

Benzi
6/96

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Ecole Nationale Polytechnique

Département : HYDRAULIQUE

Mémoire de Fin d'Etudes

THEME

Outil d'aide à la décision
pour l'optimisation
multicritère d'un réseau
d'assainissement

Proposé et dirigé par:

Mr CHERRARED.M

Etudié par :

Mr BOUTCHICHA.R
Mr BENALI.M

Promotion : juin 1996

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

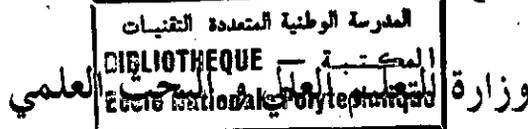
" اللَّهُ الَّذِي خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ وَأَنْزَلَ مِنَ السَّمَاءِ مَاءً فَأَخْرَجَ بِهِ
مِنَ الثَّمَرَاتِ رِزْقًا لَكُمْ وَسَخَّرَ لَكُمْ الْفَلَكَ لِتَجْرِيَ فِي الْبَحْرِ بِأَمْرِهِ
وَسَخَّرَ لَكُمْ الْأَنْهَارَ "

سورة إبراهيم الآية 32

صدق الله العظيم

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Ecole Nationale Polytechnique

Département : HYDRAULIQUE

Mémoire de Fin d'Etudes

THEME

Outil d'aide à la décision
pour l'optimisation
multicritère d'un réseau
d'assainissement

Proposé et dirigé par:

Mr CHERRARED.M

Etudié par :

Mr BOUTCHICHA.R
Mr BENALI.M

Promotion : juin 1996

الإهداء

إلى الوالدين الحبيبين...

إلى إخوتي و أخواتي...

إلى الصغير عبد الله.

...إلى أبناء وأساتذة الحركة الواعية التي تعلمت فيها أسمى معاني الإخاء و الحب
والوفاء.

إلى أحمد، عطية و عمارة و لخضر.

و إلى كمال ، محمد ، إسماعيل ، ووحيد وميده.

...ولا أنسى عبد الحميد ، سالم ، محرز و محمد.

و إلى الذين مضوا بشير و عبد الحفيظ.

إلى كل هؤلاء أهدي هذا العمل المتواضع.

الهدى

Dédicaces

A mes chers parents

à ma petite soeur Imen

à toute ma famille

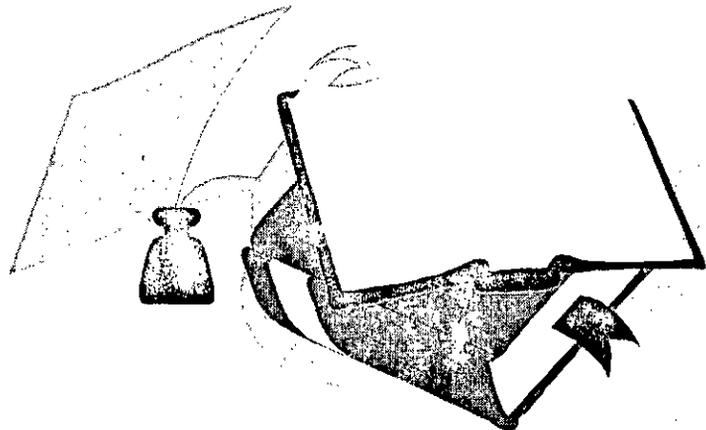
à Mohamed ,Abkayoum et Kamel

à tout les membres de comité de cité de Beuraoui Amar

à tout mes amis ,et surtout les sportives Aïkidokas et Echephiles

je dédie ce modeste travail.

RACHID.



Remerciements

Nous formulons l'expression de notre gratitude et profonde reconnaissance à Monsieur CHERRARED.M ,notre promoteur pour son aide et ces conseils si précieux.

Nos remerciements vont également à Monsieur BOUZIANE.B, Monsieur BOUCHIDA.O et Monsieur LADRAA.A pour leurs aide au cours de notre travail.

Aussi nous exprimons notre reconnaissance à nos amis ,qui ont contribues de prés ou de loin dans notre projet ,e' qu'ils trouvent ici notre gratitude.

Que l'ensemble des membres de jury trouvent à travers ces lignes l'expression de notre humble reconnaissance pour avoir voulu examiner notre thèse.



المخلص:

الهدف من هذه الدراسة هو إنجاز أداة تساعدنا في اختيار أفضل مشروع مقترح لإنجاز شبكة تصريف المياه ، وذلك وفق عدة معايير (التكلفة ، الفيضانات ، أثر على المحيط..). ، باستعمال طريقة الحدف والاختيار المطابق للحقيقة.
(ELECTRE II).

Abstract :

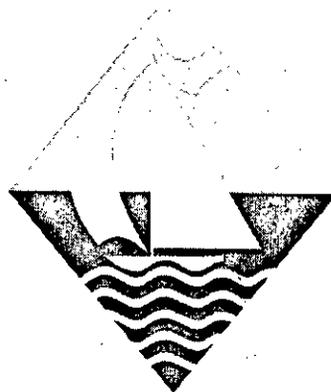
The aim of this work is to elaborate a helping tool for making a decision with regard to a drainage network « Multi-criteria » optimisation ,by means of ELECTRE II method.

Résumé:

Le but de ce travail est de mettre au point un outil d'aide à la décision pour une optimisation multicritère ,en basant sur plusieurs critères ,coût, inondation ,rejets ,impact sur l'environnement .Pour cela on utilise la méthode d'ELECTRE II.

"Le but de la science n'est pas de dire ce que la nature est, mais ce que nous pouvons dire à propos de la nature."

NEILS BOHR



SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION	1
Chapitre I: ANALYSE CRITIQUE DES CRITERES CONCEPTUELS.	
I-1- Introduction.....	3
I-2- Problématique.....	3
I-3- Analyse des phénomènes.....	4
I-3-1-La pluie.....	5
I-3-2- La pollution atmosphérique.....	6
I-3-3- Accumulation des polluants par temps sec.....	7
I-3-4-Le ruissellement pluvial.....	7
I-3-5-Les eaux usées domestiques et industriels.....	9
I-3-6-Les rejets.....	10
I-4-Analyse et définition des critères des conceptions.....	10
I-4-1-Critère coût.....	10
I-4-2-Les débordements.....	13
I-4-3- encrassement des réseaux.....	14
I-4-4-Les rejets sans traitement.....	16
I-4-5-Impact sur le milieu naturel.....	18
I-5-Conclusion.....	20
Chapitre II: METHODES D'EVALUATION DES DIFFERENTS CRITERES	
II-1-Introduction.....	22
II-2-Critères de choix d'une méthode de modélisation.....	22
II-3-Evaluation du coût d'un réseau.....	24
II-3-1-Coût de travaux de terrassement.....	25
II-3-2-Coût de canalisation.....	27
II-3-3- coût des ouvrages annexe.....	29

II-4- évaluation des débordements et des rejets	
modélisation du fonctionnement d'un réseau	31
II-4-1- approche basée sur la simulation des phénomènes.....	31
II-4-1-1- modèle des pertes.....	33
II-4-1-2- modélisation de la production.....	38
II-4-1-3- modélisation de ruissellement.....	38
II-4-1-4- modélisation des écoulements dans les conduites.....	45

APPROCHE METHODOLOGIQUE

III-1- les méthodes unidimensionnelles.....	59
III-1-1- les méthodes classiques basées sur la notion de coût.....	59
III-1-2- les méthodes basées sur la notion d'indicateurs ou de fonctions d'utilité globale.....	62
III-2- les méthodes multi-dimensionnelles.....	63
III-2-1- les méthodes de recherche des actions non dominées.....	65
III-2-2- les méthodes de recherche des actions avec formulation à priori des préférences.....	67
a- les méthodes de classement.....	67
b- les méthodes par partition.....	68
III-3- choix de la méthode d'optimisation - la méthode ELECTRE II.....	69
III-3-1- la méthode ELECTRE II.....	70

chapitre IV : PRESENTATION DU LOGICIEL

IV-1 Aperçu sur la programmation orientée objet (P.O.O).....74

IV-1-1 Encapsulation.....75

IV-1-2 Héritage.....75

IV- 1-3 Polymorphisme.....75

IV-2 Présentation du logiciel « N.O.P »75

IV-2-1 Hiérarchie des objets.....78

chapitre V :JEUX D’ESSAI

V-1 Optimisation79

V-2 Evaluation du débordement 81

CONCLUSION.....83

BIBLIOGRAPHIE85

ANNEXE

Page	Errata	Correction
3 (dernière ligne)	de	du
6 (1er ligne)	la	le
12 (ligne 21)	orle	rôle
43 (ligne 11)	flu	flux
55 (ligne 6)	s'ecrut	s'écrit
58 (ligne 2)	Méthologiques	Méthodologiques
59 (ligne 4)	inévitabile	inévitables
61 (ligne 17)	coefficient	coefficients
bibliographie		[11] P.F.E 1992 [19] P.F.E DE L'ENP 1993

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

introduction

INTRODUCTION

Les réseaux d'assainissements ont toujours été ressentis comme des équipements secondaires, conséquences banale d'une urbanisation. Chaque type de réseaux isolément, données lieu des différentes interactions existantes entre l'infrastructure et l'environnement. Les réseaux sont alors gênés de façon ponctuelle lorsque des dysfonctionnements venaient à apparaître.

Aujourd'hui, la ville a pris de telles proportions que la gestion au coup par coup des infrastructures devient inefficace et très onéreuse.

Le développement intense de l'urbanisation et l'accroissement rapide de la population, ont rendu de plus en plus délicat le problème de l'évacuation des eaux usées et pluviales. Nous assistons aujourd'hui à une situation où les débordements et la pollution des milieux récepteurs sont de plus en plus fréquents et importants.

En ALGERIE, la population urbaine, qui était de l'ordre de 12.8 million habitants en 1990, passera en l'an 2010 à 27.0 million, selon les chiffres avancés par le ministère de l'équipement. La charge organique moyenne rapportée à une zone urbaine atteindra les 591.3 mille tonnes par an. D'autre part, les écoulements superficiels représenteront une charge polluante de 47.7 gr/m³.

Cet aspect est encore plus effrayant lorsque l'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, 52.8 millions d'habitants.

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

Il semble donc nécessaire de disposer de moyens efficaces permettant d'une part de concevoir autrement les nouveaux réseaux et d'autre part de mieux gérer le "patrimoine" existant.

C'est l'objet de cette étude qui consiste à élaborer une méthode de conception optimale des réseaux d'assainissement basée sur les critères fonctionnels et économiques les plus importants au sens de la spécialité algérienne: *coût, impact sur l'environnement, inondations,...etc.*

Chapitre I :

Analyse critique des critères
conceptuels

Chapitre I: ANALYSE CRITIQUE DES CRITERES CONCEPTUELS

I-1-INTRODUCTION:

L'objet de cette première étude est de mettre au point des modèles et des méthodes d'évaluation d'un certain nombre de critères permettant de juger de la qualité des différentes solutions pour la conception d'un réseau d'assainissement.

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

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

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

I-2-PROBLEMATIQUE:

Le concepteur doit non seulement réaliser un réseau permettant d'assurer les trois rôles mais aussi adopter la solution optimale, c'est à dire la solution la plus économique, offrant le moins de risque d'Inondation, protégeant le plus la santé publique et préservant aux mieux la qualité de l'environnement récepteur (exutoire naturel du réseau).

La recherche d'une telle solution n'a jamais fait l'objet d'une étude en ALGERIE (étude d'optimales au sens économique seulement (étude d'optimisation monocritère) sans tenir compte des autre critères fonctionnels de réseaux.

Cette politique de conception a eu comme conséquences la dégradation progressive du fonctionnement des réseaux et leur mauvaise exploitation. A titre d'exemple on peut citer les quelques lacunes suivantes très souvent rencontrées dans les réseaux algériens:

-L'obturation des conduites: ce phénomène a pour conséquences:

◆ la réduction du diamètre de la conduite, donc risque d'Inondation plus grand.

◆ la remise en suspension des dépôts lors des orages, donc risque de pollution plus important;

- Inondation en amont du réseau due a l'influence de l'aval sur l'amont;

- Entretien difficile ou impossible des réseaux: ceci se produit lorsqu'il y a absence d'accès au réseau, ou les sections des conduites ne permettent pas un entretien facile, ou encore lorsque les moyens d'entretiens disponibles ne sont pas adaptés à la conception du réseau adoptée.

L'objet de cette étude consiste donc à élaborer une méthode de conception optimale des réseaux d'assainissement basée sur les critères fonctionnels et économiques les plus importants au sens de la spécificité algérienne: coût, débordement, rejets...etc.

I-3-ANALYSE DES PHENOMENES:

Dans le cadre de l'assainissement les eaux à évacuer sont de trois types:

◆ eaux de ruissellement

◆ eaux usées, d'origine domestique

◆ eaux industrielles

Ces eaux peuvent être séparées ou mélangées, ce qui fait apparaître la notion d'effluent urbain constitué par des eaux usées, d'origine domestique plus ou moins

polluées par des eaux industrielles et plus ou moins diluées par des eaux de ruissellement.

Aussi le fonctionnement d'un réseau d'assainissement dépend de plusieurs phénomènes complexes, certains en rapport avec le ruissellement pluvial (quantité et qualité d'eaux pluviales), d'autres sont relatifs aux caractéristiques et au fonctionnement du système de drainage: activités sanitaires de la population, accumulation de polluants en période de temps sec, transformation pluie - débit, entraînement des masses polluantes, transfert dans les collecteurs avec sédimentation et remise en suspension éventuelle, ..Etc.

Dans ce chapitre, nous essayons d'analyser ces différents phénomènes tout en soulignant le degré d'influence des divers facteurs correspondants sur le fonctionnement du réseau.

1-3-1- La pluie:

Sa propriété de phénomène aléatoire rend très difficile la prévision des inondations et des hydrogrammes d'une façon générale. La pluie a une influence directe sur le ruissellement de surface et l'écoulement dans le réseau.

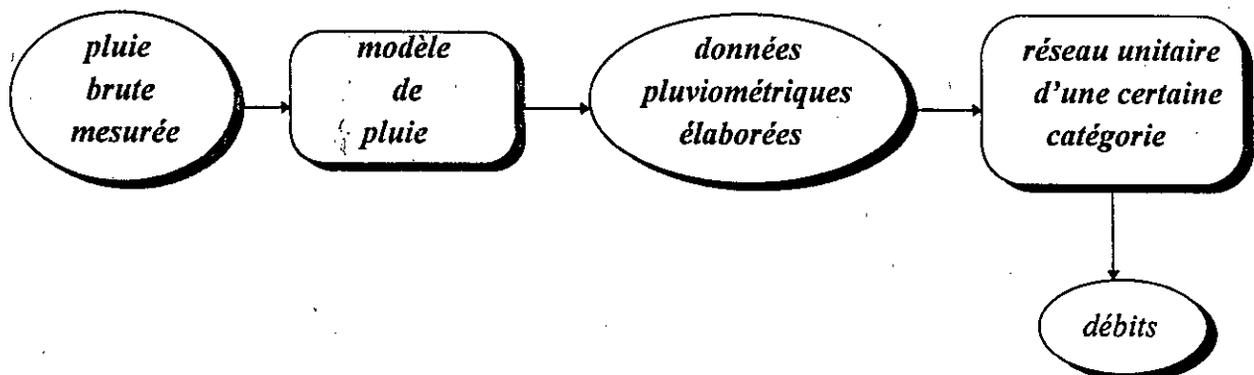


fig. 1: Processus d'utilisation des données pluviométriques dans un modèle d'émission "boîte noire".

