisants.

Des autres essais de simulation ont été conduits en utilisant la méthode de l'ordonné \bar{O} et en enlevant une portion initiale de la pluie. Cette méthode pour le calcul de la pluie efficace est sûrement celui que mieux schématise le comportement réel par contre la méthode de la pourcentage est celui plus facile à utiliser et d'autre partie il est le plus adapté quand on n'a pas la connaissance précise de la répartition spatiale et temporelle de la pluie. La méthode de l'ordonné \bar{O} permette en réalité d'avoir de résultats meilleurs dans les simulations des hydrogrammes des crues mesurés surtout en modifiant la portion initiale de la pluie à éliminer. Néanmoins pour éviter l'introduction des ultérieurs paramètres qui nécessitent de tarage on a préféré, dans cette phase, d'utiliser la méthode du pourcentage pour le calcul de la pluie efficace.

Les premières simulations sont conduites en considérant une distribution de la pluie uniforme, dans l'espace et dans les temps. Une pluie avec une distribution uniforme représente sûrement une grande limitation, surtout en considérant les caractéristiques climatiques de la zone, mais est on a préféré l'utiliser pour avoir une première idée du fonctionnement de la méthode. Pour avoir une plus précise connaissance de la distribution, spatiale et temporelle, de la pluie il faudra avoir un réseau

de pluviographes. La pluie en effet est connue seulement à l'exutoire du bassin, sur la section de mesure de niveau d'eau dans le kori.

Toutes les simulations faites ont confirmé que la pluie n'est pas uniforme. Seulement dans le cas de l'hydrogramme 394 on a une bonne approximation entre les hydrogrammes mesuré et calculé. Dans tous les autres cas par contre on a des différences importantes, en particulier de l'analyse des hydrogrammes 194 et 297 on peut supposer que la pluie ai intéressé uniquement la partie à l'aval du bassin, en effet la crue arrive à l'exutoire seulement deux heures après le début de la pluie. Pour les hydrogrammes 197 et 397 par contre le passage de la crue est retardé d'environ 260 et 350 minutes par rapport au début de la pluie.

Les premières simulations ont montré qu'il n'y a pas encore une bonne approximation pour ce qui concerne la confrontation entre les hydrogrammes mesurés et ces calculés, mais les résultats en termes de réponse globale de la méthode sont satisfaisants surtout en ce qui concerne la forme des hydrogrammes et leurs temps de retard. Dans la phase suivante de la simulation on a pensé de procéder en agissant uniquement sur les caractéristiques de la pluie en termes de distribution spatiale et temporelle. Par contre les autres paramètres de la schématisation utilisée pour le bassin et la méthode de calcul de la pluie efficace (méthode du pourcentage) ont été gardés le même, voir tableaux 5.3 et 5.4.

Pour pouvoir considérer la non uniformité de la pluie les 11 sous-bassins ont été groupés en quatre zones:

- zone I (ovest) bassins 8 - 9 - 11
- zone II (sud) bassins 1 - 6 - 7
- zone III (nord) bassins 2 - 5 - 10
- zone IV (est) bassins 3 - 4

pour chacune de zone on peut utiliser un hyetogramme de pluie divers pour le calcul des hydrogrammes de crue des divers sous-bassins.

Seulement pour l'hydrogramme 294 la distribution de la pluie n'a pas été modifiée, l'hydrogramme obtenu est montré dans la figure 5.7. Dans les autres cas la distribution de la pluie a été modifiée, en particulier pour les hydrogrammes 194 et 297 on a modifié uniquement la distribution spatiale par contre pour les hydrogrammes 197 et 397 on a du modifier aussi la distribution temporelle de la pluie.

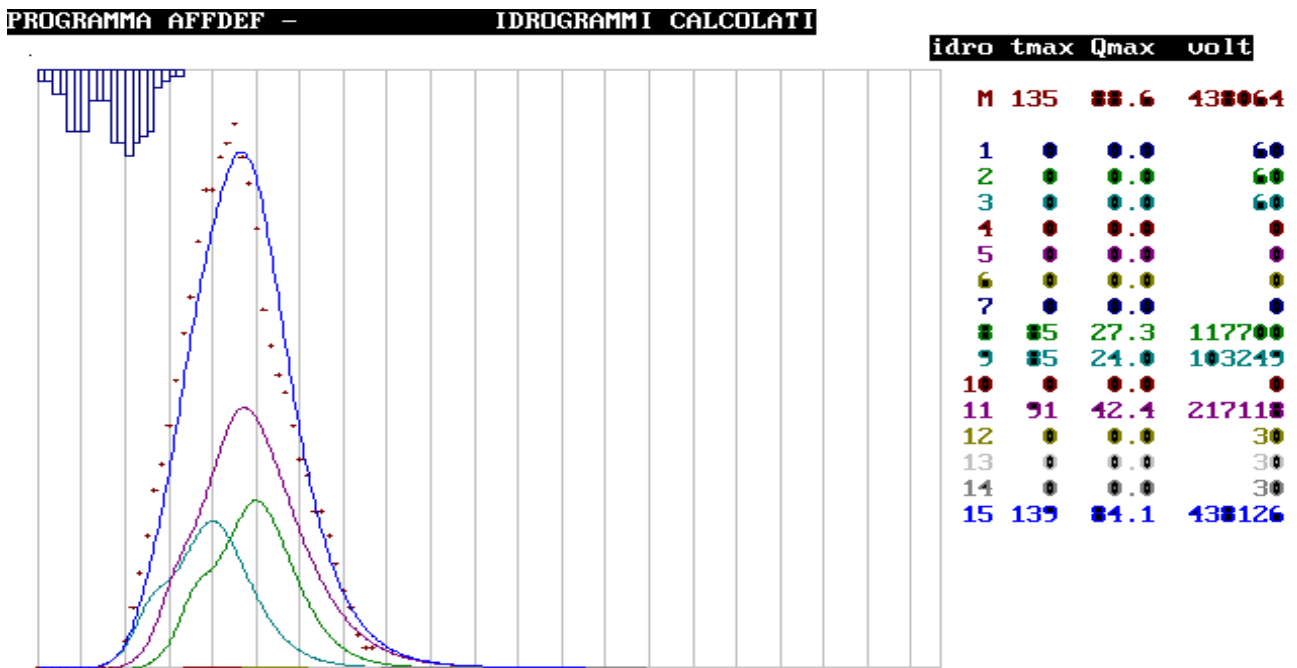


Fig. 5.6 - Hydrogramme 1_94

Pour l'hydrogramme 194 si on considère la pluie concentrée uniquement dans la zone I on peut obtenir l'hydrogramme montré en figure 5.6. Ce graphique, fait par le programme AFFDEF, montre les hydrogrammes des divers sous-bassins, l'hydrogramme somme totale et l'hydrogramme mesuré, dans le tableau sur la droite du graphique les caractéristiques principales de chacun des hydrogrammes sont montrés: le temps de passage de la crue, le débit maximum et le volume d'écoulement. La première colonne du tableau montre la colonne de la matrice des débits ou l'hydrogramme est mémorisé, dans ces cas le numéro est le même qui celui du bassin soit les trois dernières lignes (12,13,14) qui représentent la deuxième composante de l'hydrogramme pour les bassins 1,2 et 3 ou on a des barrages d'écêtement. La dernière ligne montre les caractéristiques de l'hydrogramme somme des précédents, qui doit être confronté avec la première ligne que montre les caractéristiques de l'hydrogramme mesuré.

DISTRIBUTION SPATIALE ET TEMPORALE UTILISE POUR LA SIMULATION DES HYDROGRAMMES MESURES

zone	hydr. 1_94		hydr. 2_94		hydr. 1_97		hydr. 2_97		hydr. 3_97	
	retard	coef.éc.	retard	coef.éc.	retard	coef.éc.	retard	coef.éc.	retard	coef.éc.
I		1,29		2,41		0,29		0,46		0,33
II		0		2,41		0,58		1,67		0,50
III		0		2,41	60'	1,47		0	25'	1,00
IV		0		2,41	60'	0,52		0	25'	1,00

Tab. 5.7

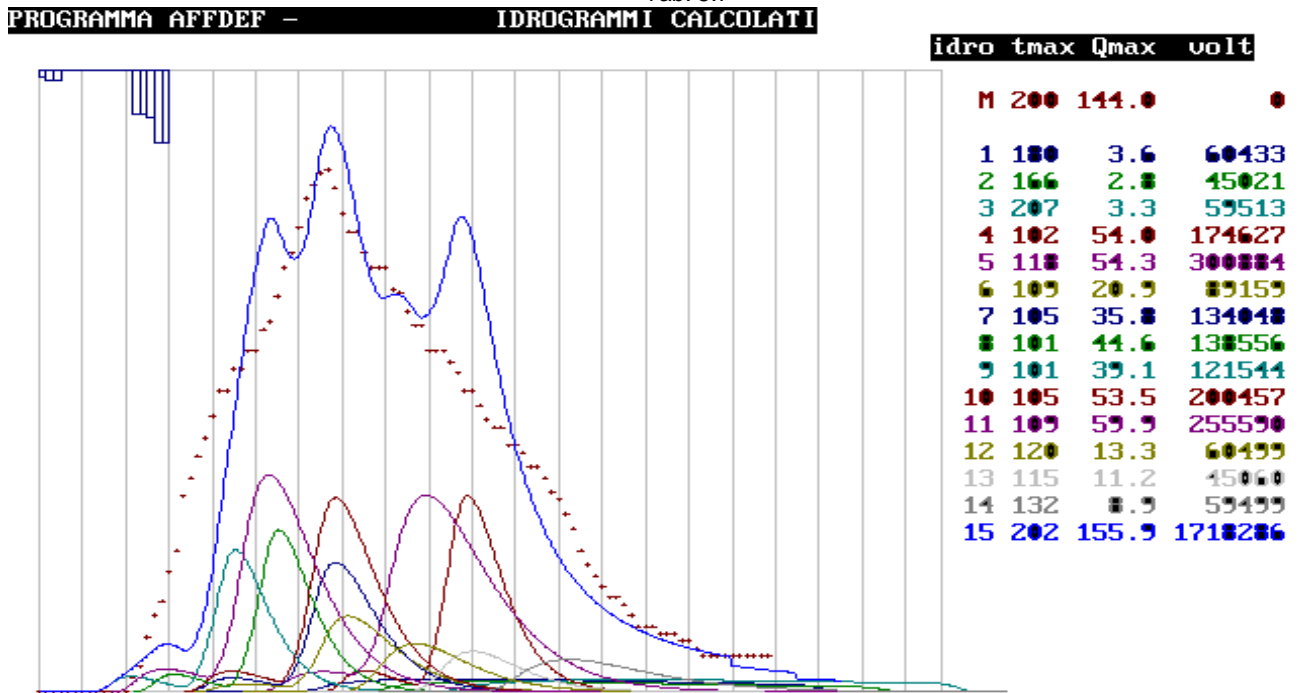
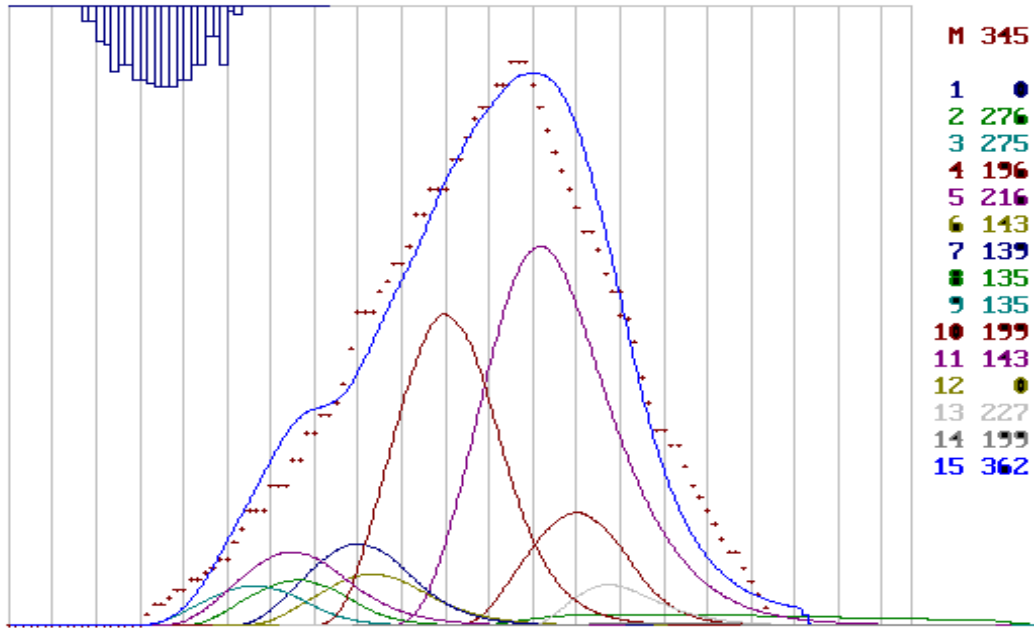


