

15/93

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«000»

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

«00000»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«000»

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المركز الوطني لتعدد التخصصات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

CONTRIBUTION
A L'OPTIMISATION MULTICRITERE
D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT
ANALYSE NUMERIQUE DES CRITERES D'OPTIMISATION

Proposé par :
Mr CHERRARED M.

Etudié par :
Melle ZAKAD S.
Melle BENTAHAR Dj.

Dirigé par :
Mr CHERRARED M.

PROMOTION: 92-93

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi El-Harrach - ALGER

- إلى الوالدة العزيزة التي مهّرت الليالي
به أجل تمكيني من الوصول إلى هذا العمل
- إلى جميع أفراد العائلة
- إلى التكنوت الصغير علاء عبد النور
بشوق حيا

Dedicaces:

- A mes chers parents.

Mlle S. ZAKAO

Remerciements:

Nous formulons L'expression de notre gratitude et profonde reconnaissance à M. CHERREDE, notre promoteur, pour son aide si précieuse et ses conseils éclairés.

Nos remerciements vont également à M. MERABTENE pour ses conseils judicieux, à Mlle S. BENMANAR pour ses encouragements.

Nous exprimons notre gratitude à tous les enseignants qui ont contribué de loin ou de près à notre formation.

Resumé:

- L'urbanisation croissante, et par conséquent l'accroissement de la quantité d'eau usée et des débits d'eau pluviale a remis en question l'efficacité des réseaux d'assainissement.

Les dysfonctionnements observés, débordements, dégradations du milieu naturel, interpellent une approche globale du problème.

- L'objectif de la thèse est de:

- Mettre au point un ensemble de critères (hydraulique, Rejets, coût) permettant de juger de la qualité des différentes solutions envisagées pour la conception d'un réseau d'assainissement.

- Offrir des éléments d'évaluation de ces critères en intégrant ces éléments dans la méthode numérique de calcul.

Abstract:

- The increased urbanisation has generated some bad workings of draining systems (Flooding, increased pollution of natural environment).

There is a lot of interactions between the draining system and environment that's why it necessary to take the problem in the aggregate.

- The aim of this study is to make a list of criterias (hydraulics, overflows, cost). which are able to judge of the different solutions envisaged in conception of the system.

We offer evaluation elements of the criterias and build a software prototype including these elements.

SOMMAIRE.

I -	INTRODUCTION	5
II-	ETUDE ET ANALYSE DES CRITERES	9
II-1	Introduction	10
II-2	Présentation des critères	11
II-2.1	Critères impact et rejet sur le milieu naturel	11
II-2.2	Critère rejet	13
II-2.3	Critère encrassement	18
II-2.4	Critère hydraulique (Débordement)	21
II-2.5	Critère cout	22
II-3	Conclusion	28
III-	METHODES D'EVALUATIONDES CRITERES	29
III-1	Introduction	30
III-2	Critères de choix d'une méthode de modélisation	31
III-3	Modélisation du ruissellement	33
III-4	Modélisation des écoulements en reseau	34
III-5	Modeles de ruissellement et de propagation en conduite	39
III-5.1	Modeles rationnels	39
III-5.2	Modeles globaux	42
III-6	Modelisation des rejets	63
III-6.1	Les phénomènes modélisables du système	63
III-6.2	Evaluation de la charge déversée	63
III-7	Conclusion	67
III-8	Mehodes d'estimation du coût	68
III-8.1	Coût des travaux de terrassement	68
III-8.2	Coût des canalisations	69
III-8.3	Coût des ouvrages annexes	71
III-8.4	Conclusion	72

IV-	RESOLUTION NUMERIQUE	73
	IV-1 Introduction	74
	Mise *en oeuvre des modeles	
	IV-2 Le modele structurel	74
	IV-3 Schéma méthodologique de calcul.	77
V-	TEST D'APPLICATION SUR DEUX RESEAUX ALGERIENS	81
VI-	CONCLUSION DE L'ETUDE	123
	NOTICE	102
	REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	126
	ANNEXES	129
	LISTES DES FIGURES	
	TABLES	
	DES MATIERES	

I

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Depuis toujours l'activité humaine s'est organisée autour des points d'eau car cet élément est indispensable à la vie. Mais le groupement des hommes, la concentration de leur habitat a modifié la nature et le comportement de l'eau en la détournant de son cheminement naturel afin de l'utiliser et en augmenter le ruissellement par l'imperméabilisation des sols.

Les eaux pluviales de par leur quantité risquent de provoquer des inondations et les eaux usées de mettre en péril l'hygiène et la santé publique.

En Algérie, selon le ministère de l'Équipement, la population urbaine atteindra en l'an 2010, 37 millions d'habitants, la charge organique moyenne rapportée à une zone urbaine sera de 591.300 tonnes par an. D'autre part, les écoulements superficiels représenteront une charge polluante de 47,7 gr/m³.

Cet aspect est encore plus effrayant si on sait que sur les 382 agglomérations urbaines situées à l'intérieur des régions qualifiées d'hydrauliques, 143 se trouvent en amont des barrages!

Ces agglomérations représenteront en l'an 2010, 5,28 millions d'habitants. Cet accroissement contaminera davantage, dans un avenir proche, les nappes phréatiques et les retenues collinaires.

Chaque année, d'énormes sommes sont dépensées pour faire face aux maladies causées par les eaux rejetées sans traitement.

Les rejets dans le milieu naturel polluent de plus en plus notre environnement. Sur les 60 stations d'épuration installées dans notre pays, 25 sont hors d'usage, 17 sont en panne et le peu qui reste en état de fonctionnement, C'est d'une manière irrégulière et insuffisante. Nos ressources hydrauliques sont limitées et leur protection des nuisances industrielles et urbaines est devenue vitale.

L'urbanisation croissante et par conséquent l'accroissement de la quantité d'eau usée et des débits d'eau pluviale, à également remis en question l'efficacité des réseaux d'assainissements. En effet, ils assurent mal la fonction qui leur est attribuée. Cela se traduit par:

- Des dysfonctionnements hydrauliques: Les eaux pluviales sont mal évacuées, on assiste alors à des débordements.

- Des dysfonctionnements qualitatifs: Dégradation du milieu naturel due aux rejets .

Ces dysfonctionnement du réseau imposent la nécessité d'une approche d'optimisation multicritère, car la conception d' un reseau d'assainissement ne peut être faite en considérant uniquement l'aspect économique (coût). D'autres aspects, cités ci-dessus, sont à considérer aussi.

Le technicien devra donc envisager plusieurs solutions et disposer d'éléments d'évaluation de critères de choix lui permettant de comparer ces différentes solutions.

L'objet de cette étude est de contribuer à l'optimisation des réseaux d'assainissements en offrant ces éléments d'évaluations aux responsables concernés et en les intégrant dans la méthode numérique (informatique) de calcul.

Cette étude à été réalisée suivant les étapes suivantes.

- Etudes bibliographique de différents critères important et choix des plus intéressants d'entre eux au sens de la spécificité Algerienne.

- Présentation mathématique des méthodes d'évaluation des critères retenues.

- Eaboration d'un programme informatique permettant l'évaluation de ces critères par les methodes retenues.

- Réalisation de tests d'évaluation des ces critères sur deux réseaux Algerien.

Nous ajoutons pour finir que nous avons associé au programme réalisé une notice explicative -jointe à ce rapport- permettant son usage facile au sein du département hydraulique.

II

ETUDE ET ANALYSE DES CRITERES
D'OPTIMISATION

II-1 INTRODUCTION

L'objectif de la thèse est de mettre au point un ensemble de critères permettant de juger de la qualité des différentes solutions envisagées pour la conception d'un réseau d'assainissement.

Ces critères sont basés sur les fonctions que doit remplir le réseau à savoir:

- Evacuer sans nuisances directes pour les hommes ces eaux usées.
- Evacuer sans désordre hydraulique les eaux pluviales
- Diminuer au mieux l'impact de ces eaux sur le milieu naturel.

La satisfaction de ces fonctions à un moindre coût dans l'état actuel et futur de la ville, représente la qualité d'un système d'assainissement.

A
a

II-2 PRESENTATION DES CRITERES

II-2.1 CRITERE IMPACT SUR LE MILIEU NATUREL

Depuis quelques années les préoccupations écologiques nous ont fait prendre conscience de la nécessité de protéger le milieu recep^teur qui reçoit des quantités de plus en plus variées de polluants et qui subit l'influence dégradante de l'activité humaine et de ses déchets multiples.

Bien souvent les problèmes de pollution sont dus à une réception d'eaux usées non épurées tel le cas des rejets directs ou bien à cause de l'incapacité de traitement ou l'inexistence de la station d'épuration.

La notion d'impact d'un rejet polluant quelconque sur un milieu recepneur est très difficile à appréhender. En effet, elle dépend non seulement de la quantité et de la qualité du rejet mais aussi et surtout du milieu recepneur ainsi que de sa capacité d'autoépuration. Le milieu récepteur est le plus souvent un milieu aquatique qui est un système complexe d'êtres vivants aux réactions encore inconnues.

De plus, même en connaissant l'évolution d'un écosystème sous l'influence d'une substance quelconque, il faudrait encore définir à partir de quel moment il ya effet du rejet sur le milieu recepneur et s'il est positif ou négatif.

La caractérisation de l'effluent rejeté se fait par par le biais de niveaux de qualité correspondant à des valeurs de concentrations pour les différent indices de pollution considérés: O₂ dissous, DBO₅, DCO, MST, NO₃....

La réponse au problème est encore incomplète. Elle découle de deux approches:

- L'une liée aux usages souhaités de l'eau, qui donne naissance à des normes (notion d'objectif de qualité).

- L'autre s'appuie sur des observations et essaie d'appréhender l'impact réel sur le milieu récepteur.

La définition des objectifs de qualité nécessite un grand nombre de paramètres pour chacun desquels il faut connaître la quantité rejetée, c'est à dire la quantité produite et son évolution dans le réseau ainsi que son évolution dans le milieu receveur.

Les ordres de grandeur sont obtenus par des mesures, des rations ou des modèles.

Le problème est la détermination du flux polluant rejeté par le réseau connaissant la qualité de l'eau à l'amont des rejets ainsi que celle imposée par l'objectif de qualité.

* Impact à court et à long terme.

La littérature consultée fait état de deux types d'impact:

- L'impact à long terme:

Il est dû à la répétition d'évènements moyens.

L'effet à long terme est lié aux masses annuelles de pollution deversées.

Le problème consiste dans ce cas à calculer les masses annuelles rejetées.

* Impact à court terme:

Il est lié à un évènement exceptionnel. Ce sont les éléments toxiques qui interviennent, dont les effets sont sensibles dans un délais court.

Le critère impact est difficile à appréhender, mais par contre, les paramètres pouvant l'influencer peuvent être mesurés. Dans ce cas, l'indicateur de pollution peut être soit la masse, soit la concentration.

II-2.2 CRITERE REJETS :

II-2.2.1 INTRODUCTION

Les études récentes sur la pollution ont montré que le réseau d'assainissement présente une source importante de pollution sur l'environnement naturel. Donc le critère rejet découle du problème réel d'environnement, d'où la nécessité de caractériser la qualité des rejets en suivant les variations qualitatives des eaux rejetées en fonction des caractéristique pluviales du bassin versant et du réseau lui même.

La connaissance de pollution deversée permet d'intervenir dans la conception de nouveaux réseaux et dans la gestion des installations de derivations et de traitement pour minimiser le taux de pollution rejetée.

TYPES DE RESEAUX D'ASSAINISSEMENT:

1 Réseau séparatif:

Il consiste à évacuer les eaux usées (e.u) et les E.P séparément.

Les E.P sont évacuées et rejetées directement dans le cours d'eau receptrer car elles sont supposées propres, et les E.U sont évacuées vers une station d'épuration, où elles sont traitées avant rejet vers le M.R.

Ce système convient à des débits importants d'eaux pluviales.

2 Réseau unitaire: (FIG 1)

Il a pour objectif d'évacuer de la ville des E.U et E.P regroupées dans les mêmes ouvrages «tout à l'égout». Une partie de ces eaux est acheminée vers la station d'épuration et l'autre est rejetée par un déversoir d'orage. Au cas où le réseau n'est pas relié à une station d'épuration (Malheureusement c'est le cas fréquent en Algérie) les eaux unitaires sont directement déversées dans le milieu récepteur.

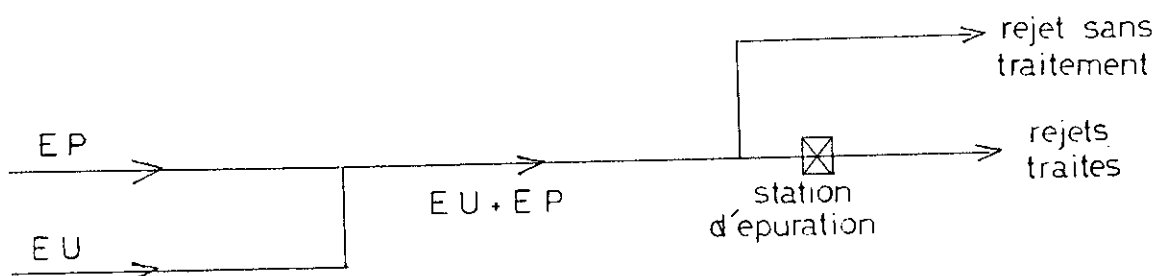


FIG 1

Dans notre étude on s'intéresse au R.A unitaires car ils sont les plus répandus en Algérie et présentent plus de pollution.

II-2.2.2 Impact des rejets unitaires sur le M.R.

Les rejets des réseaux unitaires causent d'importantes perturbations dans les eaux réceptrices.

ces perturbations peuvent être de 4 ordres:

- Ordre olfactif
- Ordre physico-chimique
- Ordre biologique
- Ordre bactériologique

II-2.2.2.1 Phénomènes liés aux rejets unitaires:

Les eaux unitaires sont constituées d'un mélange d'eau usées (domestique et industrielle) et d'E.P.

Les caractéristiques de ces eaux dépendent des facteurs hydrologiques et quantitatifs liés aux phénomènes qui les régissent. [1]:

1 Phénomène pluvial

La pluie source principale de ruissellement et deversement. C'est un phénomène complexe du fait qu'il est aléatoire donc difficile de prévoir le deversement.

L'hydrologue, l'aménageur ou le gestionnaire d'un R.A doit s'intéresser à la pluie en terme de ruissellement.

2 Pollution atmosphérique

Elle est due :

- Aux émissions urbaines (chauffage)
- Aux émissions agricoles et forestières, érosion du sol par le vent durant le temps sec.

Les études ont montré que la pollution atmosphérique est entraînée au début de la pluie est quelle est indépendante du volume et de l'intensité de la précipitation.

3- L'accumulation des polluant par temps sec:

C'est l'accumulation de poussière sur le toit et le sol du bassin versant et les dépôts des canalisations

4- Le ruissellement:

Le schéma suivant explique mieux ce phénomène.

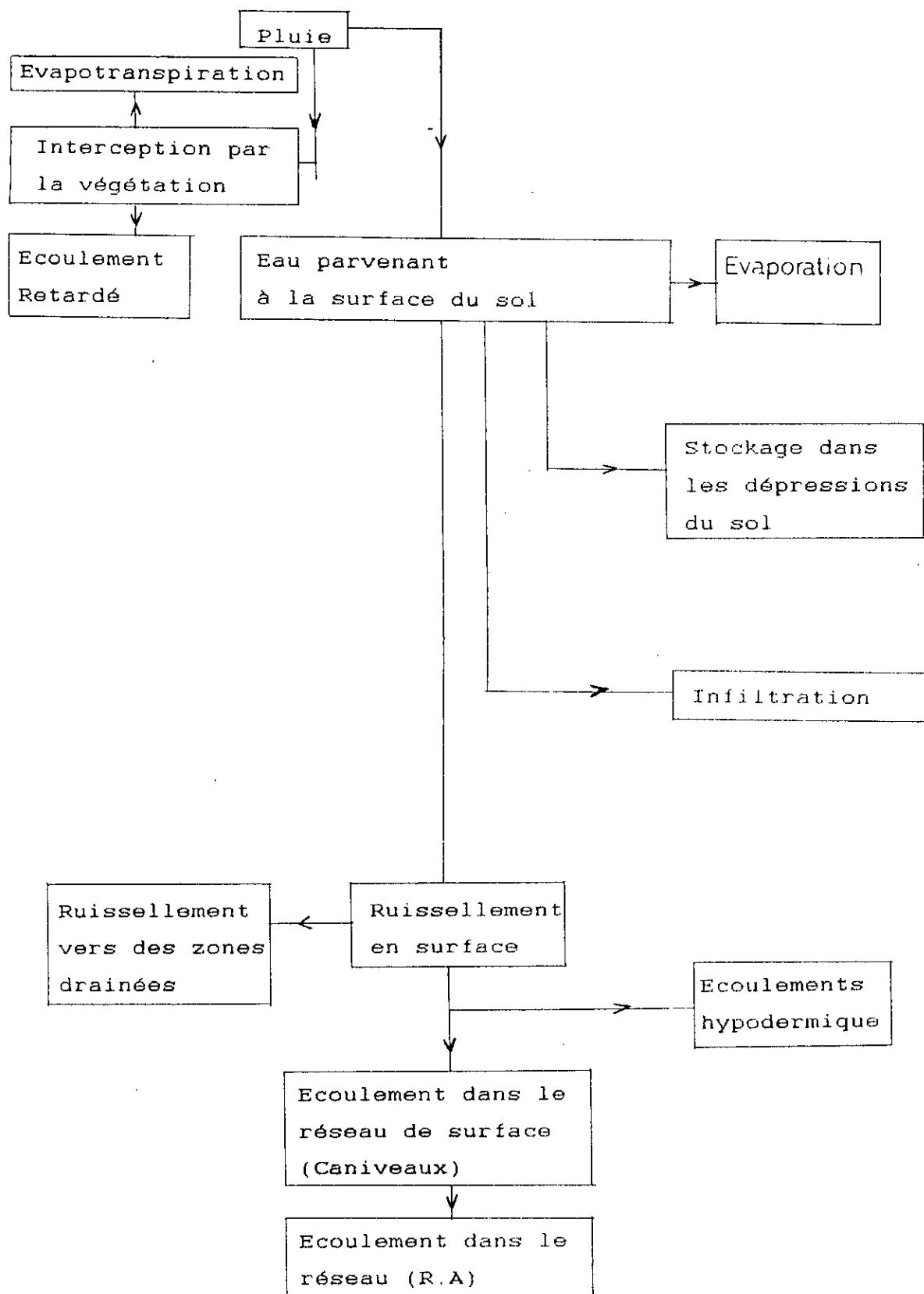


Fig 2 Description du processus de ruissellement

5- Transfert des polluants dans le réseau:

Dans le transport des polluants dans le réseau il intervient plusieurs facteurs:

- Caractéristiques de l'écoulement: Fonction de la pluie: la vitesse, régime, débit.

- Caractéristique du réseau: pente, rugosité, type de conduite.

II-2.3 CRITERE ENCRASSEMENT

L'encrassement des conduites est matérialisé par des dépôts sur le fond de celle-ci.

Le paramètre permettant l'évaluation physique des dépôts est la hauteur des matières déposées.

Ils serait intéressant d'évaluer cette hauteur afin de pouvoir en ressortir les conséquences sur l'écoulement et de savoir dans quelle mesure les obturations totales ou partielles occasionnées par ces dépôts, sont responsables des mises en charges en réduisant la capacité d'évacuation.

En fait, la hauteur des dépôts et son évolution le long du réseau est liée:

- Aux caractéristiques physiques du réseau: la pente et le type de la conduite.

- A la durée de temps sec précédent une pluie.

- A la fréquence d'entretien.

- A l'évolution des charges polluantes et leurs caractéristiques (granulométrie et densité).

- Aux caractéristiques pluviométriques.

- Aux caractéristiques de l'écoulement, fonction de la pluie, vitesse, débit.

Au vu de toutes ces constatations, il est impossible d'évaluer la hauteur des dépôts en tout point du réseau et par conséquent son influence sur l'écoulement.

Une formalisation du critère d'encrassement s'avère difficile à établir et il en est de même, par conséquent, pour sa modélisation.

Il n'existe pas aujourd'hui, des modèles pouvant traduire fidèlement l'état d'encrassement d'un réseau et permettant de mesurer sur une échelle le degré d'encrassement [12]. On comprendra aisément que ce critère ne soit pas pris en compte dans la comparaison de solutions envisagées pour la conception d'un réseau.

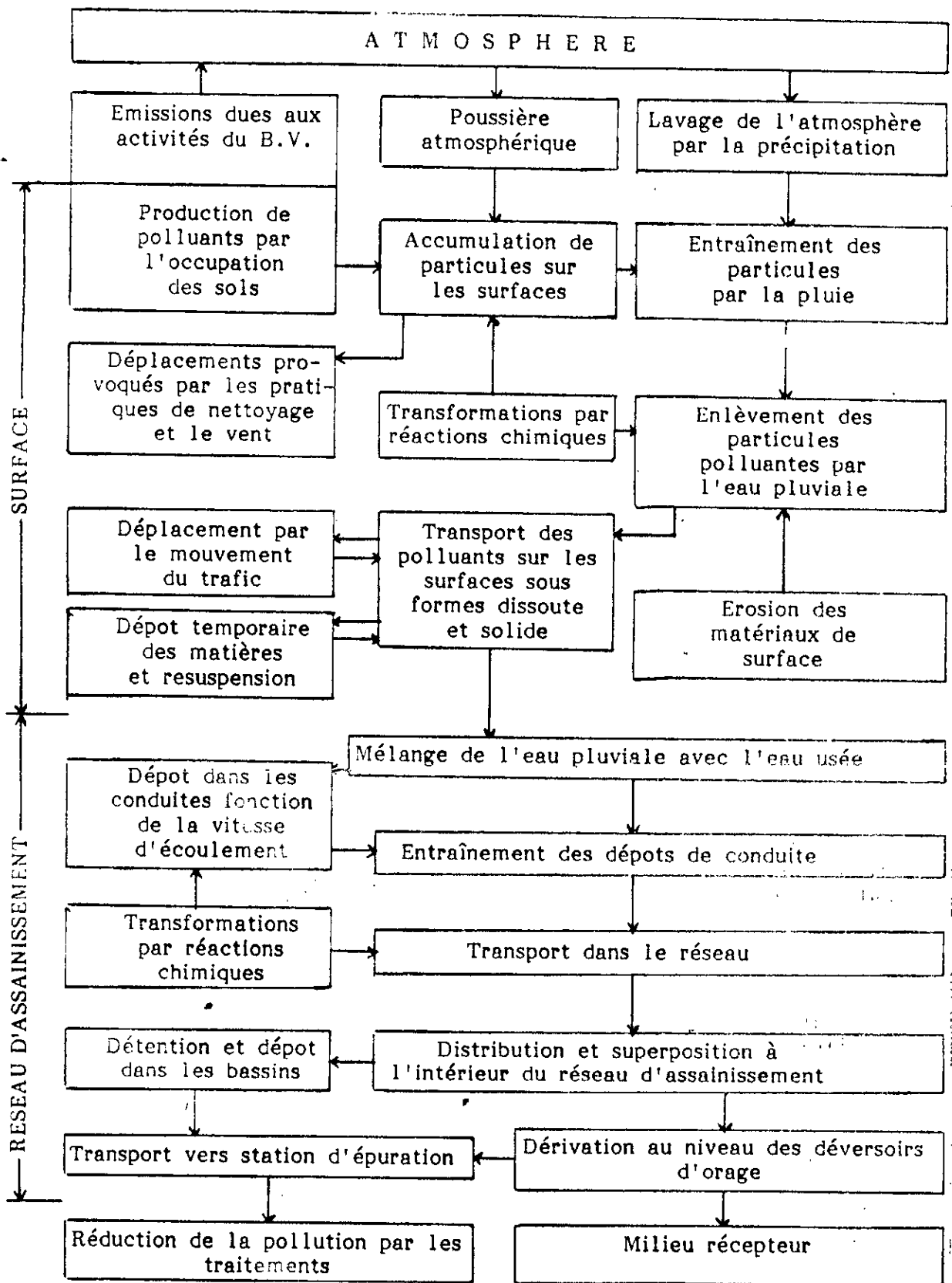


FIG 3 : Développement de la pollution du ruissellement urbain sur réseau d'assainissement unitaire

II-2.4 CRITERES INONDATION

II-2.4.1 INTRODUCTION

La qualité hydraulique d'un réseau d'assainissement est son aptitude à remplir correctement la tâche pour laquelle il a été conçu, à savoir évacuer sans désordre hydraulique, les eaux d'origines diverses hors de la ville.

Mais les dysfonctionnements hydrauliques constatés ont pour conséquences des mises en charge de certains tronçons du réseau, ou, plus grave, des débordements sur la chaussée et dans les caves.

Le seul moyen d'apprécier cette qualité est d'avoir un ou des critères d'observation capables de rendre compte de l'importance d'éventuels débordements.

II-2.4.2 CRITERES D'OBSERVATION DU PHENOMENE DEBORDEMENT

Les variables quantifiables concernant un débordement sont nombreuses [4] : Débit transitant dans le réseau, débit de débordement, temps de débordement, volume débordé, hauteur d'eau sur la chaussée.

En supposant que l'on puisse calculer ces variables en tout point pour tout événement pluvieux, les combinaisons possibles entre elles donnent un nombre de critères d'observation important, exemple :

- Débit, volume, hauteur d'eau, temps;
- Valeur maximale, valeur moyenne;
- En tout point, en quelques points;

- Pour un événement pluvieux, pour une série de pluies réelles, pour des pluies de projet, etc ..

Mais ces critères requièrent un nombre élevé de valeurs numériques entraînant une occupation importante de la mémoire de l'ordinateur [4].

Par contre le critère débit débordé se prête plus aisément à une modélisation du débordement.

II-2.5 CRITERE COUT

II-2.5.1 INTRODUCTION

La décision de réaliser un projet d'aménagement quelconque dépend de plusieurs facteurs, dont le facteur économique est le plus prépondérant.

Une estimation du coût doit se faire à chaque phase du processus de conception afin de prévoir les conséquences budgétaires.

Mais le problème essentiel est l'estimation des paramètres de mesures qui sont liés aux projet et qui influent sur le coût, car il existe des facteurs de variation propre à chaque phase.

II2.5.2 COMPOSANTES DU COUT

Les différentes composantes du coût global d'un R.A sont:

- Coût d'investissement: Il englobe le coût de l'étude plus celui de la réalisation.

- Coût de l'entretien: Qui est difficile à évaluer car il dépend:

- * De la fréquence d'entretien

- * Des moyens employés.

- * De l'organisation des services d'assainissement plus que du réseau. Il est envisagé en terme de frais d'entretien et frais du personnel.

- **Coût des éléments constitutifs.**

Pour notre étude on ne tiendra compte que du coût de réalisation, du coût des élément constitutifs, et du coût de l'étude comme cst.

Le coût de réalisation conditionne les prises de décision de continuité ou d'arrêt de l'opération.

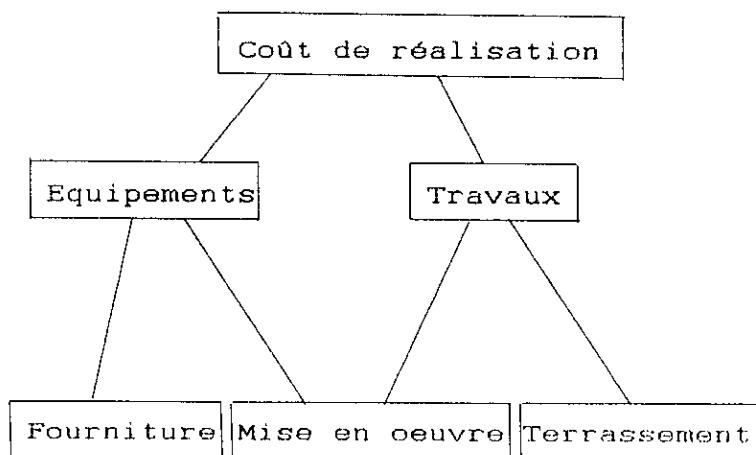


Fig n° : 4

II-2.5.3 ESTIMATION DES DEPENSES.

Le calcul de coût de réalisation d'un R.A passe par la détermination [2]:

1- Des quantités et paramètres de mesures relatifs aux éléments du réseau qui sont définis à partir des données descriptives (tracés en plans et des croquis).

2- De l'ensemble des prix unitaires correspondants, qui sont établis par référence à des bordereaux de prix ou par calcul, dont les éléments de dépenses sont:

Equipements- Travaux- mise en oeuvre d'équipements et éléments constitutifs.

II-2.5.4 ELEMENTS DE MESURE

Pour un réseau d'assainissement on a trois principaux éléments de mesure:

- a- Terrassement (réalisation de fouilles)
- b- Canalisation
- c- Ouvrages annexes.

a- Terrassement

Le coût par mètre cube de terrassement dépend des moyens et techniques d'exécution dont on a deux types:

- Terrassement en tranchée.
- Terrassement en tunnel.

Le choix entre ces deux types dépend de la profondeur d'enfoncement des conduites.

b- Canalisation

Caractérisée par sa longueur mesurée par le tracé en plan, son diamètre et le type de matériaux la composant. Pour chaque trançon on détermine la longueur et on définit la forme, nature des matériaux et technique de mise en oeuvre.