Phénomène complexe par nature, il nécessite pour la décrire un ensemble de données spécifiques mesurées ou archivées. La complexité du phénomène est telle qu'il est indispensable d'en chercher une image très simplifiée mais suffisamment représentative vis à vis du ruissellement urbain pour conduire à des valeurs correctes de débit. Cette image en évidence les caractéristiques principales des pluies.

Dans la réalisation des campagnes de mesure, il est important de bien représenter les événements de pluie par leur caractéristiques essentielles, de telle façon qu'on puisse les distinguer dans l'espace et dans le temps et leur associer les valeurs de débit et de relier la pluviométrie aux rejets par des lois régissant le processus de transformation pluie - débits (fig. 1).

En général, les niveaux requis pour la connaissance de la pluie sont très dépendants des objectifs visés. Suivant le type de problèmes auxquels est confronté le technicien, plusieurs classes de modélisations temporelle de la pluie peuvent être utilisées, certains d'entre elles (pluies de projet ou fictives, pluies historiques) peuvent subir des déplacements et des amortissements spatiaux.

I-3-2- La pollution atmosphérique:

La pollution atmosphérique peut avoir deux sources principales:

- les émissions urbaines (gaz d'échappement des véhicules, chauffage...) et industrielle.
- les émissions agricoles et forestières: érosion du sol par le vent durant le temps sec, les composants fertilisants, les pesticides ..Etc.

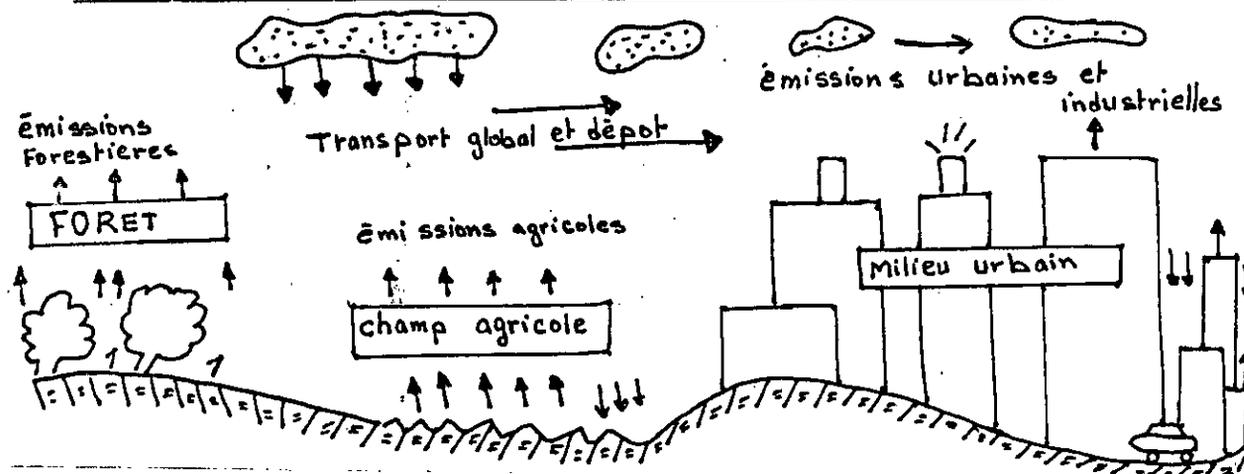


fig. 2: processus de transport, d'accumulation et de développement de la pollution atmosphérique.

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

En ALGERIE, la pollution atmosphérique n'a pas encore atteint un degré inquiétant, mais elle peut atteindre des valeurs non négligeables dans certaines régions de forte densité du trafic automobile ou dans les régions à industrie chimique localisées.

I-3-3- Accumulation des polluants par temps sec:

En dehors de la pollution atmosphérique, deux autres phénomènes se produisent en périodes sèches:

- ◆ accumulation de poussières sur les toits et les sols du bassin versant.
- ◆ accumulation de sédiments dans les canalisations du réseau.

Ces deux phénomènes interviennent dans le processus de pollution des eaux unitaires rejetées sans traitement.

I-3-4- Le ruissellement pluvial:

Le ruissellement ne sera généré par la surface que si la précipitation est supérieure aux pertes occasionnées par différents processus tels que l'interception, le stockage superficiel, l'infiltration, l'évaporation et l'évapotranspiration.

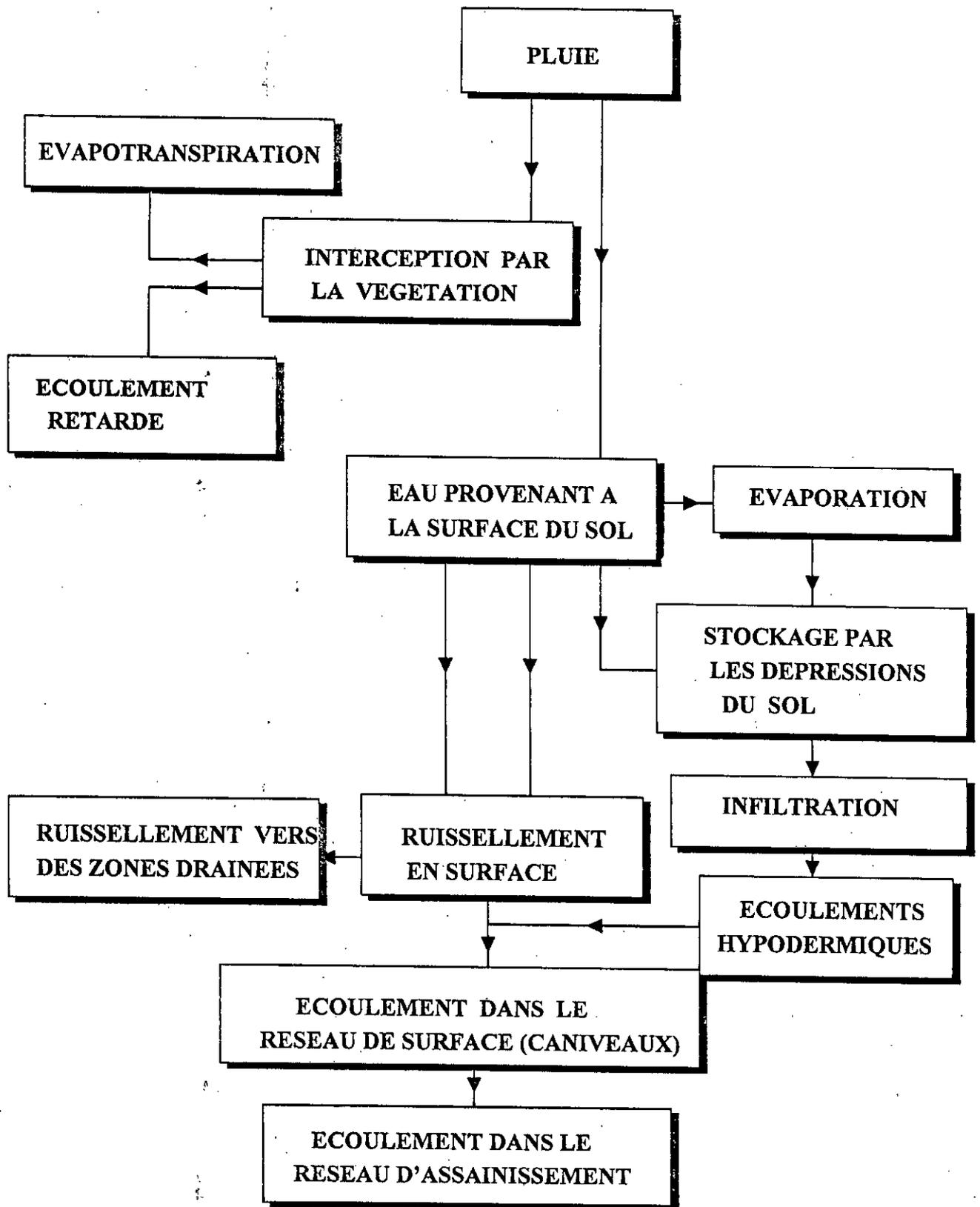


fig. 3: description du processus de ruissellement.

I-3-5- Les eaux usées domestiques et industriels:

Ces eaux s'écoulent presque en permanence dans le réseau unitaire. En période nocturne, les débits sont cependant souvent très faible (parfois nuls) puisque les activités humaines et industrielles sont généralement faibles au période de la nuit.

- à faibles débits le réseau doit être auto curant pour éviter les dépôts importants dans le fond des canalisations.

- du point de vue qualitatif, ces eaux ne doivent pas être rejetées sans traitement vers le milieu récepteur. Et les eaux industrielles ne doivent pas contenir certains polluants nocifs et dangereux qui risquent de détériorer assez vite le réseau et de polluer dangereusement l'environnement naturel recevant les rejets du réseau.

pollution des eaux usées:

La qualité des eaux usées est caractérisée par des nombreux paramètres, qu'on peut devisé on cinq (05) grands groupes:

[les MES - matières organiques - matériaux lourds - nutriments - bactéries].

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

◆ Les matières organiques: Telles que la [DBO 5], elles sont plus couramment utilisées pour représenter l'impact potentiel d'un rejet.

◆ Les métaux lourds: Tels que le zinc (Zn), le plomb (Pb), le cuivre.

◆ Les bactéries: Leur impact sur la santé publique est dangereux.

◆ Les nutriments: Tels que l'azote et ces différentes dérivées (N_tot, Nk, N_org).

I-3-6- Les rejets:

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 fonction des caractéristiques pluviales du bassin versant et du réseau lui même.

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

dans notre étude on s'intéresse au réseau d'assainissement unitaires car ils sont les plus répandus en Algérie et présentent plus de pollution.

En ALGÉRIE - malheureusement - on a souvent affaire à des rejets directs, non traités. Ce qui présente une source importante de pollution pour l'environnement naturel.

I-4- ANALYSE ET DEFINITION DES CRITERES DES CONCEPTIONS:

I-4-1 Critère coût:

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 au projet et qui influent sur le coût, car il existe des facteurs de variation propres à chaque phase.

D'autre part, les prix unitaires en Algérie sont très variables et instables, ce qui rend encore les prévisions des dépenses plus incertaines.

les composantes de coût:

Les différents composantes du coût globale d'un réseau d'assainissement 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 la morphologie du réseau.
- ◆ De l'organisation des services d'assainissement.

- Coût des éléments constitutifs:

Dans cette étude on ne tiendra compte que des coût de l'étude, de la réalisation et des éléments constitutifs. Le coût de la réalisation conditionne les prises de décision de continuité ou d'arrêt de l'opération.

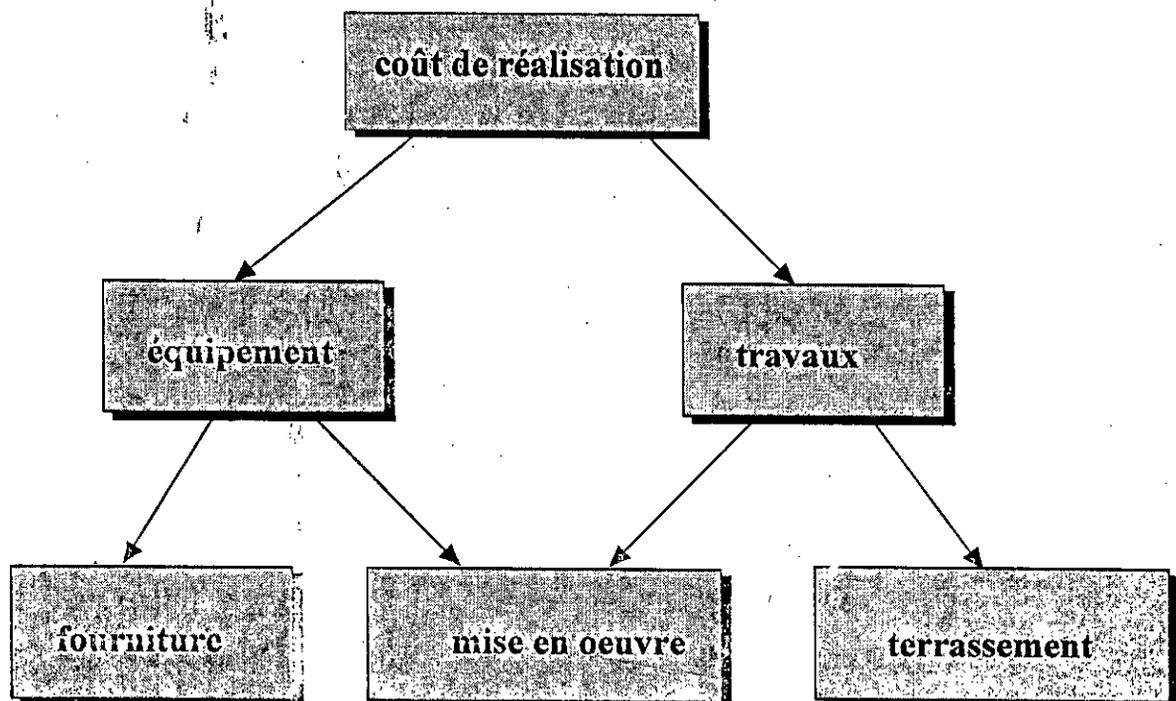


fig. 4: les composantes du coût de réalisation.

Les éléments de mesure:

Pour un réseau d'assainissement on a trois types d'éléments de mesures:

- ◆ Terrassement (réalisation des fouilles).
- ◆ Canalisations.
- ◆ Ouvrages annexes.

a)- Les terrassement:

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

- ◆ Terrassement en tranche.
- ◆ Terrassement en tunnel.

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

b)- Canalisations:

Une canalisation est caractérisée par sa longueur mesurée à partir d'un tracé en plan, sa forme (diamètre) et le type de matériaux la composant.

Pour estimer le coût de ces canalisations, on doit donc déterminer pour chaque tronçon, ces caractéristiques, et définir la technique de mise en oeuvre.