Fig. 5.7 - Hydrogramme 2_94

L'hydrogramme 297 est assez similaire au 194, dans ces cas en effet la pluie a été considérée concentré uniquement dans les zones I et II, avec des coefficients divers entre les deux zones, voir la figure 5.9 pour le graphique des hydrogrammes. Dans ces deux premiers cas l'approximation entre les hydrogrammes calculés et mesurés est satisfaisante.

PROGRAMMA AFFDEF - IDROGRAMMI CALCOLATI

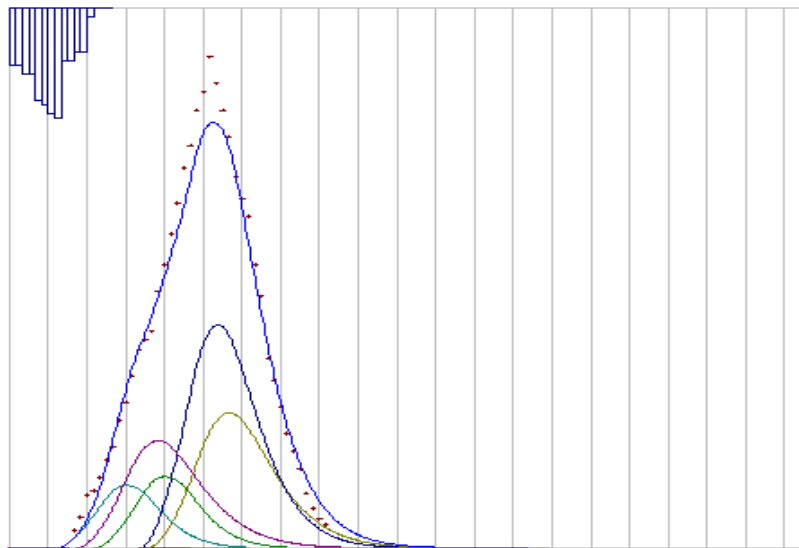


idro	tmax	Qmax	volt
M	345	189.1	2237321
1	0	0.0	60
2	276	3.8	60824
3	275	0.4	6365
4	196	37.9	192333
5	216	127.4	541047
6	143	17.2	58159
7	139	27.4	147639
8	135	15.2	76302
9	135	13.4	66534
10	199	104.5	562209
11	143	24.6	140753
12	0	0.0	30
13	227	13.7	60888
14	199	0.9	6336
15	362	185.2	2232578

Fig. 5.8 - Hydrogramme 1_97

Pour améliorer la simulation dans les cas des hydrogrammes 197 et 397 on a utilisé aussi la possibilité de varier la distribution temporelle de la pluie, dans la pratique on a retardé le début de la pluie dans les zones III et IV par rapport à les zones I et II. Pour l'hydrogramme 197 le retard est de 60 minutes et la pluie a été concentrée dans la zone III, pour l'hydrogramme 397 par contre le retard est de 25 minutes et la pluie a été concentrée d'avantage dans les zones III et IV. Les hydrogrammes obtenues sont montrés dans les figures 5.8 et 5.10. Les caractéristiques de la distribution spatiale et temporelle de la pluie utilisés dans ces simulations sont décrites dans le tableau 5.7.

PROGRAMMA AFFDEF - IDROGRAMMI CALCOLATI



idro	tmax	Qmax	volt
M	155	111.0	579585
1	0	0.0	60
2	0	0.0	60
3	0	0.0	60
4	0	0.0	0
5	0	0.0	0
6	65	30.7	141010
7	62	50.4	212003
8	55	16.2	60754
9	55	14.2	53294
10	0	0.0	0
11	65	24.4	112071
12	0	0.0	30
13	0	0.0	30
14	0	0.0	30
15	158	96.2	579191

Fig. 5.9 - Hydrogramme 2_97

PROGRAMMA AFFDEF - SIMULAZIONE AFFLUSSI - DEFLUSSI FOUNTOUKA

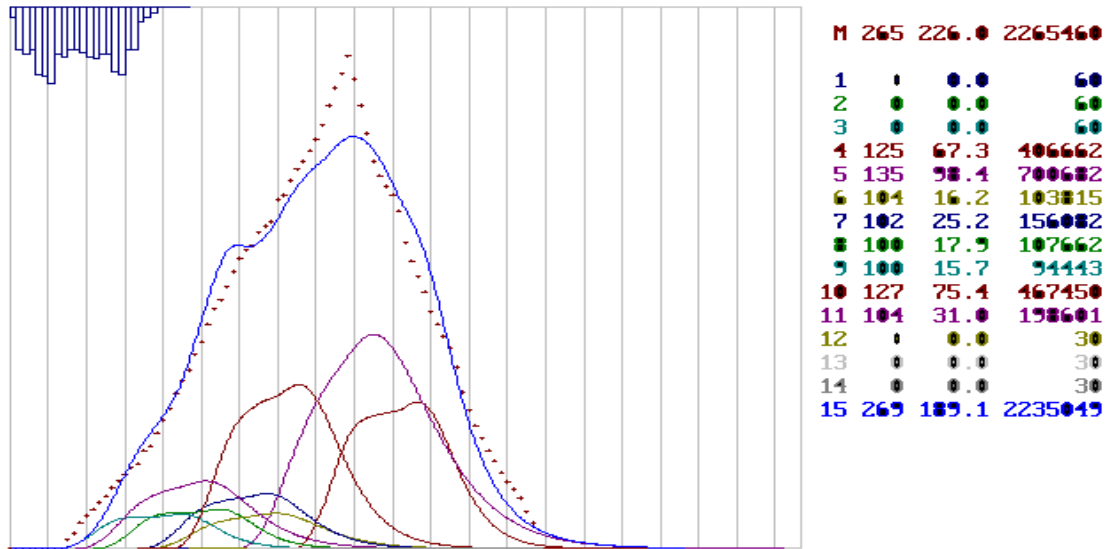


Fig. 5.10 - Hydrogramme 3_97

5.3 - Evaluation des effets des interventions sur les caractéristiques d'écoulement

Les résultats obtenus à partir de la simulation des hydrogrammes mesurés sont satisfaisants raison pour la quelle on peut considérer que la schématisation faite est valable et elle pourra être utilisé pour l'évaluation des effets des interventions sur les caractéristiques d'écoulement.

SITUATION DES INTERVENTIONS DE PROJET VALLEE DE AGOULOM

	Bas.total		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
type intervention	km ²	%	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²	km ²
banq. agro-pastorals sur glacis	4,2	4,6					0,9	0,8	0,5	0,1		1,0	0,9
banq. agro et silvo-pastorales sur plateau	1,4	1,5	0,4		0,5	0,5							
tranchées	6,5	7,1					1,5	0,7		1,6	1,0	1,0	0,7
barrages d'écrêtage	35,4	38,9	7,0	5,1	7,2	8,6			7,0			0,5	
sup. totale intervention	47,5	52,1	7,0	5,1	7,2	8,6	2,4	1,5	7,0	1,7	1,0	2,5	1,6
sup. totale	91,1	100	7,0	5,1	7,2	8,6	14,7	5,2	7,0	7,3	6,5	9,9	12,7
% sup traité par rapport à sup. totale			100	100	100	100	16,3	29,9	100	22,6	15,5	25,6	12,6

Tab. 5.8

Cette évaluation sera faite en utilisant des pluies caractéristiques, le bassin versant du Fountouka sera considéré en conditions divers. Pour évaluer les effets que les divers interventions ont sur les caractéristiques d'écoulement du bassin il est nécessaire de considérer d'abord le bassin dans son état originaire, sans aucune intervention, et en suite la situation actuelle. Dans un deuxième temps on a voulu faire un hypothèse d'interventions pour le future pour vérifier leur efficacité. Le tableau 5.8 montre les caractéristiques des interventions, pour la situation actuelle et ces projetés par le future. On a pu faire aussi des simulations dans des conditions intermédiaire pour évaluer l'efficacité des divers interventions, dans la pratique on a considéré la situation actuelle du bassin en enlevant un à la fois chacun des interventions. Les conditions du bassin pris en compte sont les suivantes:

- situation originaire (S.O.)
- situation actuelle (S.A.)
- situation actuelle sans les banquettes et les tranchées (S.A.1)
- situation actuelle sans les barrages d'écrêtage (S.A.2)
- situation actuelle sans les banquettes, les tranchées et les barrages d'écrêtage (S.A.3)
- situation de projet (S.P.)

Il faut remarquer qui dans ces cas la simulation S.A.3 coi ncide avec la S.O., la différence entre les deux situations est représenté par la présence de la seuils de Agouloum dans S.A.3. Mais la méthode de transformation pluies-écoulements ne permette pas de prendre en compte une situation de ce genre, cette différenciation pourra être faite seulement en suite avec la méthode de propagation de la crue.

Ces différentes situations du bassin versant seront soumises à trois pluies caractéristiques: la première doit simuler une pluie à caractère annuelle (P1), la deuxième est une pluie plus importante avec un temps de retour d'environ 10 ans (P2), la troisième sert à simuler une pluie extrême avec un temps de retour d'environ 50 ans (P3). Pour la détermination de ces pluies on a utilisé des hyetogrammes proposés par l'ORSTOM, en réalité dans notre cas on ne peut pas parler de temps de retour des diverses pluies pour la manque des séries statistiques des pluies adaptées. Les pluies caractéristiques ont une hauteur moyenne de 21.6, 43.2 et 61.7 mm et ils sont caractérisés par un coefficient moyen d'écoulement de 0.29, 0.44 et 0.61, les hyetogrammes complets sont montrés dans le tableau 5.9.