En Algérie, on utilise des conduites circulaires en béton armé.

c- Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes jouent un rôle important dans l'exploitation rationnelle et correcte des R.A, mais leur réalisation occupe une grande part du coût total de la construction du réseau.

Le calcul de cette part du coût est basé sur la connaissance:

- Des différents types d'ouvrages à réaliser.

- Du nombre d'ouvrage de chaque type à réalisés. Il existe deux types d'ouvrages annexes:

1- Ouvrages systématiques: Parmi lesquels on cite:

* Les regards de visite: permettant l'accès au réseau pour son curage et sa ventilation.

* Les branchements particuliers: Collectent les E.U et E.P des immeubles.

* Les bouches d'égoûts: Collectent les eaux de pluie et de lavages des chaussées.

2- Les ouvrages particuliers: Sont liés aux conditions de fonctionnement du réseau, aux procédés d'entretien et de curage et à la topographie des bassins versants, on distingue:

* Les deversoirs d'orage.

* Les bassins de déssablement.

* Les siphons.

* Les bassins de retenue ou d'infiltration.

II-3 CONCLUSION

A partir de ce qui a été présenté dans ce chapitre, il ressort que les critères à prendre en compte dans la spécificité Algérienne sont les critères coût, rejets et débordements.

III

**METHODES D'EVALUATION
DES DIFFERENTS CRITERES**

III-1 INTRODUCTION

Les modèles de simulations sont les modèles qui traitent les processus de transformation de la pluie jusqu'aux rejets.

1- Modélisation de la pluie d'entrée

A travers la littérature on distingue deux types d'approches:

a- Le modèle de série de pluies ponctuelles, c'est la pluie historique qui s'attache soit à la simulation d'un grand nombre d'événements isolés, soit à la reproduction du déroulement dans le temps des séries observées.

b- Modélisation par construction de pluies de projet déduites des courbes IDF, soit de dépouillement statistique de mesures pluviométriques.

Plusieurs études ont montré l'efficacité de l'utilisation des pluies historiques.

2- Modélisation hydrologique

Modélisation du ruissellement.

3- Modèle de transfert des eaux dans le réseau:

Cette partie de modélisation comprend la propagation des hydrogrammes générés par le ruissellement.

III-2 CRITERES DE CHOIX D'UNE METHODE DE MODELISATION

La simulation d'un phénomène et sa modélisation mathématique et informatique qui donne une représentation correcte du phénomène.

La simulation est conditionnée par les objectifs et les données disponibles.

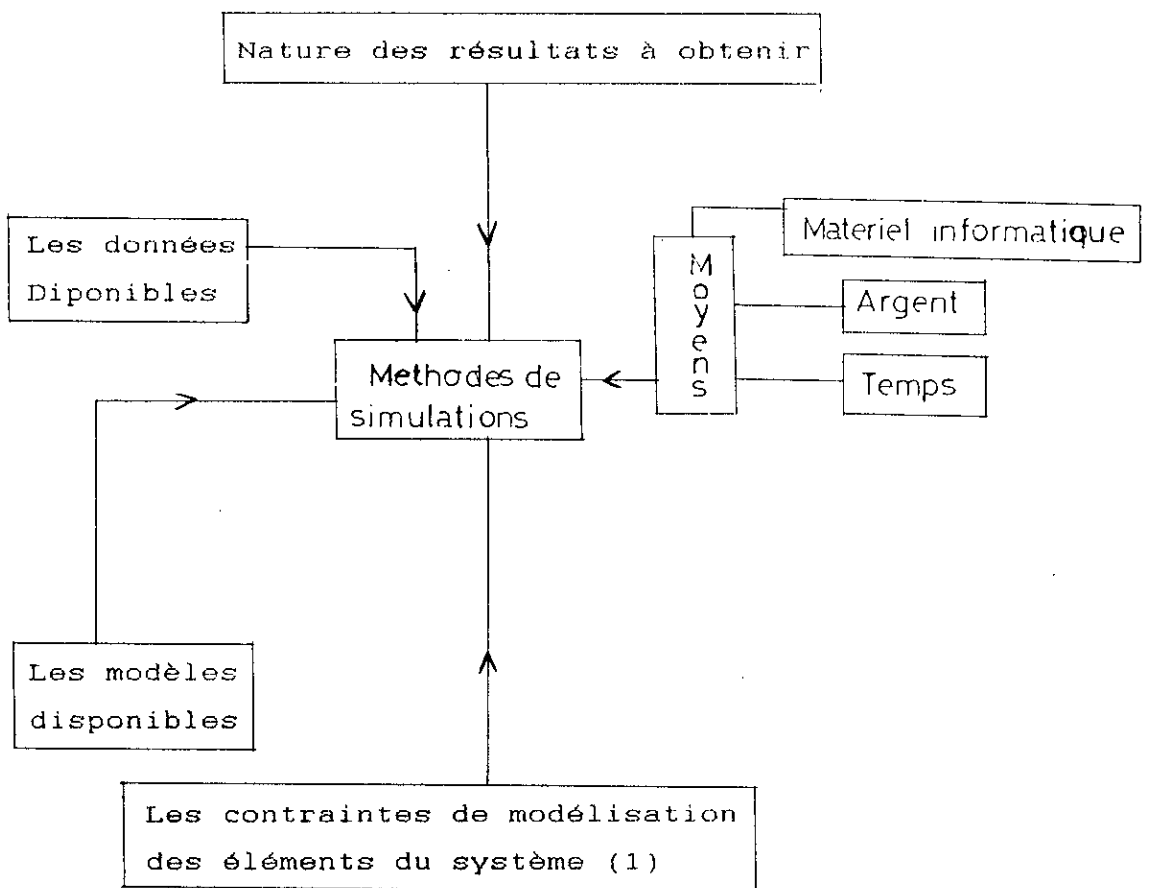
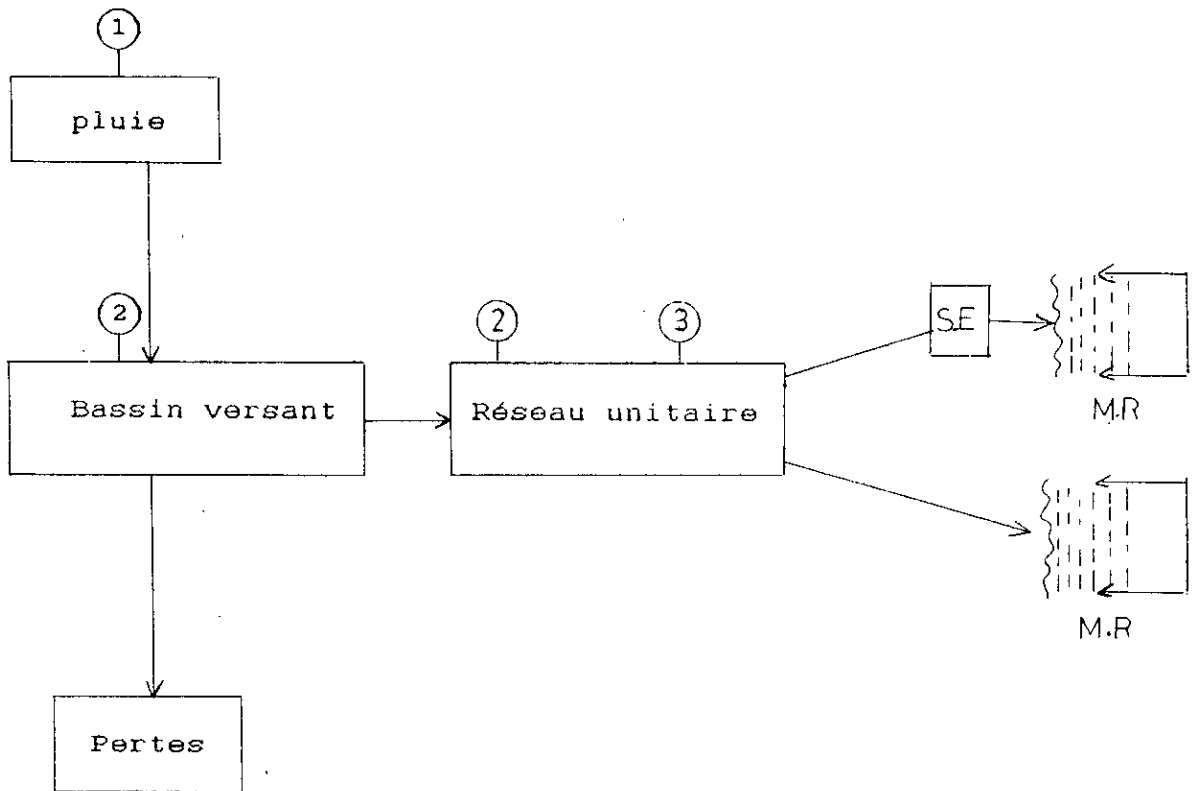


Fig n°:5 Critères de choix d'une méthode de simulation

Remarque

(1) On ne prend pas en compte le fonctionnement réel de certains ouvrages particuliers (station de relevement, bassin de retenue), ceci conduit à l'utilisation de méthodes simplifiées.



- (1): Simulation de la pluie.
- (2): Modélisation du transfert (propagation des débits dans le réseau).
- (3): Modélisation du ruissellement.

Fig n°:6 Représentation Schématique des différentes approches modélisatrices pour l'estimation des critères retenus (inondations- rejets)

III-3 MODELISATION DU RUISSELLEMENT

Le ruissellement pluvial à l'exutoire d'un bassin versant est défini comme la quantité d'eau s'écoulant gravitairement en ce point pendant un intervalle de temps donné et résultant de la transformation de la pluie nette. Le ruissellement s'effectue sur deux échelles: de temps et d'espace. [5]

En ce qui concerne l'échelle de temps, le ruissellement est représenté par l'évolution du flux ou débit moyen d'écoulement sur un intervalle de temps donnée, c'est à dire, l'hydrogramme de ruissellement.

Pour l'échelle d'espace, elle dépend du degré d'homogénéité des bassins, de la nature et quantité de données disponibles.

La diversité des échelles de temps et d'espace a conduit à l'élaboration de plusieurs modèles présentés en page 39

Il est à noter que la taille du bassin versant et la longueur de l'écoulement sur le sol, la rugosité de ce dernier, la pente, la quantité et l'intensité de la précipitation et le pourcentage de l'imperméabilisation semblent être les facteurs les plus importants affectant la forme et l'ampleur de l'hydrogramme de ruissellement.

III-4 MODELISATION DES ECOULEMENTS EN RESEAU.

Caracteristiques des écoulements en conduite:

Dans un réseau d'assainissement il existe deux type d'écoulement: à surface libre et en charge.

Cette instabilité de l'écoulement est la conséquence d'une part de la variabilité du réseau (changement de pente, dérivations, jonctions) et d'autre part, de la variabilité des débits qui y sont admis vu le caractère brutal des évènements pluviométriques pris en compte.

Les mises en charge apparaissent souvent en réseau d'assainissement du fait de l'insuffisance des collecteurs existants. Les raisons fréquentes de cette mise en charge sont l'accroissement de l'urbanistaion, les mauvaises conditions d'écoulement dues à l'influences aval ou à des obturations partielles des canalisations non prevues dans le calcul de conception.

Un modèle de simulation de l'écoulement en réseau doit être capable de représenter les mise en charge et les passages fréquents d'un type d'écoulement à un autre.

Dans un réseau d'assainissement, les débits étant variables dans le temps et les hydrogrammes aux jonctions des canalisations pouvant être décalés dans le temps, il est nécessaire de représenter le fonctionnement par les modèles de variation des débits dans le temps. Il est nécessaire par ailleurs, d'ajouter à la notion d'approximation du régime permanent la notion de stockage notamment à l'amont du réseau.

Il apparait à travers ce paragraphe, que les modèles de simulation de l'écoulement en réseau doivent permettre la représentation de l'écoulement transitoire et le calcul de véritables hydrogrammes en différents points du réseau.

En assainissement l'écoulement est assimilé à un écoulement graduellement varié basé sur les hypothèses suivantes.

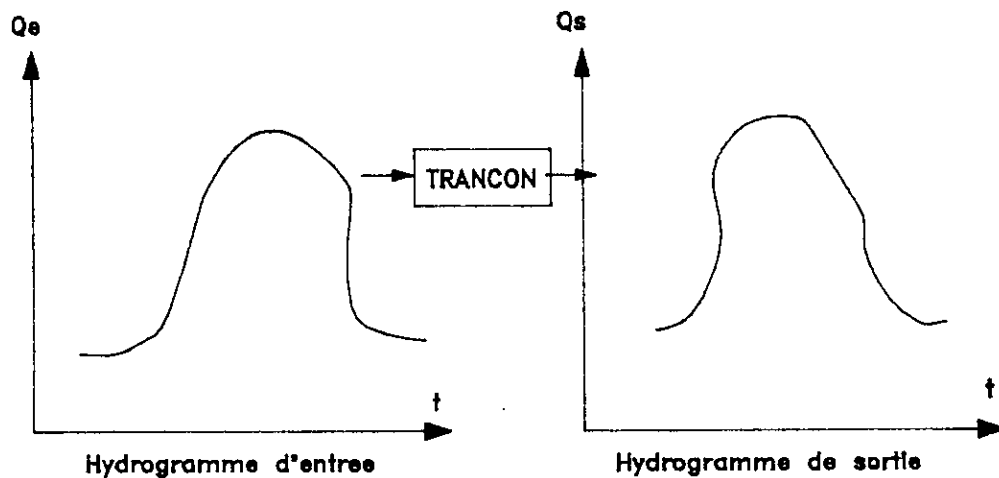
- Répartition des vitesses uniformes au droit d'une section.
- Répartition hydrostatique de la pression.
- Fillets liquides parallèles au radier.
- Variation de l'énergie verticale négligée.

Ce régime d'écoulement est le mieux adapté aux objectifs et contraintes de l'étude d'un réseau d'assainissement.

Cette considération n'est pas justifiée dans le cas des singularités (changement de pente, bifurcation) autour desquels plusieurs approches de modélisation ont été développées (voir modélisation des singularités).

L'étude des écoulements était basée au début sur des théories mécanistes ou rationnelles, mais une approche récente s'est développée à partir de l'analyse des systèmes.

Les éléments du réseau sont considérés comme des boîtes transformant de façon continue l'hydrogramme d'entrée en hydrogramme de sortie.



Transformation de l'hydrogramme d'entrée en hydrogramme de sortie

Le modèle de transfert des eaux dans le réseau traduit la propagation des hydrogrammes et pollutogrammes générés par le ruissellement ainsi que l'eau usée de temps sec.

la simulation ne peut être précise du fait de la complexité des phénomènes liés à l'écoulement dans de tels systèmes hydrauliques.

Les modèles hydrodynamiques reposant sur les équations de ~~Barre~~ de Saint-Venant sont préconisées pour simuler l'écoulement en conduite mais ceux-ci requièrent un nombre d'information considérable pour décrire le réseau et induisent des temps de calcul incompatible avec une simulation en continu du réseau. [5]

De plus, les effets hydrodynamiques étant généralement très localisés dans le réseau (l'exemple des influences avales liées aux courbes de remous), il ne nous intéressent directement, qu'au voisinage des ouvrages de dérivation.

Il est à noter que les méthodes les plus utilisées sont celles de MUSKINGUM et de l'onde cinématique.

MODELISATION DU DEBORDEMENT

Les phénomènes physiques mis en jeu lors d'un débordement sont:

- Les pertes: sont fonctions de l'état de la voirie, présence de végétation.

- Le ruissellement d'une partie débordée: C'est un phénomène complexe qui dépend de l'écoulement en conduite.

Donc un modèle d'estimation du débordement nécessite, pour pouvoir tenir compte de ces deux phénomènes:

- Une description de la surface se trouvant au dessus du réseau.

- Une bonne connaissance des pertes et du ruissellement des eaux débordées, car il est important de déterminer les quantités d'eau qui rejoignent le réseau, à quel moment et à quel endroit.

Modélisations proposées pour le débordement:

- Affecter fictivement à chaque bouche d'égout une surface de stockage de l'eau, qui peut ou pas réintégrer le réseau après la crue.

Il n'ya pas de transfert de flux d'une bouche à l'autre. Cette représentation sous estime les débits d'eau gênant le fonctionnement du réseau puisqu'ils sont provisoirement extraits.

- L'eau débordée (eau en excés) s'écoule en surface à la même vitesse et avec la même pente que dans la conduite.

Dans ce cas, les débordements sont surestimés [3].

-Modèle représentant la liason surface-réseau (fig7)
Comme une maille, la surface étant prise en compte comme une conduite.

Ce modèle nécessite beaucoup de données et un temps de calcul important .

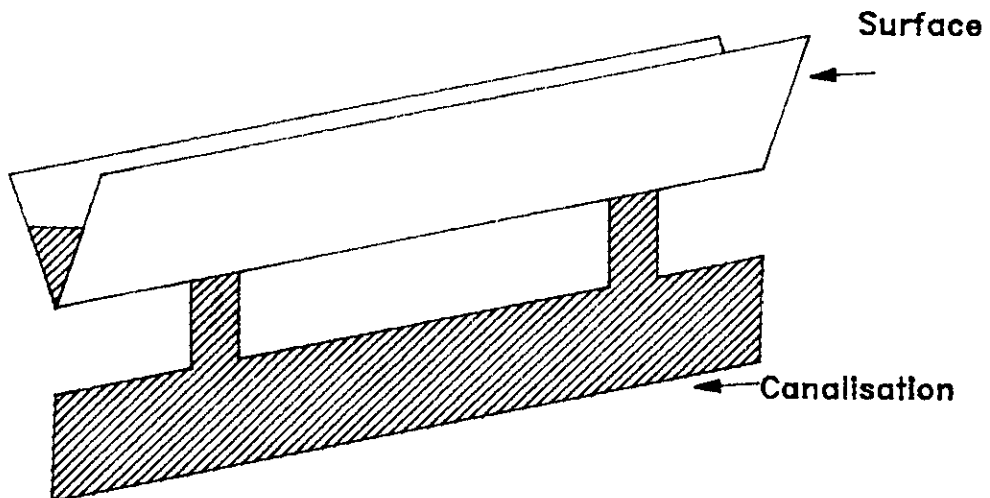


FIG 7

III-5 MODELES DE RUISSELLEMENT ET DE PROPAGATION EN CONDUITE

III-5.1 MODELES RATIONNELS

Les modèles rationnels sont basés sur les équations hydrodynamiques et de continuité moyennant des hypothèses simplificatrices.

- Filets liquides parallèles aux fond de la conduite.
- Variation de l'énergie verticale négligée.
- Ecoulement unidimensionnel.
- La vitesse dans une section est considérée constante.

Le système du modèle est celui de SAINT-VENANT

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_i \quad [\text{équation de continuité}] \\ \\ \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(i-j) \quad [\text{équation dynamique}] \end{array} \right. \quad (1)$$

S: Section mouillée
 Q: Débit
 V: Vitesse moyenne
 i: Pente du fond de la conduite
 j: Perte de charge linéaire
 qi: Apport ou perte latérale de débit.

L'utilisation de ce système est restreinte pour les écoulements dans les conduites à cause des discontinuités du réseau.

De plus la résolution d'équations non linéaires avec des dérivés partielles est complexe et demande un temps de calcul assez long. Aussi, en y apportant certaines simplifications, d'autres modèles ont été construits, nous citerons entre autres:

Le modèle de l'onde de crue diffusante.

Sa variation temporelle et spatiale de la vitesse étant négligée, le système (1) devient

$$\left. \begin{aligned}
 & \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_i \\
 (2) \\
 & \frac{\partial H}{\partial x} = i - j
 \end{aligned} \right\}$$

Ce modèle s'applique à des écoulements à surface libre
 garduellement variés, assez long pour pouvoir négliger les
 accélérations.

Le système est réduit à une équation différentielle

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} - \delta \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = C q_i$$

C: Célérité de l'onde

δ : Coefficient de diffusion

Le modèle de l'onde cinématique:

En négligeant la variation de la ligne d'eau dans le
 système (2), la ligne d'énergie se confond avec la pente de
 la conduite. le système s'écrit alors.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = q_i \\ (3) \\ i=j \end{array} \right\}$$

Qui peut être réduit à l'équation différentielle:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C_s \frac{\partial Q}{\partial x} = C_s q_i$$

Cs: Célérité de SEDON.

Ses trois modèles cités ci-dessus s'appliquent aux écoulements à surface libre.

III-5.2 MODELES GLOBAUX.

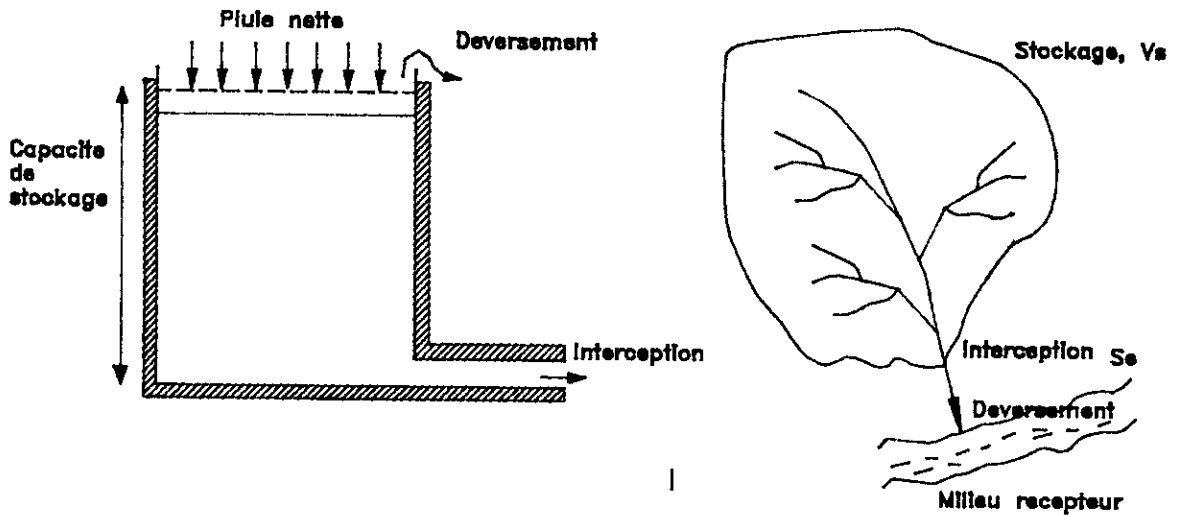


Fig 8: Modèle du réservoir linéaire

Ces modèles globaux assimilent le fonctionnement du collecteur à celui d'un réservoir qui stockerait à chaque instant t un volume $V_s(t)$: L'hydrogramme d'entrée est transformé en hydrogramme de sortie par le système suivant:

$$(1) \quad \frac{dV_s}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad \text{Conservation de la masse}$$

$$(2) \quad V_s(t) = F(Q_e, Q_s, C_i) \quad \text{Loi de vidange}$$

Vs: Volume stocké
Qe: Débit entrant
Ci: Caractéristiques du collecteur.

Les modèles globaux peuvent être répartis en deux groupes selon qu'ils tiennent compte de la mise en charge ou non.

*** Modèle du réservoir linéaire:**

$$\frac{dV_s}{dt} = i(t) - Q_s(t)$$

$$V_s(t) = K Q_s(t)$$

Vs(t): Volume stocké au temps t
i(t): Intensité de la pluie au temps t
Qs(t): Débit de sortie au temps t rapporté
à la surface du bassin
K: Paramètre du modèle LAGTIME.

Définition: K, au sens du modèle, est égal décalage dans le temps des centres de gravité du débit et de la pluie nette. Il dépend de la caractéristique de la zone de collecte et du collecteur ainsi que de la pluie.[fig9]

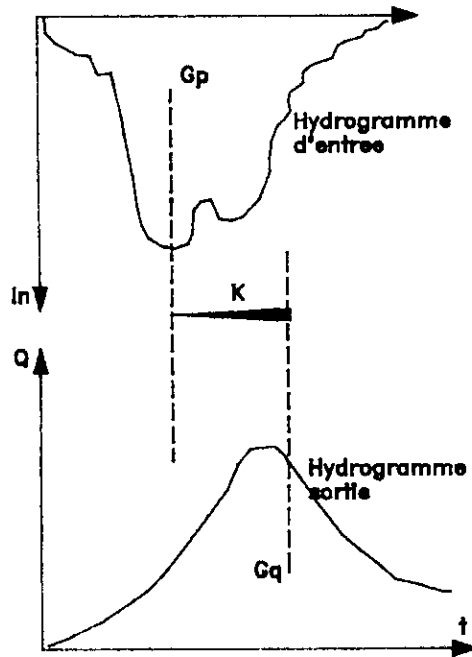


Fig 9: Définition du LAGTIME

Gp: Centre de gravité de la pluie nette

Gq: Centre de gravité de l'hydrogramme de sortie.

$$dVs = (i(t) - Qs(t)) dt$$

$$K \frac{dQ}{dt} + Q(t) = i(t)$$

Par intégration:

$$Q = Q_i e^{-t/k} + 1/k \int_0^t e^{-(t-T)/k} i(T) dT$$

avec

- T: Temps courant depuis le début de la pluie
- t: Temps de calcul du débit
- Q_i : Débit résidentiel résultant d'une pluie précédente.

Solution analytique

$$Q_s(t+Dt) = e^{-Dt/k} \cdot Q_s(t) + (1 - e^{-Dt/k}) i_n(t+Dt)$$

$Q_s(t+Dt)$: Débit de ruissellement à l'exutoire du bassin au temps $t+Dt$

$i_n(t+Dt)$: Pluie nette au pas de temps Dt exprimée en débit

$Q_s(t)$: Débit de ruissellement au pas de temps précédent.

K: LAGTIME (min).

Différentes formules donnant K sont proposées entre autres

0,086

$$K = 0,65 A$$

où $K = 0,8 K'$ avec

$$K' = 0,494 A^{-0,0076} \cdot \text{IMP}^{-0,512} \cdot I^{-0,401} \cdot L^{0,608}$$

$$\text{Ou } K' = 5,07A^{-0,18} \cdot I^{-0,36} \cdot (\text{IMP}+1)^{-0,19} \cdot L^{0,15} \cdot \text{TP}^{0,21} \cdot \text{HP}^{0,07}$$

Avec

- A: Surface en ha
- I: Pente du bassin (%)
- L: Longueur du plus long parcours d'eau (m)
- Tp: Durée de la période de pluie intense (min)
- HP: Hauteur de la pluie efficace (m.m)
- IMP: Rapport de la surface imperméable à la surface totale

La formule de desbordes:

$$K = 12,71 A^{0,388} \cdot I^{-0,403} \cdot (\text{IMP}+1)^{-1,69} \quad \text{où}$$

- A: Surface en ha
- I: Pente du bassin %
- IMP: Rapport de la surface imperméable à la surface totale

Cette formule semble donner de bons résultats, ainsi que le modèle, pour des surfaces d'apport urbanisées de quelques dizaines d'hectares, mais a tendance à sous estimer les débits dans le cas de bassins peu urbanisés à forte pente et dans le cas de pluies violentes.

*** Modèle de MUSKINGUM**

Pour effectuer un calcul pas à pas dans le temps et étudier l'évolution des débits au cours d'un orage on est amené à prendre en compte l'effet de stockage à l'intérieur des tronçons du réseau. Le débit de sortie d'un tronçon n'est donc pas nécessairement égal au débit d'entrée.

le modèle de *MUSKINGUM* prend en considération l'effet de stockage mais sans tenir compte des conditions d'écoulement. De plus il nécessite la seule connaissance du tracé plan du réseau.

Soient $Q_e(t)$, $Q_s(t)$, $V(t)$, respectivement, le débit d'entrée, le débit de sortie et le volume stocké à l'instant t , et soient $Q_e(t+Dt)$, $Q_s(t+Dt)$, $V(t+Dt)$, le débit d'entrée, le débit de sortie et le volume stocké à l'instant $t+Dt$:

L'équation de continuité

$$Q_e(t) - Q_s(t) = \frac{dV}{dt} \quad \text{donne.}$$

$$\frac{Q_e(t) + Q_e(t+Dt)}{2} - \frac{Q_s(t) + Q_s(t+Dt)}{2} = \frac{V(t+Dt) - V(t)}{Dt}$$

La méthode de MUSKINGUM admet l'existence d'une relation entre V , Q_e , Q_s de

$$V = K [\alpha Q_e + (1 - \alpha) Q_s] \text{ où } \alpha [0,1]$$

Le coefficient α , sans dimension, dont la valeur est comprise entre 0 et 1 doit être ajustée à partir de données expérimentales.

La valeur $\alpha = 0,2$ semble fournir des résultats cohérents.

L'intégration de cette dernière équation conduit à une relation du type

$$Q_s(t+dt) = C_1 Q_e(t) + C_2 Q_e(t+Dt) + C_3 Q_s(t)$$

$$Dt = t_2 - t_1$$

Le coefficient K représente pour un débit Q , le temps de propagation le long du tronçon.

$$K = \frac{L}{V \cdot 60} \text{ avec}$$

L : Longueur du tronçon.