En ALGERIE, on a tendance à utiliser des conduites circulaires en béton armé.

c)-Ouvrages annexes:

les ouvrages annexes jouent un rôle important dans l'exploitation rationnels et correcte des réseaux d'assainissement, mais leur réalisation occupe une grande part du coût est total de la construction du réseau.

le calcul de cet part du coût est basé sur la connaissance:

- ◆ des différents types d'ouvrages à réaliser.
- ◆ du nombre d'ouvrage de chaque type à réalisée.

Il existe deux type d'ouvrage annexe:

1-ouvrages systématiques: parmi les quels on cite:

- ◆ Les regards de visite: permettant l'accès au réseau pour son curage et sa ventilation.
- ◆ Les branchements particuliers: Collectant les eaux usées et les eaux pluviales des immeubles.
- ◆ Les bouches d'égouts: Collectant les eaux de pluie et de lavages des chaussées.

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

- ◆ Les déversoirs d'orage.
- ◆ Les bassins de dessablement.
- ◆ Les siphons.
- ◆ Les bassins de retenue ou d'infiltration.

I-4-2- les débordements:

Introduction:

La qualité hydraulique d'un réseau d'assainissement est son aptitude à remplir correctement la tâche pour laquelle il à 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 charges de certains tronçons du réseau, ou, plus grave, des débordements sur la chaussée et dans les caves (points bas des immeubles).

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.

critères d'observation du phénomène débordement:

Les variables quantifiables concernant un débordement sont nombreuses: 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, par 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 pluie 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.

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

I-3-4- Encrassement des réseaux:

L'encrassement est matérialisé par des dépôts sur le fond des conduites. Le paramètre permettant l'évaluation physique des dépôts est la hauteur des matières déposés.

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

La hauteur des dépôts et son évolution le long du réseau dépend:

- des caractéristiques physiques du réseau: pente, type de conduite.
- de la durée de temps sec précédant une pluie.
- de la fréquence d'entretien.
- de l'évolution des charges polluantes et leurs caractéristiques (granulométrie et densité).
- des caractéristiques pluviométriques.
- des caractéristiques de l'écoulement (vitesse, débit...).

Nous constatons bien qu'il est impossible d'évaluer la hauteur des dépôts en tout point du réseau et par conséquent son influence sur l'écoulement.

Une formalisation de ce critère s'avère différente à établir et il en est de même, par conséquent, pour la modélisation.

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

I-4-4- Les rejets sans traitement :

Ce critère "rejet" découle du problème réel d'environnement. Il est par conséquent nécessaire de caractériser la qualité des rejets en étudiant la variation des flux en fonction des caractéristiques hydrologiques et d'occupation de sol du bassin versant, et celle du réseau lui-même.

Dans notre étude on s'intéressera uniquement aux réseaux unitaires. Ces derniers étant les plus répandus en Algérie et représentant plus la pollution.

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

La hauteur des dépôts et son évolution le long du réseau dépend:

- des caractéristiques physiques du réseau: pente, type de conduite.
- de la durée de temps sec précédant une pluie.
- de la fréquence d'entretien.
- de l'évolution des charges polluantes et leurs caractéristiques (granulométrie et densité).
- des caractéristiques pluviométriques.
- des caractéristiques de l'écoulement (vitesse, débit...).

Nous constatons bien qu'il est impossible d'évaluer la hauteur des dépôts en tout point du réseau et par conséquent son influence sur l'écoulement.

Une formalisation de ce critère s'avère difficile à établir et il en est de même, par conséquent, pour la modélisation.

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

I-4-4- Les rejets sans traitement :

Ce critère "rejet" découle du problème réel d'environnement. Il est par conséquent nécessaire de caractériser la qualité des rejets en étudiant la variation des flux en fonction des caractéristiques hydrologiques et d'occupation de sol du bassin versant, et celle du réseau lui-même.

Dans notre étude on s'intéressera uniquement aux réseaux unitaires.

Ces derniers étant les plus répondus en Algérie et représentant plus la pollution.

Bien souvent, les problèmes de pollution de nos milieux aquatiques sont dus à une réception directe d'eaux usées non épurées. L'inexistence de station d'épuration ou la mauvaise gestion de celles ci lorsqu'elles existent en sont les causes principales.

En effet, 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. Notons aussi l'existence de cas de rejets anarchiques provenant des particuliers ou d'anciens réseaux endommagés. (sources)

paramètres d'évaluation des rejets:

En pratique, la modélisation des rejets par simulation des pluie et des la production d'eau usée peut être envisagée à trois niveaux:

- estimer la charge globale de flux sur une assez longue période (une saison, une année, quelconques années).
- estimer la charge rejetée sur une ou plusieurs périodes courbes (durée d'une pluie particulier, durée de quelques jours exceptionnels,...).
- estimer l'évaluation des débits et des concentrations instantanées de polluants lors d'un ou plusieurs éléments pluvieux.

Selon le niveau d'estimation visé, les données nécessaires et les méthodes de modélisation mathématiques et de simulation différent.

Nous nous intéresserons plus à l'évaluation des débits et des charges polluantes rejetées sur une assez longue période (à l'échelle annuelle par exemple), cette évaluation permet de tenir compte des fluctuations saisonnières et fournit un critère de comparaison d'une solution d'aménagement envisageable à une autre et d'un site à un autre.

Les flux rejetés doivent être évalués sous une forme permettant de définir le type d'impact et les besoins de contrôle et de traitement nécessaires pour y remédier. Dans tous les cas on peut s'intéresser:

- aux rejets globalement .
- à une partie des rejets (pour un exutoire particulier par exemple) selon la zone d'impact considérée.

I-4-5- impact sur le milieu naturel:

La notion d'impact d'un rejet polluant quelconque sur un milieu récepteur 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 récepteur ainsi que de sa capacité ~~de~~ d'autoépuration. Le milieu récepteur est le plus souvent un milieu aquatique 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 récepteur et s'il est positif ou négatif.

La caractérisation de l'effet rejeté se fait par le biais de niveaux de qualité correspondant à des valeurs de concentrations pour les différentes indices de pollution considérés: L'oxygène dissous .

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 la quantité produite et son évolution dans le réseau ainsi que son évolution dans le milieu récepteur.

Les ordres des grandeurs sont obtenues par des mesures, des ratios 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.

Nous avons généralement affaire à deux type d'impact:

impact à long terme:

Il est dû à la répétition de d'événements moyens, l'effet à long terme est liée aux masses annuelles des pollution diverses. Le problème consiste dans ce cas à calculer les masses annuelles rejetés.

impact à court terme:

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

Le critère impact est difficile à appréhender. 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.

I-5- CONCLUSION:

Dans cette première phase de travail, nous avons analysé et décrit les différents phénomènes liés au fonctionnement d'un réseau d'assainissement, puis défini les critères économiques et fonctionnels permettant de juger de la qualité d'un tel réseau.

Pendant toute cette étape de recherche des critères nous avons toujours double souci d'expansivité et d'objectivité. Malgré nos efforts dans ce sens, nous avons bien conscience de ne pas avoir complètement observé ces deux principes de base. En effet, les critères présentés et analysés l'ont parfois été sur des notions subjectives et peuvent donc susciter critiques et discussions.

De même, nous n'avons certainement ^{pas} listé tous les critères de choix qui entrent en jeu. Ceci nous est très difficile dans ce cadre général, car chaque nouveau cas traité amène ses critères propres. D'autant plus que l'évaluation de chaque critère nécessite des données descriptives (relatives au phénomène où à la tâche considérés) souvent absentes incomplètes.

Notons cependant que les critères retenues pour la suite de l'étude répondant bien aux objectifs de base, déjà cités, d'un réseau d'assainissement. Nous sommes arrivés finalement à la liste des critères présentés dans la page suivante:

Les critères	Paramètres d'évaluation	observations
Coût	<ul style="list-style-type: none"> • coût total de l'opération. • coût total par mètre linéaire de réseau. • coût par tache au groupe de taches. 	instabilités des prix unitaire.(1)
Débordement	<ul style="list-style-type: none"> • volume annuel déborde. • durée annuelle de débordement. • pourcentage annuel de voirie inondées. • volume déborde lors d'un orage fréquence rare donnée. 	absence d'une politique stable d'entretien des réseaux, qui conditionne l'état des conduites donc les écoulements.(2)
Rejets	<ul style="list-style-type: none"> • volume annuels d'eau usées rejetés sans traitement. • charge annuelle rejetée par exutoire. • charge polluante annuelle totale rejetée.(3) 	absence de valeurs mesurées de concentration en pollution.
Impact sur le milieu récepteur	<ul style="list-style-type: none"> • valeurs numériques de concentration à ne pas dépasser. 	absence d'une grille de qualité.
Encrassement des conduites	<ul style="list-style-type: none"> • hauteur des dépôts • nature des dépôts • pourcentage de réseau dépassent un certain seuil. 	absence de modèles d'évaluation et de données de mesures descriptives.

(1) Faire appel à un coefficient d'inflation pour la mise à jour des prix unitaires, ce coefficient, sera déterminé approximativement. Sur la base d'expérience déjà réalisée.

(2) Les débordements seront évalués par modélisation des phénomènes hydrauliques uniquement (sans prendre en compte la variation de la rugosité des conduites, et celle des dépôts, et du phénomène du transport solide, c.à.d. le charriage des dépôts.

(3) Pour au moins les 3 paramètres polluants suivant: MES - DBO5 - DCO.

Chapitre II :

Méthodes d'évaluation des
différents critères

Chapitre II : METHODES D'EVALUATION DES DIFFERENTS CRITERES

II-1- INTRODUCTION:

Dans ce chapitre nous allons voir les méthodes et les modèles mathématiques permettant d'évaluer et de quantifier les différents critères retenues.

Nous rappelons que les critères retenues sont les suivants:

- Le coût du réseau .
- Les débordements en termes de volumes ou débits d'eaux débordées .
- Les rejets aux exutoires du réseau en termes de débits ou volumes d'eau et de masse polluantes rejetées.

L'évaluation des critères fonctionnels nécessite la simulation du fonctionnement du réseau, c'est-à-dire faire appel à des modèles qui traitent le processus de transformation des eaux pluviales et usées jusqu'aux rejets.

II-1- CRITERES DE CHOIX D'UNE METHODE DE MODELISATION:

La modélisation d'un phénomène est sa représentation par des lois mathématiques faisant appel à des paramètres caractéristiques ayant un rapport direct ou indirect avec celui ci.

Souvent, cette modélisation est assurée par des calculs automatiques pour des raisons de temps et de quantités de calculs.

Ce qui nécessite des traitements préalables pour la préparation des données nécessaires ou la transformation de celles ci en données numériques " organisées" suivant la logique des calculs à assurer.

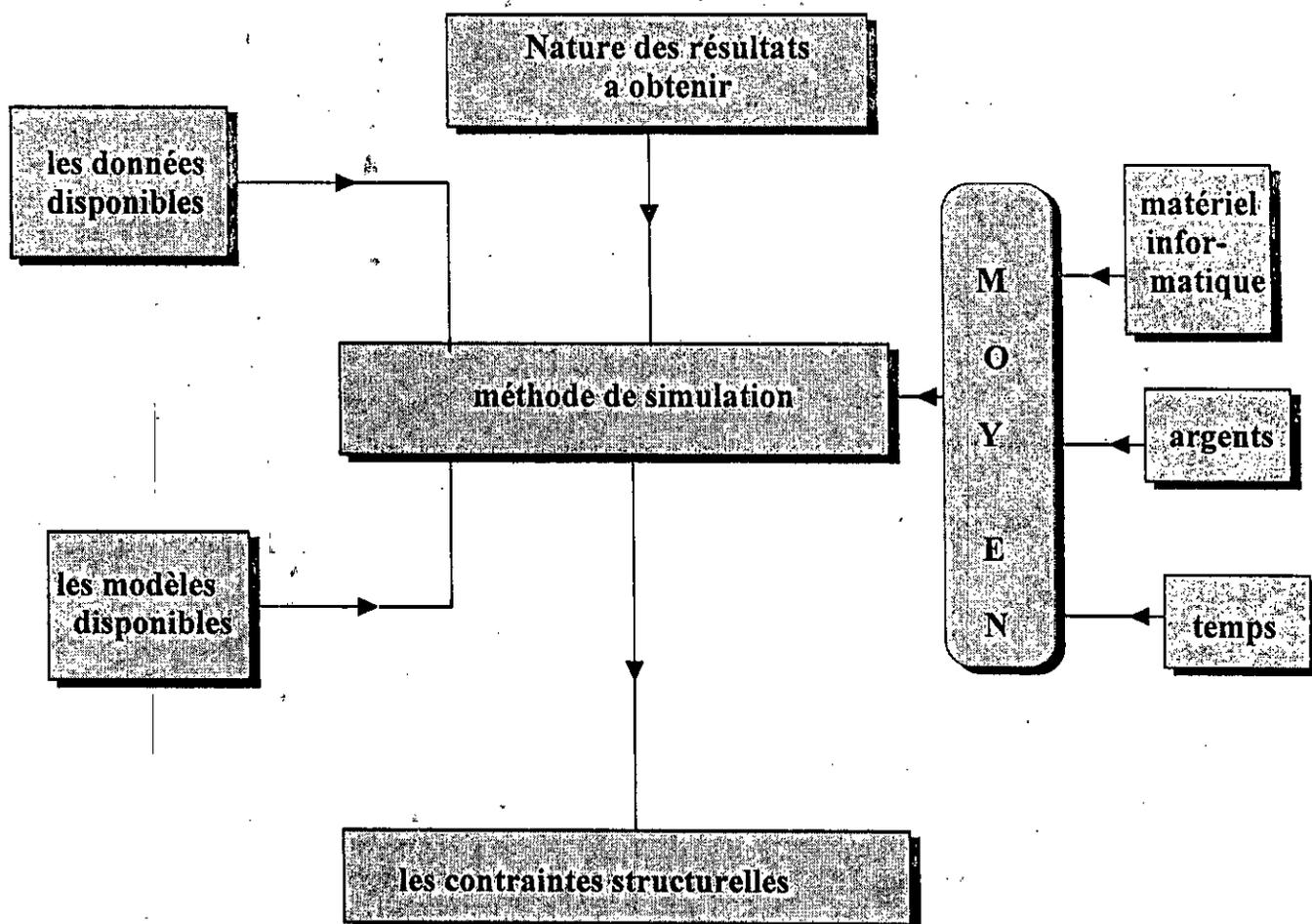


fig. 5: critères de choix d'une méthode de simulation

comme montre l'organigramme (fig. 5), le choix d'un modèle de simulation est conditionné par un certain nombre de critères:

- La nature des résultats à obtenir :qui dépend des objectifs visés, donc de la destination des résultats.
- Les données disponibles, qui peuvent exister sous différentes formes(valeurs instantanées, valeurs moyennes à un pas de temps donnée,...etc.), ou être insuffisantes ou absentes.