En considération du régime climatique et de l'extension du bassin du Fountouka, et pour tenir en compte aussi des résultats obtenus à partir des simulations des hydrogrammes mesurés déjà faites, on a pensé que les pluies caractéristiques n'aient pas une distribution uniforme sur tout le bassin hydrographique pour mieux simuler une pluie réelle. On a défini une distribution spatiale et temporelle différente pour les quatre zones, qui regroupent les sous-bassins:

zone	P1		P2		P3	
	retard	Kr	retard	Kr	retard	Kr
- I	20'	0.244	20'	0.366	20'	0.388
- II	20'	0.244	20'	0.366	20'	0.582
- III	0'	0.366	0'	0.548	0'	0.776
- IV	0'	0.366	0'	0.548	0'	0.776

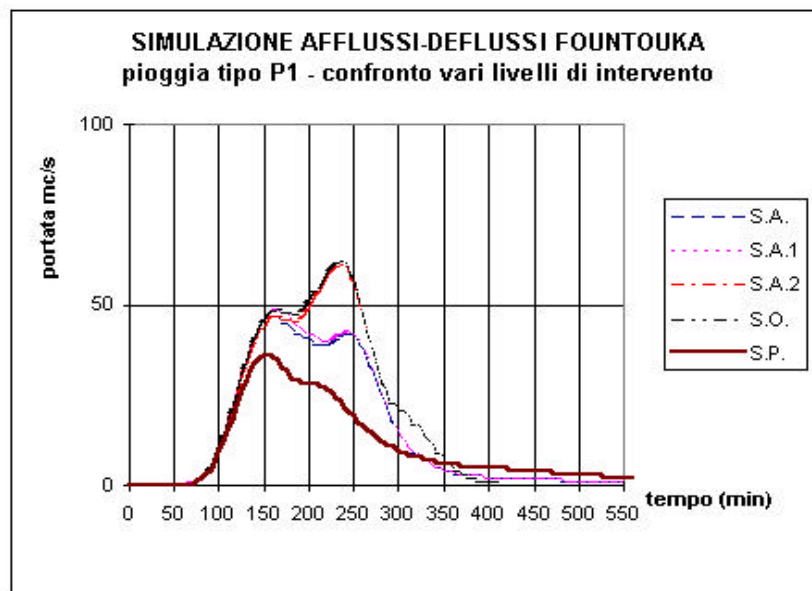


Fig. 5.11

Les hydrogrammes de crue qui on obtienne à partir de ces simulations sont montrés dans les figures 5.11, 5.12 et 5.13 pour les pluies caractéristiques P1, P2 et P3. De l'examen de ces graphiques est évident que les hydrogrammes relatifs à les situations des interventions S.A. et S.A.1 sont assez similaires, la différence entre les deux est donné de la présence des tranchées et des banquettes qui concernent seulement le 3% environ de la superficie totale du bassin versant. Le même discours est valable pour les hydrogrammes S.O. et S.A.2. Entre les deux couples des hydrogrammes par contre on peut remarquer une substantielle différence due à l'effet des barrages d'écrtage qui concernent le 22% environ de la superficie totale.

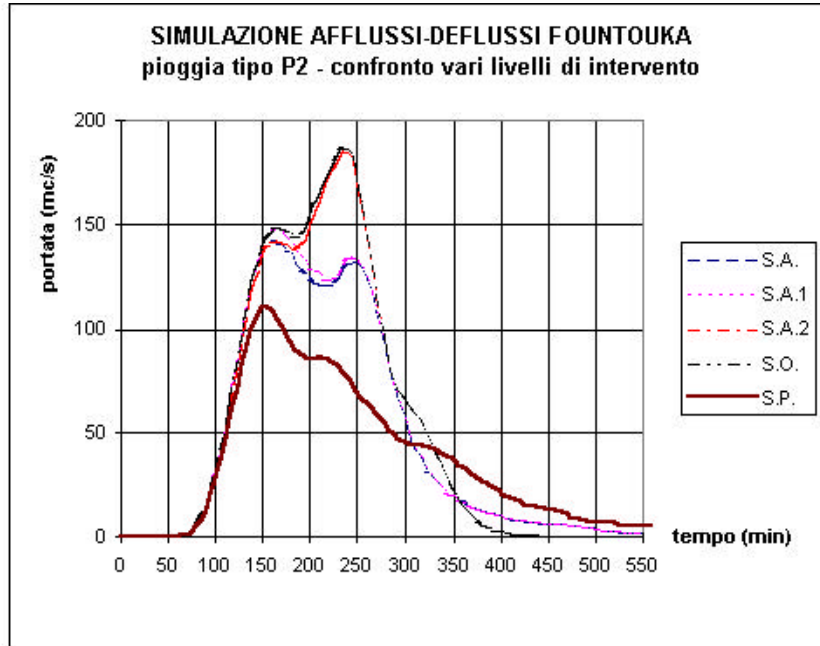


Fig. 5.12

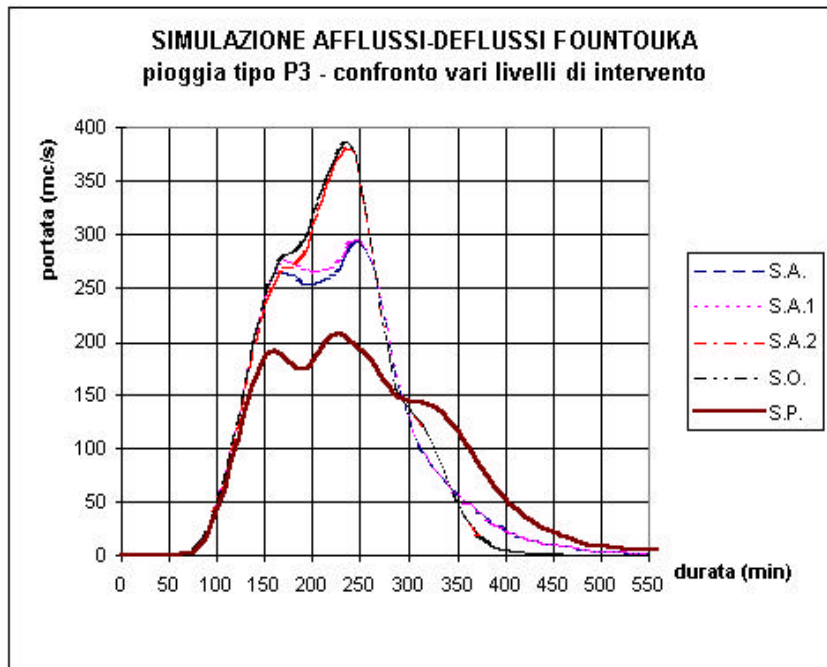


Fig. 5.13

L'hydrogramme relatif à la situation de projet (S.P.) montre une augmentation de l'effet de laminage dû aux interventions. Il faut remarquer que la superficie totale intéressé par les interventions dans ces cas est presque doublé par rapport à la situation actuelle, la pourcentage de surface aménagé passe du 25 au 50% environ par rapport à la superficie de tout le bassin hydrographique de la vallée de Agouloum.

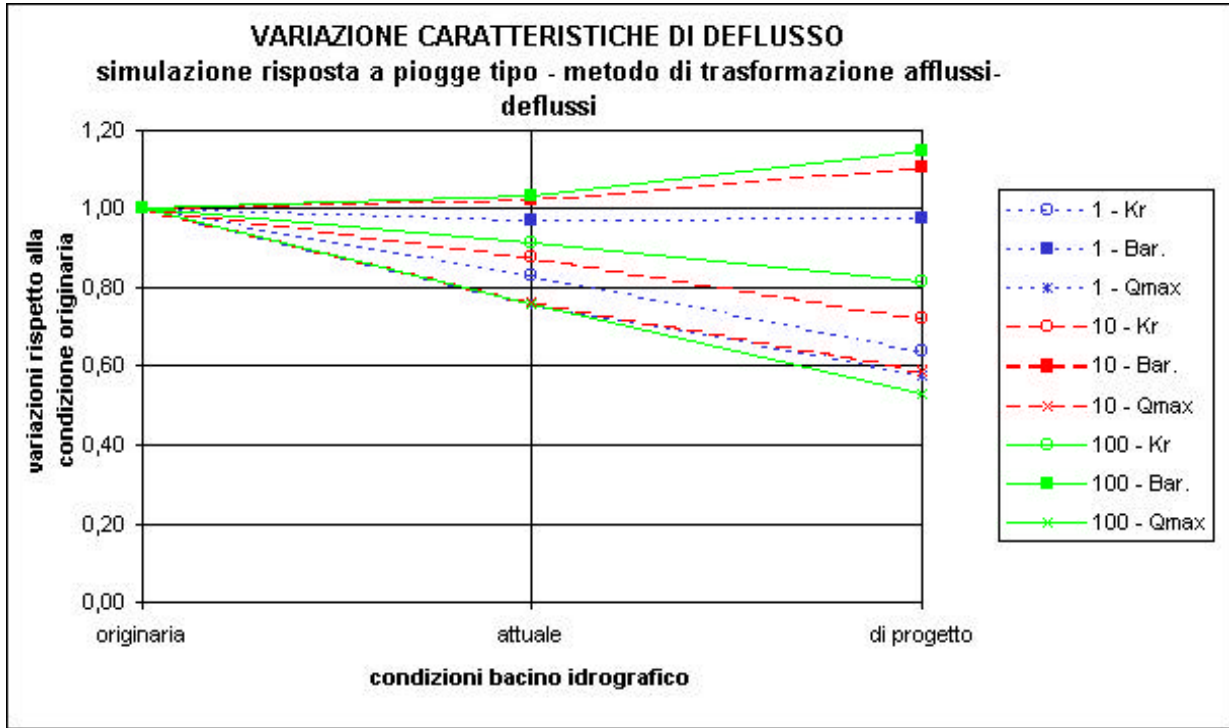


Fig. 5.14

Dans la figure 5.14 on montre les variations de trois paramètres typiques de la réponse d'un bassin versant: le coefficient d'écoulement (Kr), l'abscisse du barycentre de l'hydrogramme (Bar) et le débit maximum (Qmax), en fonction des trois situations divers du bassin versant (situation originaire, actuelle et de projet) soumise aux trois pluies caractéristiques (P1,P2 et P3).