V : Vitesse d'écoulement dans le tronçon.

les coefficients C_1 , C_2 et C_3 sont respectivement égaux à

$$C1 = \frac{2K \epsilon + Dt}{2K(1-\epsilon)+Dt} ; C2 = \frac{Dt - 2K \epsilon}{2K(1-\epsilon)+Dt} ; C3 = \frac{2K(1-\epsilon) - Dt}{2K(1-\epsilon) + Dt}$$

" ϵ : Alpha"

Remarque :

Pour $\epsilon = 0$ le volume stocké ne dépend que du débit de sortie (modèle du réservoir linéaire). Le modèle est alors valable pour des bassins de tailles relativement faible (< 200 ha). Pour une surface supérieure, un écrêtement du débit maximal Q_{max} s'impose.

*** Modèle de MUSKINGUM non linéaire.**

Ce modèle est valable pour les bassins de grande importance. Le coefficient K n'est plus constant:

$$Vs(t) = K(t) [\epsilon Qe(t) + (1-\epsilon) Qs(t)]$$

L'avantage de ce modèle est sa grande capacité de reproduire le phénomène de ruissellement.

*** Modèle non linéaire de l'INSA**

$$Vs(t) = K(t) Qe(t) \quad \text{où}$$

l'expression $K(t)$ exprime la quantité réellement stockée dans la canalisation du collecteur si l'écoulement était permanent.

* Modèle ne tenant pas compte du stockage.

- Modèle de translation simple

Ce modèle part de l'hypothèse que l'hydrogramme est constant le long de l'écoulement (translation de l'hydrogramme dans l'espace d'un temps t).

La vitesse moyenne de l'écoulement est calculée à partir des caractéristiques de la conduite.

Connaissant la vitesse de transfert et la longueur de la conduite en on déduit le temps de transfert, paramètre du modèle de translation simple.

Le débit à la sortie de la conduite est calculé comme suit:

$$Q_s(t) = \frac{K_o}{Dt} Q_e(t-Dt) + \left(1 - \frac{K_o}{Dt}\right) \cdot Q_e(t) \quad \text{où}$$

$Q_s(t)$: Est le débit d'écoulement à l'extrémité aval de la conduite au temps t .

$Q_s(t-Dt)$: Est le débit à l'amont de la conduite au temps $t-Dt$

$Q_e(t)$: Le débit à l'amont de la conduite au temps t

K_o : Le temps de transfert, calculé à partir de la vitesse de transfert et la longueur de la conduite L

$$K_0 = \frac{L}{V \cdot 60} \quad [\text{min}]$$

Dt: Est le pas de temps de calcul.

*** Modèles tenant compte de la mec. (mise en charge)**

La mise en charge d'un réseau a lieu lorsque l'eau a saturé la conduite et que l'écoulement tend à forcer celle-ci en influençant et en mettant également en charge les conduites en amont.

Pour ce cas, il y'a trois type de modèles [3]

- Modèles très simplifiés

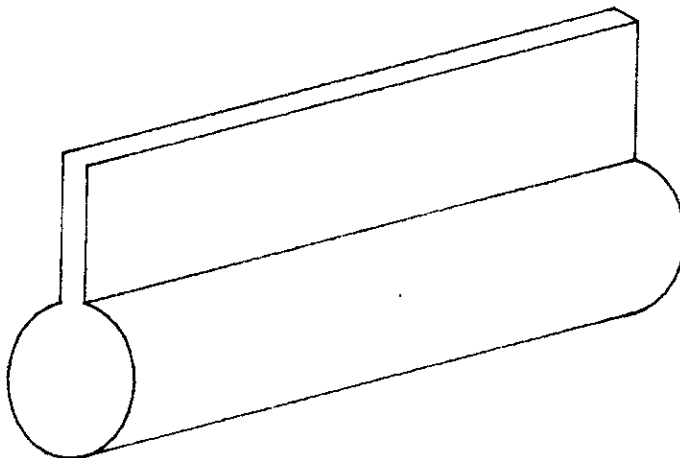
Ces modèles considèrent deux approches [3]

Ou bien il n'ya mise en charge que quand le débit de transit est supérieur au débit admissible à surface libre (c'est à dire le débit à pleine section) et l'eau est stockée puis reprise quand l'écoulement devient à surface libre.

Ou bien le débit force quand même la conduite.

Ces modèles ne servent qu'à détecter la canalisation en charge sans donner une idée sur le degré de saturation de celle-ci.

* Modèle de la fente (Modèle de *SAINT-VENANT*)



La canalisation est considérée ouverte sur sa partie supérieure et reliée à l'air libre par une très fine fente. Le calcul peut être mené entièrement en surface libre.

La hauteur de la fente représente fictivement la hauteur de la mise en charge.

Le calcul est donc mené avec un modèle d'écoulement permettant le calcul de deux variables, débit et hauteur [5]

Les utilisations qui ont été faites ont été réalisées avec un modèle d'équations complètes de *SAINT-VENANT* et nécessitent donc des temps de calcul importants.

Cette méthode a l'avantage de délimiter la zone de mise en charge et de quantifier cette charge.

* Les bimodèles

ils sont composés de deux sous-modèles. L'un pour l'écoulement à surface libre, l'autre pour l'écoulement en charge, par l'intermédiaire d'équations supplémentaires.

Exemple 1

La surface libre est représentée par le modèle de l'onde cinématique

$$\frac{\partial q}{\partial t} + C_s \frac{\partial Q}{\partial x} = C_s q_i$$

La mise en charge est représentée par

- Une équation de conservation des volumes

$$\frac{dV_s}{dt} = \frac{Q_e(t) + Q_e(t+Dt)}{2} - \frac{Q(t) + Q(t+Dt)}{2}$$

- Et une équation de perte de charge

$$Q^2 = K^2 (H_u - H_d)$$

Avec

Q: Débit dans la conduite

H_u, H_d: Hauteur de charge en amont et en aval.

K: Coefficient dépendant du type de conduite.

Qe: Débit entrant dans la conduite.

Vs: Volume stocké.

Exemple 2

Les deux équations du modèle sont:

a/ une équation de conservation des volumes

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (1)$$

b/ Une équation de Bernouilli généralisée

$$\alpha \frac{v_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\rho g} + Z_1 = \alpha \frac{v_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + D_{H1-2} \quad (2)$$

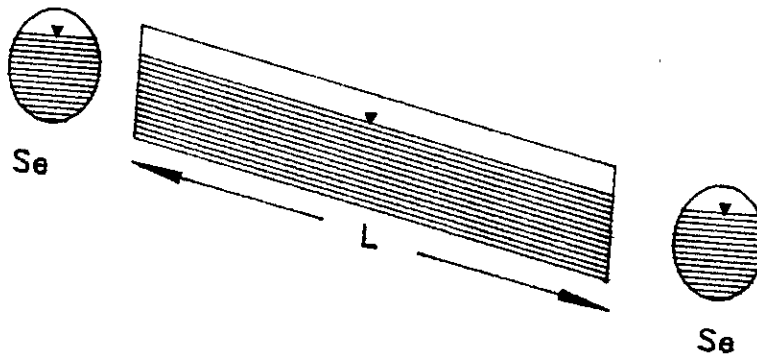
La première équation est descritisée dans le temps

$$Q_s(t+Dt) = Q_e(t) + \frac{V_s(t) - V_s(t+Dt)}{Dt}$$

Le volume stocké Vs(t) dépend du type d'écoulement dans la conduite ainsi que des caractéristiques de cette dernière. [3]

Trois cas peuvent se présenter :

1- Ecoulement à surface libre



Le volume stocké est évalué en faisant le produit de la section mouillée Se à l'entrée de la conduite par la longueur de celle-ci.

$$Vs(t) = Se \times L$$

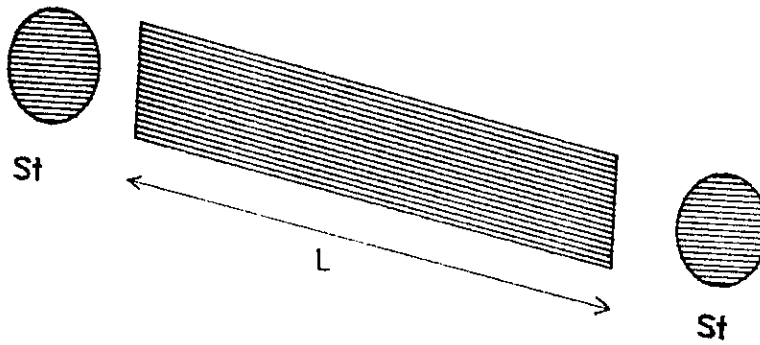
Se Est considérée comme constante

La Section mouillée est estimée à partir de l'équation de continuité

$$Se = \frac{Qe(t)}{Ve}$$

Ve Vitesse de l'écoulement à l'entrée de la conduite.

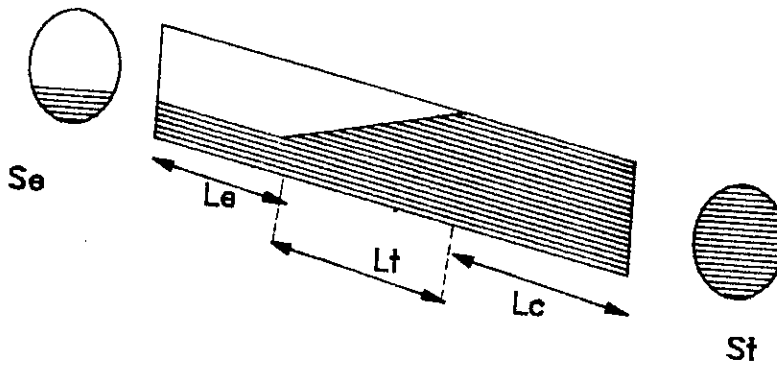
2- Conduite en charge



Le volume stocké est égal au produit de la section totale par la longueur de la conduite.

$$V_s(t) = S_t \times L$$

3- Canalisation en charge partielle



$$V_s(t) = S_e L_e + S_t L_c + \frac{S_e + S_t}{2} L_t$$

Ce troisieme cas ne fera pas l'objet de nos préoccupations; Nous ne tiendrons compte dans notre étude que des deux premiers cas.

Ce modèle permet de propager les débits de l'amont à l'aval. Pour ce faire, le reseau est assimilé à un graphe arboréscent orienté dont les sommets sont les regards de visite et les canalisations qui les joignent.

Le traitement s'effectue par pas de temps par ordre de niveaux décroissants depuis les antennes jusqu'à l'exutoire.

L'équation (2) du modèle (équation de Bernouilli) permet l'étude des mises en charge.

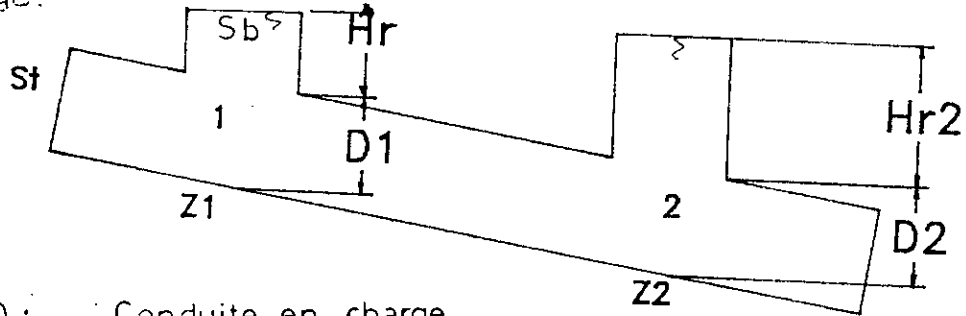


FIG 10 : Conduite en charge

- V_1, V_2 : Vitesses moyennes de l'écoulement aux ponts 1 et 2
- P_1, P_2 : Pressions statiques
- Z_1, Z_2 : Cotes des radiers
- DH_{1-2} : Perte de charge entre les points 1 et 2.
- H_r : Hauteur de charge comptée à partir du haut de la conduite.

L'équation de stockage s'écrit:

$$V_s(t) = S_b H_r + S_t L t$$

S_b section de la bouche

$$H_r = \frac{P}{\rho g} - D$$

En négligeant le terme $\propto \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$

entre deux tronçons successifs il est possible de calculer la hauteur de charge H_{r1} .

$$H_{r1} = H_{r2} + (D_2 - D_1) + (Z_2 - Z_1) + DH_{1-2}$$

avec
$$H_{1-2} = \lambda \frac{V^2 L_{1-2}}{2gDH}$$

λ est estimé par la formule de Coolbrook-white

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left[\frac{K}{3.72D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right]$$

- Re : nombre de Reynolds
- D : diamètre de la conduite
- k : rugosité de la conduite

Écoulement dans une conduite débordante :

L'équation de la continuité s'écrit :

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) - Q_{deb}(t)$$

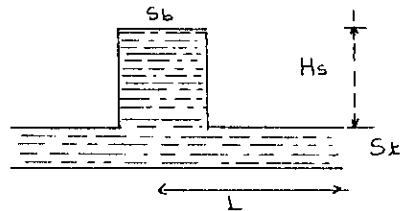
- $Q_e(t)$ Débit entrant dans la conduite à l'instant t
- $Q_s(t)$ " sortant "
- Q_{deb} Q débordé

L'équation discrétisée s'écrit :

$$Q_s(t) = [Q_e(t) - Q_{deb}(t)] + \frac{V_s(t-\Delta t) - V_s(t)}{\Delta t}$$

- ou les inconnus sont :
- Le volume stocké $V_s(t)$
- Le débit débordé $Q_{deb}(t)$

L'équation de stockage est



$$V_s(t) = S_t \times L + S_b \times H_s$$

H_s : hauteur totale de la cheminée.

Modèle d'évaluation du débit de débordement $Q_{deb}(t)$

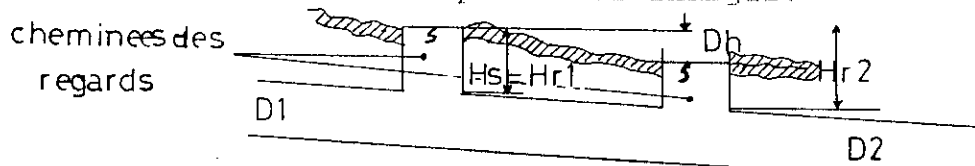
Définition :

Le débit de débordement est la différence entre le débit arrivant $Q_e(t)$ et le débit écoulé sous les charge encadrant la conduite , $Q(t)$ [3]

$$Q_{deb}(t) = Q_e(t) - Q(t)$$

- L_{1-2} : longueur de la conduite entre les points 1 et 2
- D_h : Diamètre hydraulique.
- : Coefficient de perte de charge

Ces relations permettent de calculer les hauteurs de charge et de rechercher les conditions d'écoulement en tout point situé à l'amont d'une conduite ou la charge est connue , donc le procédé est exécuté de l'aval vers l'amont en supposant connus les débits qui permettront le calcul des pertes de charges.



- $Q(t) = V' \cdot St$
- V' : vitesse dans le tronçon 1-2
- St : Section totale de la conduite

FIG 11 ; CONDUITE DEBORDANT

V' est donnée par

$$V' = \sqrt{\frac{2g D_h \Delta h}{\lambda L}}$$

$$H = H_s - H_{r2} + (D_1 - D_2) + (Z_1 - Z_2)$$

$$Q_{deb}(t) = Q_e(t) - St \sqrt{\frac{2g D_H \Delta H}{\lambda L}}$$

Q sortant est fonction de Q débordé qui est lui même fonction de H_{r2} . Or H_{r2} est conditionné par Q sortant. Cette incohérence est corrigée par une méthode itérative.

ou F dépend des caractéristiques de la jonction :

$$y_s = F(y_e)$$

Ces équations sont remises en compte car les angles entre les canalisations jouent un rôle important dans la distribution des flux. Dans ce cas les modèles globaux établissent la relation suivante :

$$y_e(t) + \frac{z_g}{V_e(t)} = y_s(t) + \frac{z_g}{V_s(t)}$$

Les modèles rationnels utilisent l'équation :

$$Q_s(t) = \sum_{i=1}^N Q_e(t) \quad \text{fonction de transfert}$$

L'équation de base s'écrit :

$Q_s(t)$: Débit dans le collecteur

jonction

$y_s(t)$: hauteur d'eau dans le collecteur à l'aval de

la

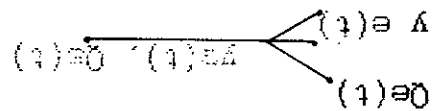
jonction

$Q_e(t)$: Le débit au temps t dans la canalisation i

$y_e(t)$: hauteur d'eau dans la canalisation i

représentée par :

La jonction de N canalisations débouchant dans un collecteur est



Modélisation de la jonction :

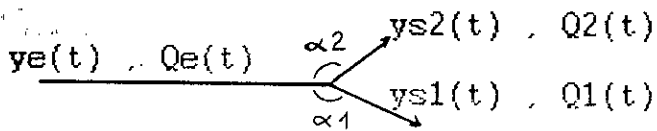
Les modèles traduisant ces singularités sont de deux types rationnels et globaux [5]

En effet, ces singularités, dont on peut citer, les chutes, les changements de pentes, contre pente, bifurcation, peuvent modifier sensiblement l'écoulement dans le réseau en imposant des conditions aux limites particulières.

Nous avons vu dans le paragraphe relatif aux écoulements en conduite que l'approximation du régime permanent n'était pas justifiée au niveau des singularités d'un réseau d'assainissement.

Écoulement dans les singularités.

Modélisation de la bifurcation :



Les modèles rationnels utilisent la relation

$$Q_e(t) = Q_1(t) + Q_2(t) \quad \text{Conservation des débits}$$

$$y_1(t) = y_2(t) \quad \text{égalité des hauteurs d'eau}$$

Pour les mêmes raisons citées plus haut, les modèles globaux proposent les relations du type.

$$Q_e(t) = Q_1(t) + Q_2(t)$$

$$Q_1(t) = F(Q_e(t))$$

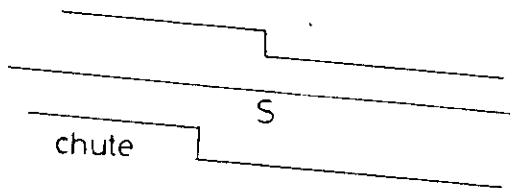
$$F = f(\alpha_1, \alpha_2)$$

Modélisation des chutes

Les modèles rationnels proposent les relations suivantes selon que l'écoulement soit noyé ou dénoyé.

$$Q_1(t) = Q_2(t)$$

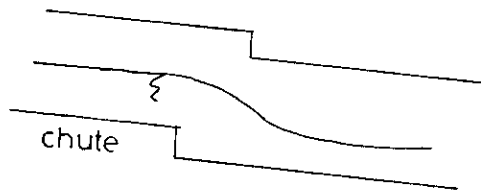
$$y_1(t) = y_2(t)$$



écoulement noyé

$$Q_1(t) = Q_2(t)$$

$$Q_1(t) = f(y_1(t)) \quad (*)$$



écoulement dénoyé

L'équation (*) est une condition aux limites à l'amont de la chute $Q_1(t)$ est obtenu par calcul de la courbe de remous.

Pour les modèles globaux, où la principale variable est le débit, on se contente de la relation de conservation des débits. L'hydrogramme n'est donc pas modifié au passage d'une chute.

Conclusion :

L'intérêt des modèles globaux par rapport aux modèles rationnels réside dans la possibilité de traiter l'écoulement de l'amont à l'aval. Mais leur inconvénient est l'impossibilité de tenir compte des influences aval sur le partage des flux.

Dans notre étude, pour des considérations pratiques mais surtout parce que l'écoulement dans les conditions, ou plus exactement le débit, n'est que sensiblement affecté par les singularités, on suppose que l'hydrogramme est conservé au passage à travers celles-ci :

Les modèles retenus sont finalement :

Jonction $Q_s(t) = \sum^N Q_e(t)$
 $y_s(t) = y_1(t) = y_2(t) = \dots = y_n(t)$

Bifurcation $Q_e(t) = Q_1(t) + Q_2(t)$
 $y_e(t) = y_1(t) = y_2(t)$

Chute $Q_1(t) = Q_2(t)$
 $y_1(t) = y_2(t)$

III.6 Modelisation des rejets:

La détermination de la qualité des eaux unitaires est encore un sujet de recherche.

Peu d'études ont été entreprises jusqu'à présent dans le but de traiter ce problème, sauf pour quelque pays comme les U.S.A , l'Angleterre , le Canada et la France

L'estimation du déversement unitaire se fait selon deux approches [1]:

-1-Approche expérimentale basée sur l'observation et les mesures in-situ.

-2-Approche modélisatrice basée sur les modèles de simulation théoriques.

Dans notre étude , nous traiterons les différents modèles empiriques et théoriques existants. Car l'approche expérimentale est très coûteuse et les campagnes de mesures n'existent pas en Algérie.

L'objectif de la modélisation de la pollution des eaux est d'estimer les concentrations et le flux de certains paramètres polluants pour quantifier la qualité de ces eaux rejetées sans traitement.

1 Les phénomènes modélisables du système

Les connaissances actuelles sont capables d'expliquer la plupart des phénomènes hydrologiques et hydrauliques liés aux problèmes de déversement.

D'une part l'accumulation et l'entraînement des polluants par ruissellement . Ces connaissances ont permis de modéliser les différents processus:

III.6.2 EVALUATION DE LA CHARGE DEVERSEE :

Le principe d'évaluation de la charge déversée pour chaque déversement , est basé sur la relation suivante:

$$\text{Masse déversé} = C\bar{X} \text{ volume déversé}$$

C: concentration en polluants

Cependant , l'application de cette relation pose deux problèmes:

-1- Le premier concerne l'évaluation du volume déversé qui est moins compliqué, il est déterminé par des méthodes de simulation.

-2- Le deuxième concerne la détermination des concentrations en polluants, car le calcul des apports et des pollutions remises en suspension nécessite la connaissance de l'état de salissure du sol et des dépôts sur le fond du réseau en début de pluie.

Ces données dépendent elles-même des périodes de temps sec et des événements pluvieux qui ont précédé la pluie en cause.

On ne peut les connaître qu'en effectuant une simulation continue à partir d'un événement antérieur suffisamment intense et en supposant qu'il ne restait ni salissure sur le sol ni dépôt sur le fond des conduites à l'issue de cet événement.

Utilisation de la concentration:

Le paramètre important permettant d'évaluer les effets rapides est essentiellement la toxicité du rejet qui dépend du volume rejeté et de la concentration en polluant. [1]

La détermination du volume rejeté est aisée mais le problème se pose par la concentration.

En effet, il est compliqué et onéreux de mesurer les concentrations en polluants et de plus on ne sait pas quel indicateur polluant considère en priorité.

Ceci dépend des caractéristiques hydrauliques, morphologiques du milieu récepteur, et des usages (baignade, pêche...) leur étant associés.

Les indicateurs se regroupent en cinq grandes catégories:

Les MES, matières organiques, métaux lourds, nutriments et bactéries.

MES: La teneur en MES est un élément fondamental de qualité d'une eau et de son impact potentiel. En effet les MES servent de support à la plupart des éléments polluants.

Les matières organiques: telles que la DBO5, DCO, elles sont les plus couramment utilisées pour représenter l'impact potentiel d'un rejet.

Les matériaux lourds: tels que le Zinc (Zn), le Plomb (Pb), le Cuivre qui sont importants lorsque l'usage de la pêche ou de la baignade est à considérer.

.Les bactéries: dont l'impact sur la santé publique est dangereux (baignade).

.Les nutriments : les plus courants sont l'Azote et ses différents dérivé (tels: N-tot, NK ,N-org.....)

Indicateur et valeur de concentration pris en compte:

Dans notre cas puisqu'il s'agit de tester les méthodes définies (voir chapitre IV) sur des cas de réseaux Algerien nous avons donc retenus les paramètres traditionnels, habituellement considérés[1]

L'indisponibilité de valeurs mesurées nous à contraint de prendre des valeurs moyennes de concentration déduites de la littérature[1].

Détermination de la concentration moyenne:

A partir de la référence tableau (1) et tableau (2) on a déduit la valeur moyenne que nous pouvons exprimer en terme de ratios:

paramètre (mg/l)			Caractéristique des bassins			
MES	DBO5	DCO	I (%)	IMP(%)	Surface(ha)	tc(mn)
178	---	142	---	86	61	25
243	78	276	0.37	90	175.4	---

d'ou :
 con MES = 1,385 mg/l/ha
 con DBO5 = 0,44 mg/l/ha
 con DCO = 24,57 mg/l/ha

Tableaux N°1 : Caractéristique Physico-Chimiques des eaux Unitaires par temps sec et lors des pluies ()

B.V	parametre polluants concentration mg/l	EUde temp sec		Eaux unitaires temps de pluie		Eau de ruissel- lement pluvial charges spécifique (kg/ha)	Caracteristiques des B.V		
		moye jour	Nbre comp	moy	Nbre mesures		surface (ha)	taux (%)	I(%)
(YVELINES)	DBO5	397		93		85			
	DCO	374		373		442			
	MEST	379	3	674	25	744	72	39	3,18
	HC	9,2		5,4		2,8			
	pb	0,16		0,44		0,6			
(Paris)	DBO5	106		78		181			
	DCO	242		276		1,235			
	MEST	111	5	243	15	1,543	175,4	90	0,37
	HC	1,5		4,61		32			
	pb	0,037		0,26		2,0			
ST-BAUDILE (Seine & denis)	DBO5	73		75		233			
	DCO	187		316		807			
	MEST	87	3	323	27	1,126	1,145	30	0,4 à 3
	HC	0		3,8		14	(dont 107 ruraux)		
	pb	0		0,36		1,0			
GRAMMONTS (Seine & Den)	DBO5	106		44		105			
	DCO	278		231		611			
	MEST	231	3	243	27	1,071	144	25	1,5
	HC	0		3,7		47			
	pb	0		0,165		0,8			
CHESMAX (SEINE & DENIS)	DBO5	35		83		223			
	DCO	135		529		955			
	MEST	70	3	481	22	1,650	560	19	0,06 à 3
	HC	0		3,6		15	(dont 180 ruraux)		
	pb	0		0,156		0,7			

Caractéristiques des B.V											
Occupation au sol							Paramètre (mg/l)				
bv	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	IMP(%)	surface	TC	MES	DCO	Cu
1	10	60	23	3	4	62	0.7	20	195	126	0.07
2	12	77	2	—	9	86	0.61	25	178	142	0.06
3	10	27	3	48	12	44	1.02	40	276	105	0.096
4	12	53	12	3	21	53	1.81	25	188	130	0.074
5	29	52	8	—	11	69	0.32	12	192	116	0.066

(1) : institutionnelle, (3) : commerciale, (5) : espaces verts
(2) résidentielle, (4) industrielle,

Tableau 1 concentration moyennes dans des eaux rejetées par un réseau d'assainissement par temp de pluie en fonction de caractéristique de B.V.

Remarque:

(1) du tableau N°2: on a choisi le BV N°2 car il correspond mieux aux caractéristique des B.V Algerien et pour compléter on à pris du tableau N°2 les caractéristiques du B.V COTEAUX (Paris).

(2) Ces valeurs de concentrations utilisées sont spécifiques à des sites Américains et Européens.

Ceci ne modifie en rien l'objectif de notre étude qui consiste à mettre en évidence et définir des méthodes d'évaluation des critères d'optimisation retenus.

La considération de la spécificité des resultat(cas de l'Algerie) ne rentre donc pas dans le cadre de cette étude.

III/CONCLUSION:

Modèles retenus:

Pour les ruissellement:

Modèle du reservoir linéaire
Pour l'écoulement en conduite
Modèle de Muskingum linéaire

III.8 METHODE D'ESTIMATION DES COÛT:

III 8.1 COÛT DES TRAVAUX DE TERRASSEMENT:

Le calcul du prix de revient de revient des terrassements en fouille est basé sur deux éléments essentiels:

* Le coût d'utilisation du matériel et engins de terrassement.

* Le coût de la main d'oeuvre.

Le choix du type de terrassement à réaliser est conditionné par l'état et la nature du sol.

Pour déterminer le coût relatif aux travaux de terrassement on repère sur le tracé les différents tronçons du réseau en indiquant:

- Nature du sol (rocheux ou non)
- Type de terrassement:
- Technique à utiliser (outils et les engins de terrassement).
- Volume de terrassement.

- Terrassement en fouille:

Les dépenses dues à cette tâche dépendent de la nature du sol, du type de terrain (terrain de culture ou prairie, voie public), des dimensions de la fouille et du procédé de terrassement utilisé (à la main ou engin mécanique).

On distingue deux cas, suivant la nature du sol :

1- Terrassement dont le prix unitaire est fonction de la profondeur pour un sol non rocheux.