- Les modèles disponibles: qui peuvent imposer la méthodologie de simulation (modèle globale, modèle détaillé,...etc).
- Les moyens disponibles :en termes de matériel informatique, d'argent et /ou temps.
- Les contraintes structurelles: qui obligent souvent á ne pas prendre en compte le fonctionnement réel de certaines ouvrages particuliers(station de relèvement, bassin de retenue, ..etc).

ce ci conduit souvent a l'utilisation de méthodes simplifiées.

II-3- EVALUATION DU COÛT D'UN RESEAU:

Nous avons vu précédemment que le coût du réseau est composé de :

- Coût de l'étude.
- Coût de réalisation.

Le coût de l'étude est généralement peu variable et dépend du nombre et du niveau des intervenants (ingénieurs, techniciens, ..etc).

Ce coût peut être soit estimé forfaitairement a partir d'expériences antécédentes, soit calculé par la formule:

$$C_{\text{étude}} = N_1 * C_1 + N_2 * C_2 + \dots + N_m * C_m + \Delta C$$

avec :

$N_j, j = 1, m$: nombre d'intervenants de niveau j.

C_j : coût unitaire d'un intervenants de niveau j(prix de revient journalier, hebdomadaire ou mensuel par exemple) multiplié par la Durée de l'étude (nombre de jours ,de semaines ou de mois par exemples).

ΔC :frais divers (documentation, graphisme ...etc.).

Ce coût peut ne pas être considéré dans la recherche de la solution optimale puisqu'il ne varie pas (ou peu) avec la variation des solutions techniques de conception d'un réseau d'assainissement.

Nous ne considérons donc que le coût de réalisation qui comprend le coût de terrassements, le coût de canalisations et le coût des ouvrages annexes.

$$C_{\text{réalisation}} = C_{\text{terrassement}} + C_{\text{canalisations}} + C_{\text{ouvrages annexes}}$$

II-3-1- Coût de travaux de terrassement:

Ce coût est basées sur deux éléments essentiels:

- Le matériel et les engins de terrassement utilisés.
- La main d'oeuvre.

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

Pour calculer le coût des terrassement, il faut définir pour chaque tronçon homogène "i" du réseau:

- La longueur de la fouille L_{fi} .
- La largeur l_{fi} .

- La profondeur P_{fi} .
- La nature du sol(rocheux ou non);pour le choix des outils et engins de terrassement.

Ces informations permettent de définir :

- Le volume de terrassement : $V_{fi} = L_{fi} \times l_{fi} \times P_{fi}$
- Les prix unitaires pour les quels on distingue deux cas ,selon la nature du sol:

a/ pour un sol non rocheux, le prix unitaire est en fonction de la profondeur:

profondeur (m)	0 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7	>8
prix unitaire	PU1	PU2	PU3	PU4	PU5	PU6	PU7

PU_j : prix unitaire/m³ de terrassement pour la tranche de profondeur "j".

b/ pour un sol rocheux ,on a le prix unitaire fixe /m³ de terrassement (PU).

Donc le coût de terrassement sera donné par :

$$C_{tr} = \sum_{i=1}^n V_{fi} * PU_i ; \text{ si le sol est rocheux .}$$

où:

$$C_{tr} = \sum_{i=1}^n [V_{f_{i-1}} * PU_{i-1} + V_{f_{i+1}} * PU_{i+1} + V_{f_{im(i)}} * PU_{im(i)}] ;$$

pour un sol non rocheux .

n : nombre de tronçons homogènes (fouilles).

$m(i)$: nombre de tranches de profondeur définies pour les prix unitaires , dans la fouille "i".

PU_{ij} : prix unitaire de terrassement de la tranché "j" dans la fouille "i".

N° tronçon	type terrassement	nature du sol	technique utilisée	volume de terrassement	prix/m ³	prix par tronçons	cumul
.....

fig. 6 : exemple de tableau récapitulatif du coût des terrassement.

II-3-2- Coût de canalisation:

Le coût des canalisations est évalué par référence a plusieurs paramètres :

- la forme (circulaire ,ovoïde,..).
- les dimensions.
- le matériau constitutif (grès, pvc, béton armé,...).
- la technique de mise en oeuvre (préfabriquées ou coulées en place).

En ALGERIE , on a tendance à utiliser des conduites circulaires en béton armé.

le coût de canalisation comprend:

Le coût de lit de pose: C'est la couche, généralement de sable, disposée sur le fond de la fouille et sur laquelle la conduite devrait être posée pour éviter les efforts de réaction ponctuels du sol.

Cette tache comprend:

- la fourniture du matériaux (transports compris).
- mise en oeuvre dans la tranchée y compris le réglage des pentes.

Le coût du lit de sable est estimé généralement, sur la base d'un prix unitaire par mètre cube de matériaux élaboré, englobant tous les frais (PU).

Le volume du lit de pose peut être calculé par la relation:

$$V_{Lp} = \sum_{i=1}^n Lf_i * lf_i * ep_i.$$

n: nombre de tronçons homogènes.

ep_i: épaisseur du lit de pose pour le tronçon "i" = constante (10 ÷ 15 cm).

Le coût du lit de pose sera donc:

$$C_{Lp} = V_{Lp} * PU_{Lp}$$

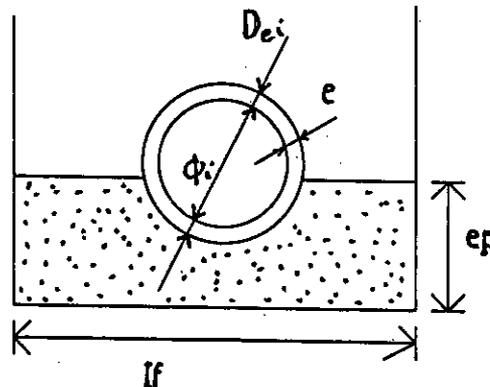


fig.6 : Lit de pose des conduites d'assainissement

coût de fourniture et de pose des canalisations:

Les prix unitaires disponibles englobant l'achat, la fourniture et le transports, et la pose et l'assemblage des tuyaux.

Le coût des canalisations peut être calculé par la relation:

$$C = \sum_{i=1}^n Lf_i * PU_i$$

où: PU_i: prix unitaires / ml de conduite pour le tronçons "i".

Lf_i: longueur de la fouille (tronçon) "i".

II-3-3- coût des ouvrages annexes:

dans les ouvrages annexes on distingue:

Les ouvrages systématiques: qui relient les canalisations à la surface. Ils permettant la collecte des eaux et la visite des réseaux. on peut citer:

- ◆ Les branchements particuliers.
- ◆ Les bouches d'égout (valoir de rue).
- ◆ Les regards de visite, d'aération, de branchement, de chute, etc.

Les ouvrages particuliers: liés aux conditions de fonctionnement du réseau, aux procédés d'entretiens et de curage, et à la topographie des bassins versants, on peut citer:

- ◆ Les réservoirs de chasse.
- ◆ Les déversoir d'orage.
- ◆ Les bassins de retenue ou de stockage.
- ◆ Les stations de relèvement ou de refoulement.
- ◆ Les siphons.

Les ouvrages particuliers peuvent ne pas exister dans un réseau. Comme c'est le cas de plusieurs réseaux algériens.

Le coût des ouvrages systématiques est relativement facile à déterminer. En effet, lorsqu'ils sont préfabriqués, le prix unitaire est disponible sur le marché, et lorsqu'ils sont fabriqués en place (cas des regards), le prix unitaire peut être déterminé à partir d'un calcul de métré de matériaux utilisés (béton armé généralement) en fonction des dimensions:

$$PU = \text{prix /mètre cube de béton armé réalisé} \times \text{volume B.A.}$$

Par contre le coût des ouvrages particuliers est généralement, plus difficile à calculer puisqu'il peut dépendre de nombreux facteurs:

- terrassement nécessaire à la réalisation de l'ouvrage.
- matériaux nécessaires (type ,quantité,...)
- technique de réalisation.
- type et nombre d'appareils nécessaires au fonctionnement de l'ouvrage (cas des postes de relèvement par exemple).
- le coût d'entretiens et d'exploitation de l'ouvrage.

D'une façon générale on essayera de déterminer le coût des ouvrages particuliers de la façon suivante:

Pour les ouvrages systématiques;

$$\text{COUT} = \sum \text{nombre d'ouvrage} \times \text{PU.}$$

le nombre d'ouvrages peut être déterminé à partir du tracé en plan pour les ouvrages particuliers.

$$\text{COUT} = \sum [\text{Coût terrassement} + \text{Volume matériaux} \times \text{PU du matériaux réaliser} \\ + \text{Coût appareils éventuels} + \text{Coût entretien et exploitation éventuel}]$$

Le volume matériaux peut être calculé à partir des croquis.

le coût d'entretien et d'exploitation est difficile à évaluer sans une grande expérience dans le domaine.

Dans notre cas, les ouvrages particuliers étant généralement absent en ALGERIE, il ne seront pas pris en compte dans notre étude d'optimisation. Mais, ils seront tout de même programmés dans les modèles de simulation et de calcul des coûts. Pour pouvoir utiliser ces modules, il suffit de disposer des valeurs des paramètres de mesures et des prix unitaires nécessaires.

Type	Dimensions(m * m)	profondeur	prix unitaires (DA)
1	1.4*1.4	6 à 7	30.000
2	1.9*2.0	8 à 9	65.000
3	2.8*2.2	5 à 6	100.000

fig. 7: exemple de prix unitaire (1992)-Cas des regards.

II-4- EVALUATION DES DEBORDEMENTS ET DES REJETS: MODELISATION DU FONCTIONNEMENT D'UN RESEAU:

II-4-1- Approche basée sur la simulation des phénomènes:

Cette approche consiste à simuler les écoulements sur les bassins versants, dans les conduites, et dans les ouvrages annexes éventuels. Ces différentes transformations peuvent être schématisées par l'organigramme de la figure suivante :

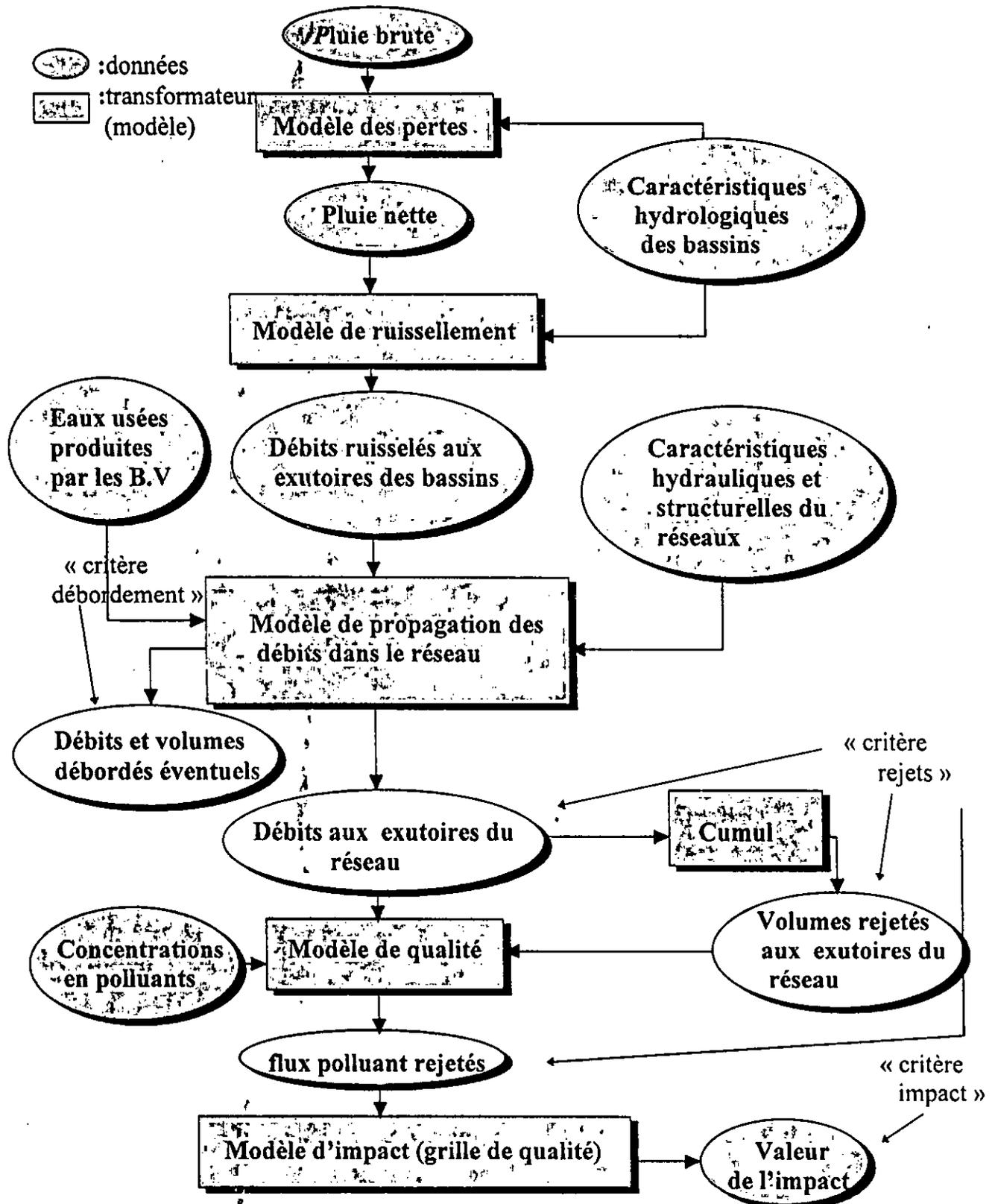


fig. 8: principe de l'approche basée sur la simulation des phénomènes.

Les données hachurées représentent les valeurs des critères fonctionnels retenus.

Nous allons définir et présenter les différentes "transformateurs" pouvant intervenir dans ce processus de simulation. Nous présenterons au fur et à mesure des modèles, les données nécessaires et la façon de les acquérir.

II-4-1-1- modèles des pertes:

Ce type du modèle permet de générer la pluie nette qui ruisselle effectivement sur les sols des bassins versants, en retranchant les pertes eau qui peuvent se produire au début (pertes initiales) ou au cours (pertes continues) du processus de ruissellement (figure. 9).