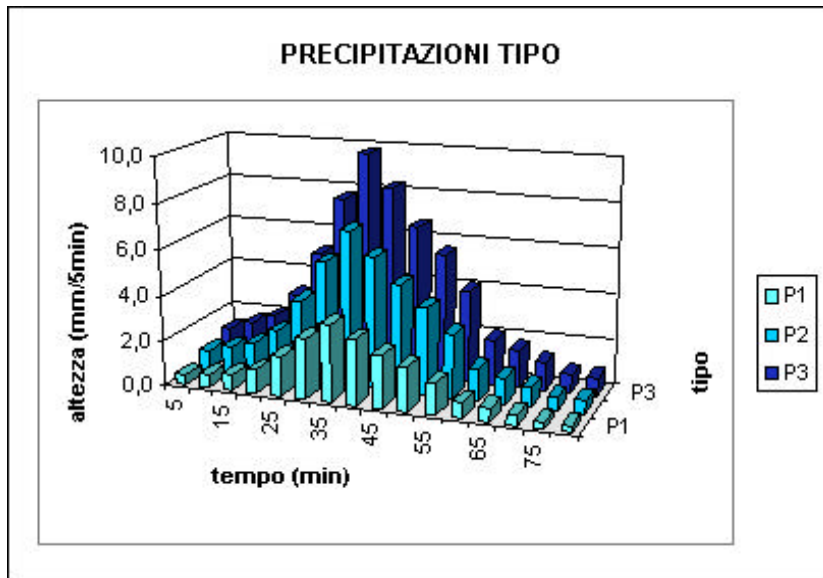


Fig. 5.15

6 - APPLICATION DE LA MÉTHODE DE PROPAGATION DE LA CRUE AU FOUNTOUKA

La méthode pour simuler la réponse de un bassin qui utilise un modèle pour la transformation pluie-écoulement, comme déjà décrite, est limité parce qu'il ignore carrément les phénomènes que se passent le long de l'axe principale de drainage. Pour résoudre ces problème est nécessaire d'utiliser un modèle de propagation de la crue qu'utilise les hydrogrammes des sous-bassins comme entrés dans les noeuds pour calculer l'hydrogramme à l'exutoire. Cette méthode alourdis la procédure, soit dans la phase de préparation des données soit dans la phase de tarage et utilisation de la méthode.

Par la suite, comme déjà fait pour la méthode de transformation pluie-écoulement, on passe à la description des différents phases de développement et utilisation de la méthode. Dans la première phase on fait la schématisation du kori, dans la deuxième on fait le tarage du modèle, avec l'utilisation des hydrogrammes mesurés, et dans la troisième phase on fait l'évaluation des effets dus aux interventions sur les caractéristiques d'écoulement.

6.1 - Schématisation utilisé

Pour ce qui concerne la schématisation du bassin versant on utilise cela déjà faite pour la méthode de transformation pluie-écoulement, par contre il est nécessaire de développer la schématisation utilisé pour l'axe principale de drainage. Un levé topographique a été mené sur le Fountouka de la seuils de Agouloum jusqu'au barrage de Akala III, pour une longueur totale de 14.4 km, 39 sections ont été levés à une distance moyenne d'environ 380 m, le profil du Fountouka est montré dans la figure 6.10.

Pour compléter la schématisation on a sélectionné les sections ou les contributions des divers sous-bassins rentrent dans l'axe principal selon le schéma suivante:

- sect. 2	bassin 9
- sect. 3	bassin 11
- sect. 4	bassin 8
- sect. 7	bassins 1,6,7
- sect. 10	bassin 10
- sect. 17	bassins 2,5
- sect. 31	bassin 4
- sect. 37	bassin 3

Un paramètre qui est très difficile à déterminer pour un étude de la propagation de la crue est le valeur du coefficient de frottement à utiliser en fonction du matériel que compose le lit du kori. Pour le Fountouka le lit est constitué par du sable fin et grossier avec la présence de gravier et des pierres par fois. Pour la simulation on a pensé d'utiliser des valeurs constantes du coefficient de frottement le long du kori, ces valeurs diffèrent uniquement entre le fond et les berges.

6.2 - Confrontation entre les résultats de la simulation et les mesures disponibles

Dans cette phase il est nécessaire d'appliquer la méthode de propagation de la crue au bassin hydrographique du Fountouka avec la schématisation déjà décrite. Il faut tout d'abord calculer les conditions initiales d'écoulement permanent.

Dans cette phase les conditions utilisées sur le contour sont le débit constant à la section en amont (20 mc/s) et le niveau d'eau défini en fonction du temps pour la section en aval. En suite cette condition en aval doit être remplacé par l'échelle d'écoulement à l'exutoire.

Les conditions d'écoulement permanent ont été calculées pour trois diverses hypothèses du coefficient de frottement et pour plusieurs valeurs du débit en amont (10,15,20 m³/s).

Les premières simulations ont montré que les valeurs les plus adaptées pour le coefficient de frottement sont 5 et 10 (berge et fond) ou 10 et 15.

En particulier les simulations ont montré que la situation réelle est intermédiaire entre les deux couples des valeurs pour le coefficient de frottement. Pour cette motivation on a pensé de faire varier les valeurs du coefficient de frottement pendant la crue, en utilisant comme valeurs initiales 5 et 10 et comme valeurs finales 10 et 15. Il faut remarquer que cette variation peut être expliqué dans la réalité par le phénomène que le lit sec peut constituer un obstacle à l'écoulement au début de la crue.

Les simulations ont été faites en variant les valeurs du coefficient de frottement selon deux paramètres temporel t1 et t2 qui ils donnent le début et la durée de la variation. Les meilleurs résultats dans la simulation des hydrogrammes ont été obtenus avec les valeurs suivantes pour les paramètres t1 et t2

hydrogramme	t1	t2	
194	100	400	
197	200	400	
297	80	300	
397	165	100	

La confrontation entre les hydrogrammes mesurés et ceux calculés montre une bonne correspondance de la méthode de propagation de la crue à la situation réelle.