-Coût de l'opération:

Les prix unitaire par m³ :

PU1.....	Pf' [0-2]m	PU6.....	Pf' [5-6]m
PU2.....	Pf' [2-3]m	PU7.....	Pf' [6-7]m
PU3.....	Pf' [3-4]m	PU8.....	Pf' > 8 m
PU4.....	Pf' [4-5]m		

PU : prix unitaire , Pf' : profondeur de fouille

2- Terrassement à prix unitaire fixe : PU/ m³ pour un sol rocheux

-La quantité de mesure du prix:

Volume de fouille V_{fi}

L'unité de mesure : m³

Paramètre de mesure : nature du sol
profondeur de fouille
procédé utilisé

Volume de fouille par trançon:

$$V_{fi} = L(\text{tr}) \cdot l_f \cdot P_{fi}$$

L(tr) : longueur du trançon en [m]

l_f : largeur de fouille en [m]

P_{fi} : profondeur de fouille.

$$\text{coût d'excavation} = V_{fi} \cdot P_{Ui}$$

N° trançon	type	nature du sol	technique à utiliser	volume du terrassement	Prix /m ³	Prix /trançon	cummul
	terra						

III.8.2 COÛT DES CANALISATIONS:

Le coût des canalisations est évalué par référence à plusieurs paramètres : la forme (circulation , ovoïde , en banquettes...)

- Les dimensions , nature des matériaux constitutif , et technique de mise en oeuvre (préfabriquées ou coulées enplace).
- Pour la forme on utilise en Algérie des conduites circulaires.
- Pour la nature des matériaux constitutifs on distingue:

Le grés, le P.V.C, l'amiante-ciment , le béton armé , ou non armé , on utilise en Algérie le béton armé.

Paramètre de calcul:

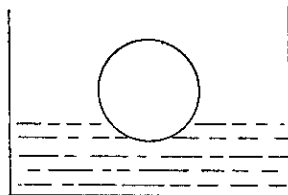
Lit de pose: c'est la couche , généralement de sable , disposée sur le fond de fouille et sur laquelle la conduite devrait être posée pour éviter les efforts de réaction ponctuelle de sol .Les frais de cette tâche comprennent:

- Fourniture des matériaux.
- Transport, fonction de la distance d'apport.
- Mise en oeuvre dans la tranchée y compris le réglage des pentes.

Le coût du lit de sable est estimé en général par m³ de matériaux élaboré avec application d'un prix unitaire englobant tous les frais:

$$V_{lf} = L(\text{tr}) \cdot L_f \cdot E_p$$

- V_{lf} : Volume du lit en [m³]
 $L(\text{tr})$: Longueur du trançon
 L_f : Largeur de fouille du trançon en [m] $L_f = D_{ext} + 0,6$
 D_{ext} :
 E_p : Epaisseur du lit de pose fixe par le projeteur.



Lit de pose de la conduite

TABLEAU RECAPITULATIF DE COÛT DU LIT DE POSE

N° du trançon	Longueur L(tr)	Dext	Largeur Lf	Matériau élaboré	Volume de pose	Prix/m ³	Prix/tr	Cummul

Pose de canalisation :

Quantité de mesure : pour chaque trançon on mesure la longueur du reseau sur le plan tracé.

Le prix /ml : englobe le prix d'achats du ml, fourniture, transport , la pose , l'assemblage des tuyaux.

$$\text{coût/trançon (D.A)} = L(\text{tr}) \cdot P_U (\text{D.A/ml})$$

TABLEAU RECAPITULATIF DE COÛT DU LIT DE POSE

N° de trançon	L(tr)	Forme	Dext	Matériau constitu tifs.	technique mise enoeuvre	Prix/ml	Prix/trançon	Cummul

COÛT DES OUVRAGES ANNEXES:- Quantité de mesure:

*Nombre de branchement particulier : ils sont déterminés à partir du plan de masse.

*Nombre de bouches d'égouts.

*Nombre d'ouvrage d'accès au réseau (cheminé ou regards de visite).

Dans notre étude on ne tiendra compte que du coût des regards

-Paramètre de mesure de coût:

*type : préfabriqué- coulé en place.

dimension

coût = nombre de regards x prix unitaires

type	dimension (mxm)	profondeur (m)	prix unitaires (DA)
1	1,4 x 1,4	6,56	30.000
2	1,9 x 2,0	8,36	65.000
3	2,8 x 2,2	5,26	100.000

TAB 3: PRIX DES DIFFERENTS TYPE DE REGARDS

Tâche	Unité	Quantité de mesure du coût		paramètre de mesure du coût	Obs
		intitulé	Mode de calcul		
Montage des regards de visite	U	Nbre de regards de visite	$N_{rv} = I + E$	$\left[\begin{array}{c} L(tr) \\ \text{-----} \\ \text{dmoy} \end{array} \right]$ Préfabriqué ou coulé sur place -dimension (D, haut)	E:partie entière dmoy=50m
Montage bouches d'égouts	U	Nbre de bouches d'égouts	$N_{be} = E$ (*)	$\left[\begin{array}{c} L(tr) \\ \text{-----} \\ \text{dmoy} \end{array} \right]$ type:ordinaire ou sélectif	dmoy=40m

TABLEAU RECAPITULATIF DES DIFFERENTS TACHES DE O.A.[2]

Remarque:

(*) Si la bouche d'égout existe de part et d'autre de la conduite Nbe est multiplié par deux.

-IV-

RESOLUTION NUMERIQUE

IV.1 INTRODUCTION:

-MISE EN OEUVRE DES MODELES:

Construire ou utiliser un programme informatique ou de façon générale un modèle schématisant les mécanismes réels de fonctionnement d'un réseau consiste en fait à la mise en oeuvre de trois modélisations différentes.

-Une modélisation structurelle qui décrit le réseau à étudier.

-Une modélisation des phénomènes qui donnera une image approchée des phénomènes pris en compte.

-Une modélisation du processus d'étude qui va permettre de déterminer les éléments à définir, la finesse et la précision nécessaire pour chaque résultat, les documents à produire.

Un programme informatique de conception ou de gestion d'un réseau contient des modèles mathématiques de représentation des phénomènes et un modèle numérique de description du support physique (modèle structural) et un modèle précisant le processus d'étude : données de départ- résultats obtenus.

IV.2 LE MODELE STRUCTUREL:

Les phénomènes hydrologiques et hydrauliques intervenant lors du fonctionnement d'un système d'assainissement ont lieu sur deux environnements:

1- Atmosphère et Sol.

c'est le bassin versant.

2- Canalisations et ouvrages spéciaux.

Les réseaux représentés par des tronçons de conduites reliés par des noeuds. Un noeud pouvant représenter un ouvrage spécial, un point singulier ou un exutoire.

Découpage dans l'espace:

1- Le bassin versant:

Definition:

Un bassin est le secteur géographique limité par des lignes de crête. Toutes les eaux qui y ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement.

Pour notre étude, le bassin sera la partie drainée par le réseau, sa frontière par la ligne de partage des eaux et par les points de rejets.

Le bassin est décomposé en une série de sous bassins élémentaires. Chaque sous bassin étant constitué d'une ou de deux zones.

La zone est une aire qui a des caractéristiques spécifiques:

Coefficient de ruissellement constant, occupation du sol et activités homogènes.

Les paramètres caractéristiques sont:

La surface, la longueur du plus long parcours de l'eau, l'imperméabilisation ou coefficient de ruissellement, la pente moyenne, le Lagtime (c'est le temps moyen de parcours de l'hydrogramme de ruissellement).

2-Le réseau:

Les paramètres généralement pris en considération par les modèles existants sont:

-La Longueur:

La conduite étant très longue, elle est découpée en tronçon pour satisfaire certaines contraintes de validité d'un modèle de transfert ou de traitement informatique.

-La Pente:

Elle est déterminé à partir des profils en long. elle est nécessaire pour le calcul de la vitesse d'écoulement.

-La Rugosité de la conduite.

-Le diamètre

Le modèle structurel adopté pour l'application du modèle retenu doit permettre de calculer les hydrogrammes () aux noeuds:

Le noeud est caractérisé par les éléments suivants:

- Au plus trois conduites amonts.
- Trois noeuds amonts.
- Au plus deux sous bassins amonts.
- Au plus deux conduites avales.
- Deux noeuds aval.

Remarque:

Le noeud peut être un élément intermédiaire entre deux conduites un ouvrages ou un exutoire

IV.3 SCHEMA METHODOLOGIQUE DE CALCUL

Ce sous chapitre présente la méthodologie adoptée pour le traitement des modèles retenus ainsi que les schémas conceptuels d'entrée des données.

Les traitements des modèles et les détails de la phase informatique sont présentés dans la notice.

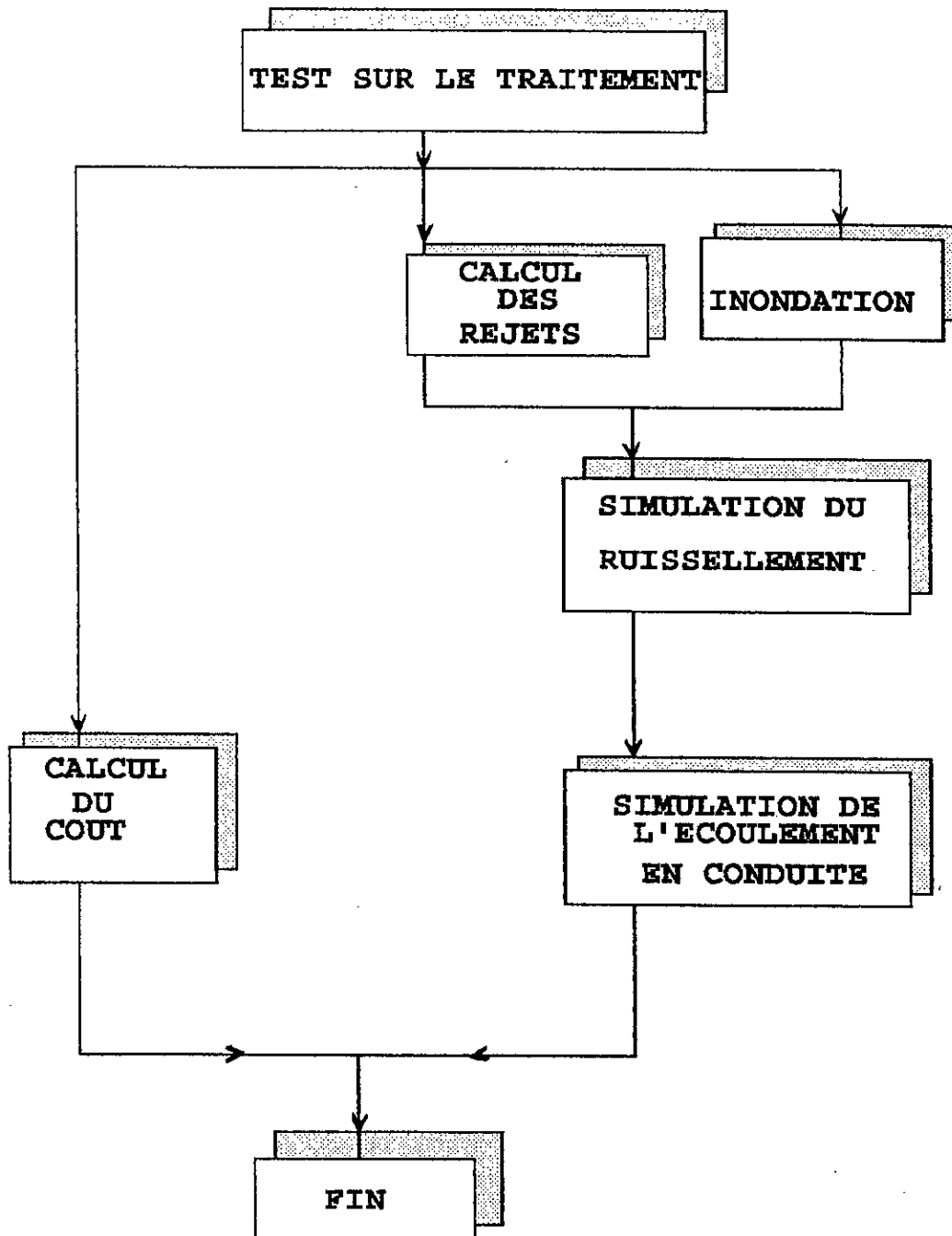


Fig 12 SCHEMA METHODOLOGIQUE DE CALCUL

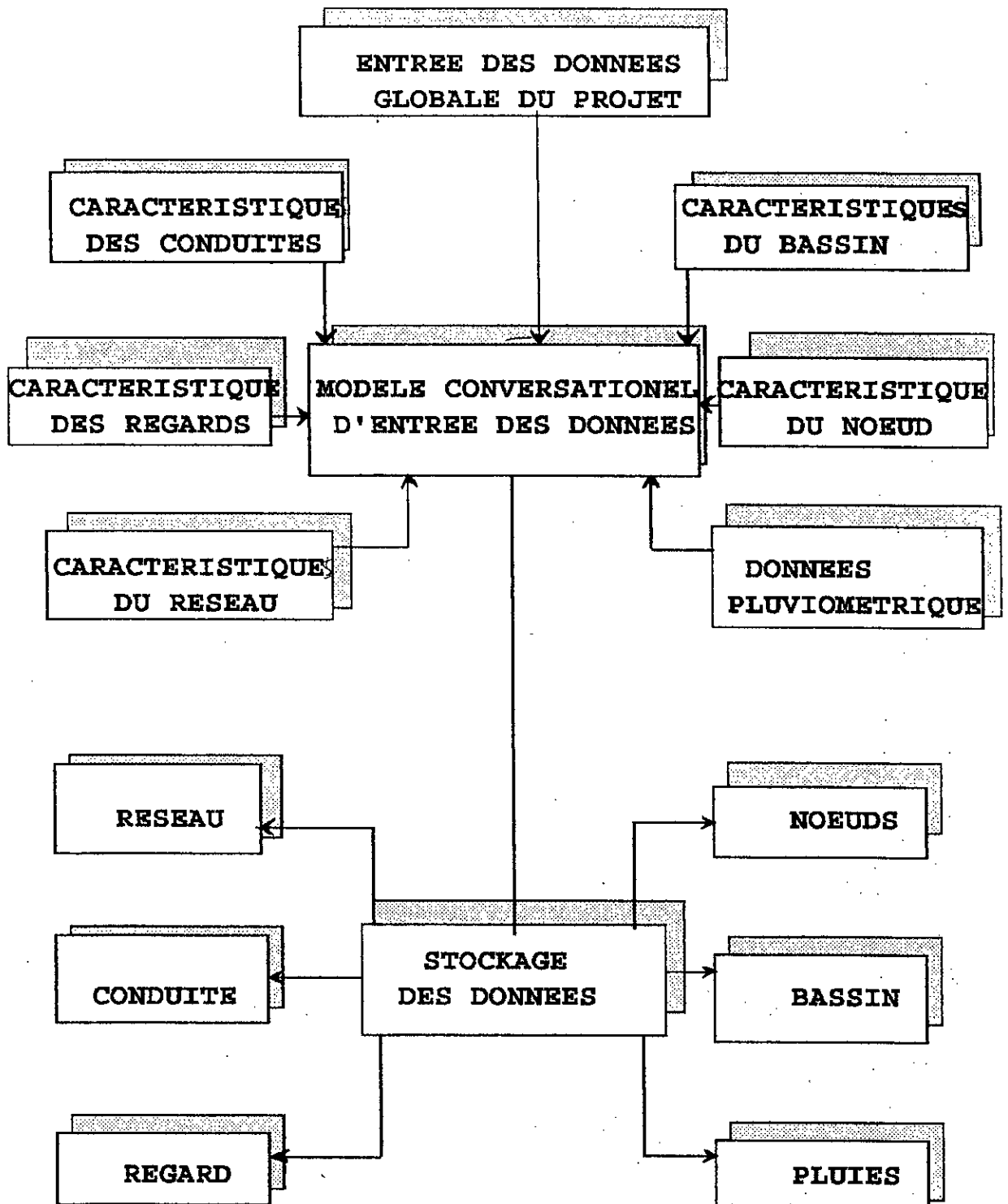


Fig 13 SCHEMA CONCEPTUEL D'ENTREE DES DONNEES

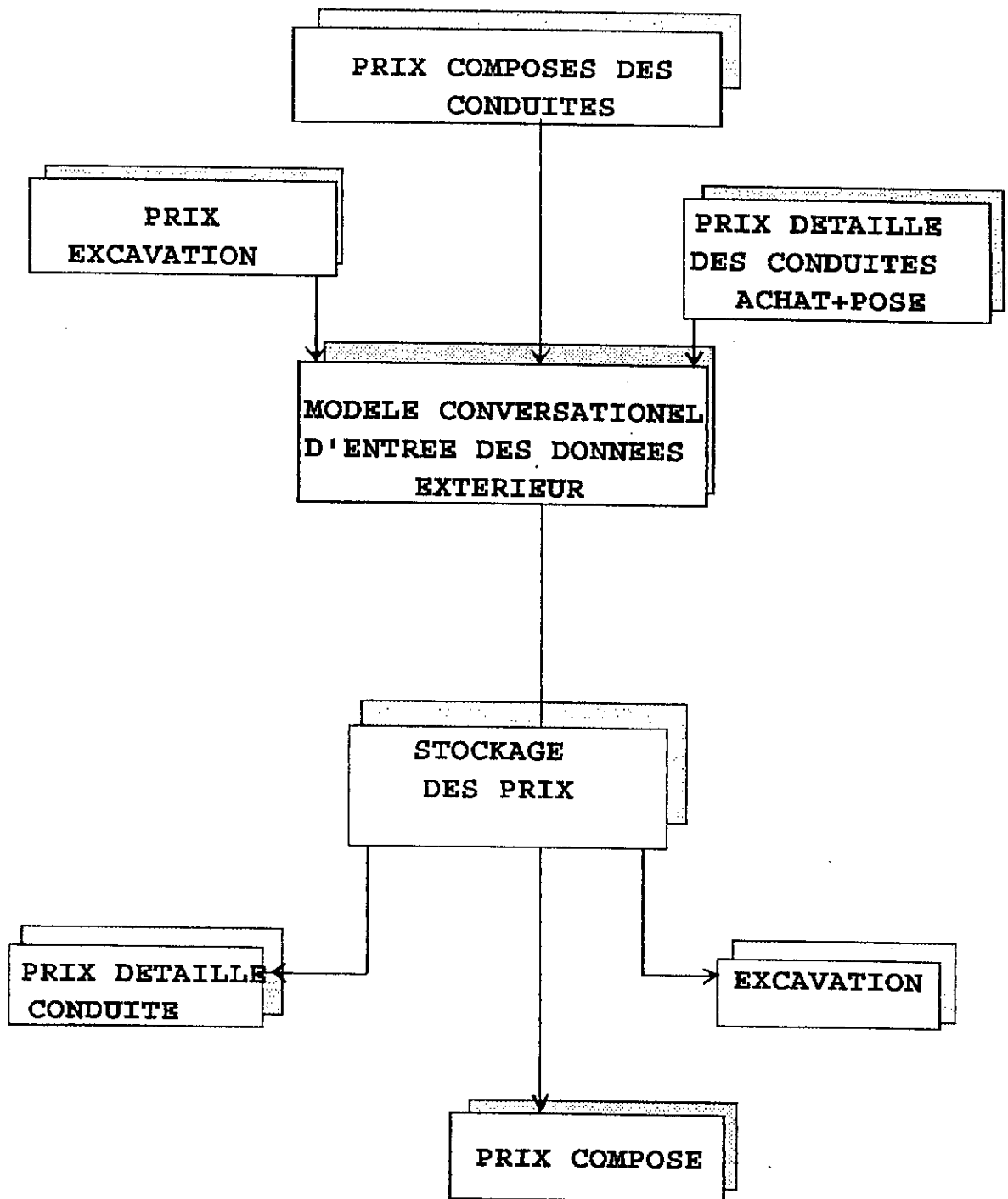


Fig 14 SCHEMA CONCEPTUEL D'ENTREE DES PRIX UNITAIRES

-v-
TEST D'APPLICATION SUR
DEUX RESEAUX ALGERIENS

srf tot (ha)	nbre de logements	nbre de noeuds	nbre de conduites	nbre de bassins	long. tot (m)	nbre de regards	type de sol
8.1550	—	31	30	38	1774.75	43	2

TABLEAU N° 4 Caracteritiques du reseau de AIN-NAADJA

srf tot (ha)	nbre de logements	nbre de noeuds	nbre de conduites	nbre de bassins	long. tot (m)	nbre de regards	type de sol
12.3377	—	29	37	28	1608.00	38	2

TABLEAU N° 5 Caracteristiques du reseau de BLIDA

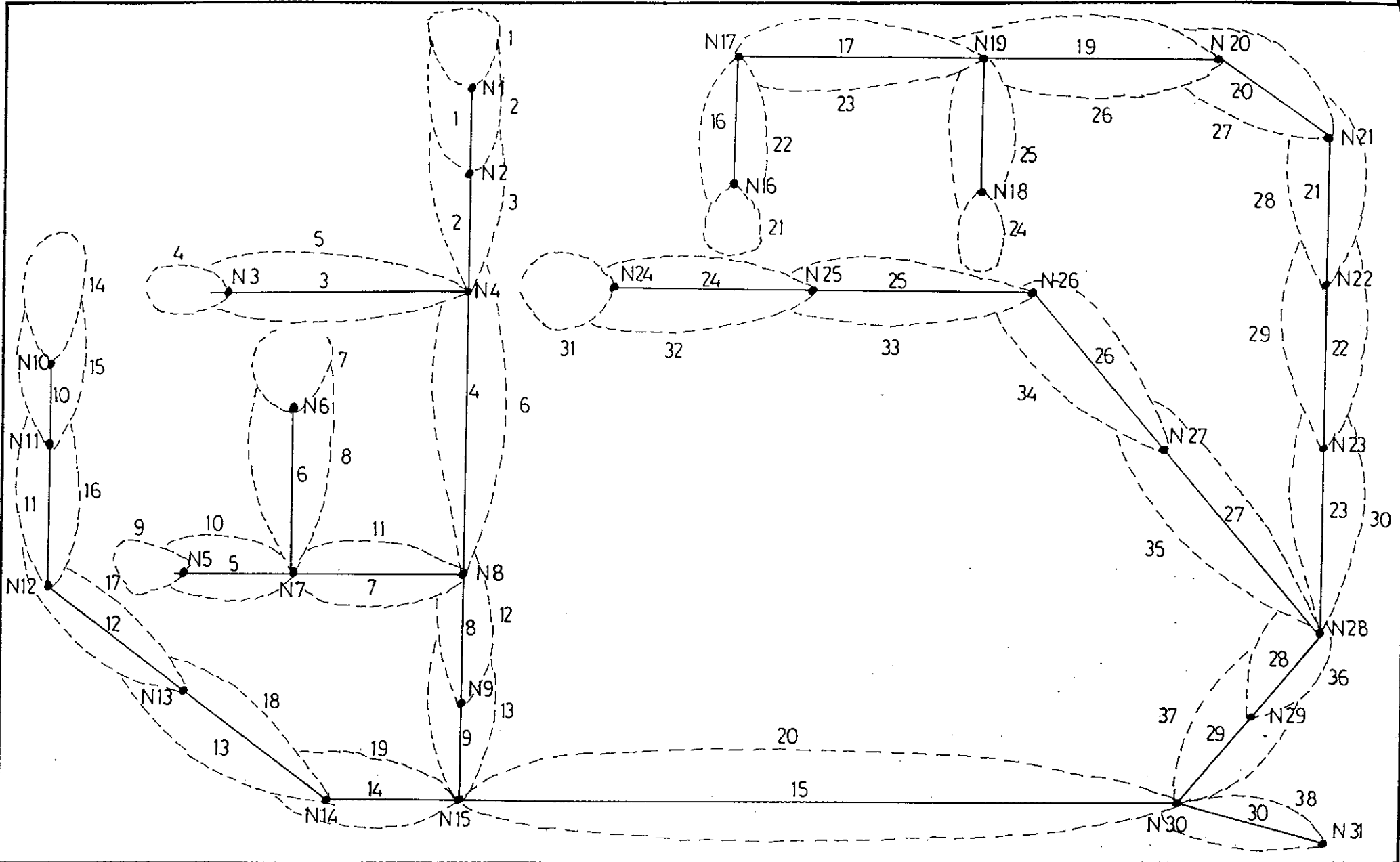


FIG 15 : MODELE STRUCTUREL DU RESEAU TESTE DE AIN_ANNADJA

N°	SBV (ha)	CR	I (m/m)	L (m)	Tc (mn)	L-Time (mn)
1	0.1300	0.90	0.2000	40.00	0.62	16.592
2	0.1100	0.90	0.0370	98.20	2.370	2.597
3	0.2030	0.83	0.0650	105.00	2.010	8.110
4	0.0460	0.90	0.0230	42.84	1.500	0.675
5	0.1240	0.90	0.0220	128.80	3.570	1.741
6	0.1540	0.90	0.0190	104.60	3.220	1.867
7	0.0780	0.90	0.0300	33.15	1.110	1.493
8	0.4460	0.79	0.0110	84.66	3.380	2.950
9	0.0440	0.90	0.0240	40.80	1.420	0.674
10	0.0860	0.90	0.0110	76.88	3.130	0.604
11	0.4000	0.82	0.0200	79.56	2.550	4.890
12	0.2400	0.88	0.0600	91.60	3.220	9.093
13	0.1810	0.82	0.0400	81.60	2.000	4.426
14	0.0260	0.90	0.0300	33.14	1.110	0.498
15	0.0900	0.78	0.0300	42.20	1.340	1.614
16	0.1500	0.82	0.0200	68.85	2.290	1.834
17	0.1730	0.79	0.0400	68.86	1.750	4.160
18	0.2630	0.77	0.0490	81.60	1.850	7.661
19	0.1240	0.84	0.0600	93.50	1.900	4.598
20	0.0500	0.90	0.0500	49.00	1.240	1.595
21	0.0570	0.90	0.0600	37.23	1.210	2.182
22	0.2600	0.84	0.0950	88.30	1.520	15.265
23	0.1170	0.79	0.0380	90.80	2.210	2.673
24	0.1950	0.78	0.0430	80.00	0.910	5.013
25	0.2220	0.78	0.1300	50.00	0.870	17.098
26	0.3400	0.73	0.0780	139.23	2.430	15.410
27	0.2020	0.78	0.0900	80.15	1.500	10.869
28	0.1350	0.90	0.0370	106.40	2.520	3.188
29	0.6560	0.75	0.0570	130.00	2.490	21.978
30	0.1230	0.70	0.0760	130.00	2.230	5.337
31	0.0390	0.90	0.0400	33.15	1.000	0.996
32	0.0520	0.90	0.0500	46.10	1.180	1.659
33	0.0790	0.90	0.0900	46.10	0.940	4.537
34	0.3990	0.76	0.0330	76.30	2.040	7.783
35	0.6300	0.80	0.0230	130.70	3.550	8.760
36	0.0900	0.80	0.0200	47.60	1.720	1.088
37	0.2400	0.87	0.0700	47.16	1.060	10.552
38	0.0310	0.90	0.0760	39.20	0.890	1.503

TABLEAU N°6 Caractéristique des bassins (AIN -NAADJA)

N°	DIA (mm)	L (m)	I (%)	K	NAM	NAV
1	200	88.000	1.00	0.013	1	2
2	250	92.000	1.20	0.013	2	4
3	300	117.00	0.50	0.013	3	4
4	350	84.000	3.00	0.013	4	8
5	200	58.000	0.90	0.013	5	7
6	200	40.000	2.95	0.013	6	7
7	300	53.000	1.35	0.013	7	8
8	350	45.100	4.50	0.013	8	9
9	350	45.100	4.60	0.013	9	15
10	200	35.500	0.53	0.013	10	11
11	200	46.350	2.30	0.013	11	12
12	200	63.250	3.23	0.013	12	13
13	300	63.250	1.00	0.013	13	14
14	300	68.000	3.82	0.013	14	15
15	450	34.000	3.00	0.013	15	30
16	200	67.400	3.75	0.013	16	17
17	250	79.000	5.55	0.013	17	19
18	200	44.300	7.00	0.013	18	19
19	400	80.000	5.00	0.013	19	20
20	400	69.000	5.00	0.013	20	21
21	400	86.000	2.30	0.013	21	22
22	400	68.750	4.20	0.013	22	23
23	450	68.750	4.50	0.013	23	28
24	200	41.000	4.35	0.013	24	25
25	200	41.000	6.75	0.013	25	26
26	250	61.000	0.55	0.013	26	27
27	250	61.000	1.50	0.013	27	28
28	450	42.500	4.08	0.013	28	29
29	450	42.500	4.44	0.013	29	30
30	600	30.000	0.75	0.013	30	31

TABLEAU N°7 Caracteristiques des conduites (AIN-NAADJA)