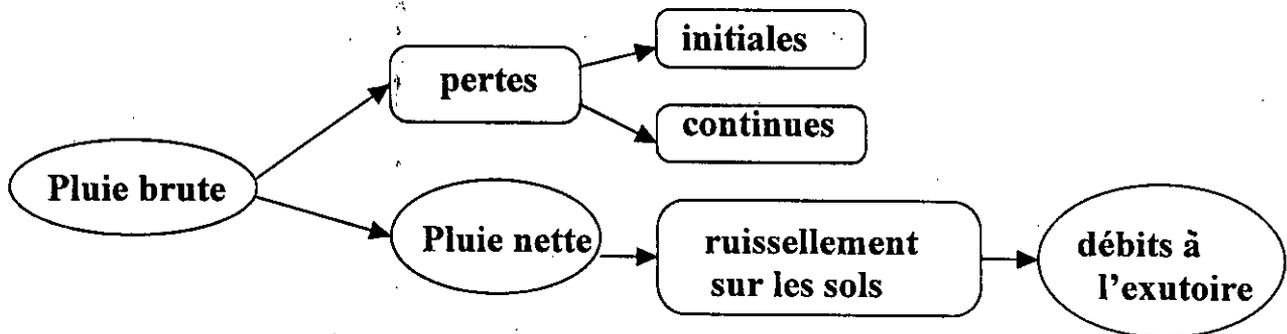


fig. 9: principe des pertes de ruissellement

a)- Les différentes types des pertes:

a-1- Evaporation - Evapotranspiration:

Ce sont des phénomènes importants en zones rurales, mais négligeables en zones urbaines (objet de notre étude).

a-2- Interception par la végétation: (pertes initiales).

C'est un phénomène extrêmement complexe où interviennent de très nombreux facteurs (type de couverture végétale, conditions climatiques antécédentes, allure de la précipitation...).

Ces pertes varient généralement entre 0.2 et 1.5 mm. Elles sont cependant négligeables en zones urbaines.

a-3- Infiltration:

C'est un phénomène qui n'intéresse que les surfaces perméables. Ces pertes sont nulles sur les surfaces retenues.

L'un des modèles le plus utilisé est la loi de HORTON:

$$F = F_c + (F_0 - F_c) e^{-kt}$$

avec: F = capacité ou vitesse d'information .

F_c = limite vers laquelle F décroît asymptotiquement lorsque la limite se prolonge (vitesse d'information stabilisée) .

F_0 = capacité d'infiltration maximale que l'on observe au début de l'averse .

k = une constante positive .

La principale difficulté consiste à évaluer F_0 , F_c , et k .

A défaut de mesure on peut utiliser (pour une terre grasse recouverte de gazon) .

$$F_0 = 76 \text{ mm / h} \quad k = 0.083 \text{ mn}^{-1}$$

$$F_c = 16 \text{ mm / h} \text{ si conditions antécédentes normales}$$

$$= 7.6 \text{ mm / h} \text{ si conditions antécédentes humides}$$

où:

$$F = F_c + 4F_c e^{-0.083t}$$

(on suppose l'existence d'une relation entre F_0 et F_c).

avec:

$$F_c = 15 \text{ à } 25 \text{ mm / h} \text{ Pour des terres sableuses}$$

$$= 3 \text{ à } 15 \text{ mm / h} \text{ Pour des terres lourdes}$$

$$= 3 \text{ mm / h} \text{ Pour des terres très argileuses}$$

a-4- Rétention en surface:(pertes initiales).

Cela consiste en stockage permanent de l'eau dans les dépressions du sol (noté Sd).

a défaut de mesure, on peut prendre:

$$[Sd = 6.5 \text{ mm pour des terrains perméables.}$$

$S_d = 1.5 \text{ mm}$ pour des terrains imperméables (d'après des études américains.)

où:

- $S_d = 3 \text{ à } 15 \text{ mm}$ pour des surfaces perméables.
- $= 0.2 \text{ à } 3 \text{ mm}$ pour des surfaces imperméables.
- $=$ négligeable si pente du terrain $> 2 \%$.

d'après des études
françaises.

où:

- $S_d = a + b \cdot (3-p)$ pour $p < 3\%$ (pente du terrain).
- $= a$ pour $p > 3\%$.

avec: $a = 2 \text{ mm}$, $b = 4 \text{ mm}$ terrains perméables.

$a = 0.5 \text{ mm}$, $b = 1 \text{ mm}$ terrains imperméables.

b)- Prise en compte globale des pertes. coefficient de ruissellement:

Le coefficient de ruissellement est un paramètre qui permet tenir compte globalement des pertes au ruissellement vues précédemment. Il est défini comme étant:

$$C = \frac{\text{volume d'eau ruisselé}}{\text{volume d'eau précipité}}$$

Pour des bassins versants comportant n sols de natures différentes a:

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

avec: C_i, A_i : coefficients de ruissellement et surface de la zone i
C coefficient de ruissellement pondéré du bassin

Suivant les types des sols, où d'occupation des sols, on pourra retenir les valeurs suivantes:

Nature de surface	Coefficient de ruissellement
Lavage, chaussées revêtues, pistes et ciment	$0.70 \leq C \leq 0.95$
Toitures et terrasses	$0.75 \leq C \leq 0.95$
Sols imperméables avec végétation: pente < 2% pente = 2 à 7% pente > 7%	$0.13 \leq C \leq 0.18$ $0.18 \leq C \leq 0.21$ à 0.28 $0.25 \leq C \leq 0.35$
Sols perméables avec végétation: pente < 2% pente = 2 à 7% pente > 7%	$0.05 \leq C \leq 0.10$ $0.10 \leq C \leq 0.15$ $0.15 \leq C \leq 0.20$

Type d'occupation de sol	Coefficient de ruissellement " C "
Commercial	$0.70 \leq C \leq 0.50$
Résidentiel - lotissements - collectifs - habitats dispersés	$0.30 \leq C \leq 0.50$ $0.50 \leq C \leq 0.75$ $0.25 \leq C \leq 0.40$
Industriel	$0.50 \leq C \leq 0.80$ à 0.90
Parcs et jardins publics	$0.10 \leq C \leq 0.25$
Terrains de sports	$0.20 \leq C \leq 0.30$ à 0.35
Terrains vagues	$0.05 \leq C \leq 0.15$ à 0.20
Terres agricoles - drainées - non drainées	$0.10 \leq C \leq 0.13$ $0.03 \leq C \leq 0.07$ à 0.10

Quelques valeurs du coefficient de ruissellement

c)- La pluie nette:

Le modèle des pertes ou de pluie nette peut être exprimé de la manière suivante :

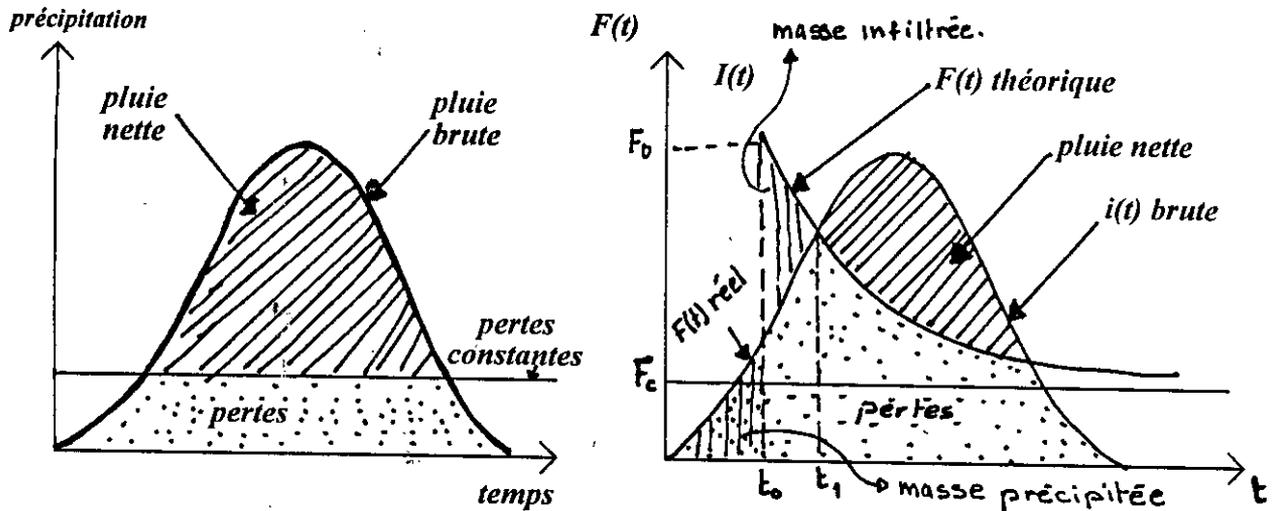


fig. 10: représentation graphique des pertes et de la pluie.

$$\text{pluie nette} = \text{pluie brute} - \text{pertes.}$$

Lorsque les pertes sont constantes, comme c'est le cas, en général, des pertes initiales, la pluie nette est donnée par le graphe de gauche de la fig. 10 et on écrit :

$$\text{pluie nette (t)} = \text{pluie brute (t)} - \text{valeur constante des pertes.}$$

Pour des pertes continues, comme c'est le cas de l'infiltration (notons ici que certains auteurs préférant prendre une constante d'infiltration. Pour des raisons de simplification ou de manque de données), la pluie nette est donnée par le graphe de droite, avec:

$I(t)$: intensité de pluie en fonction du temps (hyetogramme).

$F(t)$: vitesse d'infiltration en fonction du temps.

t_1 : instant où $I(t_1) = F(t_1)$.

t_0 : instant où masse d'eau tombée entre 0 et t_0 = masse infiltrée entre t_0 et t_1

En pratique, il convient de décaler $F(t)$ dans le temps (par rapport à $I(t)$), de manière à ce que le ruissellement ne commence que lorsque la masse d'eau infiltrée devient égale à la masse d'eau précipitée:

$$\int_0^{t_1} i(t) dt = \int_0^{t_1} F(t-t_0) dt = \int_0^{t_1-t_0} F(t) dt = F_c (t_1-t_0) + \frac{F_0-F_c}{K} [1 - e^{-k(t_1-t_0)}]$$

II-4-1-2- Modélisation de la production d'eau usées:

Les eaux usées comprennent à la fois les eaux usées domestiques et industrielles. Elles seront représentées par un hyétogramme moyen journalier (24 valeurs horaires issues de mesures de temps sec ou à défaut, de la littérature).

A défaut de mesures, les valeurs seront déduites de la littérature en fonction des caractéristiques d'occupation de sol des bassins versants.

II-4-1-3- Modélisation de ruissellement:

Le ruissellement pluvial à littérature d'un bassin versant est défini comme la quantité d'eau s'écoulent gravitèremment en ce point per lant un intervalle de temps donnée et résultant de la pluie nette.

En hydrologie urbaine, les écoulements en surface recouvrent l'ensemble des écoulements s'effectuant sur le sol jusqu'à un valoir de rue par opposition aux écoulements en conduites qui s'effectuent dans le réseau d'égouts.

On peut distinguer deux types d'écoulements en surface:

- les écoulements en caniveaux caractérisés par des vitesses et des hauteurs d'eau relativement importantes.
- le ruissellement proprement dit qui s'effectue sur toutes les autres surfaces en direction des caniveaux.

Les modèles présentés dans la littérature varient de plus global au plus détaillé.

a)- les modèles détaillés:

Ce type de modèles, généralement américains, nécessitant une connaissance fine du bassin versant et une découpage qui conduit à l'image de la figure 11.

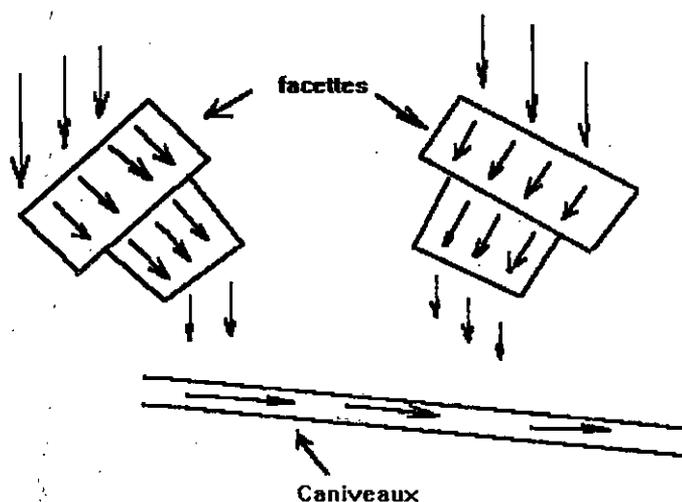


fig . 11 Image de base de ruissellement pluvial dans les modèles détaillés

Le modèle utilisé dans ce cas, est obtenu à partir du système fondamental de barré SAINT-VENANT qui permet de mesurer les écoulements non permanents. Ce système est construit à partir des équations d'Euler en leur apportant certaines simplifications:

- Filet liquide parallèle au fond.
- variation d'énergie verticale négligé.
- les pertes d'énergie sont représentées par une fonction globale.
- l'écoulement est unidimensionnel.

En ajoutant une équation de conservation de la matière, on obtient un système différentiel de la forme:

$$D(h,Q,V,S)=0.$$

Il est composée de deux équations différentielles non linéaires:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial t} = q_i L \quad (\text{équation de continuité}).$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J). \quad (\text{équation dynamique}).$$

avec:

S: section mouillée.

Q: débit.

q: débit latéral (apport ou perte).

h: hauteur d'eau.

I: pente de support de l'écoulement.

J: fonction représentative de perte de charge.

On obtient un système de quatre équations à quatre inconnues, en ajoutant les relations:

$$Q = V * S$$

$S = f(h)$. caractérise la forme de la section considérée.

Avec le type de facettes traités, la première équation du système peut se mettre sous la forme:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + L \frac{\partial h}{\partial t} = I.$$

avec:

h: hauteur d'eau.

l: largeur de la facette.

i: pluie nette.

D'autres simplifications peuvent encore être apportées sur la base de certaines hypothèses d'écoulement (par exemple $i = j$: relation univoque entre le débit et la hauteur d'eau).

L'écoulement dans les caniveaux peut être modélisé aussi en utilisant les équations de BARRE SAINT- VENANT .mais la plupart des auteurs font l'hypothèse que l'écoulement réel peut se représenter par une section d'écoulement uniforme. cette simplification semble justifiée par le grand nombre de paramètres en cause que l'on est incapable d'évaluer de façon précise. en pratique elle ne fausse pas trop les resultats dans la mesure ou les variations de la hauteur d'eau sont la majorité des cas.

Dans ces conditions différentes méthodes sont utilisées:

-L'équation de continuité associée a l'équation de MANNING.

$$q = \frac{1.49}{k} \cdot H^{5/3} \cdot I^{1/2}.$$

-Le volume stocké dans les caniveaux est en fonction du débit entrant et du débit sortant .relation utilisée conjointement avec l'équation de continuité par router les débits.

- Résolution numérique de l'équation de continuité et théorème des quantités de mouvement.

-Equation de continuité simplifiée en considérant que la variation de la hauteur est faible pour des pas de temps courts.

Tous ces modèles font le détail des transformations réelles. mais ils sont difficilement utilisables car ils demandent un découpage de la surface en facettes homogènes vis-à-vis des grandeurs mises en jeu .

La masse de données nécessaires est difficile voir impossible à obtenir la précision sous tendue par le détail des transformations, est contre balancée par la non précision réelles des données.

b)- les modèles globaux:

Le bassin versant est considéré comme un tout réalisant la transformation d'un hyétogramme en hydrogramme à l'exutoire du bassin .