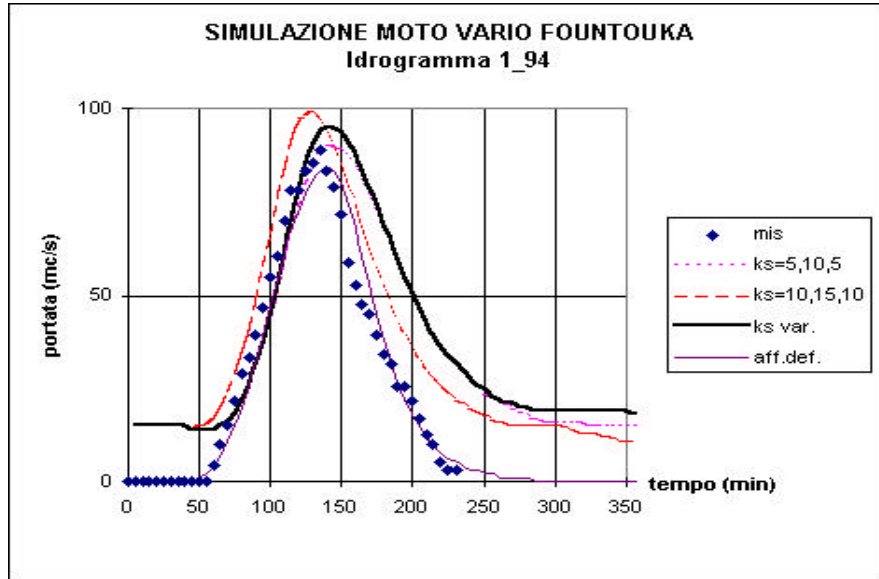


Fig. 6.1

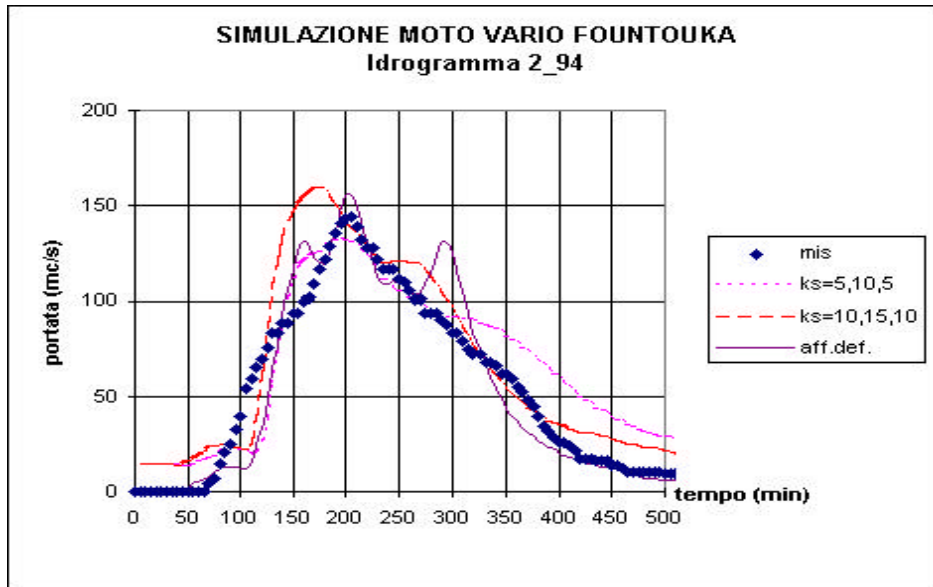


Fig. 6.2

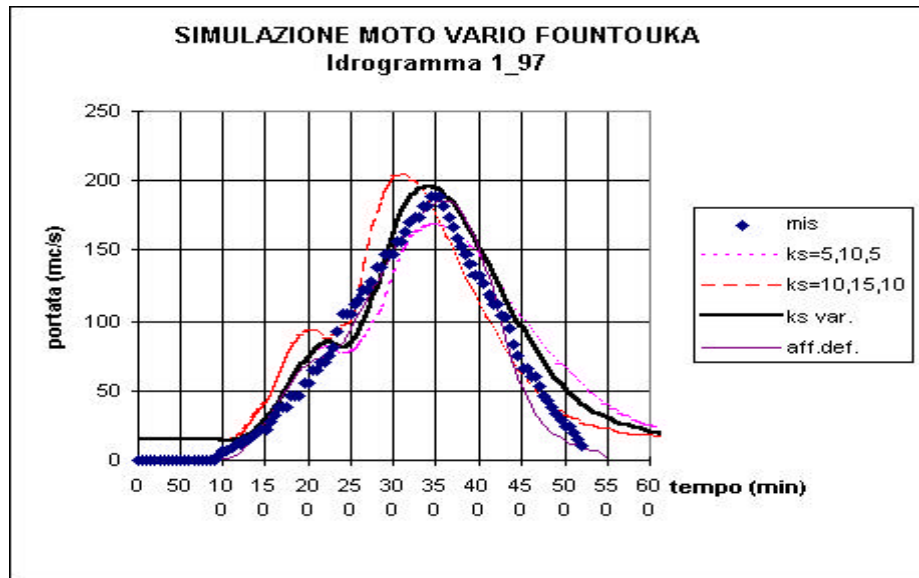


Fig. 6.3

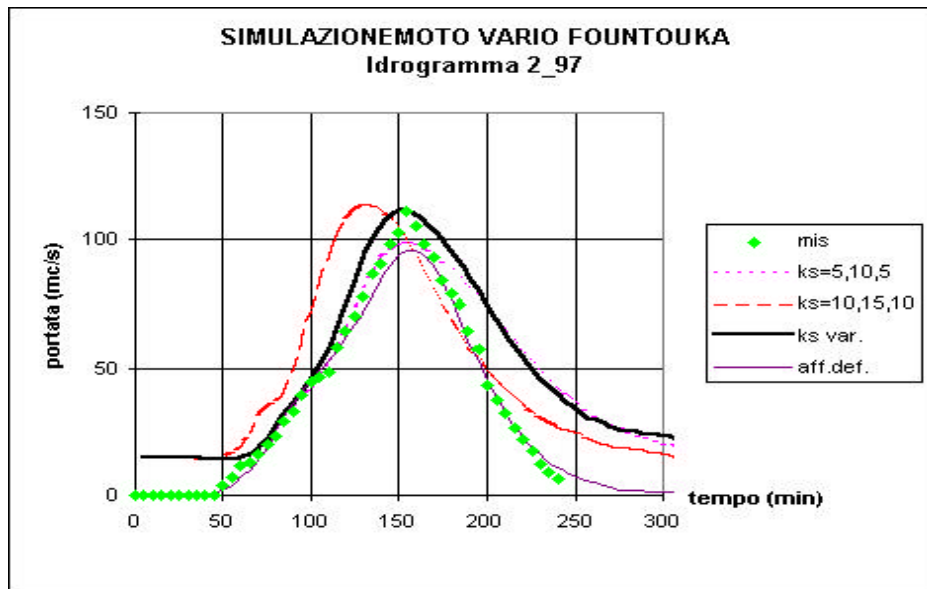


Fig. 6.4

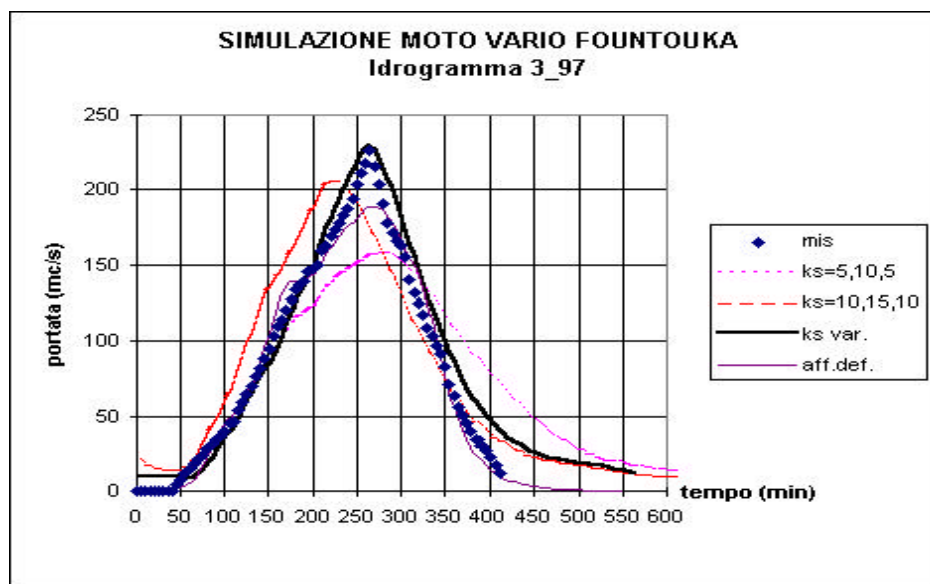


Fig. 6.5

6.3 - Evaluation des effets des interventions sur les caractéristiques d'écoulement

La phase de tarage peut être considérée finie et on peut passer à la phase suivante que prévoit l'utilisation des pluies caractéristiques pour l'évaluation des effets des interventions sur les caractéristiques d'écoulement.

Dans cette phase sont valables toutes les hypothèses déjà utilisées pour l'évaluation de l'effet des interventions faite avec la méthode de transformation pluie-écoulement pour ce qui concerne les pluies caractéristiques et les conditions du bassin dans les simulations (voir le paragraphe 5.3). On utilise comme entrées pour le modèle de propagation de la crue les hydrogrammes de chacun de sous-bassins déjà calculés.

Comme dans la phase précédente de tarage même dans cette nouvelle phase de simulation on a utilisé la possibilité de faire varier les valeurs des coefficients de frottement pendant la crue, selon les paramètres suivants:

hydrogramme	t1	t2
P1	400	100
P2	500	100
P3	700	100

Les hydrogrammes obtenus des simulations effectuées en considérant le bassin dans les diverses conditions et en utilisant les pluies caractéristiques P1, P2 et P3 sont montrés dans les figures 6.6, 6.7 et 6.8.

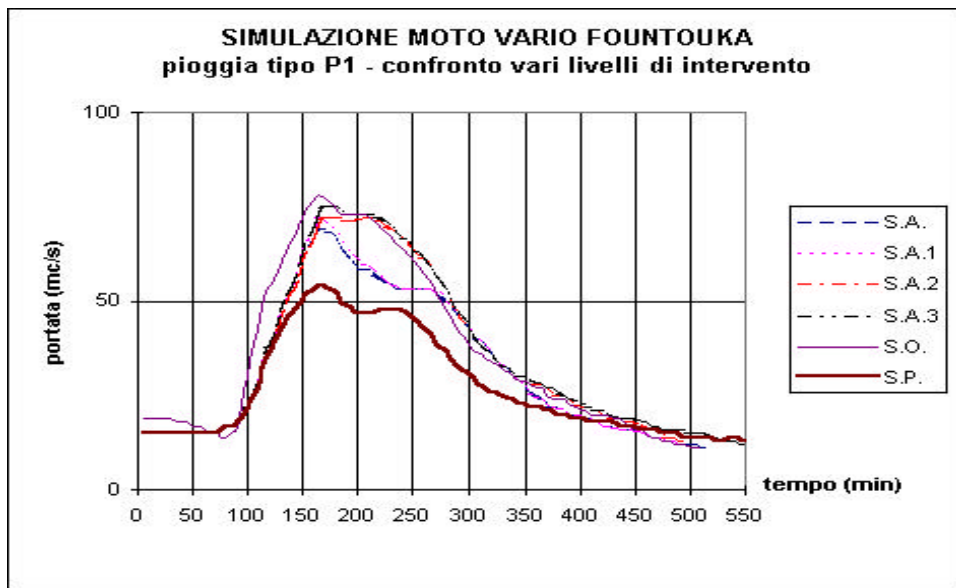


Fig. 6.6

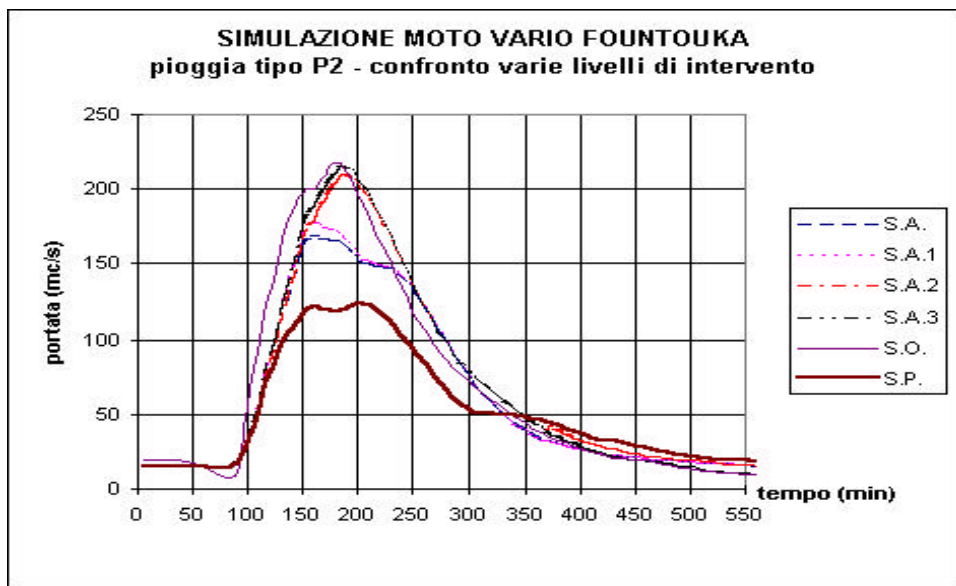


Fig. 6.7

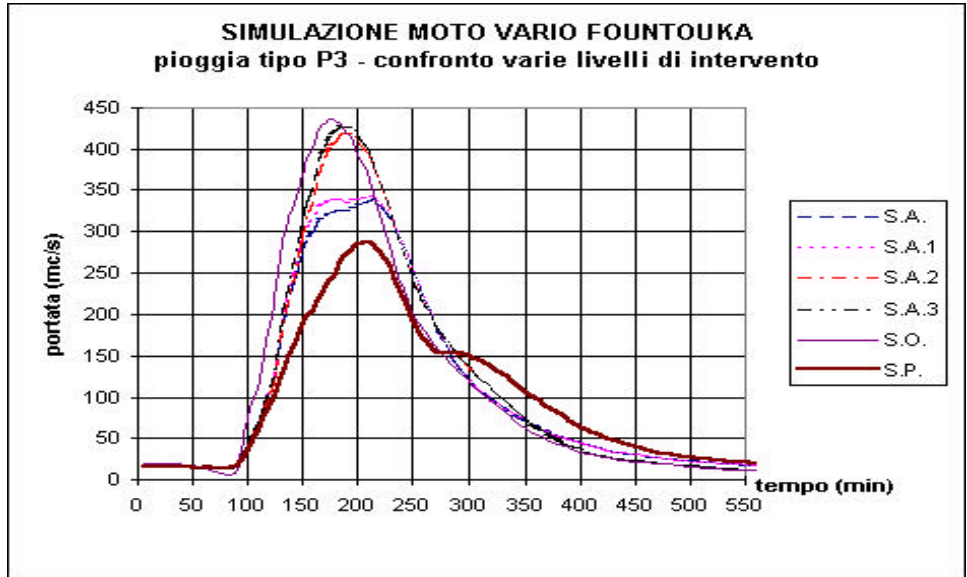


Fig. 6.8

De l'examen des hydrogrammes obtenus avec les pluies caractéristiques on peut remarquer que les hydrogrammes S.A. et S.A.1 sont similaires comme aussi les hydrogrammes S.A.2 et S.A.3, dans les deux couples les hydrogrammes diffèrent uniquement pour la présence des tranchées et des banquettes que n'intéressent pas des superficies importantes (2.6 kmq en totale). La différence importante entre les deux couples d'hydrogrammes est due par contre à la présence des barrages d'écrêtage qui occupent une superficie importante par rapport à la superficie de tout le bassin. (environ 21 km² sur 91).

Pour mieux montrer les résultats obtenus dans la figure 6.9 on montre la variation des certains paramètres caractéristiques d'écoulement (coeff. d'écoulement, barycentre de l'hydrogramme et débit maximum) quand on passe de la situation originaire du bassin (S.O.) à la situation actuelle (S.A.) et à cela de projet (S.P.). Pour faciliter la confrontation entre les différentes pluies caractéristiques les résultats sont exprimés en termes relatifs, c'est à dire que toutes les valeurs ont été divisées pour la valeur obtenue dans la conditionne S.O..

Il faut remarquer dans ces graphiques l'importante réduction du coefficient d'écoulement pour la pluie P1, de 1 à 0.83 à 0.64 pour S.A. et S.P, cette différence est moins marquée pour les autres pluies caractéristiques P2 (de 1 à 0.88 à 0.72) et P3 (de 1 à 0.91 à 0.81).