°	CAM1	CAM2	CAM3	CAV1	CAV2	NAM1	NAM2	NAM3	NAV1	NAV2	BV1	BV2	EXU.
0	0	0	0	1	0	0	0	0	2	0	1	0	0
1	0	0	0	2	0	1	0	0	4	0	2	0	0
0	0	0	0	3	0	0	0	0	4	0	4	0	0
2	3	0	0	4	0	2	3	0	8	0	3	5	0
0	0	0	0	5	0	0	0	0	7	0	9	0	0
0	0	0	0	6	0	0	0	0	7	0	7	0	0
5	6	0	0	7	0	5	6	0	8	0	10	8	0
4	7	0	0	8	0	4	7	0	9	0	6	11	0
8	0	0	0	9	0	8	0	0	15	0	12	0	0
0	0	0	0	10	0	0	0	0	11	0	14	0	0
10	0	0	0	11	0	10	0	0	12	0	15	0	0
11	0	0	0	12	0	11	0	0	13	0	16	0	0
12	0	0	0	13	0	12	0	0	14	0	17	0	0
13	0	0	0	14	0	13	0	0	15	0	18	0	0
9	14	0	0	15	0	9	14	0	13	0	13	19	0
0	0	0	0	16	0	0	0	0	17	0	21	0	0
16	0	0	0	17	0	16	0	0	19	0	22	0	0
0	0	0	0	18	0	0	0	0	19	0	24	0	0
17	18	0	0	19	0	17	18	0	20	0	23	25	0
19	0	0	0	20	0	19	0	0	21	0	26	0	0
20	0	0	0	21	0	20	0	0	22	0	27	0	0
21	0	0	0	22	0	21	0	0	23	0	28	0	0
22	0	0	0	23	0	22	0	0	28	0	29	0	0
0	0	0	0	24	0	0	0	0	25	0	31	0	0
24	0	0	0	25	0	24	0	0	26	0	32	0	0
25	0	0	0	26	0	25	0	0	27	0	33	0	0
26	0	0	0	27	0	26	0	0	28	0	34	0	0
27	27	0	0	28	0	23	27	0	29	0	30	35	0
28	0	0	0	29	0	28	0	0	30	0	36	0	0
29	15	0	0	30	0	29	15	0	31	0	37	20	1
30	0	0	0	0	0	30	0	0	0	0	38	0	1

TABLEAU N° 8 : Caractéristiques des noeuds (Ain-Naâdja)

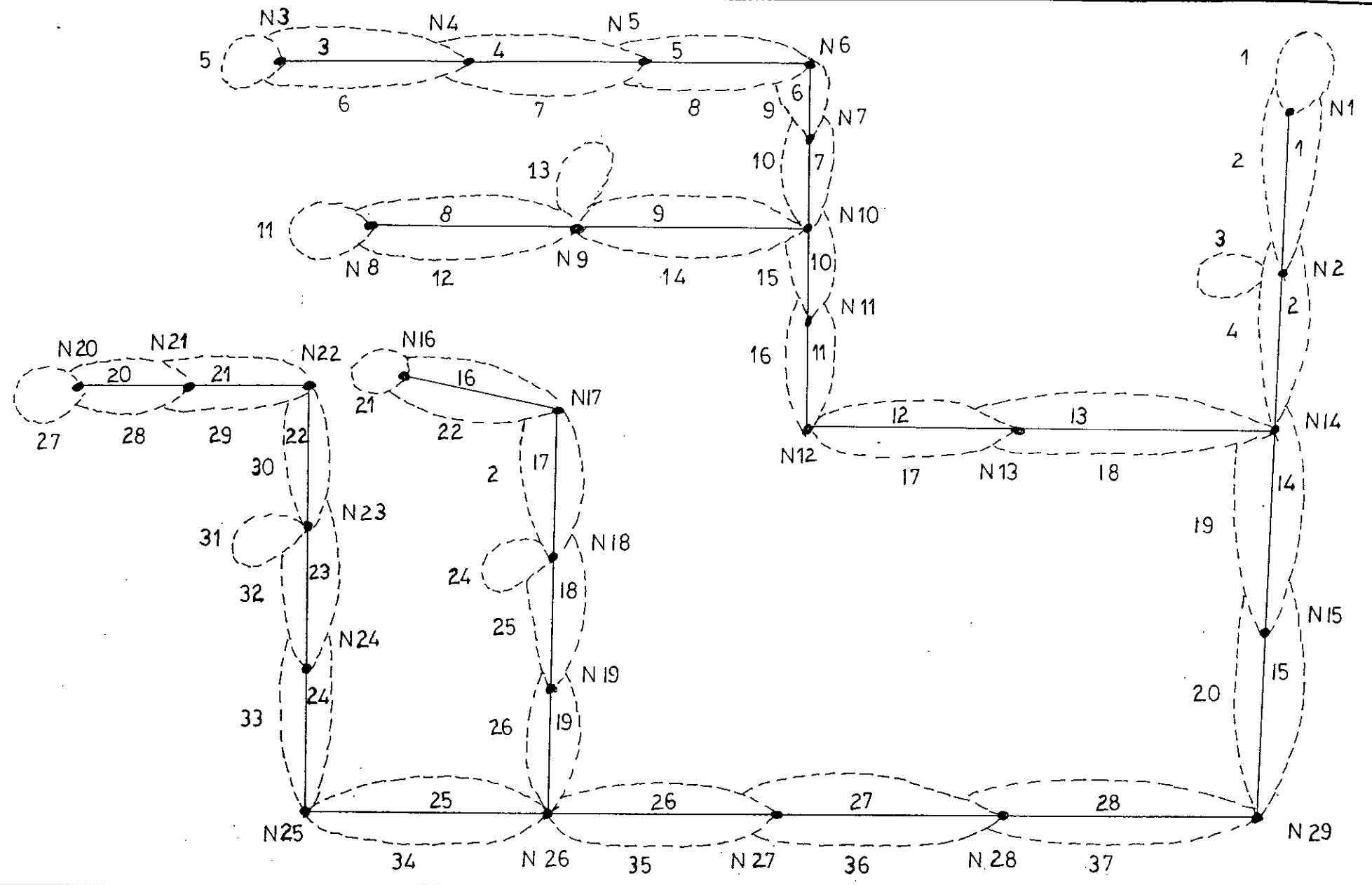


FIG 16: MODELE STRUCTUREL DU RESEAU TESTE DE BLIDA

N°	SBV(ha)	CR	I (m/m)	L (m)	Tc (mn)	L-Time(mn)
1	0.2950	0.80	0.0039	91.50	5.34	10.16
2	0.3240	0.75	0.0088	75.50	3.37	6.74
3	0.4000	0.79	0.0150	99.50	3.40	6.26
4	0.5700	0.75	0.0049	129.50	6.28	11.74
5	0.1000	0.90	0.0140	63.00	2.45	4.61
6	0.5700	0.90	0.0137	82.00	3.03	5.38
7	0.2740	0.84	0.0131	221.75	6.62	10.45
8	0.0630	0.90	0.0129	87.65	3.26	5.84
9	0.2750	0.74	0.0025	86.00	6.04	12.18
10	0.3700	0.81	0.0014	87.00	7.66	14.74
11	0.6820	0.82	0.0069	125.00	5.45	9.59
12	0.4440	0.84	0.0077	86.00	3.92	7.24
13	0.4000	0.83	0.0040	86.00	5.04	9.48
14	0.1602	0.90	0.0080	80.00	3.65	6.64
15	0.3756	0.80	0.0049	64.00	3.71	7.45
16	0.3876	0.79	0.0010	77.50	10.37	15.92
17	0.2317	0.89	0.0120	90.50	3.44	6.10
18	0.4130	0.72	0.0095	46.25	2.24	4.94
19	0.6790	0.89	0.0020	161.00	10.67	17.62
20	0.3470	0.82	0.0057	65.00	3.55	6.99
21	0.2520	0.82	0.0070	72.00	3.55	6.87
22	0.1175	0.77	0.0100	62.00	2.77	5.65
23	0.0630	0.90	0.0050	56.70	3.36	6.55
24	0.5930	0.80	0.0095	172.00	6.16	10.38
25	0.6256	0.85	0.0037	210.50	10.36	16.60
26	0.2050	0.84	0.0010	60.00	6.79	13.27
27	0.4100	0.88	0.0130	61.50	5.81	4.68
28	0.3250	0.82	0.0140	140.00	4.53	7.78
29	0.4100	0.88	0.0130	61.50	2.47	4.68
30	0.2520	0.82	0.0070	72.00	3.55	6.87
31	0.0575	0.90	0.0100	74.00	3.16	5.84
32	0.1685	0.75	0.0035	59.00	3.97	8.44
33	0.4400	0.85	0.0017	108.50	8.39	15.20
34	0.1060	0.90	0.0010	98.000	9.50	17.35
35	0.1835	0.90	0.0020	70.000	5.62	10.66
36	0.4560	0.80	0.0040	58.700	3.75	7.65
37	0.3120	0.80	0.0052	103.25	5.25	9.74

TABLERAU N° 9 Caracteristiques des bassins (BLIDA)

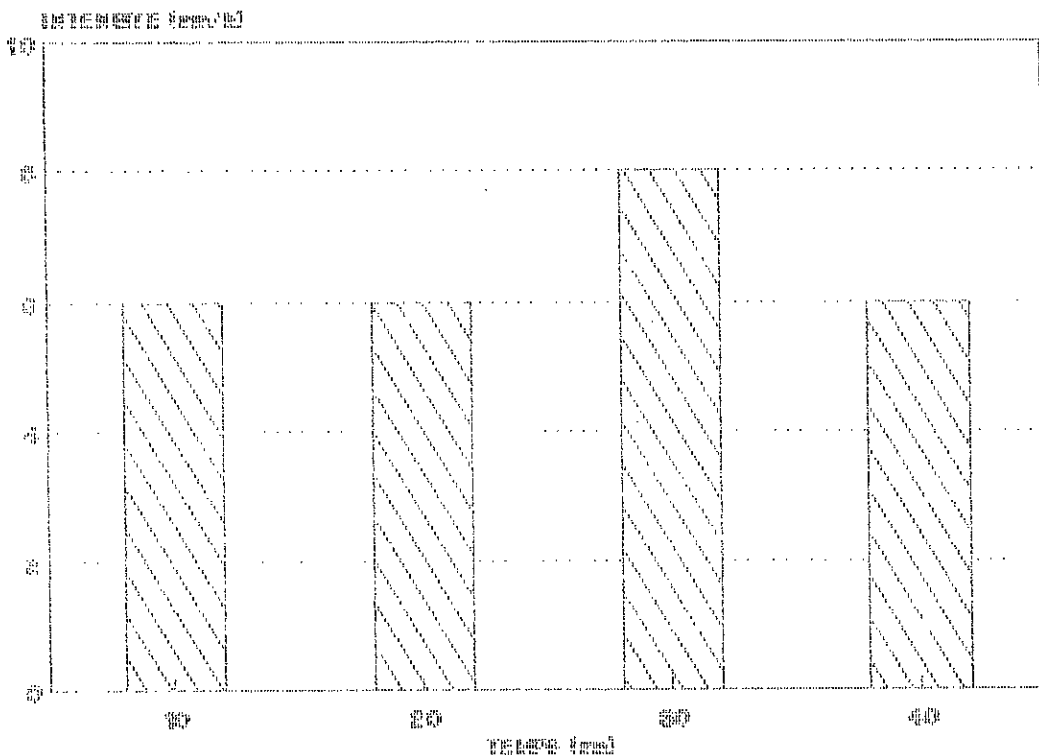
N°	DIA (mm)	L(m)	I (%)	K	NAM	NAV
1	200	55.000	1.00	0.00	1	2
2	250	102.000	1.00	0.00	2	14
3	200	76.500	0.70	0.00	3	4
4	200	92.500	0.50	0.00	4	5
5	200	78.500	0.50	0.00	5	6
6	300	54.000	1.00	0.00	6	7
7	300	40.000	1.00	0.00	7	10
8	300	45.250	1.00	0.00	8	9
9	350	79.000	1.00	0.00	9	10
10	400	49.000	1.00	0.00	10	11
11	400	50.250	1.00	0.00	11	12
12	400	44.250	1.00	0.00	12	13
13	400	44.250	1.00	0.00	13	14
14	600	58.500	0.80	0.00	14	15
15	600	66.000	0.80	0.00	15	29
16	200	29.000	0.50	0.00	16	17
17	250	47.500	0.50	0.00	17	18
18	300	55.000	0.50	0.00	18	19
19	300	54.000	0.50	0.00	19	26
20	200	41.000	1.00	0.00	20	21
21	250	75.000	2.00	0.00	21	22
22	250	60.000	3.00	0.00	22	23
23	300	54.000	0.50	0.00	23	24
24	350	54.000	0.50	0.00	24	25
25	400	92.500	0.90	0.00	25	26
26	700	22.500	0.80	0.00	26	27
27	1500	46.000	0.80	0.00	27	28
28	1500	96.500	1.00	0.00	28	29

Tableau N°10 Caracteristiques des conduites (BLIDA)

N°	cam	cam	cam3	cav1	cav	nam1	nam2	nam3	nav1	nav2	bv1	bv2	exu
1	0	0	0	1	0	0	0	0	2	0	1	0	0
2	1	0	0	2	0	1	0	0	14	0	2	3	0
3	0	0	0	3	0	0	0	0	4	0	5	0	0
4	3	0	0	4	0	3	0	0	5	0	6	0	0
5	4	0	0	5	0	4	0	0	6	0	7	0	0
6	5	0	0	6	0	5	0	0	7	0	8	0	0
7	6	0	0	7	0	6	0	0	10	0	9	0	0
8	0	0	0	8	0	0	0	0	9	0	11	0	0
9	8	0	0	9	0	8	0	0	10	0	12	13	0
10	9	7	0	10	0	9	7	0	11	0	10	14	0
11	10	0	0	11	0	10	0	0	12	0	15	0	0
12	11	0	0	12	0	11	0	0	13	0	16	0	0
13	12	0	0	13	0	12	0	0	14	0	17	0	0
14	13	2	0	14	0	13	2	0	15	0	18	4	0
15	14	0	0	15	0	14	0	0	29	0	19	0	0
16	0	0	0	16	0	0	0	0	17	0	21	0	0
17	16	0	0	17	0	16	0	0	18	0	22	0	0
18	17	0	0	18	0	17	0	0	19	0	23	24	0
19	18	0	0	19	0	18	0	0	26	0	25	0	0
20	0	0	0	20	0	0	0	0	21	0	27	0	0
21	20	0	0	21	0	20	0	0	22	0	28	0	0
22	21	0	0	22	0	21	0	0	23	0	29	0	0
23	22	0	0	23	0	22	0	0	24	0	30	31	0
24	23	0	0	24	0	23	0	0	25	0	32	0	0
25	24	0	0	25	0	24	0	0	26	0	33	0	0
26	25	19	0	26	0	25	19	0	27	0	34	26	0
27	26	0	0	27	0	26	0	0	28	0	35	0	0
28	27	0	0	28	0	27	0	0	29	0	36	0	0
29	28	15	0	0	0	28	15	0	0	0	37	20	1

TABLEAU N°11 Caracteristiques des noeuds (BLIDA)

HYDROGRAPH 1



HYDROGRAPH

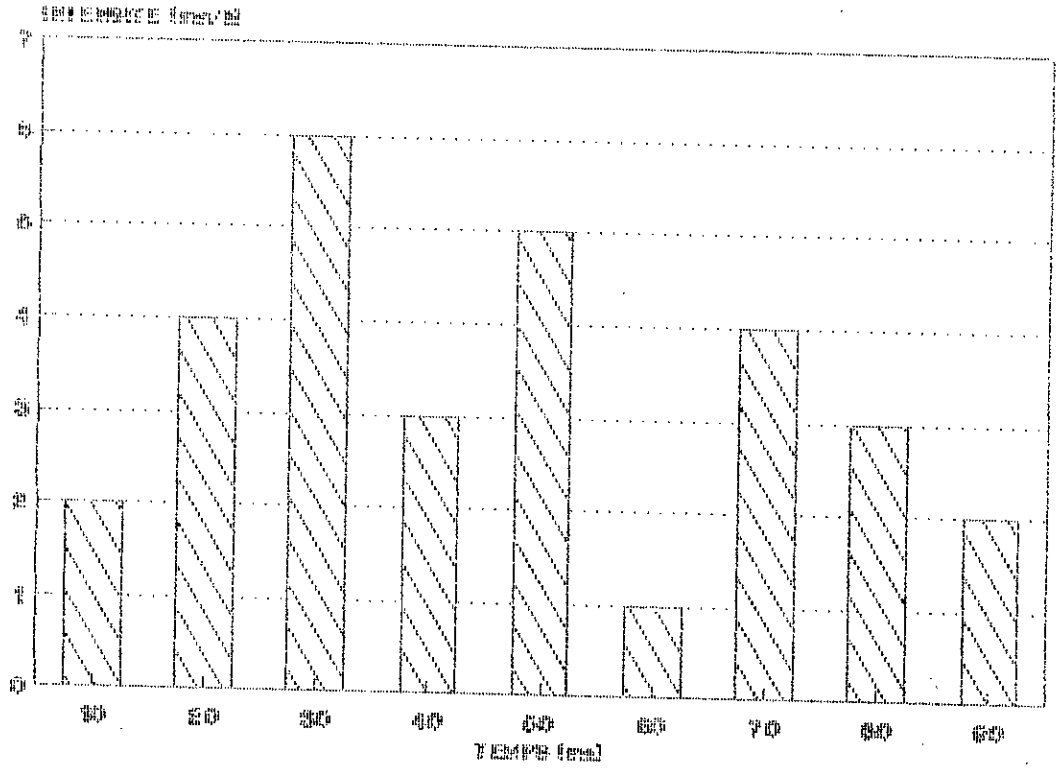
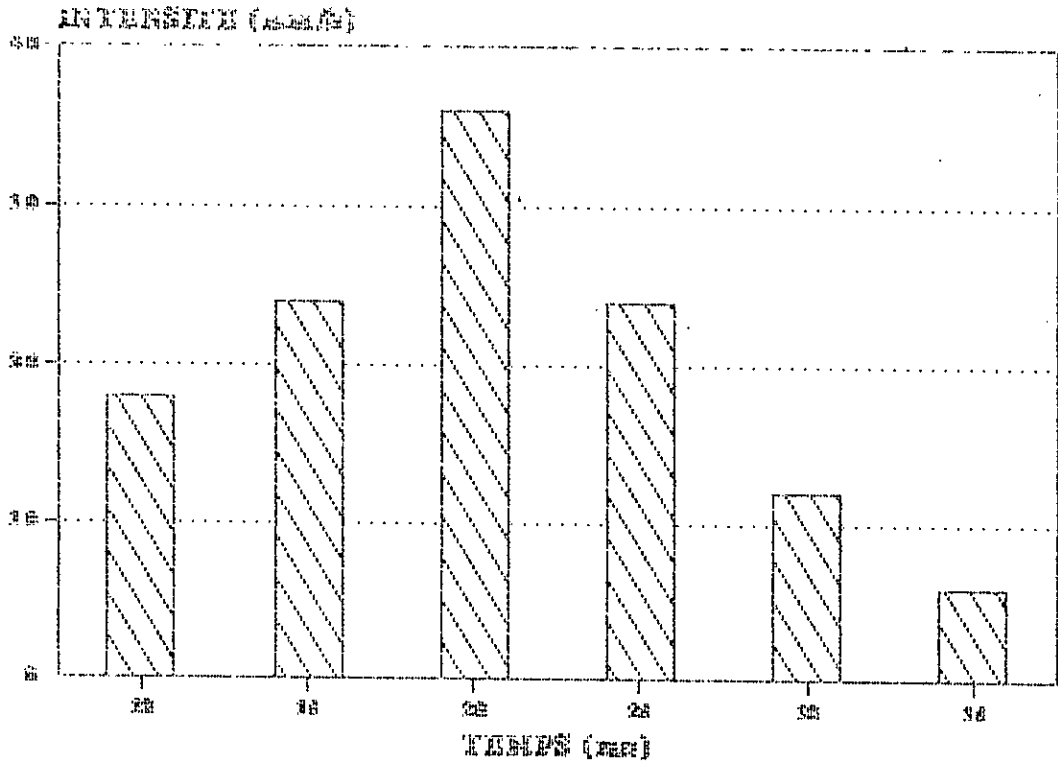
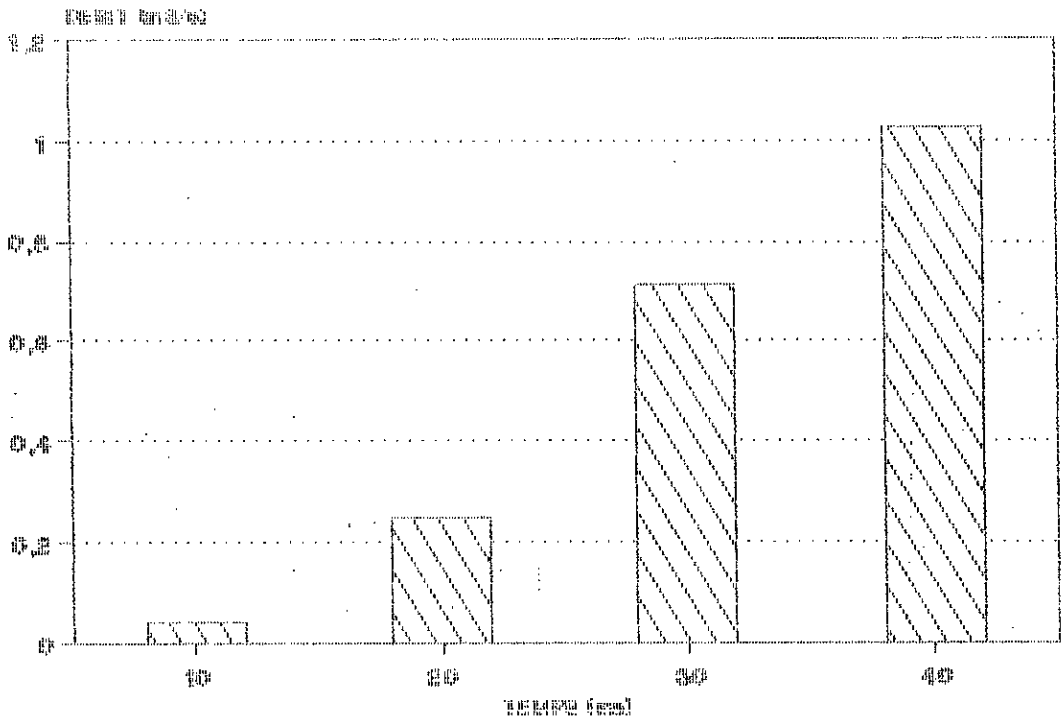


FIGURE 3

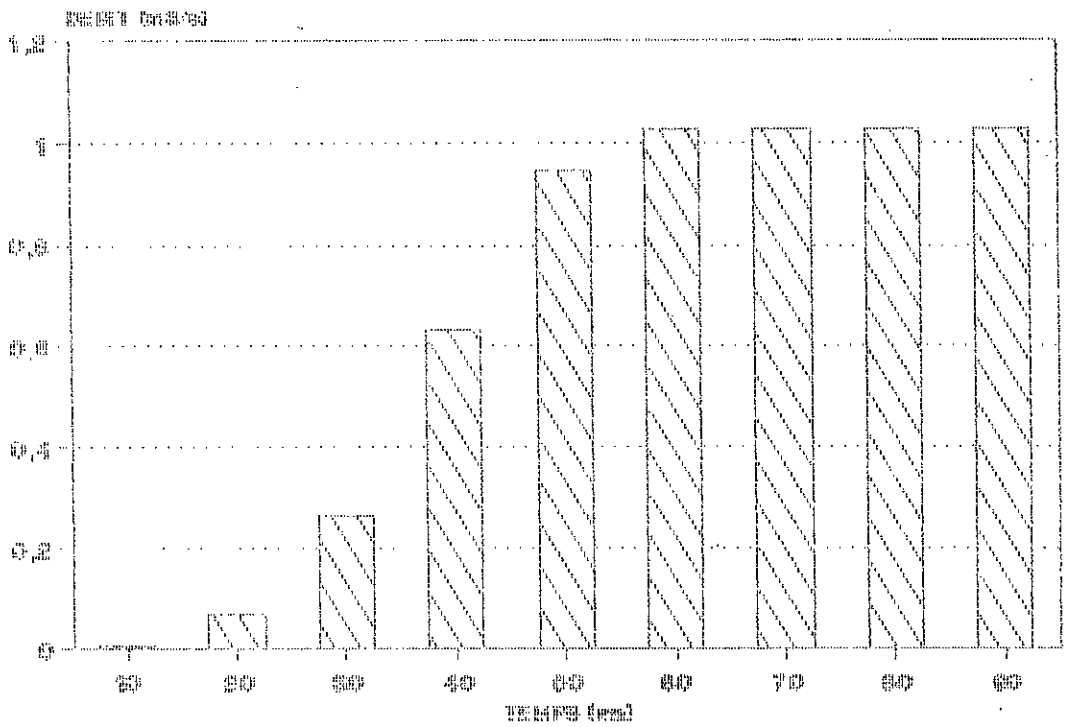


RESULTATS

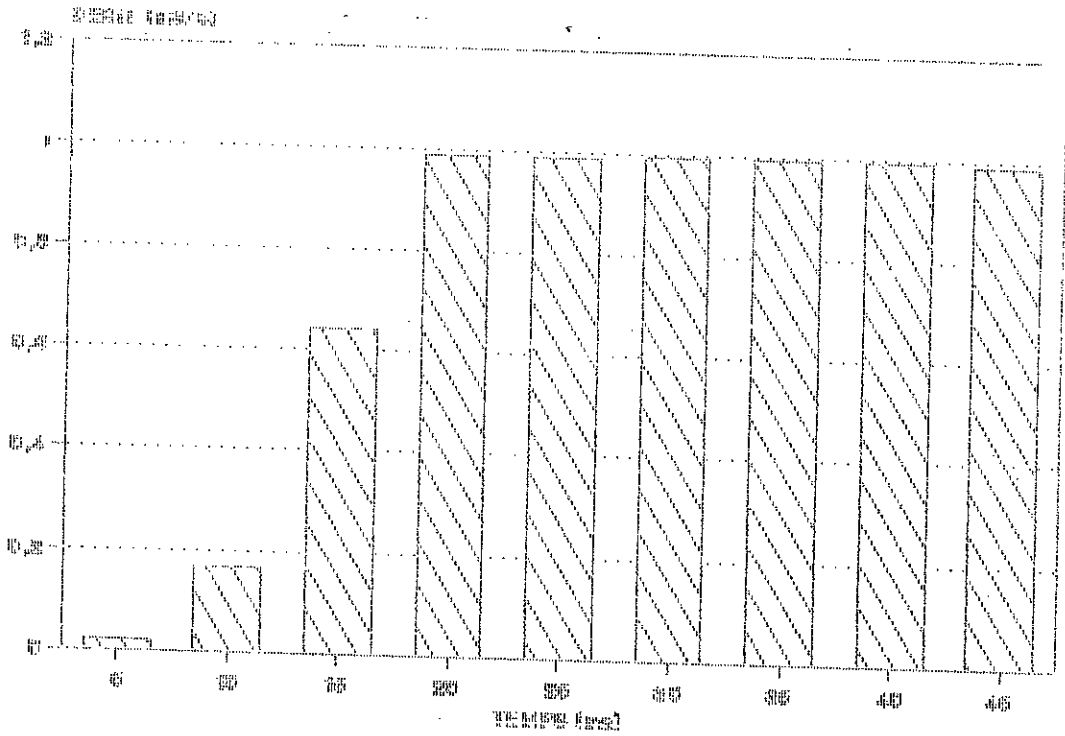
DEBIT A L'EGOUTAGE DESAUX PLUVIAUX
BOUTIQUE N° 1 (Hyeto 1)



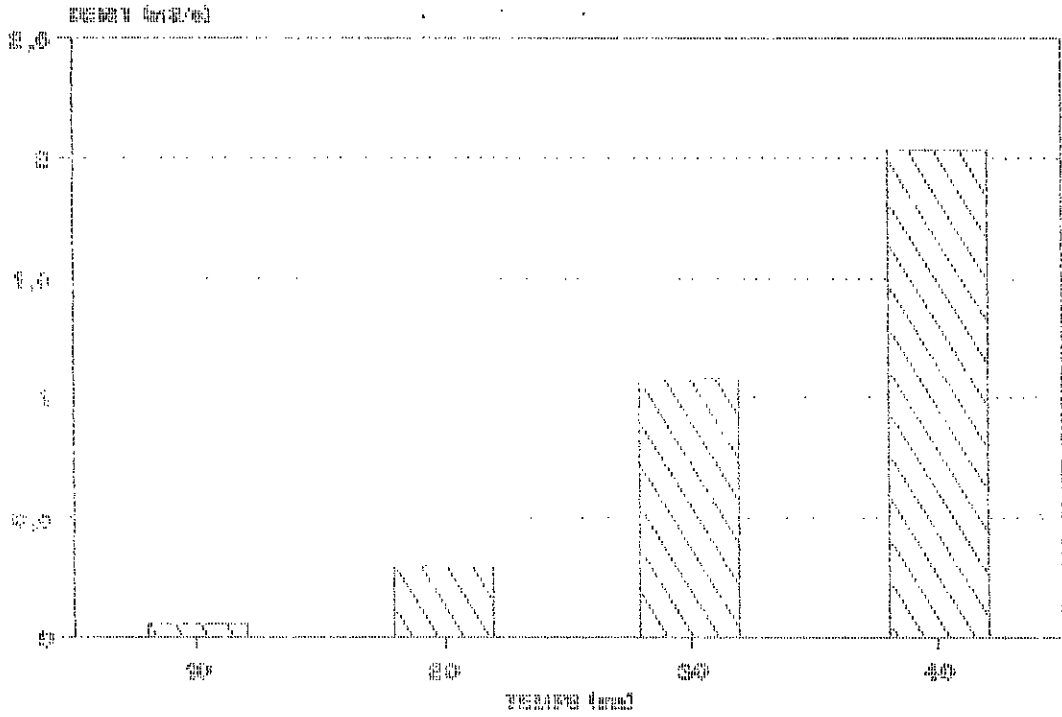
DEBIT A L'ENTREE RESEAU AIR-MAQUA
 AUTOMNE 21 (Hyeto 2)



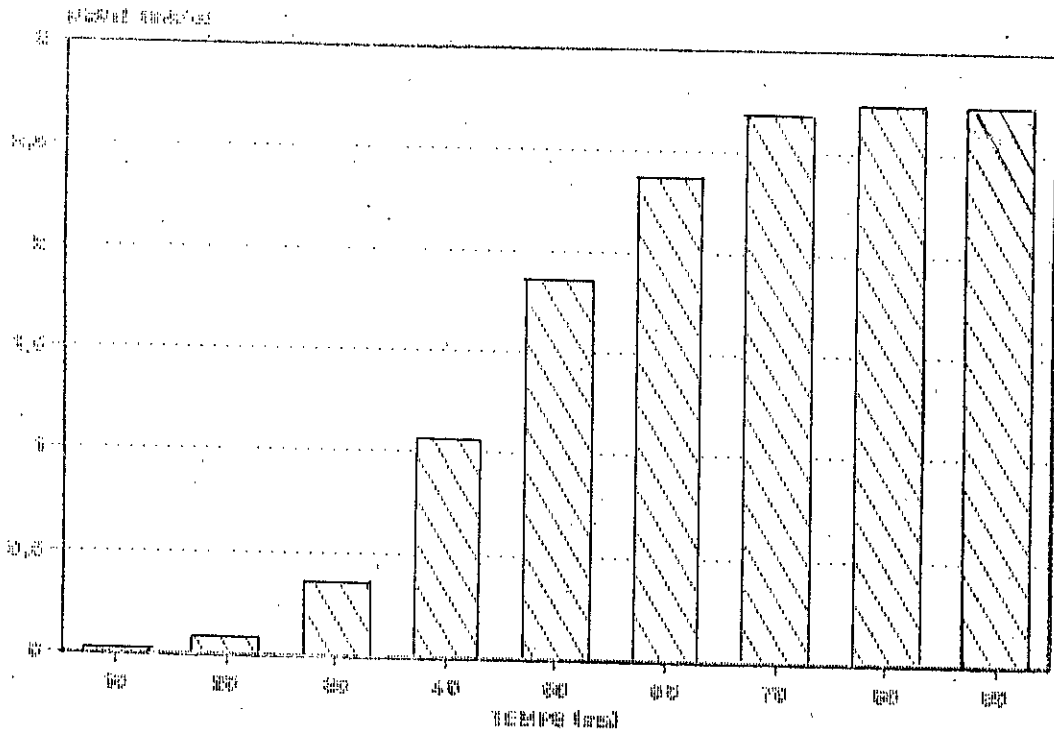
DEBIT A L'ENTREE RESEAU ANNUEL
 ROUTE N° 37 (Hyeto 3)



DEBIT A L'EXTREMITE RESEAU DE BLIDA
EXTREMITE NEE (Hyeto 1)



DEBIT A L'EXUTOIRE RESEAU DE BLIDA
 EXERCICE N° 27 (Hyto 2)



RESEAU DE AIN NAADJA			
	Hyeto 1	Hyeto 2	Hyeto 3
V Deversé m ³	614	615	297
MES g/ha	847,3	848,7	409,9
DBO5 g/ha	270,16	270,6	130,7
DCO g/ha	963,9	965,5	466,3

TABLEAU N°12 Masse deversée sur l'ensemble du réseau (AINNAADJA)

Elements de mesure	AIN-NAADJA	BLIDA
POSE ET ACHAT DES CONDUITES	901711.03 DA	1775393.27 DA
EXCAVATION	259263.84 DA	369151.20 DA
REGARDS	1290000.00 DA	1420000.00 DA
COUT TOTAL DU RESEAU	2450974.87 DA	3554544.47 DA

TABLEAU N°13 COUT TOTAL DES RESEAUX

NOTICE

FONCTIONNEMENT DES PROGRAMMES

Entrées des données:

Pour donner à notre programme une certaine souplesse nous avons opté pour le mode conversationnel qui permet à l'utilisateur de stocker des données pour le réseau de son choix.