Le bassin versant peut contenir des antennes de réseaux (figure 12).

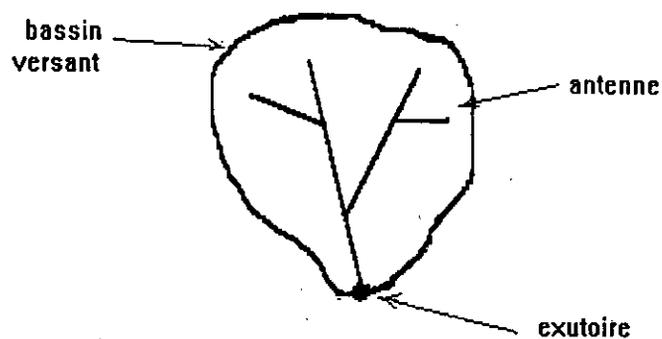


fig.12 : définition d'un b.v dans les modèles globaux.

Il ne s'agit plus d'un ruissellement au sens propre du terme, mais d'une transformation introduite par un système particulier qu'est le bassin versant.

b-1)- calcul de débit maximum:

On ne va présenter tous les modèles permettant de calculer un débit maximum à l'exutoire d'un B.V. ce n'est pas l'objet de l'étude .Nous présentons cependant le modèle rationnel que nous utilisons dans notre cas pour sa simplicité.

Ce modèle est défini par la relation simple suivante:

$$Q_{\max} = C . I . A.$$

avec:

C : coefficient de ruissellement .

I : intensité moyenne maximale de pluie sur une durée égale au temps de concentration du B.V.

A : surface du bassin versant.

La principale difficulté de cette méthode est l'estimation du coefficient C.

L'intensité "I" est généralement définie à partir de courbes de type "intensité - durée-fréquence". (IDF)

b-2)- modèle de calcul d'un hydrogramme:

Les hydrogrammes de ruissellement aux exutoires des bassins versants seront générés par le modèle du réservoir linéaire.

Dans ce modèle, le bassin versant est considéré comme un réservoir qui se vide et se remplit.

$$\left[\begin{array}{l} V_s(t) = K \cdot Q_s(t). \text{ équation d'état (de stockage).} \\ \frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t). \text{ équation de continuité et de conservation des flu} \end{array} \right.$$

où:

$V_s(t)$: volume stocké au temps t

$Q_e(t)$: débit d'entrée (pluie nette) au temps t.

$Q_s(t)$: débit de sortie (ruisselé à l'exutoire) au temps t.

K: Lag-time (paramètre du modèle).

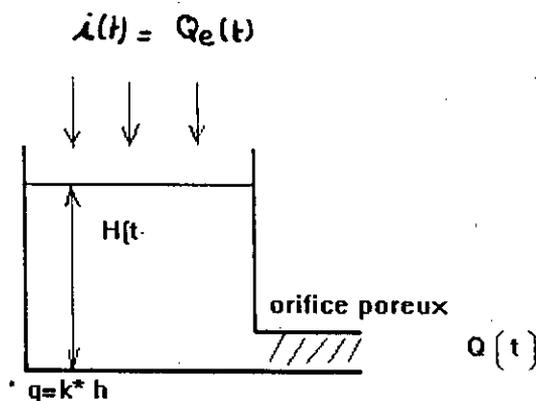


fig .13 :Modèle de reservoir linéaire.

K est définie comme étant le décalage entre les centres de gravité des hydrogrammes d'entrée et de sortie (en mn). (figure 13)

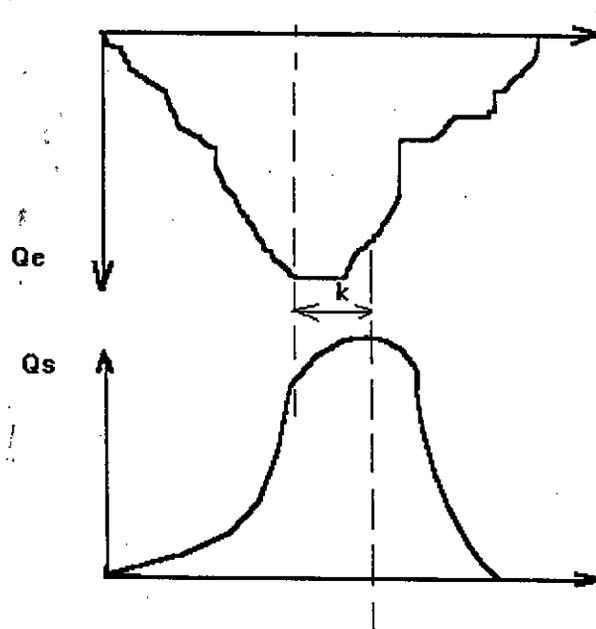


fig .14:définition du LAG-TIME

Le coefficient k Peut être calculé par différentes relations telles que:
 $K = 0.65 A^{0.086}$.

où: $K = 0.8K'$ avec $K' = 0.494 A^{-0.0076} IMP^{-0.512} I^{-0.401} L^{0.608}$

où: $K = 12.71 A^{0.388} I^{-0.403} (1 + IMP)^{-1.69}$

avec: A : surface (en ha)

I : pente du B : V (en %)

IMP : rapport de la surface imperméable à la surface totale

L : longueur du plus long parcours de l'eau (en m)

L'intégration du système précédent (avec conditions initiales nulles) donne:

$$Q_s(t) = \frac{1}{K} \int_0^t e^{-\frac{t-\tau}{K}} Q_e(\tau) d\tau$$

la forme discrétisée du modèle est :

$$Q_s(t + \Delta t) = e^{-\frac{\Delta t}{K}} \cdot Q_s(t) + (1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}}) \cdot Q_e(t + \Delta t)$$

Cette forme est nécessaire puisque dans la résolution numérique, $Q_e(t)$ sera définie par une fonction en escalier avec :

Δt : pas de temps de calcul (en m)

$Q_e(t + \Delta t)$: débit d'entrée au de calcul (en m)

$Q_s(t)$: débit de sortie (ruisselé) au temps "t"

$Q_s(t + \Delta t)$: débit ruisselé au temps "t + Δt "

Avec la dernière relation précédente de "K", Le modèle semble donner de bons résultats pour des surfaces d'apport d'urbanisées de quelques dizaines d'hectares, mais à tendance à sous estimer les débits dans le cas des bassins peu urbanisées à forte pente et dans le cas de pluies violentes.

II-4-1-4- Modélisations des écoulements dans les conduites:

Modèle tenant compte des mises en charge:

L'étude de ces écoulements a pour but la propagation des débits dus au ruissellement dans le réseau de canalisation.

Suivant le découpage des surfaces de ruissellement et les types de modèles de ruissellement utilisés (modèles détaillés ou modèles globaux) le nombre d'entrées (hydrogrammes) est plus où moins important:

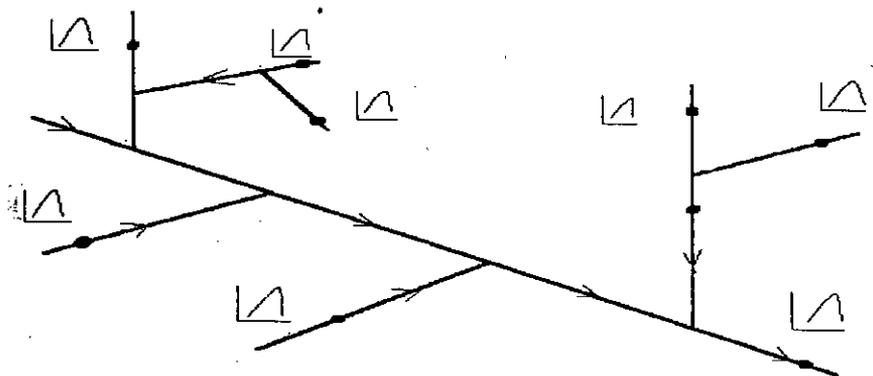


fig .15: schéma de principe de la propagation des débits dans les conduites

Un des objets de l'étude étant de simulation les débordements, le modèle de propagation que nous utiliserons doit pouvoir prendre en compte les mises en charge et évaluer la quantité d'eau non écoulé par le réseau.

Un écoulement en canalisation est en charge lorsque le débit transité est supérieur au débit maximum que peut écouler cette canalisation à surface libre. (débit obtenu pour un tirant d'eau voisin de 95% du diamètre (figure 16)).

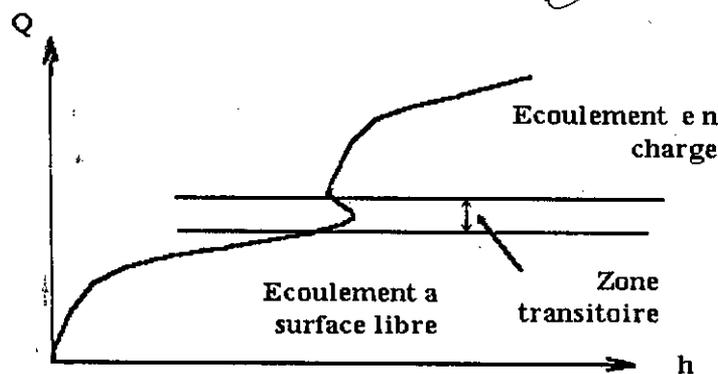


fig. 16 : phases d'écoulement dans une conduite.

Pour ce cas, il y a trois types de modèles existant:

a)- Modèles très simplifiés:

Lorsqu'il y a mise en charge, Ces modèles considèrent deux approches:

- L'eau en plus est stockée puis réinjectée quand l'écoulement devient à surface libre, où
- Le débit force la conduite malgré la mise en charge.

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

b)- Modèle de la fente:

La canalisation est considérée ouverte à sa partie supérieure et reliée à l'air libre par une très fine fente.

Le calcul peut être mené entièrement à surface libre. la hauteur h représentant fictivement une hauteur de mise en charge.

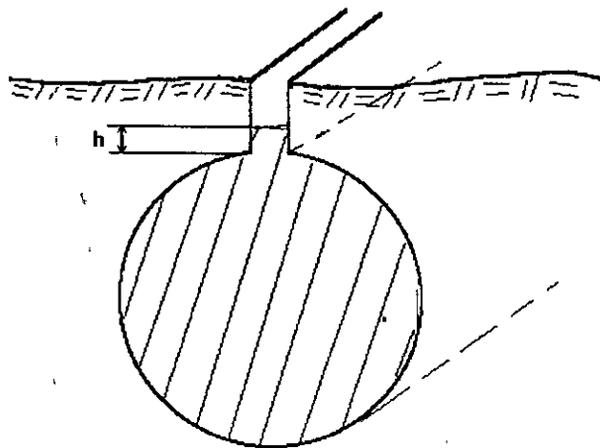


fig. 17: modèle de la fente.

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

Cette méthode a l'avantage, par rapport à la précédente, de délimiter la zone de mise en charge.

Elle ne permet cependant pas de mesurer l'influence de la mise en charge sur l'écoulement à surface libre existant en amont de la mise en charge. la validité d'un tel modèle d'écoulement dépend de l'importance de cette influence qui est représentée au niveau physique par des courbes de remous et la remonté vers l'amont d'ondes dues aux coups de béliers provoqués par la mise en charge (élasticité du mouvement).

C)-Les bimodèles:

Ils sont composées 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 (qui mesurent l'influence de la charge sur le réseau situé en amont du point de mise en charge).

C'est ce modèle que nous avons choisi pour nos simulations .

Les équations de base sont:

-une équation de continuité:

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$$

après discrétisation on a :

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

-une équation de stockage : dépend du mode d'écoulement et des caractéristiques géométrique de la conduite traitée.

Trois types d'écoulement peuvent se présenter.

C)-1- Ecoulements à surface libre:

$$\text{Equation de continuité : } Q_s(t) = Q_e(t) + \frac{V_s(t - \Delta t) - V_s(t)}{\Delta t}$$

$$\text{Equation de stockage : } V_s(t) = S_e \times L$$

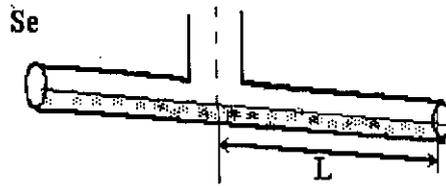
avec: S_e : section mouillée à l'entrée de la conduite

considérons que celle - ci évolue peu le long de la conduite

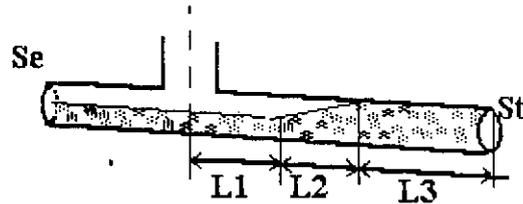
$$S_e = \frac{Q_e(t)}{V_e}; \quad V_e: \text{ vitesse d'écoulement à l'entrée de la conduite}$$

$$\text{Equation de propagation : } Q_s(t) = Q_e(t) \left[1 - \frac{L}{\Delta t \cdot V_e} \right] + \frac{V_s(t - \Delta t)}{\Delta t}$$

$$\text{à } t = 0 ; V_s(t) = 0$$



C-2/ Ecoulement avec mise en charge:



Equation de continuité : $Q_s(t) = Q_e(t) + \frac{V_s(t - \Delta t)}{\Delta t} - \frac{V_s(t)}{\Delta t}$

Equation de stockage :

- cas d'une charge partielle :

$$V_s(t) = S_e \cdot L_1 + S_t \cdot L_3 + \left(\frac{S_e + S_t}{2} \right) \cdot L_2$$

considérons que la courbe de remous est une droite :

$$V_s(t) = Q_e(t) \cdot \left[\frac{L_1 + L_2}{V_e} + \frac{L_3}{V_t} \right]$$

V_e : vitesse d'écoulement dans la canalisation à surface libre

V_t : vitesse de l'écoulement dans la partie en charge = $\frac{Q_e(t)}{S_t}$

- cas d'une charge totale :

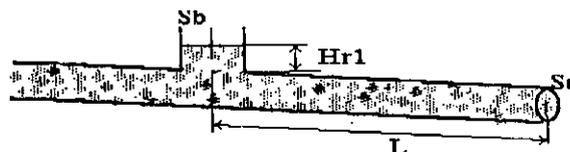
$$V_s(t) = S_t \cdot L + H_{r1} \cdot S_b$$