Comme déjà remarqué précédemment la composante d'écoulement retardé a une importance majeure avec l'augmentation de la hauteur de pluie. On a en effet une augmentation du temps relatif au barycentre de l'hydrogramme que, en termes relatifs, passe de 1 à 1.03 à 1.09 pour S.A. et S.P. avec la pluie P1, de 1 à 1.07 à 1.15 avec la P2 et en fin pour la pluie P3 passe de 1 à 1.09 à 1.18 pour S.A. et S.P..

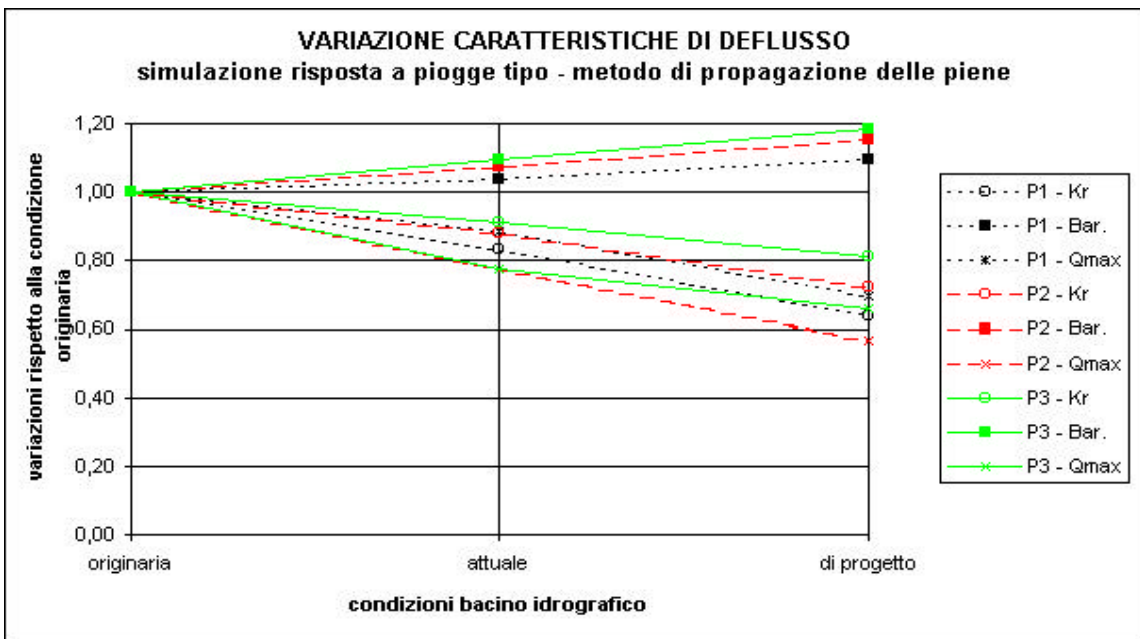


Fig. 6.9

7 - CONCLUSIONS

Les résultats des simulations des crues faites montrent une similarité de la réponse des deux méthodes utilisées, de la transformation pluie-écoulement et de la propagation de la crue, à la réponse réelle du bassin en termes des caractéristiques d'écoulement. Pour ces motivations les résultats obtenus dans la phase d'évaluation des effets des interventions sur les caractéristiques d'écoulement peuvent être considérés suffisamment exacts surtout en termes relatifs.

Il faut aussi remarquer que toutes les simplifications introduites par la schématisation du bassin versant adopté ont une influence sur le résultat final en termes absolus mais les différences remarquées entre les différentes simulations faites montre que le modèle peut être considéré suffisamment précis pour les buts de cette étude.

7.1 - Récapitulatif des principaux résultats obtenus de la simulation du Fountouka

Les résultats des simulations des pluies caractéristiques permettent d'évaluer, avec une bonne précision en termes relatifs, les effets des interventions sur l'écoulement. En considérant la variation des paramètres suivants:

- coefficient d'écoulement (kr)
- abscisse temporelle du barycentre de l'hydrogramme (Bar)
- débit maximum (Qmax)

les résultats obtenus, par rapport à la situation originare du bassin, peuvent être résumé comme:

	propagation de la crue		transformation pluie-écoulement	
	S.A.	S.P.	S.A.	S.P.
kr	-13%	-28%	-13%	-28%
Bar	+ 7%	+14%	+ 1%	+ 8%
Qmax	-19%	-36%	-24%	-43%

ou S.A. et S.P. représentent la situation des interventions actuelle et de projet. Ces valeurs donnent seulement une orientation parce qu'ils sont la moyenne des valeurs obtenues avec les trois diverses pluies caractéristiques, pour avoir une moyenne réelle il faudra connaître la distribution de probabilité des pluies.

En considérant dans le détail les interventions on peut remarquer l'effet très important de laminage du aux barrages d'écrtage par rapport à celui des banquettes et des tranchées, les barrages donnent origine à l'écoulement retardé que n'existe pas autrement dans la zone. Pour améliorer d'avantage leur fonctionnement il faudra réduire au minimum indispensable le volume de stockage et maximiser celui de laminage. On pourra ainsi obtenir les effets de consentir le passage vers l'aval de une quantité d'eau supérieur par l'évacuateur intermédiaire par contre le fonctionnement du déversoir sera limité et retardé d'avantage.

7.2 - Possibilités ultérieures pour la mis au point de la méthode

La méthode pour la transformation pluie-écoulement a sûrement une grande limitation à considérer c'est à dire que le transfère des hydrogrammes de chacun des sous-bassins soit indépendant des conditions de l'axe principal de drainage. Raison pour la quelle il faut faire très attention pour la détermination de ces temps de retard.

La schématisation des divers interventions, en particulier pour ce qui concerne les banquettes et les tranchées, est faite sur base théorique. Il faudra faire des vérifications expérimentales pour vérifier et améliorer cette schématisation. A ces propos il s'avère nécessaire de mesurer l'écoulement dans des petits bassins, des quelques ha de superficie, qu'ils soient totalement recouverts par des banquettes ou par des tranchées.

Même la schématisation du fonctionnement des barrages d'écrtage pourra être amélioré, avec l'introduction à l'intérieur du programme AFFDEF des courbes qui donnent le volume de la retenue et le débit sortant en fonction du niveau de l'eau dans la retenue.

Pour améliorer l'utilisation de la méthode de transformation pluie-écoulement il faudra aussi avoir des valeurs de référence pour les coefficients d'écoulement des différentes unités phisographiques obtenus par des mesures expérimentales. Raison pour la quelle il faudra élargir les mesures d'écoulement pour tenir en compte aussi des petits bassins dans des zones qui n'ont pas reçu des interventions.

La classification des bassins versants, proposé par l'ORSTOM été très utile aussi dans la détermination des certains paramètres caractéristiques d'écoulement.

La méthode de propagation de la crue utilisé a sûrement une grande limitation parce qu'il ne peut pas commencer à partir de une situation de lit sec. Pour cette motivation on a principalement deux problèmes:

- on tien pas compte du volume d'eau que, pendant la crue, s'infiltré dans le lit du kori, ce volume peut être une portion importante du volume total d'écoulement quand il s'agit des crues moins importantes, mais il deviens moins importante en cas des crues plus importantes,

- on tien pas compte du fait qu'au début d'écoulement les eaux trouvent un obstacle plus important par rapport à ce que se passe par la suite, les obstacles sont représentés par le lit sec mais aussi par des résidus de végétation et par des dunes de sable dans le lit provoqués par le vent, qui ils peuvent avoir une grande importance surtout dans les premiers crues de la saison.

Pour résoudre ces problèmes il faudra un modèle que puisse travailler à partir de une situation de lit sec, mais peut être aussi que la précision obtenue dans les résultats ne justifie pas les complications qui nécessitent. Comme déjà décrite pour remédier en partie au problème de la variation des conditions du lit pendant la crue on a pensé de faire varier la valeur des coefficients de frottement dans les sections pendant la crue. Cette variation est faite automatiquement en fonction du temps mais elle pourra être lié au volume d'eau que passe par la section. Cette modification pourra être faite dans le programme MOTO et elle ne comporte pas des importantes complications dans les phases de préparation, de tarage et d'utilisation de la procédure.

L'évaluation des effets qui les interventions ont sur les caractéristiques d'écoulement concerne une seule crue. Sera très importante de pouvoir étendre ces résultats à un période de temps bien déterminé, un an par exemple, mais il faudra connaître la distribution de probabilité des pluies. Si on connaît la fréquence des pluies caractéristiques sur base annuelle on pourra évaluer avec précision les variations de k_r , B et Q_{max} (vedi 7.1) dus aux interventions. Il faudra disposer des séries des mesures des pluies suffisamment longues dans la zone considérée, ou dans les zones voisines.

Si on dispose des mesures de la pluie plus précises on pourra utiliser une méthode plus précise pour la détermination de la pluie efficace, par exemple la méthode de l'ordonné \bar{O} en éliminant une parte initiale de la pluie.

7.3 - Prospective d'utilisation de la procédure

Quand on doit programmer des interventions pour la protection des bassins versants il faudra toujours faire un bilan entre les ressources utilisées et les bénéfiques qui on peut obtenir. En réalité la quantification des ressources nécessaires peut être assez simple, mais l'évaluation des effets est très complexe. Dans le nord de la zone sahélien, ou Keita est positionné, pour évaluer les effets qui les tranchées, les banquettes et les barrages d'écrêtage provoquent sur le territoire il est nécessaire de considérer plusieurs aspects: la récupération des terres nécessaires pour satisfaire les besoins alimentaires de la population, la lutte contre l'érosion hydrique et éolienne soit au niveau local qu'au niveau régional, les changements dans le microclimat des et les effets qu'ils ont sur les habitudes et mentalités de la population locale.

Cette étude veut contribuer à donner une réponse à l'aspect des modifications des caractéristiques d'écoulement que dérivent de la présence des interventions sur le territoire. Cette évaluation peut être utile soit dans la phase initiale de programmation des interventions dans une zone nouvelle et soit dans une phase intermédiaire ou il y a déjà des interventions et il est nécessaire de programmer des autres.

Toutes les interventions de récupération des terres et de lutte contre l'érosion, faits à l'amont des bassins versants, doivent être toujours insérés dans le même contexte et ils doivent avoir les buts de laminier l'écoulement pour rendre plus sûre et économique d'intervenir dans le fond des vallées. Dans ce contexte peut être très utile la procédure mis au point dans cette étude que permet d'évaluer la variation des caractéristiques d'écoulement engendrés par des interventions prévus par rapport à la situation originaire du bassin versant. A ce propos, on retiens comme les paramètres les plus représentatifs de la variation les coefficients d'écoulement, l'abscisse temporale du barycentre de l'hydrogramme et le débit maximum.

Cette procédure peut être aussi utilisé pour optimiser les interventions et pour trouver l'hypothèse d'interventions que donne les maximum des résultats en termes de laminage d'écoulement avec le minimum des ressources employées. Il est possible en effet que deux diverses hypothèses d'interventions, qu'ont le même coût, aient des effets divers en termes de laminage d'écoulement pour une différente répartition des interventions et pour leur localisation géographique à l'intérieur du bassin.