L'entrée des données nécessite au préalable une numérotation de tous les éléments constitutifs du système (bassins, noeuds et conduite).

Les noeuds doivent être numérotés par ordre croissant dans le sens de l'écoulement (voir fig n°:15).

Les fichiers:

1- Fichiers caractéristique du projet:

Ce sont des fichiers texte à accès directe contenant les caractéristiques physiques du réseau (bassins, conduites, regards).

Liste des fichiers:

- Nom du projet.Res : fiche d'identification du réseau
- Nom du projet.Bas : caractéristiques des bassins
- Nom du projet.Noce : relations entre les noeuds du réseau
- Nom du projet.Con : caractéristiques des conduites
- Nom du projet.Reg : nombre et type des regards
- Pluie.Don : hyetogrammes
- Monogram.Don : Valeurs de R_q , R_h et R_v déterminées à partir d'abaque.

2- Fichiers prix unitaires:

Ce sont également des fichiers à accès direct contenant les prix unitaires des éléments de mesure: canalisation, terrassement en fouille, ouvrages annexes (regards).

Liste des fichiers prix unitaires:

Nous avons envisagé deux options en ce qui concerne le coût des canalisations:

Option prix détaillé

Excavat.Cou : Prix d'excavation en fonction du type de sol et de la profondeur de fouille.
Conduite.Cou : Prix détaillé achat et pose des conduites.
Regard.Cou : Prix des regards par type.

Option prix composé

Prixcom.Cou : Prix composé (pose, achat et excavation).

Fichier	Parametre	Procédure d'entrée des données par clavier
Ainnadj . Res Blida . Res	Reséau	Entrez le nom du réseau :?
	Sr	Surface (≤ 200 ha) :?
	nigt	Nombre de logements :?
	nbn	Nombre de noeuds :?
	nbb	Nombre de Bassins :?
	Ltr	Longueur total du réseau :?
	mr	Nom du milieu receptrer :?
Ainnadj . Noe Blida . Noe	Noeud j j=1,nbn	Noeud j
	Cami	Conduite Amont (au max 3)
		Cam1 :?
		Cam2 :?
		Cam3 :?
	Cavi	Conduite Aval (au max 2)
		Cav1 :?
		Cav2 :?
	Nami	Noeuds Amont (au max 3)
		Nam1 :?
		Nam2 :?
		Nam3 :?
	Navi	Noeuds Aval (au max 2)
		Nav1 :?
Nav2 :?		
Bvi	Bassin Amont (au max 2)	
	Bv1 :?	
	Bv2 :?	
Ainnadj . Bas Blida . Bas	Bassin . i (i=1,nbb)	Bassin i
	Sbv	Surface (ha) :?
	Cr	Coefficient de ruissellement :?
	Pntb	Pente hydraulique moyenne(m/m) :?
	Lgb	Longueur du plus long parcour (m) :?

Ainnadj . Con Blida . Con	Conduite i (i=1,nbc) dia lng pnt rug nam nav	Conduite i Diametre (mm) :? Longueur (m) :? Pente (%) :? Rugosité :? n°: du noeud Amont :? n°: du noeud Aval :?
Ainnadj . Reg Blida . Reg	nbri	Menu des types de regards Nombre de regards de type 1 :? Nombre de regards de type 2 :? Nombre de regards de type 3 :? Arr.t automatique si la somme=nbre total de regards
Conduite . Cou	serie nds dia Pu	Serie de conduite :? Nombre de diametres normalis.s :? Diametre i (mm) :? Prix d.taill. (DA) :? (pause et achat)
Excavat . Cou	Pu Pf(i) Pu(i)	Sol rocheux Entrez le prix unitaire DA/m3 :? Sol meuble Entrez le prix unitaire pour la profondeur pf(i) :?
Prix Com . Cou	Pc	Entrez le prix par m/l de conduite :?

Pluie • Don		Menu des regions pluviometriques (r)	
	r	Entrez votre choix	:?
	n	Nombre d'hydrogrammes	:?
	Deltat	Le pas de temps	:?
	nbp	Nombre de pas de temps	:?
	int	Les intensit.s mm/h	:?
		Autre r.gion o/n	:?

LISTE DES VARIABLES DE CALCUL

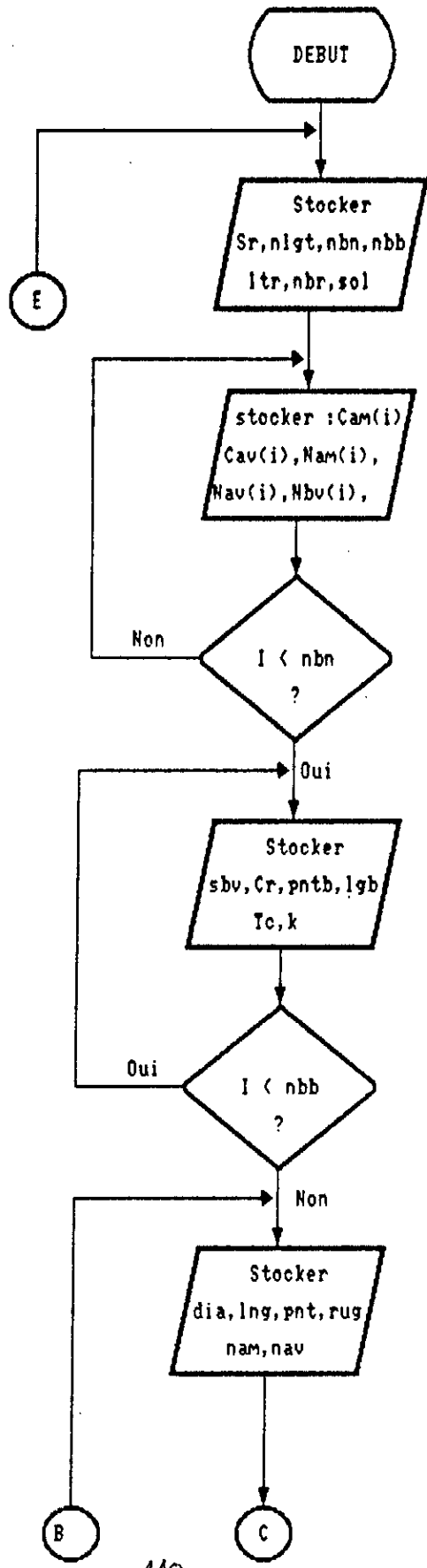
_ Calcul des rejets

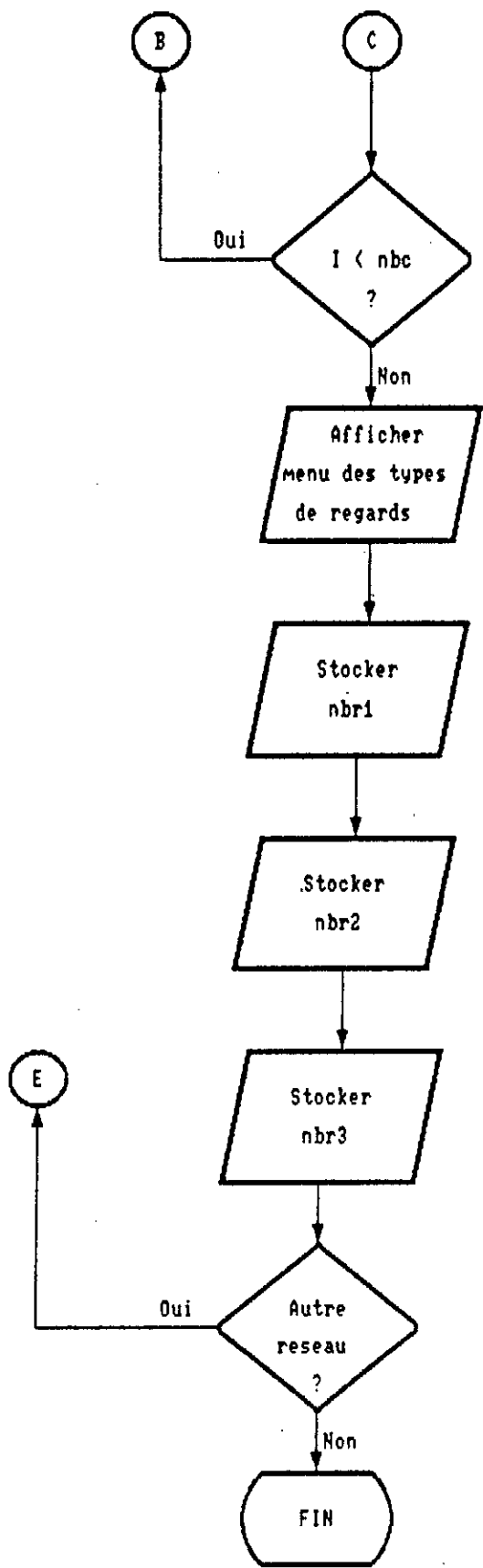
$b(i,7) = X$	Lag-time du bassin $i1$
$cd(a,3)$	Longueur de la conduite a
$cd(a,2)$	Diametre de la Conduite a
$cd(a,4)$	Pente
$c1, c2, c3$	Coefficients du modèle (Muskingum)
$\text{deltat} = P(i3,3)$	Pas de Temps
LT	Lag-time
$n1, n2$	numeros des pluies
nbp	nombre de pluies
$NT = P(i3,4)$	nombre de pas de temps
$n(i,12), n(i,13)$	BV1, BV2
$n(i,2), n(i,3)$	Cam1, Cam2
$n(i,7), n(i,8)$	Nam1, Nam2
$n(i,5), n(i,6)$	Cav1, Cav2
$n(i,10), n(i,11)$	Nav1, Nav2
$n(i,14) = 1$	exutoire
$QR(i,m)$	Debit ruisellé au noeud i , pas de temps m
$Qe(i,m)$	Debit entrant " "
$Qs(a,m)$	Debit sortant de la conduite a , au pas m
$Qs(k,m)$	Debit écoulé au noeud aval k , pas m
Qps	Debit a pleine section
$Qex(k,m)$	Debit à l'exutoire k au pas de temps m
Rq	Qe/Qps
$\pi(3)$	nombre de noeuds
vps	Vitesse à pleine section
$Vi(v,1), Vi(v,2)$	Rq, Rv du fichier nomogramme
$s(a,m)$	vitesse dans la conduite a au pas m

- Calcul du cout du reseau

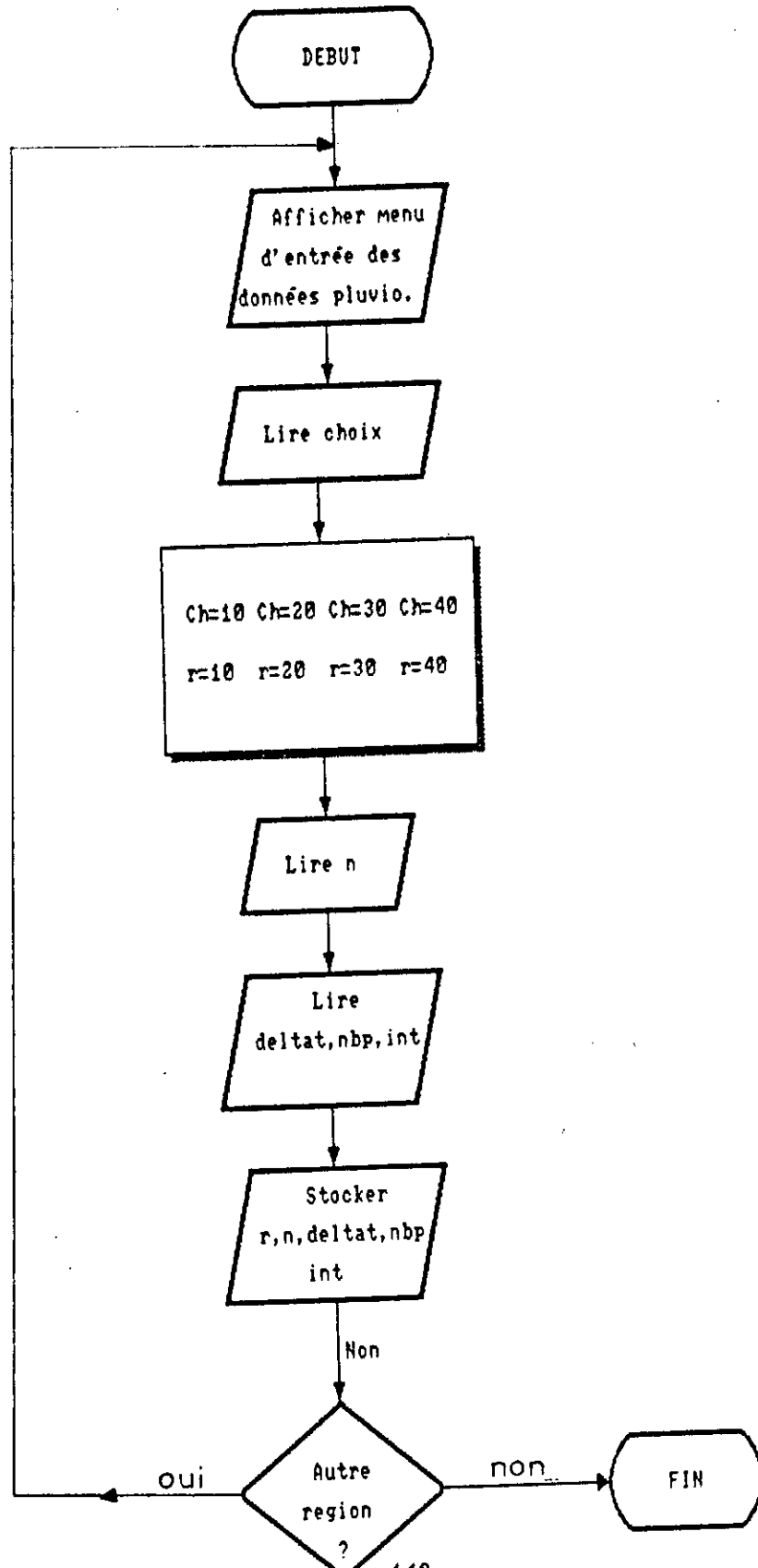
$cd(k,2)$	diamètre des conduites
cout1	Prix total d'excavation
C1	Cout des regards de type 1
C2	" " type 2
C3	" " type 3
COU	Cout total des regards
CTR	Cout total du reseau
$lf(k)$	Largeur de fouille pour le diamètre $cd(k,2)$
$pc(k,2)$	Diametre normalisé
Prix(k)	Prix Cumulé pose et achat pour les diametres $pc(k,2)$
Prdet	Cout total pose et achat des Conduites
Pf	Profondeur de fouille
$Pu(i)$	Prix d'excavation pour $pf(i)$
Pex	Cout d'excavation pour le volume $Vf(i)$
$\pi(5)$	nombre total des Conduites du reseau
$\pi e(2), \pi e(4), \pi e(6)$	nombre de regards de type 1, 2, 3
$\pi c(2), \pi c(4), \pi c(6)$	Prix unitaires des regards de type 1, 2, 3
$\pi(8)$	Type de Sol.
S	Serie des conduite
Som	Longueur Cumulée des Conduites
VT	Volume total excavé.
Vf	Volume de fouille

organigramme 1
Entrée des caractéristiques du reseau

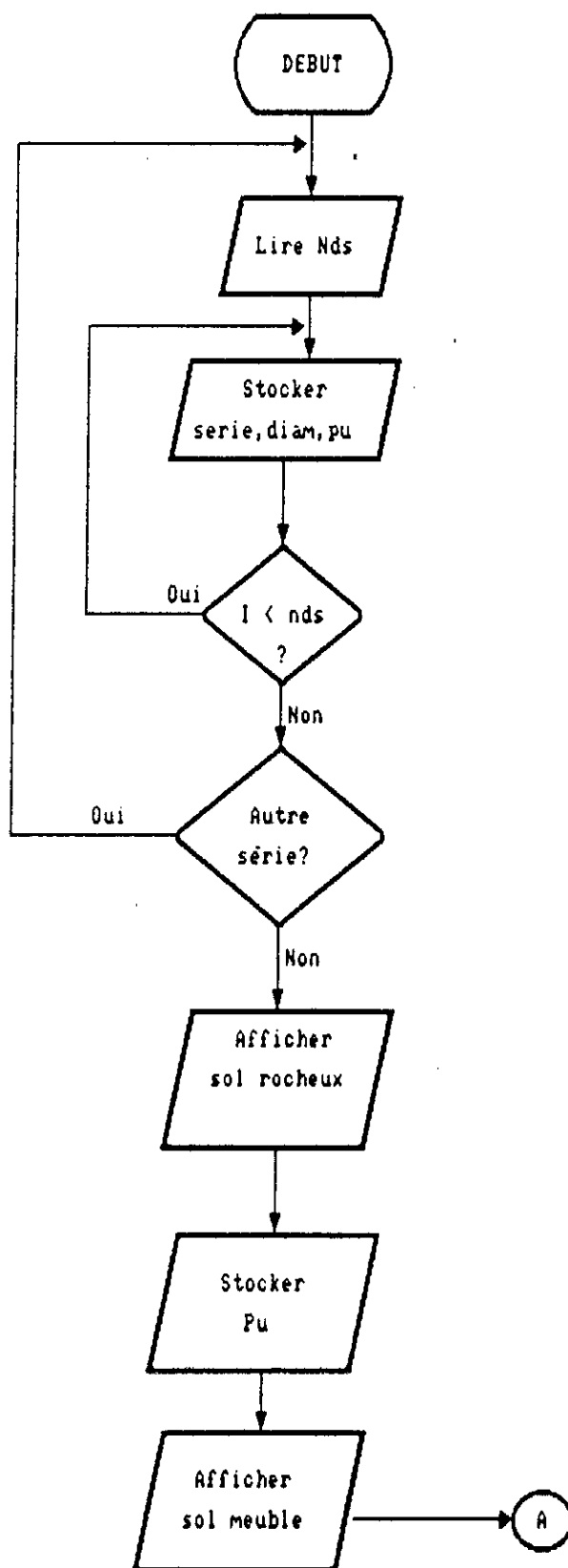


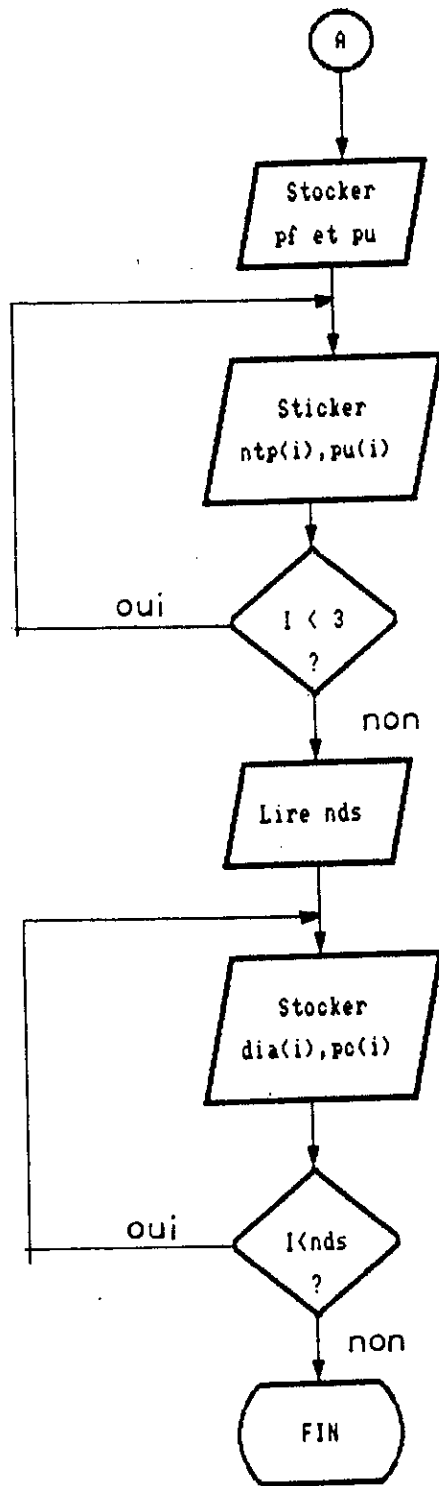


organigramme 2
entree des données pluviométriques

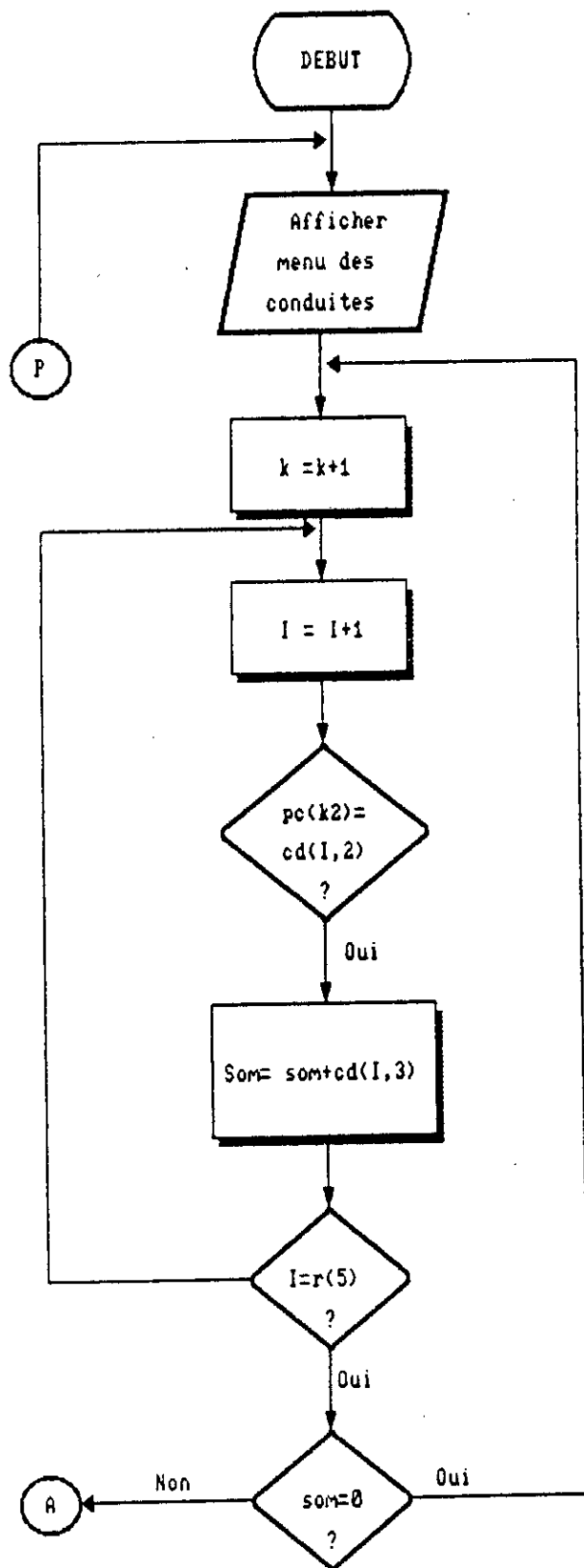


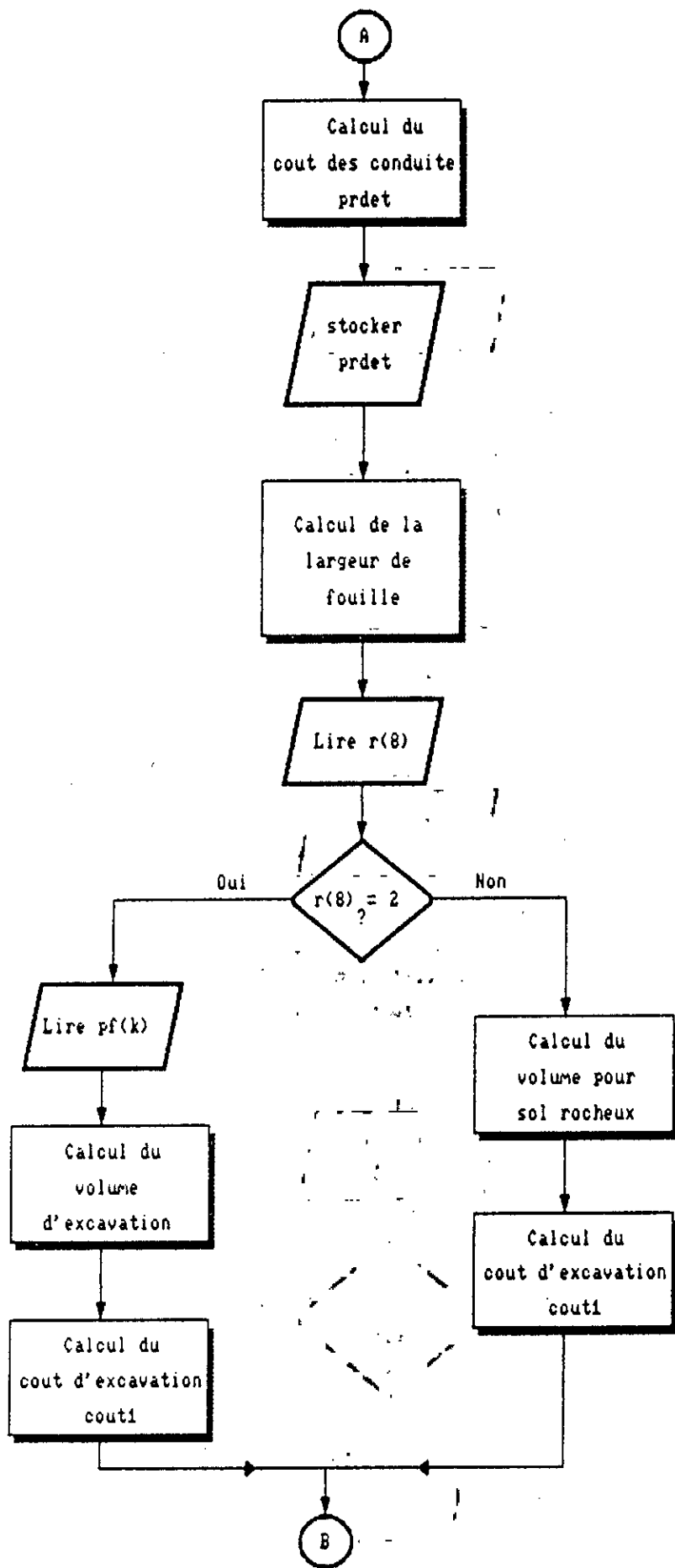
Organigramme 3
Entrée des prix détaillés et composés