S_b : section de labouche supposée constante

H_{r1} : hauteur de charge relative comptée à partir du haut de la conduite

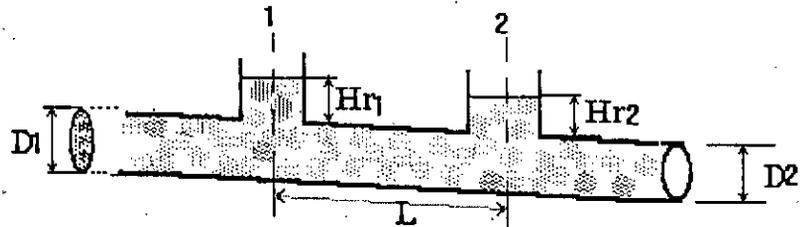
S_t : section pleine de la conduite

Calcul de H_{r1}



Calcul de Hr1:

ce calcul repose sur l'hypothèse de l'établissement d'un régime permanent sur le pas de temps de calcul, et sur l'équation généralisée de bernoulli :



$$\frac{\alpha V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{W} - Z_1 = \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{W} - Z_2 + \Delta H_{1-2}$$

V_1, V_2 : vitesses moyennes en 1 et 2

P_1, P_2 : pressions statiques en 1 et 2

Z_1, Z_2 : côtes radiers en 1 et 2

W : poids volumiques

on néglige le terme $\frac{(V_1 - V_2)}{2g}$ en raison de la proximité des points 1 et 2 d'où:

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

avec:

$$\Delta H_{1-2} = \lambda \frac{V^2 L}{2g D_h}$$

L : longueur de la conduite entre 1 et 2

D_h : diamètre hydraulique

λ : coefficient de perte des charge, calculé par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left[\frac{K}{3.7 D_h} + \frac{2.51 \nu}{V D_h \sqrt{\lambda}} \right]$$

où: K : rugosité moyenne de la conduite

ν : viscosité cinématique = $f(R_e)$

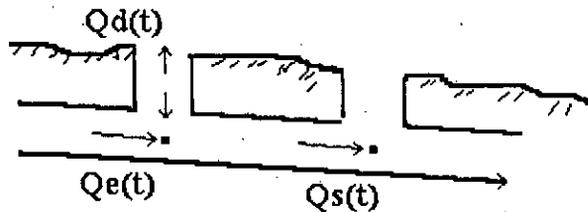
c-3) Ecoulement dans une conduite débordant:

-Equation de continuité:

$$\begin{cases} \frac{dV_s}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) - Q_{déb}(t) \\ Q_s(t) = \left[Q_e(t) - Q_{déb}(t) + \frac{V_s(t - \Delta t)}{\Delta t} \right] - \frac{V_s(t)}{\Delta t} \end{cases}$$

⇒ 2 inconnues : $V_s(t)$ et $Q_{déb}(t)$

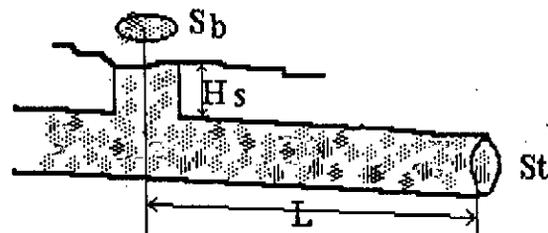
où : $Q_{déb}(t)$ = débit de débordement de la conduite



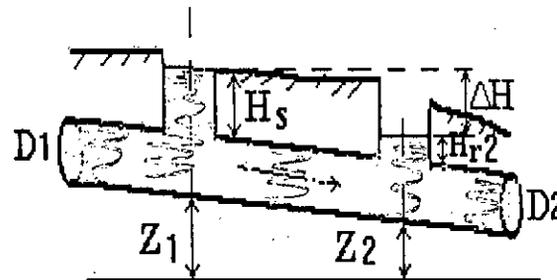
-Equation de stockage:

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

où : H_s : hauteur totale de cheminée considéront
comme négligeable la hauteur stockée sur chaussée



-Le débit de débordement :



$$Q_{\text{déb}}(t) = Q_e(t) - Q(t)$$

$Q(t)$ = débit que le tronçon est capable d'écouler
sous les charges en cadrant la conduite

$$Q(t) = V' \cdot S'_t$$

S'_t : section totale de la conduite

V'_t : vitesse de transit dans la conduite calculée par la relation $V'_t = \sqrt{\frac{2g \cdot \Delta H \cdot D_h}{\lambda L}}$

$$\Delta H = (H_s - H_{r_1}) + (D_1 - D_2) + (Z_1 - Z_2)$$

$$Q_{\text{déb}}(t) = Q_e(t) - S'_t \sqrt{\frac{2g \cdot \Delta H \cdot D_h}{\lambda L}}$$

C-4) Condition de transition d'un mode d'écoulement à l'autre:

Influence aval:

C-4-1) condition d'une conduite à surface libre condition:

$$Q \leq Q_{\text{max}}$$

$$0 \leq H_{r_2} < H_N; \quad H_{r_1} = 0$$

$$H_N = CH_1 + D_1 - D_2$$

conduite 1: conduite dont on cherche les conditions d'écoulement

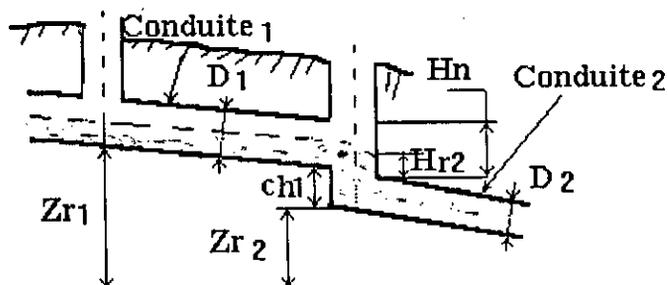
conduite 2: conduite aval

$H_{r_1}; H_{r_2}$: hauteur de charge en tête de la conduite 1 ou 2

Q : débit de transit dans la conduite

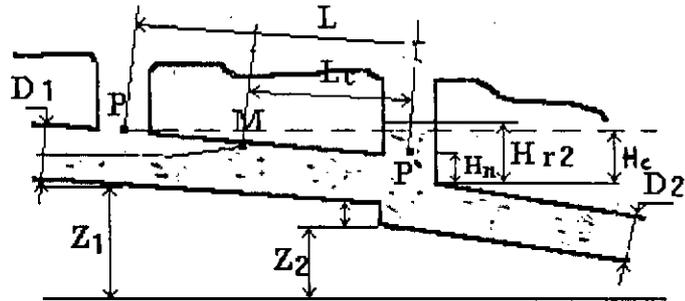
CH_1 : hauteur de chute à la fin de la conduite 1

$D_1; D_2$: diamètre (hauteur totale) des conduites amont et aval



C-4-2) Condition de mise en charge partielle:

condition:



$$Q \leq Q_{\max}$$

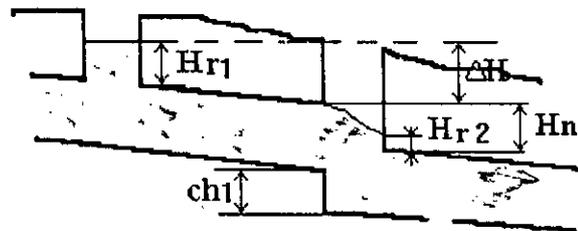
$$H_N < H_{r_2} < H_c$$

$$H_c = Z_{r_1} + D_1 - Z_{r_2} - D_2 - \Delta H$$

$$L_c = L \cdot \left[\frac{H_{r_2} + D_2 - D_1 - CH_1}{Z_{r_1} - Z_{r_2} - CH_1 - \Delta H} \right]$$

C-4-3) Condition de mise en charge d'une conduite:

la conduite 1 est en charge par elle même:

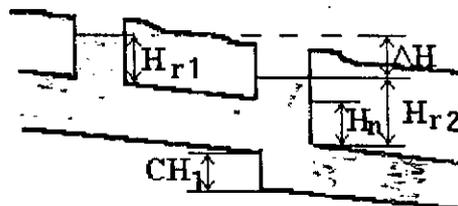


Condition:

$$0 \leq H_{r_2} \leq H_N$$

$$H_{r_1} = \Delta H + CH_1 + Z_{r_2} - Z_{r_1}$$

la conduite est influencée par l'aval:

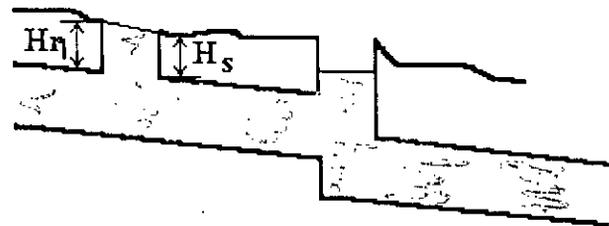


condition:

$$H_{r_1} > H_N$$

$$H_{r_1} = \Delta H + H_{r_2} + D_2 - D_1 + (Z_{r_2} - Z_{r_1})$$

C-4-4) La conduite déborde



condition:

$$H_{r_1} > H_s$$

$$H_{r_1} = H_s; \text{ on néglige la hauteur deau sur la charasé}$$

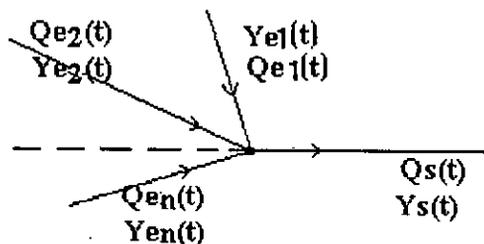
C-5) Ecoulement dans les singularités:

Nous avons vu précédemment que l'approximation du régime permanent n'est pas justifiée au niveau des singularités d'un réseau d'assainissement.

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

C-5-1) Modélisation de la jonction:

La jonction de n canalisation débouchant sur un collecteur est représentée par:



$Y_{ei}(t)$: hauteur d'eau dans la conduite "i"

$Q_{ei}(t)$: le débit au temps t dans la conduite "i"

juste en amont de la jonction

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

$Q_s(t)$: débit dans le collecteur (conduite aval)

L'équation de base s'écrit :

$$Q_s(t) = \sum_{i=1}^n Q_{ei}(t) \quad \text{fonction de transfert}$$

Pour les hauteurs d'eau, les modèles rationnels utilisent l'équation :

$$Y_e(t) + \frac{V_e^2(t)}{2g} = Y_s(t) + \frac{V_s^2(t)}{2g}$$

Cette équation est remise en cause car les angles entre les conduites jouent un rôle important dans la distribution des flux.

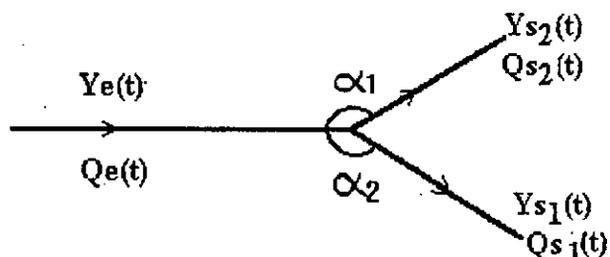
Dans ce cas les modèles globaux font appel à une relation du type :

$$Y_s = F(Y_e)$$

ou :

F= fonction dépendant des caractéristiques de la jonction.

C-5-2) Modélisation de la bifurcation:



Les modèles rationnels utilisent les relations:

$$Q_e(t) = Q_{s1}(t) + Q_{s2}(t) \quad \text{conservation des débits.}$$

$$Y_e(t) = Y_{s1}(t) + Y_{s2}(t) \quad \text{égalité des hauteurs d'eau.}$$

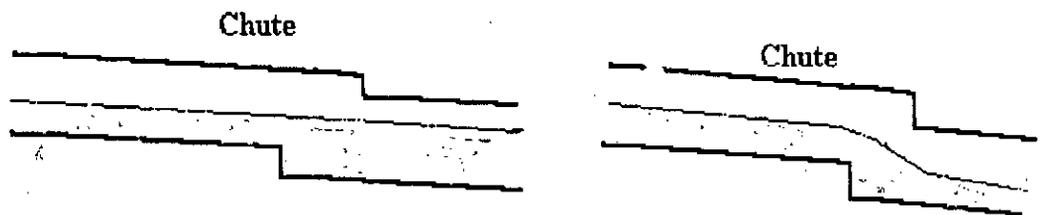
Pour les mêmes raisons citées plus haut, les modèles globaux proposent des relation du type:

$$Q_{s2}(t) = Q_e(t) - Q_{s1}(t)$$

$$Q_{s1}(t) = F(Q_e(t))$$

C-5-3) Modélisation des chutes:

Les modèles rationnels proposent les relations suivantes, selon que l'écoulement est noyé ou dénoyé:



écoulement noyé

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

$$Y_1(t) = Y_2(t)$$

écoulement dénoyé

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

$$Q_1(t) = f(Y_1(t)) \quad (*)$$

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

Pour les modèles globaux, pour lesquels le 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.

Modèles retenues:

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

Pour des considérations pratiques, mais surtout parce que le débit (paramètre qui nous intéresse le plus) n'est que sensiblement affecté par les singularités, on suppose, dans notre étude, que l'hydrogramme est conservé au passage à travers les singularités. On retiendra donc les modèles suivants:

$$\left. \begin{aligned} Q_s(t) &= \sum_{i=1}^n Q_{e_i}(t) \\ Y_s(t) &= Y_1(t) = Y_2(t) = \dots = Y_n(t) \end{aligned} \right\} \text{ pour une jonction}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_e(t) &= Q_{s_1}(t) + Q_{s_2}(t) \\ Y_e(t) &= Y_{s_1}(t) = Y_{s_2}(t) \end{aligned} \right\} \text{ pour une bifurcation}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_1(t) &= Q_2(t) \\ Y_1(t) &= Y_2(t) \end{aligned} \right\} \text{ pour une chute}$$

II-2- MODELISATION DE LA QUALITE DES EAUX REJETEES:

Le modèle de qualité utilisé est basé sur la relation:

$\text{Masse polluant rejete} = \text{concentration en polluant} \times \text{volume rejete}$

Les valeurs de concentration peuvent être définies à partir de mesures expérimentales ou à défaut, déduites de littérature. Les volumes sont obtenues par simulation.

Chapitre III :

L'étude d'optimisation
multidimensionnelle
approches méthodologiques

Chapitre III: L'ETUDE D'OPTIMISATION MULTIDIMENSIONNELLE**Approches Méthologiques****INTRODUCTION:**

Nous rappelons que l'objectif de départ consiste à mettre au point une méthode d'optimisation multidimensionnelle pour la conception et réalisation des réseaux d'assainissements. Il s'agit de mettre à la disposition des concepteurs de réseaux de drainage urbain (organismes de gestions spécialisés, bureaux d'études, ...etc.) en général et à notre laboratoire en particulier, un outil d'aide à la décision (O.A.D) pour le choix de la meilleure solution technique (ou projet) au sens des besoins à satisfaire et des problèmes à résoudre.

Le problème de choix de priorité ou de meilleure action n'est pas nouveau. Ainsi un certain nombre d'approches ont été entreprises au cours de ce siècle. Elles se regroupent essentiellement en deux catégories :

- Les approches unidimensionnelles (monocritère).
- Les approches multidimensionnelles (multicritères).