Il très importante que, en termes relatifs, les deux méthodes utilisées (transformation pluie-écoulement et propagation de la crue) ont donné des résultats très similaires. Ce fait permet en effet d'utiliser la méthode de transformation pluie-écoulement pour une première et rapide évaluation des effets des interventions sur l'écoulement, parce que cette procédure nécessite des ressources limitées soit pour la préparation que pour l'utilisation du modèle. Si en suite on veut avoir un résultat plus précis il est nécessaire d'utiliser la méthode de propagation de la crue, qu'il est aussi indispensable pour évaluer les effets des seuils d'épandage positionnés le long de l'axe principale.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] - CRUES ET APPORTS - Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés du l'Afrique sahélienne et tropicale sèche
Bulletin FAO d'irrigation et de drainage n° 54
CIEH - ORSTOM - CEMAGREF
- [2] - ESTIMATION DES CARACTERISTIQUES DE LA CRUE DECENNALE POUR LES PETITS BASSIN VERSANTS DU SAHEL COUVRANT DE 1 A 10 KM
Publication ORSTOM
J. Rodier, P. Ribstein
- [3] - HYDROLOGIE DE SURFACE
Publication ORSTOM
J. Rodier
- [4] - IL CALCOLO DELLE RETI DI BONIFICA
Cluep Editore
V.Bixio, B. Carli, A. Defina
- [5] - DINAMICA FLUVIALE - Évaluation delle crue
CNR - Publication n° 165
E.Caroni, L. D'Alpaos, S. Fattorelli, F. Rossi, L.Ubertini, P. Versace, E. Marchi
- [6] - APPUNTI DI LEZIONI DI IDROGRAFIA E IDROLOGIA - Elaborazioni statistico-probabilistiche.
Modelli afflussi-deflussi. AA 1993-94
Università degli Studi di Padova - Facoltà di Ingegneria - Istituto di Idraulica "G. Poleni"
G. Fiorillo
- [7] - LE CRUE FLUVIALI
La Goliardica Pavese
U. Maione
- [8] - GRANDEZZE E FENOMENI IDROLOGICI
La Goliardica Pavese
U. Moisello
- [9] - APPUNTI DI LEZIONI DI IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA - AA 1985-86
Università degli Studi di Firenze - Facoltà di Ingegneria
I. Becchi
- [10] - LE RETI IDRAULICHE
Patron
G. Supino
- [11] - ELEMENTI DI IDROGRAFIA E IDROLOGIA
Libreria Cortina Padova
D.Tonini
- [12] - IL PROGETTO DI SVILUPPO RURALE INTEGRATO DI KEITA
FAO - Organizzazione delle Nazioni Unite pour l'alimentazione et l'agricoltura
R.Carucci, F.Paladini, A.Rossi

DOCUMENTATION UTILISE

Les fig. 1.1 et 1.3 sont du [12] toutes les autres photos utilisées sont de D.Tricoli. Les cartes des annexe E et F ont été faites par R.Carucci (CTP Projet Keita), Hamissou Malam Manzo (Génie Rural - Keita) et D.Tricoli. La carte de l'annexe G a été faite par Abdoul Nasser Dilleha et Ada Tinkara (Génie Rural - Keita). Pour les mesures hydrométriques a donné sa contribution le personnel de l'antenne Meteo du Projet et pour les levés topographiques le personnel du Génie Rural de Keita.

ANNEXE A

STRUCTURE DES FICHIERS DES DONNÉES ET DES RISULTATS

DU PROGRAMME AFFDEF

FILE DATI

- **nome_file.AD2:** contiene tutti i dati di cui necessita il programma, precipitazioni ,caratteristiche dei bacini, parametri degli idrogrammi unitari ed i dati necessari per eseguire le composizioni degli idrogrammi. Il file è strutturato in sezioni, ogni sezione inizia con una stringa ed un numero che identifica il contenuto della sezione, di seguito si descrive l'organizzazione di ogni sezione:

- sezione: lettura dati pioggia

identificativo: 11

- n° dei punti che compongono lo ietogramma
- serie di valori delle altezze di pioggia per ogni stazione (al termine occorre immettere una serie di valori nulli)
- distante parziali fra i vari punti

- sezione: separazione ietogrammi

identificativo: 21

- numero della colonna della matrice delle piogge da considerare
- numero delle due colonne della matrice delle piogge separate dove memorizzare le nuove altezze
- coefficienti da moltiplicare alla pioggia per ricavare quelle separate (al termine occorre immettere una serie di 5 valori nulli)

- sezione: dati bacini

identificativo: 12

- numero del bacino
- superficie
- n° interventi presenti nel bacino

per ogni intervento occorre definire:

- identificatore tipo di intervento (1 ritenuta collinare, 2 trincee, 3 dighette)
- sup. interessata dall'intervento
- volume iniziale di stoccaggio
- percentuale del volume di stoccaggio iniziale attualmente disponibile

- sezione: calcolo idrogrammi

identificativo: 22

per ogni bacino occorre specificare

- numero bacino
- identificatore tipo idrogramma (0 normale, 1 ritardato, 2 superficiale)
- colonna della matrice delle piogge separate da considerare
- parametri idrogramma unitario (n , tc)

- colonna della matrice della portata dove memorizzare l'idrogramma di piena calcolato

- sezione: composizione idrogrammi

identificativo: 23

per ogni idrogramma che si vuole calcolare occorre specificare

- numero idrogrammi da comporre

- colonna della matrice delle portate da considerare

- ritardi da applicare ai singoli idrogrammi

- colonna della matrice delle portate dove stoccare l'idrogramma somma

- sezione: archiviazione e visualizzazione matrice portate

identificativo: 31

- colonne della matrice delle portate che si intende memorizzare nel AD2.SIM, 0 per concludere

- colonne della matrice delle portate che si intende memorizzare nel AD2.RIS, 0 per concludere

- sezione: visualizzazione grafici portate

identificativo: 32

- colonne della matrice delle portate che si intende visualizzare nel grafico a video, 0 per concludere

FILE RISULTATI

- **AD2.RIS:** contiene all'inizio un riepilogo di tutti i dati utilizzati dal programma e quindi le colonne della matrice delle portate specificate nel file dati.

- **AD2.IDR:** riporta l'idrogramma specificato nei dati

- **AD2.SIM:** riporta le colonne della matrice delle portate che devono essere poi utilizzati come input del programma MOTO.

ANNEXE B

**PROCES D'EXPLICITATION ET DE SIMPLIFICATION
DES EQUATIONS DU DE SAINT VENANT**

- Risoluzione delle equazioni di moto

Il moto di una corrente a superficie libera, dans un tratto d'alveo a portata e livello variabili nel tempo, è governato dal sistema di equazioni differenziali:

$$\frac{\partial h}{\partial x} (1 - F_R^2) + \frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{(\alpha + \beta Q)}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{Q|Q|}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^2} = 0 \quad [1]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad [2]$$

nel quale:

- h è la quota idrometrica;
- F_R è le numero di Froude;
- Q è la portata;
- A è l'area della sezione;
- a,b sono i coefficienti di Coriolis;
- g è l'accelerazione di gravità;
- R_H è le raggio idraulico della generica sottosezione;
- K_s è le coefficient di Strikler della generica sottosezione;
- x è l'ascissa spaziale della corrente;
- t è l'ascissa temporale della corrente.

Nel caso di un canale con espansioni golenali, la sezione va suddivisa in una serie di sottosezioni in modo che per ciascuna di esse si possa ritenere la velocità sufficientemente prossima al valore medio. In questa ipotesi i coefficienti a et b di Coriolis possono esprimersi nella forma:

$$\alpha = \frac{\left(\sum_k A_k \right) \sum_k K_{s_k} R_{H_k}^2 A_k}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^3} \quad [3]$$

$$\beta = \frac{\sum_k A_k \cdot \sum_k K_{s_k}^2 R_{H_k}^{4/3} A_k}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^2} \quad [4]$$

Adottando uno schema di integrazione implicito, i diversi termini che compaiono nelle

equazioni [1] et [2] possono essere così discretizzati:

$$\langle F_R^2 \rangle = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_i Q_i^2 B_i'}{g A_i^3} + \frac{\alpha_{i+1} Q_{i+1}^2 B_{i+1}'}{g A_{i+1}^3} \right)$$

$$\frac{\beta}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} = \langle \frac{\beta}{gA} \rangle \frac{1}{2} \left(\frac{Q_i - Q_i'}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1} - Q_{i+1}'}{\Delta t} \right) \quad \text{con}$$

$$\frac{(\alpha + \beta Q)}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} = \langle \frac{(\alpha + \beta Q)}{gA^2} \rangle \left(\frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta x} \right) \quad \langle \frac{\beta}{gA} \rangle = \frac{1}{g} \frac{(\beta_i + \beta_{i+1})}{(A_i + A_{i+1})}$$

$$\text{con} \quad \langle \frac{(\alpha + \beta Q)}{gA^2} \rangle = \frac{(\beta_i + \beta_{i+1} + \alpha'_i + \alpha'_{i+1})}{2} \left(\frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} \right)$$

$$\frac{Q_i Q_{i+1}}{\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{4/3} A_k^2} = \frac{1}{2} \left[\left\langle \frac{|Q|}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^2} \right\rangle_i Q_i + \left\langle \frac{|Q|}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^2} \right\rangle_{i+1} Q_{i+1} \right]$$

$$\text{con} \quad \left\langle \frac{|Q|}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^2} \right\rangle_i = \frac{|Q|_i}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)_i^2}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \left(\frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta x} \right)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = b \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{2} \langle b \rangle \left(\frac{h_{i+1} - h'_{i+1}}{\Delta t} + \frac{h_i - h'_i}{\Delta t} \right)$$

Introducendo questi diversi termini nelle equazioni [1] et [2] si ottiene:

$$\frac{h_{i+1} - h_i}{\Delta x} (1 - \langle F_R^2 \rangle) + \langle \frac{\beta}{gA} \rangle \frac{1}{2} \left(\frac{Q_i - Q_i'}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1} - Q_{i+1}'}{\Delta t} \right) + \langle \frac{(\alpha + \beta Q)}{gA^2} \rangle \left(\frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta x} \right) + \frac{1}{2} \left[\left\langle \frac{|Q|}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^2} \right\rangle_i Q_i + \left\langle \frac{|Q|}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^2} \right\rangle_{i+1} Q_{i+1} \right] = 0$$

$$\left(\frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta x} \right) + \frac{1}{2} \langle b \rangle \left(\frac{h_{i+1} - h'_{i+1}}{\Delta t} + \frac{h_i - h'_i}{\Delta t} \right) = 0$$