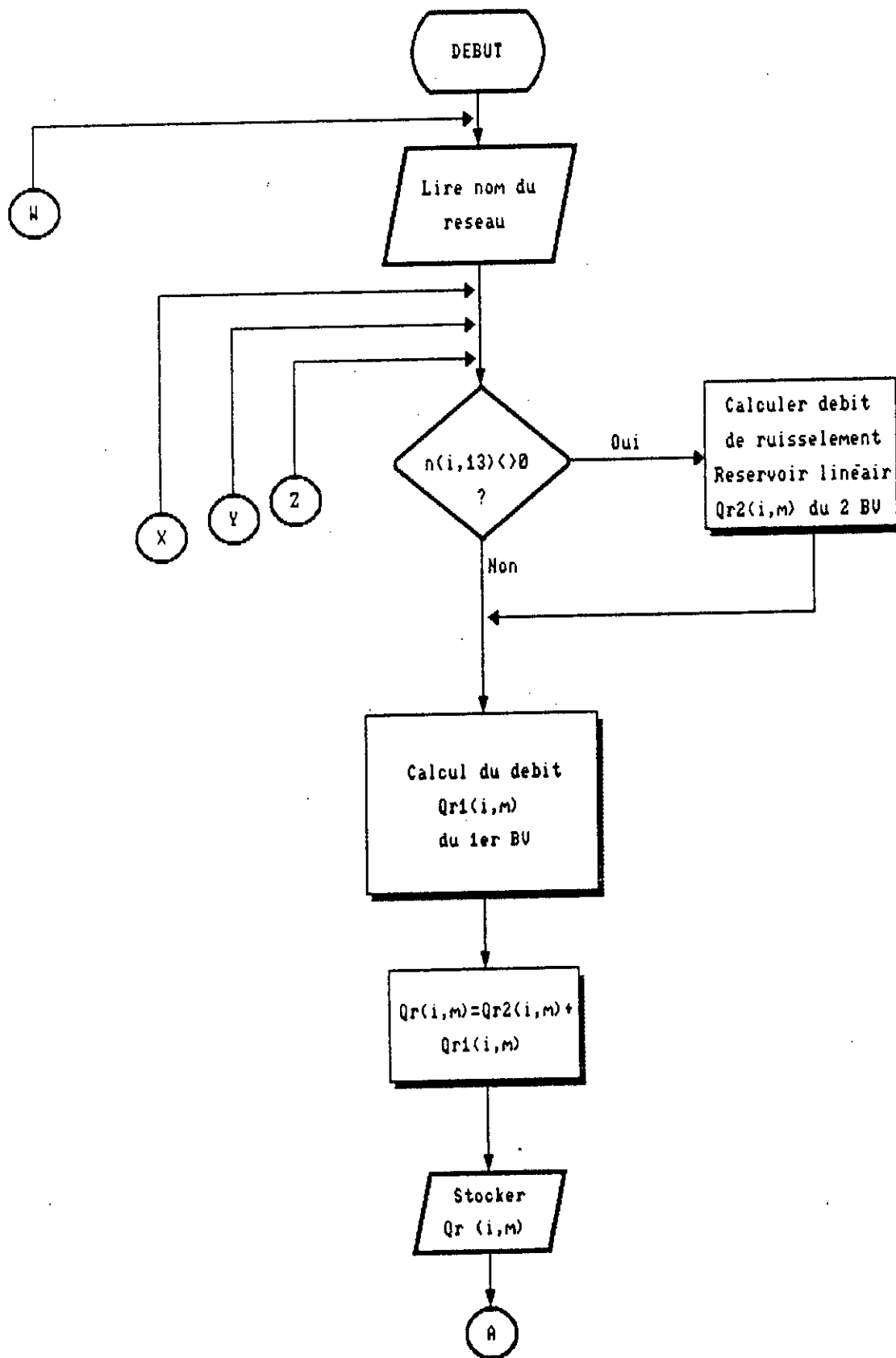


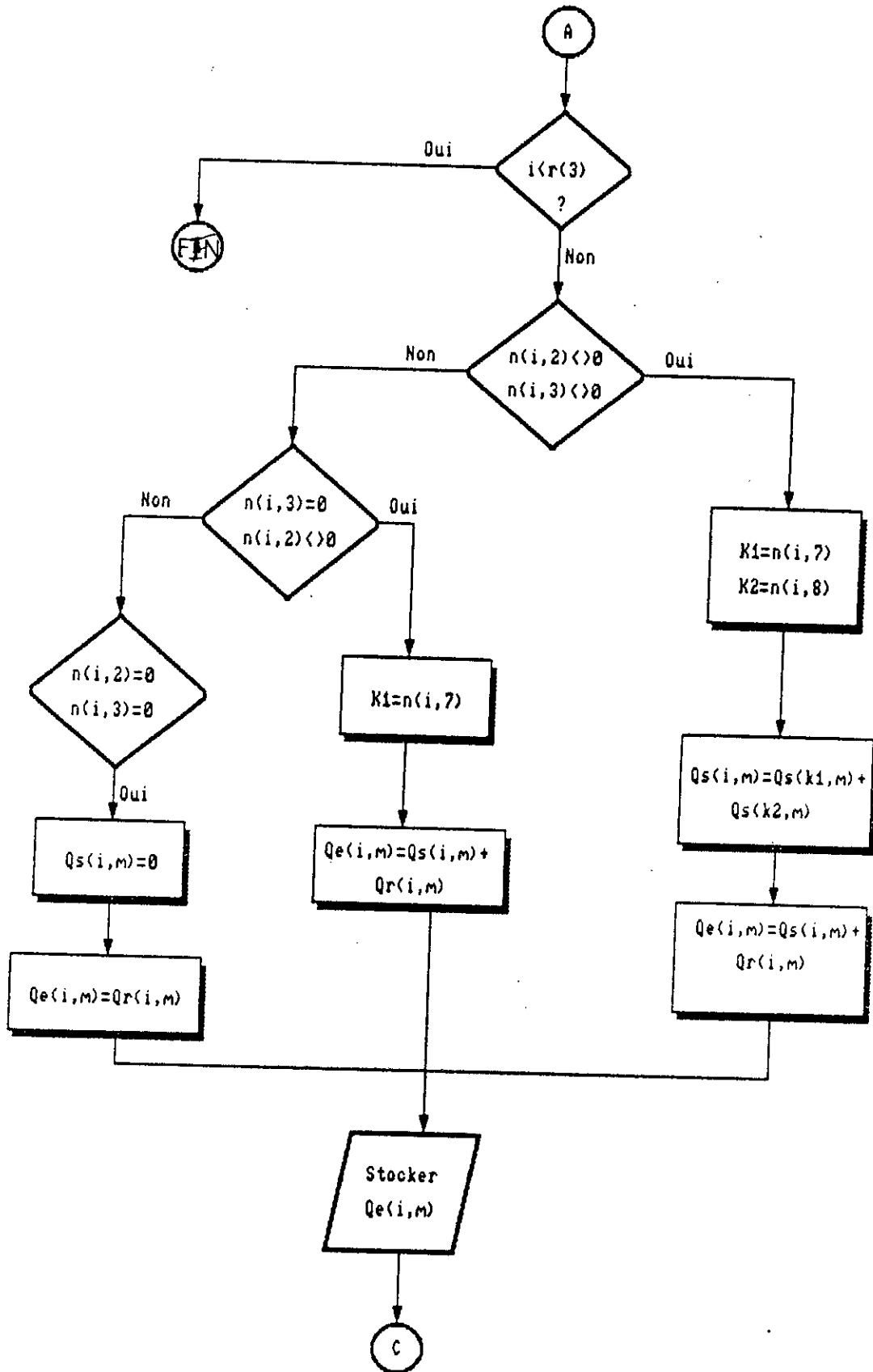
Organigramme 4
Calcul du cout du reseau

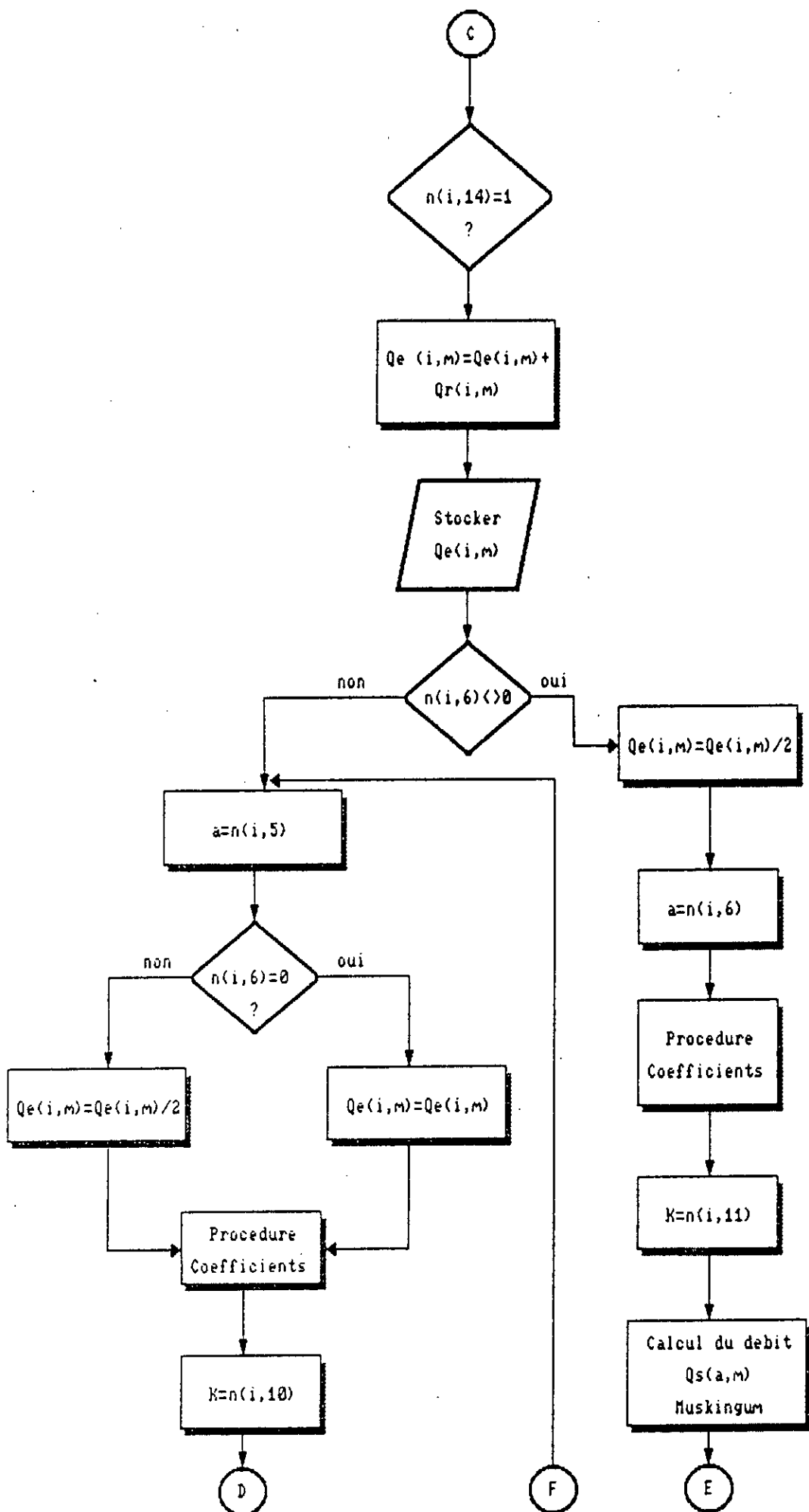


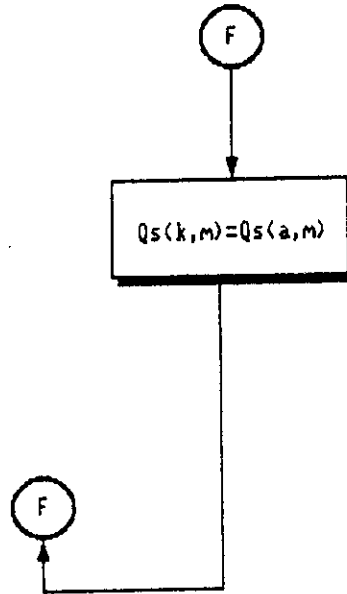
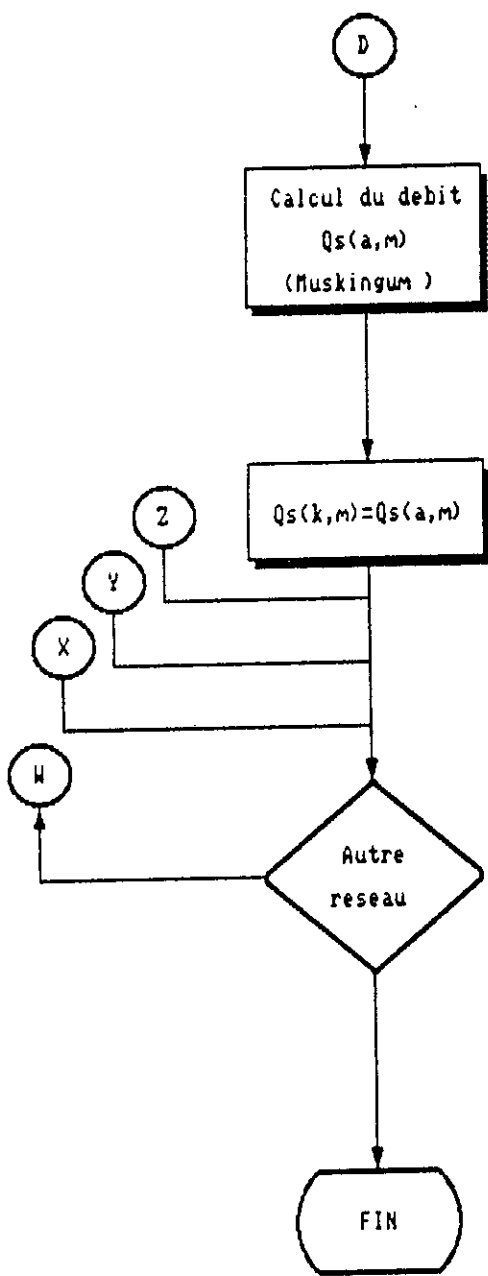


**Organigramme principal
du calcul de debit**

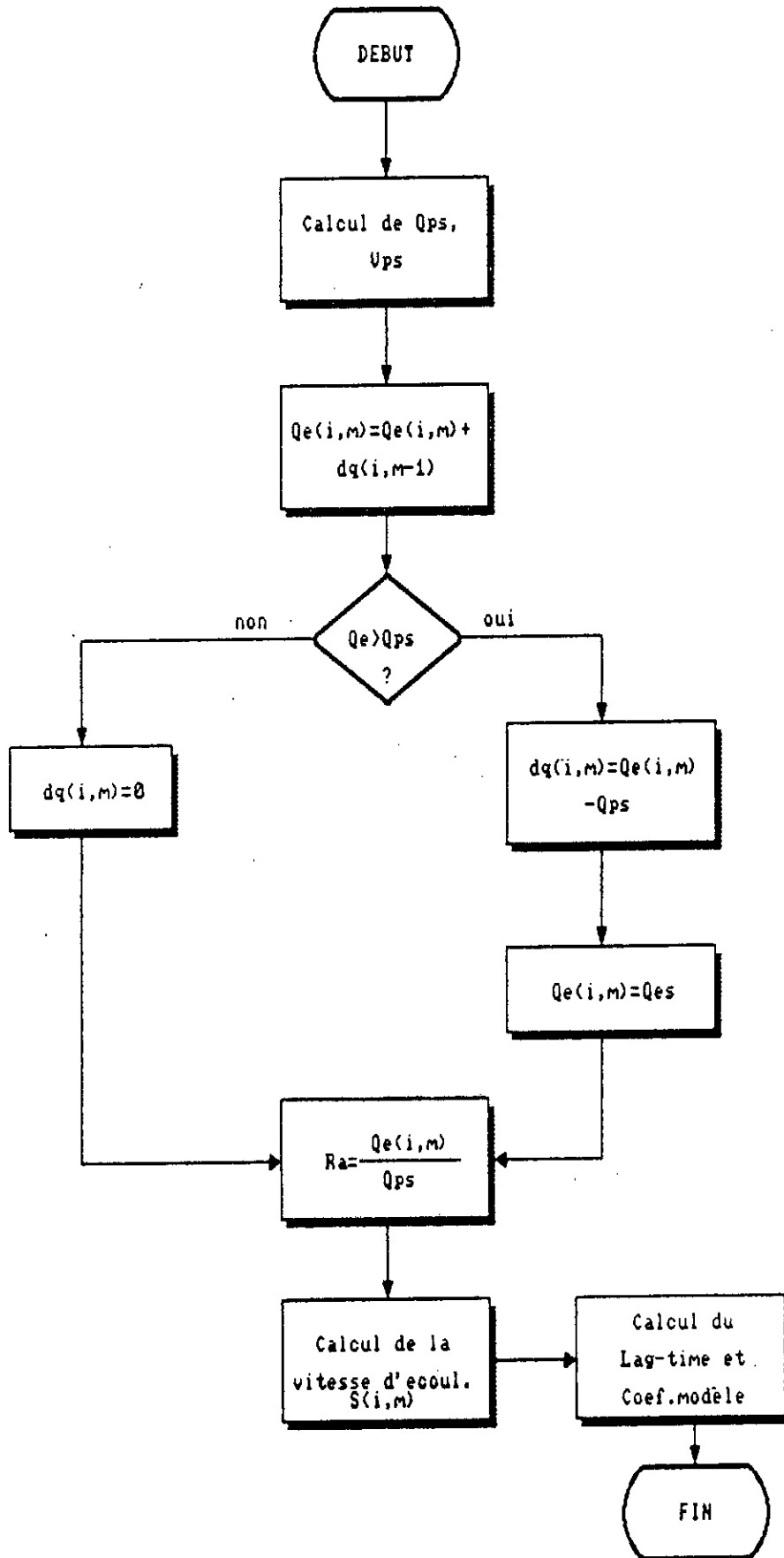








Procédure COEFFICIENTS



VI
CONCLUSION

CONCLUSION DE L'ETUDE

Avant de présenter les principales conclusions de l'étude, rappelons tout d'abord les étapes de sa réalisation et les objectifs poursuivis par chacune d'elles.

- La première étape a consisté à un recensement des critères permettant de comparer les différentes solutions de conception d'un réseau d'assainissement.
- La deuxième étape a consisté à une présentation mathématique des méthodes d'évaluation de ces critères.
- A la troisième étape nous avons élaboré un programme informatique permettant l'évaluation des critères par les méthodes retenues
- Enfin une quatrième étape, où nous avons testé l'évaluation de ces critères sur deux réseaux Algériens.

En ce qui concerne la modélisation plusieurs modèles ont été présentés. Certains simples mais imprécis, d'autres plus détaillés mais complexes à utiliser. Ceci est dû au grand nombre de phénomènes à étudier, au grand nombre de paramètres qui entrent en jeu et à la pauvreté de l'information.

Nous nous sommes heurtés à des lacunes théoriques (Par exemple concernant, le transport de la pollution dans le réseau) et à l'absence de données précises (Pollution des eaux pluviales).

Conclusion d'ordre methodologique:

*/ L'elaboration du programme de calcul des rejets n'a pas ete chose aisee. En effet, la grande variabilite des elements d'un reseau d'assainissement, nous a contraint à envisager tous les cas possibles de cheminement de l'eau dans le reseau, tout en conservant la souplesse du programme.

**/ De plus, la discretisation dans le temps et dans l'espace du modele de transfert, a engendre un probleme d'imbriquement de boucles. Apres plusieurs essais, il est apparu que la boucle sur l'espace a l'interieur de la boucle sur le temps, qui necessite de descendre entierement le reseau a chaque pas de temps, permet de tenir compte des resultats avals obtenus au pas de temps precedent, elle est donc souple mais necessite le stockage en machine de tous les hydrogrammes.

***/ Le modele de MUSKINGUM ne tenant pas compte du probleme de mise en charge, ce dernier a ete resolu en extrayant le debit en exces a l'entree du trancon, et en le reinjectant au meme noeud au pas de temps suivant.

Pour finir et au vu des resultats obtenus, nous confirmons de la performance et de la fiabilite de notre travail qui constitue l'element de base pour une optimisation multicritere d'un reseau de drainage urbain.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] CHERRARED (M)
Elaboration d'une méthodologie pour la détermination des flux rejetés par les réseaux d'assainissement unitaires, thèse de doctorat, Lyon. Institut des Sciences Appliquées, Laboratoire Méthode ,1991.
- [2] BARRAUD (S)
Elément pour une planification multicritère des équipements d'assainissement pluvial. Thèse de doctorat , Lyon Institut National des Sciences Appliquées, Laboratoire Méthode , 1986.
- [4] DELANNOY (G)
Evaluation multicritère de la qualité d'un projet de restructuration de reseau d'assainissement. Thèse de doctorat , Lyon , Institut National des Sciences Appliquées , Laboratoire Méthode ,1989.
- [5] Memento sur l'évacuation des eaux pluviales. Paris : La documentation Française ,1989.
- [2] CHERRARED (M)
Méthodes d'estimation des coûts des réseaux sur la base d'un avant projet sommaire. Memoire de D.E.A , Lyon : Institut National des Sciences Appliquées , Laboratoire Méthode 1986.
- [6] BOURRIER (R)
Les réseaux s'assainissements (Tomes 1 et2).
- [7] LOUDET (M) - COSTE (C).
Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural, Edition Moniteur 1980.
- [8] Les réseaux d'assainissement de qualité .
Conception et Exécution.
Documentation Française du Batminent 1987.
- [9] MOHABBEDINE (S)
Etude comparative des modèles Fluie-Débit pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement.
Projet de fin d'études , Alger : Ecole National Polytechnique, Département Hydraulique 1992.

[10] MESSAOUDI - MAACHE

Etude d'une méthodologie pour l'estimation des coûts de conception et de réalisation d'un réseau d'assainissement.
Projet de fin d'études Alger :Ecole Nationale Polytechnique ,Département Hydraulique.1992.

[11] HOUILLE BLANCHE 1-1988

[12] Etude sur l'encrassement des réseaux d'assainissement compagnie générale des eaux et la sade.

Compagnie Générale des travaux d'hydraulique pour le compte du service technique de l'Urbanisme , Paris ,1982.

ANNEXES

ANNEXE 1

ANNEXES

Translation simple	Principe: décalage dans le temp entre pluie et hydrogramme sans déformation	vitesse de ruissellement	Hydrogramme à l'exutoire	Méthode peu appliquée
Deuxréservoirs linéaires en série	Idem réservoir linéaire avec $V_s(t) = (K_1 + K_2)Q(t) + K_1 K_2 dQ$	Pluie nette paramètres K_1, K_2	Hydrogramme à l'exutoire	Appliqué aux bassins versants naturels
Muskingum non linéaire	$V_s(t) = K(t)[\alpha i(t) + (1-\alpha)Q(t)]$	$i(t)$ α	Hydrogramme à l'exutoire	Grande capacité de reproduire les phénomènes de ruissellement

MODELES DE RUISSELLEMENT

Nom du Modèle	Le Modèle	Donées Necessaires	Resultats Obtenus	Remarques
Onde Cinématique	$\frac{\partial Q}{\partial t} + C_s \frac{\partial Q}{\partial x} = C_s q$	E.V homogènes forme, pente longueur, rugosité pluie nette	Hydrogrammes aux avaloirs	Résultats corrects si les termes d'inertie peuvent être négligés dans la 2 ^{ème} équation de système de Barre de Saint Venant
Réservoir Linéaire	$\frac{dV_s}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$ Forme discretisée $Q_s(t + \Delta t) = e^{-\Delta t/K} Q_s(t) + (1 - e^{-\Delta t/K}) K i(t + \Delta t)$	$i(t)$ pluie nette au pas de temp Δt paramètre K (LAGTUM)	Hydrogrammes à exutoire	donne de bons results pour les surfaces urbanisées de faible importance -sousestimés débits dans le cas de bassins peu urbanisés, à forte pente et dans le cas de pluies violentes
Muskingum	Idem réservoir linéaire! pluie nette avec $V_s(t) = K[\alpha i(t) + (1-\alpha)Q(t)]$	et paramètres K et α	Hydrogrammes à exutoire	

Nom du Modèle	Le Modèle	Données Necessaires	Resultats Obtenus	Remarques
Barre de Saint-Venant	$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = qi$ $\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} = g(i-J)$	Conditions aux limites et conditions initiales	Vitesse Hauteur	-domaine d'application restreint, loin des discontinuités. -exige une excellente connaissance de la structure. -mise en oeuvre lourde et complexe -temps de calcul trop long.
Onde diffusante	$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} + \sqrt{g} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = Cq$	coefficient de diffusion C coefficient de célérité. Hydrogramme d'entrée	Hydrogramme de Sortie	-dérive du système Barre de Saint-Venant en négligeant les termes d'inertie et d'accélération -le problème de ce modèle est la détermination des paramètres et C qui varient dans le temps et dans l'espace
Onde cinématique.	idem onde diffusante en négligeant le terme de pression $\frac{\partial Q}{\partial t} + C_s \frac{\partial Q}{\partial x} = C_s q$	Célérité de Sedon C _s hydrogramme d'entrée	Hydrogramme de sortie	Ce modèle donne de bons résultats si: -absence d'influence aval des ouvrages sur l'écoulement amont. -les termes d'inertie peuvent être négligés dans la 2 ^{ème} équation du système Barre de Saint-Venant.