Queste equazioni possono essere ulteriormente manipolate pour evidenziare i termini incogniti. Posto:

$$W_1 = \langle \frac{\beta}{gA} \rangle \frac{1}{2} \frac{\Delta x}{\Delta t} \frac{1}{1 - \langle F_R^2 \rangle}$$

$$W_2 = \langle \frac{(\alpha + \beta Q)}{gA^2} \rangle \frac{1}{1 - \langle F_R^2 \rangle}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \langle \frac{|Q|}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^2} \rangle_i \frac{\Delta x}{1 - \langle F_R^2 \rangle}$$

$$W_4 = \frac{1}{2} \langle \frac{|Q|}{\left(\sum_k K_{s_k} R_{H_k}^{2/3} A_k \right)^2} \rangle_{i+1} \frac{\Delta x}{1 - \langle F_R^2 \rangle}$$

$$W_5 = \frac{1}{2} \langle b \rangle \frac{\Delta x}{\Delta t}$$

si può scrivere :

$$h_{i+1} - h_i + W_1(Q_i + Q_{i+1}) - W_1(Q'_i + Q'_{i+1}) + W_2(Q_{i+1} - Q_i) + W_3 Q_i + W_4 Q_{i+1} = 0$$

$$Q_{i+1} - Q_i + W_5(h_i + h_{i+1}) - W_5(h'_i + h'_{i+1}) = 0$$

ovvero :

$$h_{i+1} - h_i + Q_{i+1}(W_1 + W_2 + W_4) + Q_i(W_1 - W_2 + W_3) = W_1(Q'_i + Q'_{i+1})$$

$$Q_{i+1} - Q_i + h_i W_5 + h_{i+1} W_5 = W_5(h'_i + h'_{i+1})$$

Posto ancora :

$$WW_1 = W_1 + W_2 + W_4$$

$$WW_2 = W_1 - W_2 + W_3$$

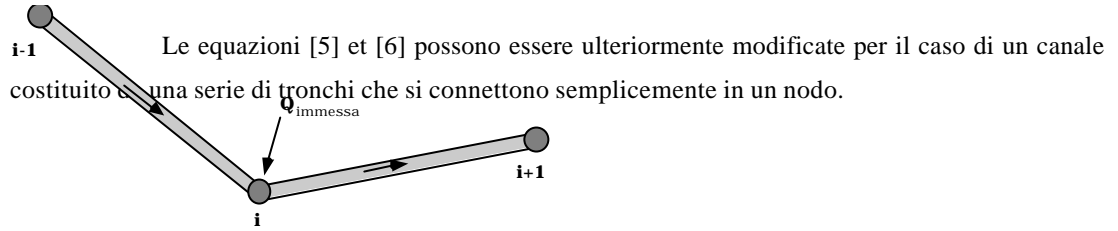
$$WW_3 = W_1(Q'_i + Q_{i+1})$$

$$WW_4 = W_5(h'_i + h'_{i+1})$$

si ottiene infine :

$$h_{i+1} - h_i + WW_1 Q_{i+1} + WW_2 Q_i = WW_3 \quad [5]$$

$$Q_{i+1} - Q_i + h_i W_5 + h_{i+1} W_5 = WW_4 \quad [6]$$



Con riferimento alla precedente figura, applicando le equazioni [5] et [6] per le tronco compreso tra i nodi **i-1** et **i**, si può scrivere:

$$h_i - h_{i-1} + WW_{1,i-1-i} Q_i + WW_{2,i-1-i} Q_{i-1} = WW_{3,i-1-i}$$

$$Q_i - Q_{i-1} + h_{i-1} W_{5,i-1-i} + h_i W_{5,i-1-i} = WW_{4,i-1-i}$$

Moltiplicata la seconda equazione pour $WW_{2,i-1-i}$ et sommata alla prima, si ottiene la seguente equazione esplicitata rispetto alla portata Q_i :

$$B = \frac{(1 - W_{5,i-1-i} WW_{2,i-1-i})}{(WW_{1,i-1-i} + WW_{2,i-1-i})} \quad [7]$$

$$Q_i = B h_{i-1} - A h_i + C$$

$$A = \frac{(1 + W_{5,i-1-i} WW_{2,i-1-i})}{(WW_{1,i-1-i} + WW_{2,i-1-i})}$$

$$C = \frac{(WW_{2,i-1-i} WW_{4,i-1-i} + WW_{3,i-1-i})}{(WW_{1,i-1-i} + WW_{2,i-1-i})}$$

Applicando le equazioni [5] et [6] pour le tronco compreso tra i nodi **i** et **i+1**, in modo del tutto analogo, si può scrivere:

$$h_{i+1} - h_i + WW_{1,i-i+1} Q_{i+1} + WW_{2,i-i+1} Q_i = WW_{3,i-i+1}$$

$$Q_{i+1} - Q_i + h_i W_{5,i-i+1} + h_{i+1} W_{5,i-i+1} = WW_{4,i-i+1}$$

Moltiplicata la seconda equazione pour $-WW_{1,i-i+1}$ e sommata alla prima, si ottiene la seguente equazione esplicitata rispetto alla portata Q_i :

$$D = \frac{(1 + W_{5,i-i+1} WW_{1,i-i+1})}{(WW_{1,i-i+1} + WW_{2,i-i+1})} \quad [8]$$

$$Q_i = D h_i + E h_{i+1} + F$$

$$E = \frac{(1 - W_{5,i-i+1} WW_{1,i-i+1})}{(WW_{1,i-i+1} + WW_{2,i-i+1})}$$

$$F = \frac{(WW_{3,i-i+1} - WW_{1,i-i+1} WW_{4,i-i+1})}{(WW_{1,i-i+1} + WW_{2,i-i+1})}$$

L'equazione di continuità nel nodo i si scrive :

$$Q_{i-1-i} + Q_{\text{immessa}} = Q_{i-i+1}$$

quindi, utilizzando le equazioni [7] et [8], si può scrivere :

$$Bh_{i-1} - Ah_i + C + Q_{\text{immessa}} = Eh_i - Dh_{i+1} + F$$

oppure:

$$Bh_{i-1} - (A + E)h_i + Dh_{i+1} = (F - C - Q_{\text{immessa}}) \quad [9]$$

L'equazione [9] è un'equazione di nodo. Per ogni nodo del canale quindi è possibile scrivere un'equazione analoga a questa, fanno eccezione solo le primo et l'ultimo nodo del canale per i quali vanno assegnate le condizioni al contorno.

Di seguito vengono indicate le equazioni da scrivere a seconda che nei nodi estremi vengano imposti livelli o portate.

- nodo di monte (nodo 1) : portata

Quando nel nodo di monte si impone l'andamento delle portate nel tempo, dall'equazione [8] si trova :

$$Eh_1 - Dh_2 + F = Q_1 = Q(t)$$

- nodo di monte (nodo 1) : livello

Quando nel nodo di monte si impone l'andamento dei livelli nel tempo l'equazione relativa al nodo diventa semplicemente :

$$h_1 = h(t)$$

- nodo di valle (nodo N) : portata

Quando nel nodo di valle si impone l'andamento delle portate nel tempo, dall'equazione [7] si trova :

$$Bh_{N-1} - Ah_N + C = Q_N = Q(t)$$

- nodo di valle (nodo N) : livello

Quando nel nodo di valle si impone l'andamento dei livelli nel tempo l'equazione relativa al nodo diventa semplicemente :

$$h_N = h(t)$$

ANNEXE C

STRUCTURE DU FICHIER DONNÉES ET RESULTATS

PROGRAMME MOTO

FILEDATI

- **nome_file.GEO**: specifica le caratteristiche del corso d'acqua, in particolare per ogni sezione contiene:

- nome
- indice di portata immessa (0,1 a secondo che la portata immessa sia nulla o meno)
- distanza dalla sezione precedente
- n° dei tratti della sezione a modulo di scabrezza diverso
- n° dei punti di ogni tratto della sezione
- valori dei moduli di scabrezza
- distanze parziali fra i vari punti
- ordinate dei punti (tutte le sezioni devono essere riferite allo stesso sistema)

NOTA: l'ordine delle sezioni va da valle verso monte, tutte le distanze e le quote sono espresse in m.

- **nome_file.SIM**: specifica le condizioni iniziali e le condizioni al contorno del corso d'acqua, in particolare contiene:

- tempo totale della simulazione
- intervallo di tempo
- serie di dati relativi alle portate immesse per ogni sezione in cui l'indice della portata immessa è diverso da 0 così strutturati:
 - stringa di descrizione
 - n° di coppie di valori
 - coppie di valori portata immessa, tempo relativo

NOTA: l'ordine delle sezioni va da valle verso monte

- condizione di monte così strutturata:
 - n° di coppie di valori
 - coppie di valori portata immessa nel nodo di monte, tempo relativo
- condizione di valle così strutturata:
 - indice di tipo di condizione di valle (1=livello variabile linearmente nel tempo,2,3,4=scala di deflusso)
- condizione iniziali così strutturata:
 - quota del pelo libero in ogni sezione
 - portata per ogni sezione

NOTA: l'ordine delle sezioni va da monte verso valle

FILE RISULTATI

- **nome_file.STA**: contiene la quota e la portata calcolata per ogni sezioni in ogni intervallo di tempo, è così strutturato:

- stringa di commento
- per ogni intervallo di tempo:
 - tempo su tempo totale
 - serie di quote del pelo libero in ogni sezione
 - serie di portate per ogni sezione

NOTA: l'ordine delle sezioni va da monte verso valle

- **nome_file.IDR**: contiene l'idrogramma calcolato nella sezione di valle.

ANNEXE D

METHODE DE TRANSFORMATION PLUIES - ECOULEMENTS

PHASES DE LA PROCEDURE

1 - SCHEMATISATION DU BASSIN VERSANT

1.1 - REPARTITION DU BASSIN VERSANT EN SOUS-BASSINS

- Règles à respecter:
 - surface de 5 à 10 km²
 - zones homogènes
 - répartition des interventions

1.2 - TROUVER LES CARACTERISTIQUES DES SOUS-BASSINS

- Classe de perméabilité
- Surface, périmètre
- Courbe hypsométrique
- Indice globale de pente (I_g)
- Paramètres hydrogramme unitaire (n, t_c)
- Caractéristiques des interventions:
 - type (hydrogramme composé pour les barrages d'écrêtage)
 - surface
 - volume de stockage
 - pourcentage de volume de stockage
- Zones à pluviométrie homogène

1.3 - SCHEMATISATION DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE

- Sélectionner les parcours de chaque sous-bassin
- Calculer les temps de retard en hypothésant la vitesse de translation des hydrogramme

2 - SIMULATION DE PLUIE

2.1 - CALIBRATION DU MODELE AVEC DES HYDROGRAMMES MESURES

- Trouver des hydrogrammes avec des différentes caractéristiques (3 ou 4)
- Faire une première simulation en hypothésant une répartition de la pluie uniforme
- Optimiser la simulation en modifiant la répartition spatial et temporel de la pluie
- Eventuel changement des paramètres des hydrogrammes de pluie pour améliorer la simulation

2.2 - CALCUL DES HYETOGRAMMES DES PLUIES CARACTERISTIQUES

- Répartition spatial et temporel de
- Pluies caractéristiques T1, T10, T50
- Coefficients de ruissellement

2.3 - SIMULATION AVEC LES PLUIES CARACTERISTIQUES

- Situation originaire
- Situation de projet hypothèse 1
- Situation de projet hypothèse 2

2.4 - COMPARAISON DES RESULTATS

- Détermination des caractéristiques d'écoulement:
 - débit maximum
 - coeff. d'écoulement
 - tempe de barycentre de l'hydrogramme
- Graphique récapitulatif des résultats (variation caractéristiques d'écoulement)