133

Nom du Modèle	Le Modèle	Donées Necessaires	Resultats Obtenus	Remarques
Trans- lation Simple	$Q_s(t) = K_0 \left[Q_e(t - \Delta t) + (1 - \alpha) Q_e(t) \right]$ $K_0 = \frac{L}{V \cdot 60}$	hydrogramme d'entrée paramètre K_0	Hydrogramme de sortie	L'hydrogramme est constant le long dela conduite.
Réservoir linéaire	$V_s(t) = K Q_s(t)$	Paramètre K hydrogramme d'entrée	Hydrogramme de sortie	
Nom du Modèle	Le Modèle	Donées Necessaires	Resultats Obtenus	Remarques
Muskingum linéaire	$V_s(t) = K [\alpha Q_e(t) + (1 - \alpha) Q_s(t)]$ forme discretisée $Q_s(t + \Delta t) = C_1 Q_e(t) + C_2 Q_e(t + \Delta t) + C_3 Q_s(t)$	Paramètre $K = \frac{L}{V \cdot 60}$ α hydrogramme d'entrée	Hydrogramme de sortie	Pour $\alpha = 0$, ce modèle conduit à celui du réservoir linéaire. La valeur $\alpha = 0.2$ donne de bons résultats.
CHOCAT (INSA)	$V_s(t) = R(t) Q_e(t)$	Vitesse d'écoulement hydrogramme d'entrée	Hydrogramme de sortie	

MODELE DE PROPAGATION EN CONDUITE.
-ÉCOULEMENT A SURFACE LIBRE-

Nom du Modèle	Le Modèle	Données Necessaires	Resultats Obtenus	Remarques
Modèle de la fente	Modèle d'écoulement à surface libre	Données du modèle à surface libre utilisé.	Détection des zones mises en charge et quantification de cette charge. Q . H	Son utilisation est basée sur le système de Barre de Saint-Venant. Ce modèle ne permet pas de mesurer l'influence de la charge sur l'écoulement amont.
Bimodèles	$\frac{dV}{dt} = \frac{Q_e(t) + Q_e(t + \Delta t)}{2}$ $Q_s(t) + \frac{Q(t + \Delta t)}{2}$ $Q^2 = K^2 (H_u - H_d)$ $Q_s(t + \Delta t) = Q_e(t) + \frac{V_s(t) - V_s(t + \Delta t)}{\Delta t}$ $\frac{\alpha V^2}{2g} + \frac{P}{\gamma g} + Z = H$	H entrée Hu, Hd, hauteurs de charge en amont et en aval de la conduite K (caractéristique de la conduite)	hydrogramme de sortie	Ce modèle représente une équation de conservation des volumes et une équation de perte de charge

her

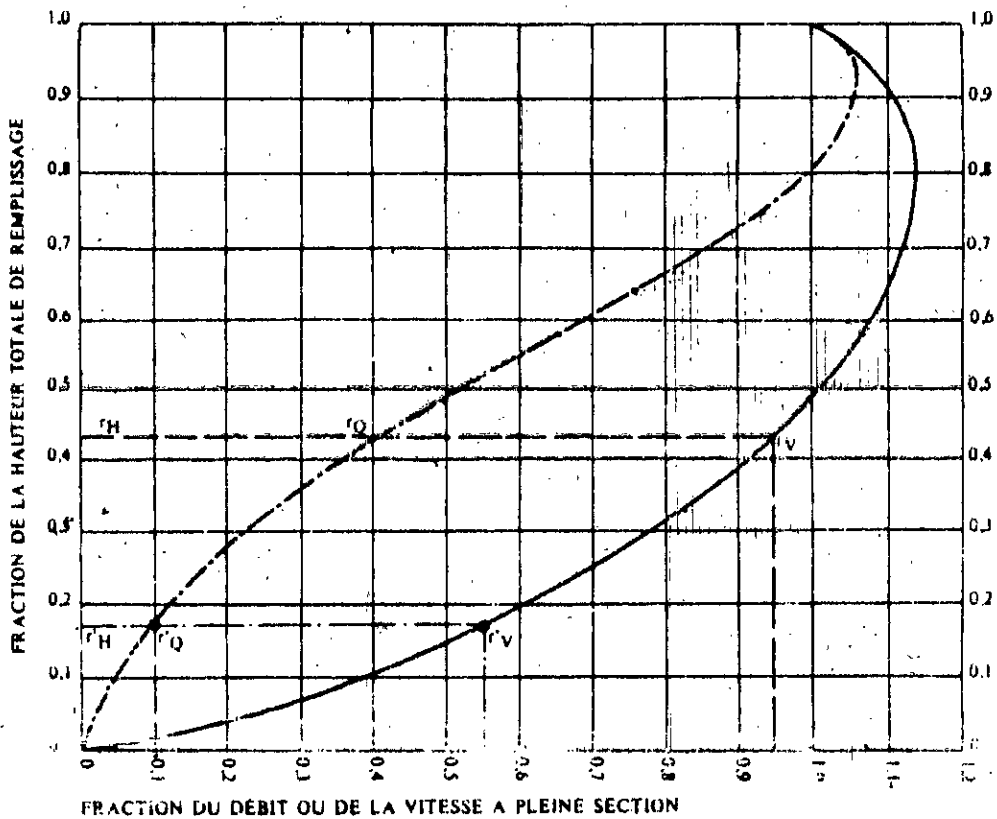
Nom du Modèle	Le Modèle	Données Necessaires	Resultats Obtenus	Remarques
Modèle de débordement	$Qs(t) = [Qe(t) - Qdeb(t)] + \frac{Vs(t - \Delta t) - Vs(t)}{\Delta t}$ $Vs(t) = StL + Sb Hs.$	Données d'un modèle d'écoulement en charge + connaissance de l'écoulement en surface.	hydrogramme de débordement	Principe: Les débits excédentaires sont extraits puis réinjectés.
Barraud	$Qdeb(t) = Qe(t) - Q(t)$ $Qdeb(t) = Qe(t) - S \sqrt{\frac{2gHL\Delta H}{\lambda L}}$		hydrogramme de débordement	

MODELES DE PROPAGATION EN CONDUITE
- ECOULEMENT EN CHARGE -

ABAQUE Ab. 5

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r_V = 0,55$ et $r_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Figure 17. — Nomogramme d'évaluation des caractéristiques hydrauliques en fonction du remplissage des ouvrages circulaires.

Annexe 2

SERIE 4000		SERIE 6000		SERIE 9000	
DIA(mm)	PRIX (DA)	DIA (mm)	PRIX (DA)	DIA(mm)	PRIX (DA)
200	300.00	200	300.00	200	300.00
250	400.00	250	400.00	250	400.00
300	500.00	300	500.00	300	500.00
350	803.00	350	803.00	350	800.00
400	1106.00	400	1107.00	400	1124.08
450	1115.07	450	1133.04	450	1159.17
500	1124.15	500	1159.08	500	1194.27
550	1155.15	550	1201.04	550	1156.04
600	1186.16	600	1243.00	600	1328.00
650	1234.21	650	1297.05	650	1409.00
700	1282.26	700	1351.11	700	1490.00
750	1405.20	750	1488.55	750	1655.00
800	1528.32	800	1626.00	800	1820.00
850	1630.16	850	1772.50	850	2045.70
900	1732.00	900	1919.00	900	2271.49
950	1874.10	950	2092.00	950	2392.74
1000	2016.23	1000	2265.00	1000	2514.00
1200	3059.00	1200	3575.00	1200	4078.00
1500	5582.00	1500	6312.49	1500	7215.00

TABLERAU N°14 Prix unitaire des conduites

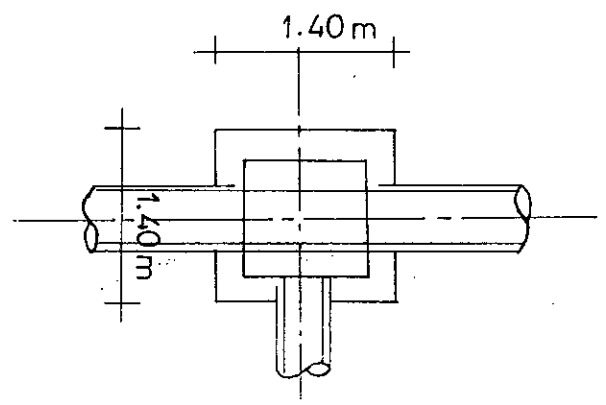
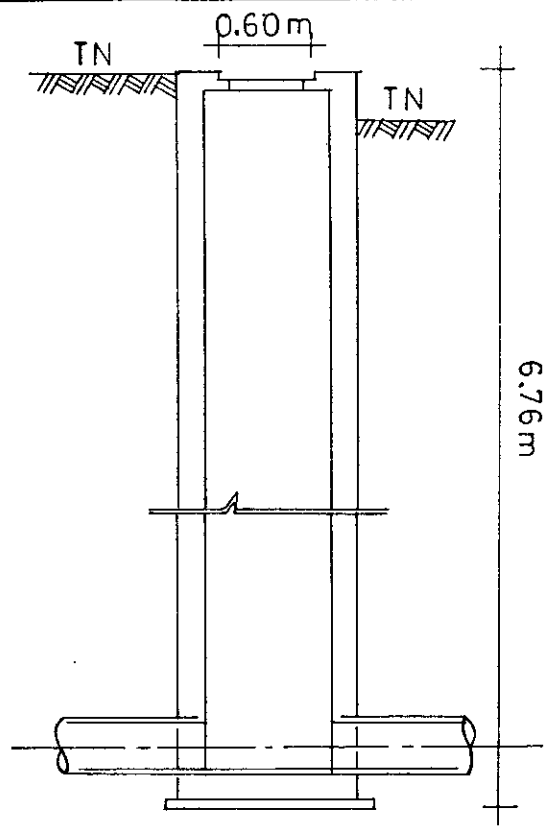
Prix unitaires d'excavation (DA/M3)	
Sol rocheux	280.000
Sol meuble	
pf 0-2	130.000
pf 2_3	165.000
pf 3_4	185.000
pf 4_5	200.000
pf 5_6	225.000
pf 6_7	245.000
pf >8	280.000

TABLEAU N°15

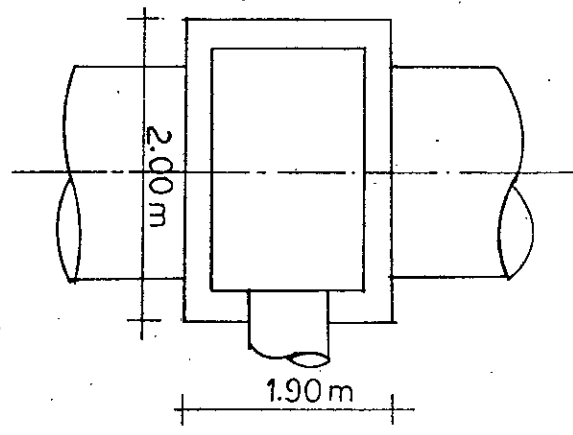
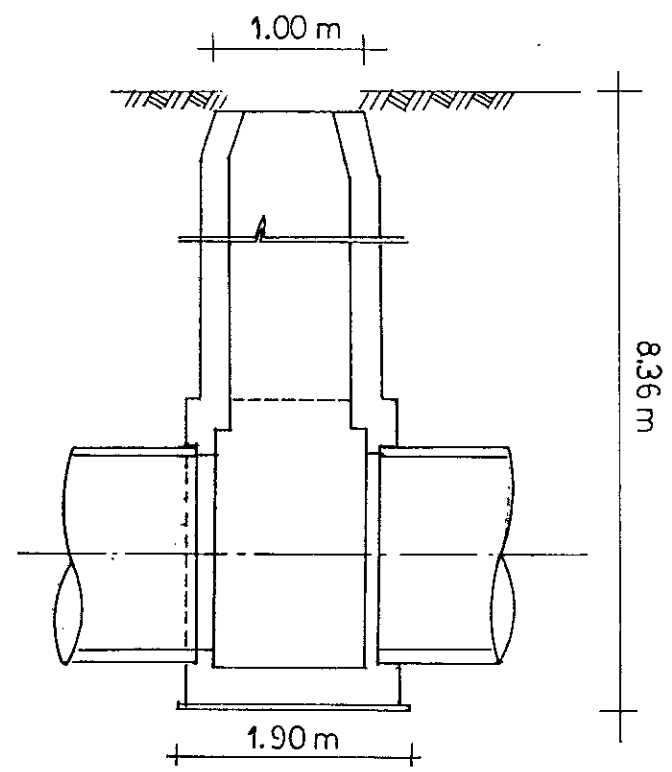
Prix unitaire des regards (DA)	
Type 1	30000.00
Type 2	65000.00
Type 3	100000.00

TABLEAU N°16

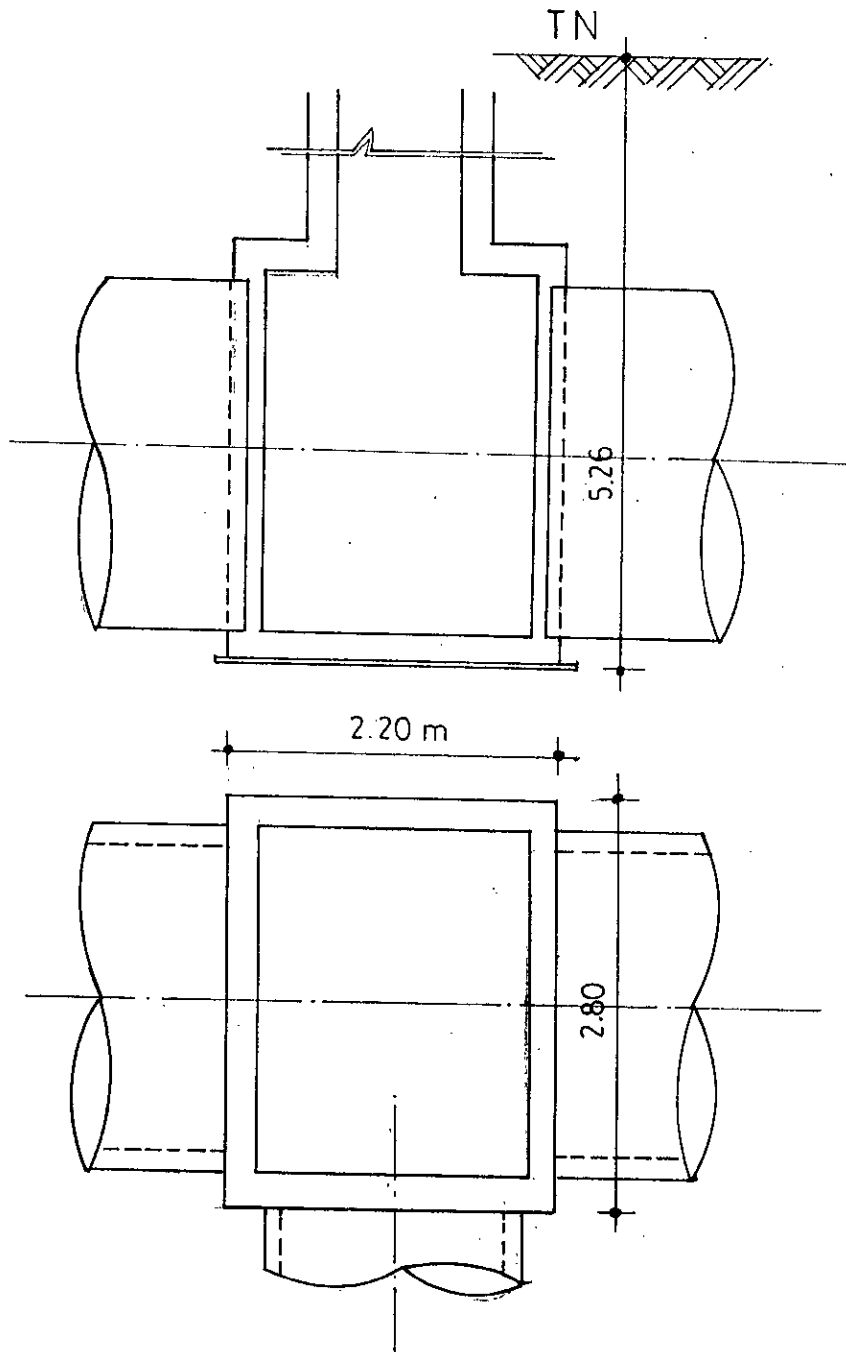
140



REGARD TYPE 1 ECH: 1/50



REGARD TYPE 2 ECH: 1/50



REGARD TYPE 3 _ECH 1/50_

Annexe 3.

EAUX USEES / Les aberrations

Le convivial cadre de la coupole du planétarium de la ville de Sidi Bel-Abbès, qui abrite la rencontre internationale sur la protection de l'environnement, connaît une affluence certaine depuis trois jours. L'exposition qui se tient en marge du cycle des conférences-débats, draine pour l'essentiel, un public juvénile, public qui fait montre d'une curiosité qui reconforte les organisateurs de la peu courtoise attitude de certains conférenciers qui se sont décommandés en dernière minute. Mais malgré la perturbation du problème, la rencontre se poursuit vaillamment.

SIDI BEL-ABBES

De notre envoyé spécial

Hier, la rencontre a connu sa journée "eau" et plus particulièrement consacrée au traitement des eaux usées.

La question sera successivement abordée par MM. Nacer Mohamed Wahib et Ouabed Af, tous deux de l'université de Blida. Le premier traitera d'un sujet très pointu relatif à l'épuration des eaux par le traitement biologique. Le second évoquera la situation de l'épuration en Algérie.

On apprend que notre pays a développé à partir des années 70 une politique de traitement des

eaux usées avec l'installation d'une soixantaine de stations d'épuration. Actuellement, on parle d'en construire 130 autres. Or, il s'avère que du premier lot, 25 sont complètement hors d'usage, 17 sont en panne. Le peu qui reste en état de fonctionnement possède un rendement épuratoire loin d'être satisfaisant.

Par ailleurs, l'eau épurée est systématiquement rejetée à l'oued. Ce qui est une aberration économique. Mais cela vaut mieux, dira le consommateur en apprenant l'absence de laboratoire d'analyses pour évaluer la qualité de l'eau qui entre et de celle qui sort en aval. En définitive, la politique menée à ce jour est un échec.

La question qui se pose alors, lorsqu'on connaît l'importance de l'investissement à consentir, se résume à savoir pourquoi ne pas réhabiliter ce qui existe avant de se lancer dans de nouvelles opérations de construction. Corrélativement et plus globalement la nécessité de l'évaluation de la politique menée s'impose de manière à ne pas tomber dans les mêmes travers.

L'analyse fait ressortir que les raisons du non-fonctionnement des installations sont de trois ordres. En premier lieu, il y a l'inadaptation du procédé choisi, en second lieu, le manque de personnel exploitant qualifié et

enfin la démission des collectivités locales.

Le cas de la station de Beni Mered (Blida) illustre à lui seul tous les types d'erreurs à éviter. Cette unité a été conçue pour traiter 70.000 m³/jour mais n'en reçoit que 10.000. L'explication est à chercher du côté des spécificités locales du projet, spécificités dont on a pas tenu compte. Ainsi on a estimé le flux de pollution par jour et par habitant à 200/300 l, ce qui est une norme européenne alors qu'en Algérie on atteint à peine 100/150 l.

Spécificités locales

Nous rapportons dans notre livraison d'hier que la réflexion développée par les conférenciers français était d'un autre ordre que celle qui commence à se populariser en Algérie. Il était question dans leurs propos de biocolonialisme, de biodiversité ou encore de développement durable.

Pour être à même de saisir le sujet de leurs préoccupations, il faut savoir que les deux intervenants sont membres de "solidarité agricole" (solargol en abrégé) Solargol est une ONG, née en novembre 1980 à l'initiative d'un groupe de militants et de chercheurs pour lesquels la mondialisation de l'économie et ses effets sur les agriculteurs et les consommateurs appelle une

réflexion collective. Leurs mots d'ordre se résument à "penser globalement pour agir localement" et "construire de nouvelles solidarités internationales".

Une quinzaine de groupes de travail ont été créés avec pour objectifs de mettre en évidence les interdépendances.

Les groupes de travail se sont depuis transformés en réseaux qui mettent en contact les acteurs des productions et des politiques agricoles. Leur mission est de "promouvoir les échanges, tisser des solidarités inédites, proposer des alternatives et tenter d'infléchir des politiques qui ne résistent pas à l'épreuve des faits".

Le premier intervenant, M. André Sinluk aborda au cours de sa conférence la question des enjeux de l'environnement en l'illustrant par ceux qu'a soulevé la réforme de la politique agricole commune en Europe (P.A.C.).

Pendant longtemps en Europe, le problème était d'arriver à se nourrir à bas prix. Et parce qu'on est arrivé à un certain niveau de satisfaction des besoins, qu'on s'est aperçu de l'importance des coûts de pollution (dépolluer coûte cher), on se pose la question de savoir quoi consommer et comment ? L'engin accessoirement pour les pays du sud, c'est de savoir si l'on va promouvoir une agriculture plus respectueuse de l'environnement, donc moins

productive et par voie de conséquence moins génératrice d'excédents, excédents qui ne viennent plus sur leurs marchés, et du fait de leur bas prix, bloquer le développement agricole de ces pays en concurrençant les produits locaux. Cela signifie qu'une meilleure agriculture à l'intérieur de l'Europe se traduirait par une meilleure intégration du développement agricole dans les pays du sud.

Le projet de réforme de la PAC est parti d'une bonne intention en mettant en évidence que 80 % des aides publiques vont à 20 % des producteurs et qu'à peine 20% des producteurs produisent 80 % de la production. L'idée avancée était donc de répartir l'aide plus équitablement, comme le soutient le Mouvement écologique, la plafonnant par exploitant. De l'autre côté, les lobbies agricoles ont fait déjà sauter toutes les mesures qui permettaient la limitation des aides. Pour eux, ceux qui sont productifs continuent leur production et à la collectivité de distribuer des aides pour l'environnement et pour régler le problème social dans les régions marginalisées.

Nous reviendrons plus en détail sur toutes ces questions dans l'entretien qui nous a été accordé par les deux conférenciers.

Mohamed Kali

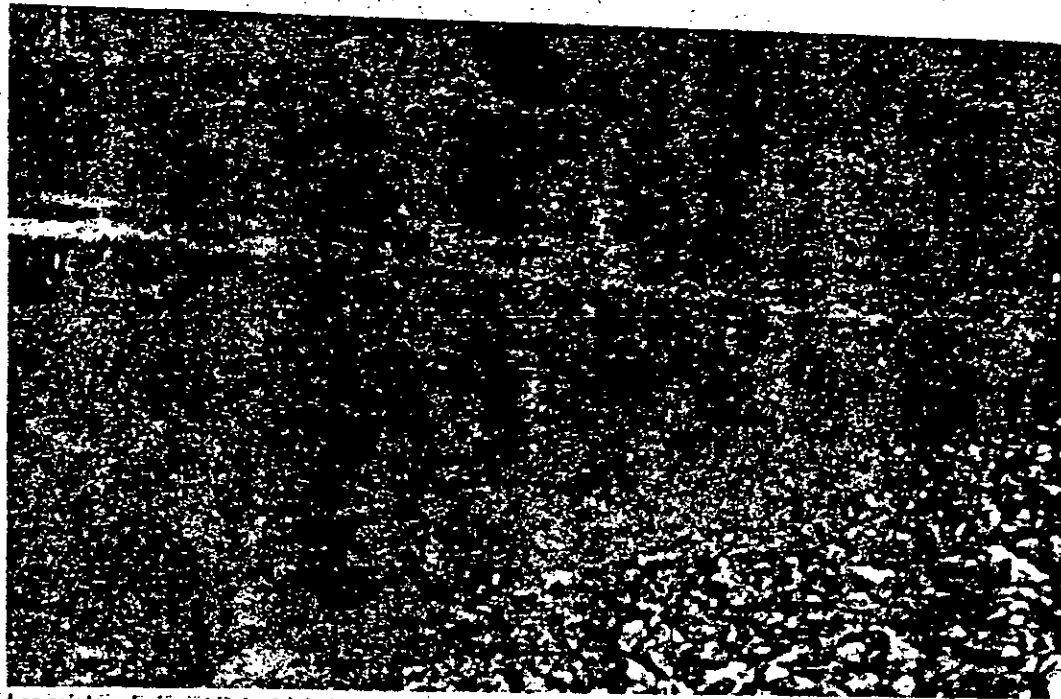
RESSOURCES HYDRIQUES / *La pollution compromet nos besoins*

L'accroissement démographique que connaît l'Algérie s'est traduit ces dernières années par des charges polluantes, de plus en plus élevées, mettant ainsi en danger nos ressources hydriques.

Par ZINEB CUBOUCHE

La population urbaine, qui était de l'ordre de 12.800.000 habitants en 1990, passera en l'an 2010 à 27.000.000, selon les chiffres avancés par le ministère de l'Équipement. Ainsi, la charge organique (eaux usées) moyenne de 280.320 tonnes, rapportée à une zone urbaine pour l'année 1990, passerait en l'an 2010 à 591.300 T/an. D'autre part, les écoulements superficiels qui représentaient des charges polluantes de l'ordre de 22,6 gr/m³ pour l'année 1990, évolueraient à 47,7 gr/m³ en l'an 2010.

Par ailleurs, sur les 382 agglomérations urbaines, situées à l'intérieur des régions qualifiées d'hydrauliques, 143 se trouvent en amont des barrages. Elles représentaient, en l'an 1991, 2.743.000 d'habitants, soit 21% de la population, et seront en l'an 2010 de l'ordre de 5.280.000



Les rejets urbains et industriels font des désastres

pour la santé du citoyen.

En effet, en 1985 le ministère de la Santé a recensé 8000 cas de maladies à transmission hydrique causant directement plus de 400 décès. A ces épidémies s'ajoutent les nombreux cas de conjonctivites et des infections cutanées résultant de la pollution bactériologique des eaux de baignade.

tuer la cause essentielle de la pénurie d'eau dans un avenir proche. On chiffre à 2 milliards de m³ le déficit d'eau potable en l'an 2010, qu'il faudra chercher ailleurs, d'où la nécessité du recyclage des eaux usées.

Si on venait à épurer la totalité de ces rejets, on arriverait à satisfaire les besoins de l'industrie, qui se chiffrent entre 70 et

tion de 115 stations prévues pour les cinq prochaines années. Parmi ces stations, seules 13 d'entre elles disposent d'une étude déjà élaborée. Cet effort en matière de protection des ressources hydriques coûtera près de 23 milliards de dinars, selon le ministère de l'Équipement.

PRESSE / Un avocat réclame dix millions

M. Mohamed Ziane, avocat, parlementaire et homme d'affaires marocain, a intenté un procès en diffamation contre le directeur du journal *Al Alam*, organe de l'Istiqlal (opposition nationaliste), qui l'accusait implicitement de trafic de drogue.

L'avocat réclame dix millions de dirhams (6,2 millions de FF) de dédommagements.

Au cours de la première séance du procès, qui s'est déroulée mercredi, la cour a accepté le report du procès réclamé par les avocats de M. Abdelkrim Ghallab, directeur du journal, pour mieux étudier le dossier de leur client.

Le plaignant affirme que le véhicule, qui assurait la liaison entre le Maroc et Paris, n'appartenait pas à sa société, "Europabus" et estime que les faits rapportés dans l'article du correspondant à Tanger d'*Al Alam*, lui aussi poussé dans cette affaire, lui portent préjudice, et constituent de ce fait un "comportement criminel qui doit être puni" par la loi.

MAROC / Un mari irascible enferme sa famille

Un mari irascible vient d'enfermer sa femme et ses deux enfants dans une chambre et a mis le feu à la maison avant d'aller rejoindre

Eau et sol, ils font partie de notre cadre de vie quotidienne

Gare aux problèmes de l'environnement !

En Algérie, les problèmes de l'environnement sont nombreux et complexes. Ils affectent non seulement les ressources vitales comme l'eau et les sols nourriciers, mais aussi et jusqu'au cadre de notre vie quotidienne et celui de bien des activités.



En effet, le cas de notre pays est bien singulier. Par rapport, tant aux pays surindustrialisés, par rapport à nombre de pays du Sud, voire nos voisins immédiats, l'Algérie est confrontée à des problèmes bien particuliers, à des problèmes qui doivent être bien cernés et faire l'objet d'un plan global d'intervention à mettre en application sans plus tarder.

C'est ainsi qu'en ce qui concerne les nuisances liées de près ou de loin au secteur secondaire, les interventions doivent être urgentes afin d'éviter toute évolution

ce sont des nappes d'égout à ciel ouvert, notamment près de Sidi Bel Abbès, bien signalées de loin par leurs odeurs nauséabondes. En conséquence, partout, le recyclage des eaux usées doit se poursuivre sans relâche. De même dans la perspective de l'extension des irrigations, le drainage doit rester une constante. Avec la privatisation des terres d'une part, et la poussée effrénée des chantiers de construction, d'autre part, la viabilisation des terrains à allotir doit être une obligation pour tous et par tout dans la stricte application des textes.

Quant à la protection de l'autre res-

par des générations de paysans profondément enracinés dans les terroirs, la superficie agricole utile ne cesse de se rétrécir. D'autant plus que partout, elle est confrontée à un double problème. Il en est ainsi de l'insuffisance croissante des eaux d'irrigation par suite des transferts des eaux des barrages au profit des villes et des industries. Or de tels transferts ne peuvent être évités sans le dessalement d'eau de mer comme nous ne cessons de le réclamer depuis des années. C'est le seul moyen d'empêcher la dégénérescence de nos vergers et jardins, aussi bien dans les périmètres irrigués, hérités que

tion systématique de leurs brise-vent...
Quant à l'autre fléau, déjà ancien mais de plus en plus aggravé par suite notamment d'une spectaculaire destruction de la couverture végétale, forestière et stéppique en particulier l'érosion, il tend à devenir une fatalité. Il ne sensibilise plus. Tous les efforts qui ont été déployés dès les premiers mois de l'Indépendance, ne sont plus qu'un lointain souvenir. A cet égard, la disparition de toute une génération de paysans, représentant tout un savoir-faire en la matière, traduit l'échec cuisant des différentes politiques dites de restructuration. C'est aussi la fin de toute une petite paysannerie ayant assuré sa subsistance à partir de micro-parcelles tout en parvenant à les protéger et à respecter bien des équilibres naturels. Bien souvent, la relève n'a été que le fait de l'émergence d'une génération de spéculateurs sans lien direct avec la terre et ses exigences, s'adonnant à des cultures minières sans merci et malmenant continuellement les ménagères.

Ainsi, en simplifiant au maximum cette approche, les problèmes de l'environnement peuvent être bien perçus à travers les dangers menaçant directement les deux principales ressources vitales, EAUX et SOLS, soit aussi et surtout les deux ressources qui ne peuvent faire l'objet d'importation. Deux ressources aussi qui ne sont pas toujours renouvelables. Il en est ainsi des sols dans leur plus grande extension et des eaux fossiles. Deux ressources aussi directement mises en péril par une urbanisation sans précédent et de plus en plus anarchique. Deux ressources mettant directement en cause la souveraineté nationale et jusqu'à la paix intérieure, indépendamment de la santé publique comme le montre la réapparition de foyers d'épidémies régulières. En conséquence, tout doit être mis en œuvre pour intégrer la protection de l'environnement dans toutes nos préoccupations à tous les niveaux de responsabilité. En dernière analyse, une telle préoccupation doit être à la base de l'éducation.

Djilali Sari *

Professeur à l'Université d'Alger

(2) D. Sari : la désorganisation, de