Les premières sont basées sur la définition d'une unité commune, grâce à laquelle on puisse comparer des multiplicités de conséquences hétérogènes dont la réduction à un dénominateur commun paraît a priori arbitraire.

Il est vrai que plusieurs scientifiques, attirés par la vigueur et le progrès des "sciences exactes", ont su projeter implicitement des espaces de dimension élevés sur un espace de dimension un, condensant l'information sous forme de fonctions que l'arsenal mathématique était capable de traiter.

Mais l'évaluation des critères peut être parfaitement floue, imprécise et de nature extrêmement variée, en outre, que penser du principe d'agrégation numérique de ces données les réduisant à une unité commune? Ces méthodes, comme nous le verrons par la suite, sont limitées en raison des erreurs inévitables de mesure des critères, et de la difficulté ou l'impossibilité d'intégrer certains critères (qualitatif par exemple).

La seconde approche par contre, sont de plus en plus utilisées car elles essaient de garder intactes les dimensions du problème, comme nous allons le montrer dans ce chapitre.

III-1 LES METHODES UNIDIMENSIONNELLES:

Ces méthodes consistent à attribuer une note globale (une dimension unique) à une action, une stratégie donnée. Dans notre cas, une stratégie s'entendra au sens de construction d'un ouvrage ou d'un ensemble d'ouvrages.

Une action A_1 est alors préférée à une action A_2 , si la note attribuée à A_1 est meilleure que celle attribuée à A_2 (supérieur ou inférieur suivant l'échelle de préférence).

Cette approche unidimensionnelle a connu en fait deux générations, la première repose sur la notion de coût global ou fonction économique, la deuxième plus élaborée repose sur la notion d'indicateur et de fonction d'utilité.

III-1-1 Les méthodes classiques basées sur la notion de coût:

Ce sont les plus anciennes, elles tiennent leur origine dans le développement des pays industrialisés des années cinquante. La préoccupation majeure étant de se structurer et surtout de rationaliser et rentabiliser les investissements, l'aspect financier va donc tout naturellement constituer la mesure commune permettant de faire des choix.

Seuls sont habituellement retenus, dans ce type d'approche, les critères qui sont quantitatifs et réductibles en terme monétaire.

Une fonction objectif ou fonction économique est alors définie décrivant généralement l'équilibre des coûts. Le choix s'effectue alors pour la (ou une) solution dont les paramètres optimisent la fonction objectif (programmation linéaire, Gradient, Newton, Hooke et Jeers, ..etc.).

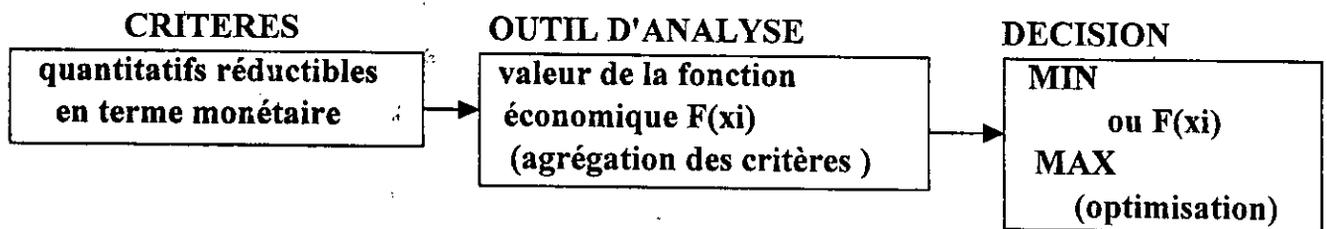


fig. 18: Schéma de principe de la méthode basée sur les coûts.

Dans le domaine de l'assainissement, les coûts sont difficilement chiffrables. Ainsi, si les calculs statistiques permettent de déterminer le coût moyen d'utilisation d'un véhicule pour parcourir 1 kilomètre, il apparaît beaucoup plus délicat de déterminer le coût moyen de transport d'un mètre carré d'eaux usées sur 1 kilomètre. La raison est par exemple dans le domaine routier, on chiffre les bénéfices que retirent directement les usagers (rapidité de parcours, suppression des encombrements, etc.) alors que dans le domaine de l'assainissement, l'utilisateur ne ressent pas des bénéfices directs d'une opération nouvelle.

Plusieurs études, américaines pour la plupart [9] [7] [20], ont tenté de définir des fonctions objectifs basées sur la notion de coût. Elle prennent pour principe que tout dysfonctionnement d'un réseau se traduit par le paiement de réparations ou de préjudices.

La fonction économique traduit alors l'équilibre entre les coûts d'investissement et les coûts de préjudices.

Citons à titre d'exemple, l'une de ces représentations [20]:

$$C = C_I + \sum_j C_p(j) + \sum_j C_d(j)$$

où: C : coût fixe d'investissement.

$C_p(j)$: coût d'installation s'exprimant de la manière suivante pour le tronçon j :

$$C_p = 10.89 d + 0.8 H - 5.98 \quad d < 3\text{ft} \quad H < 10\text{ft}$$

$$C_p = 5.94 d + 1.116 H + 0.504 Hd - 9.64 \quad d < 3\text{ft} \quad H > 10\text{ft}$$

$$C_p = 30 d + 4.9 H - 105.9 \quad d < 3\text{ft}$$

H : hauteur de fouille en feet (ft).

d : diamètre de conduite en feet (ft).

$C_d(j)$: coût des dégâts prévisibles pour le tronçon j s'exprimant comme le produit de la probabilité de dépassement d'un débit maximum à surface libre \bar{Q} par le coût moyen des dégâts dépendant du type de caractérisation et du risque choisi (période de retour).

$$C_d(j) = C_r(j) * P(Q < \bar{Q}).$$

Tout les coefficient sont issus de calages statistiques. La méthodologie reposant sur des coûts est critiquable sur bien des aspects.

Si le coût est un concept très concret, au sens ou il est très parlant et que l'échelle des valeurs qu'il utilise nous est quotidienne, c'est également une notion très abstraite qui évolue au cours du temps et de manière parfois imprévisible ; il fluctue en fonction d'un certain nombre de facteurs économiques (problème de monnaie, inflation, ...). Le coût se règle également suivant l'offre et la demande, si bien que des matériaux devenus rares dans une région vont faire accroître les coûts de réparation de dégâts. La fonction économique établie hier deviendra complètement erronée demain.

Bien souvent, si cette approche de fonction économique offre une image déformée de la réalité, c'est qu'elle ne permet pas de prendre en compte tous les aspects qui sont difficilement quantifiables par des coûts.

III-1-2- Les méthodes basées sur la notion d'indicateur ou de fonction d'utilité globale:

Il y a quelques années, des tentatives de prise en compte de critères non quantifiables en terme de coût ont été entreprises. Nous pouvons citer à cet égard les techniques de coût/avantages [1] [15]

Des analyses de données sophistiquées ont été développées afin de réduire les erreurs de mesures faites sur les critères et d'utiliser la notion d'indicateur plutôt que de coût. La fonction qui essaye d'agrèger ses indicateurs peut être nommée fonction globale d'utilité [2].

Tâchons d'illustrer cette notion sur un exemple complètement hypothétique mais qui pourrait être défini dans le domaine technique, qui nous préoccupe plus spécialement.

Soit U la fonction d'utilité globale caractérisant à la fois le bon fonctionnement et l'impact financier d'un ouvrage d'assainissement.

$$U = n_1 + n_2 + n_3 + n_4$$

n_1 : nombre de tronçon du réseau sur lesquels les débordement se sont produit

/nombre total de tronçons.

n_2 : nombre de pas de temps de 5mn pendant lesquels le débordement à sévi / nombre de pas de temps total de la pluie.

n_3 : nombre de logements touchés par le débordement / nombre total de logements du quartier considéré.

π_4 : fraction du budget accordée à l'ouvrage.

Les coefficients présents devant les paramètres permettent d'accorder à l'aspect financier une importance aussi grande qu'à l'aspect "hydrologique".

L'intérêt d'une telle fonction est qu'elle tente de prendre en compte plusieurs critères de nature différente.

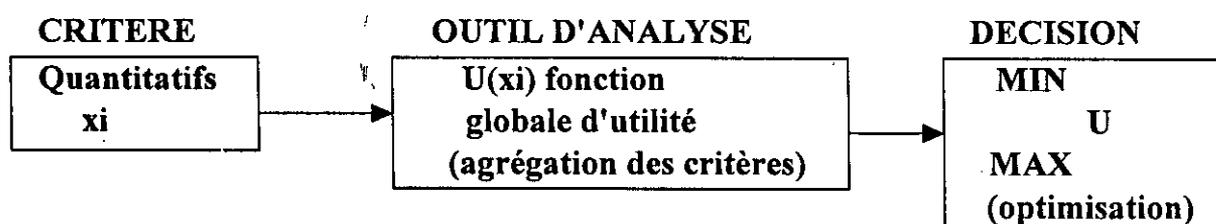


fig. 19 : Schéma de principe de la méthode basée sur la fonction d'utilité globale.

Cette méthode aussi comporte des inconvénients. D'abord, la fonction d'utilité n'est pas très parlante pour des non spécialistes. D'autre part, une telle fonction est assez délicate à établir car elle pose le préalable de paramètres $\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4$ indépendants et d'unité commune. Enfin une même note globale recouvre généralement deux ou plusieurs réalités très différentes, parce que les écarts entre paramètre peuvent se compenser. Est-on en droit de contrebalancer les temps de débordement de la pluie par les coûts d'investissement....?.

Dans le domaine de l'eau il y a, à notre connaissance, très peu de méthodes basées sur la notion d'utilité globale faisant intervenir plusieurs critères. Par contre, il y a eu quelques études tentant de définir des indicateurs de priorité [10].

III-2 LES METHODES MULTI - DIMENSIONNELLES:

L'intérêt de ces méthodes dites multi - dimensionnelles repose sur le fait qu'on ne cherche pas au préalable de dénominateur commun à tout ce qui caractérise un phénomène.

Rappelons que pour la fonction économique on quantifie tout en terme de coût et que pour l'utilité, la difficulté réside dans le choix des paramètres de même unité ou adimensionnels. Dans ces méthodes on essaye de mesurer ou de qualifier chaque caractère, chaque paramètre dans son propre système de mesure.

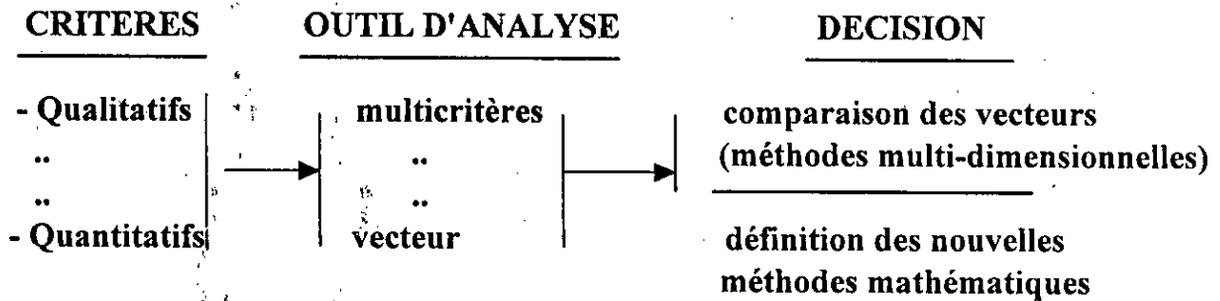


fig. 20 : Principe des méthode multidimensionnelles

Ainsi, la qualité d'un ouvrage d'assainissement par exemple pourra être évaluée non pas par une note, un coût, mais un vecteur ayant autant de coordonnées que de paramètres nécessaires.

Les valeurs prises par les critères peuvent être aussi bien de type qualitatif (indication floue d'une tendance: mauvais - moyen - bon) ou de type quantitatif (indication par un nombre).

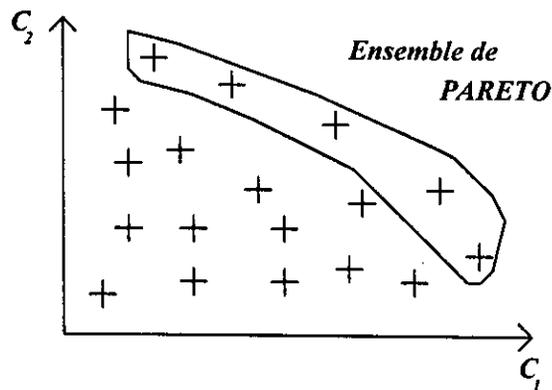
Pour prendre une décision, il est nécessaire de définir de nouvelles méthodes d'optimisation, dites multicritères. Ces méthodes tentent de fournir une ou plusieurs solutions qui réalisent le "meilleur compromis" ou plutôt le "moins mauvais" au vu de tous les critères fixés au préalable.

Les méthodes multi-dimensionnelles, suivant leur mode d'approche, peuvent être classées en deux grandes classes:

- Les méthodes de recherche des actions non dominées (ensemble de PARETO).
- Les méthodes de recherche de meilleures actions avec formulation à priori des préférences.

III-2-1- Les méthodes de recherche des actions non dominées:

Cette famille de méthodes se distingue par le fait qu'elles ne font pas intervenir les préférences du décideur. En clair, tous les critères présentent à priori la même importance. Le problème réside alors dans la recherche des solutions dites non dominées, c'est-à-dire de solutions telles qu'il n'en existe aucune autre qui soit le meilleure sur un critère, quand les autres critères ne sont pas moins bons (figure 21)

fig. 21: Exemple de deux critères C_1 et C_2

C'est alors que le décideur fait intervenir son jugement, ses préférences, pour effectuer un choix parmi les actions de l'ensemble de PARETO. Le processus de décision se fait donc comme suit:

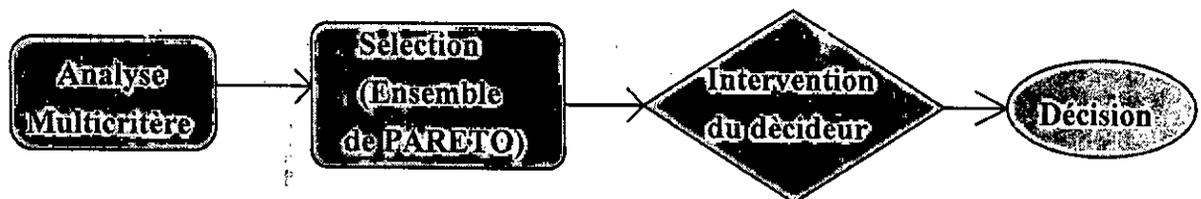


fig. 22 : Processus de décision

Parmi ces méthodes nous pouvons citer la méthode des poids, méthode des contraintes, méthodes NISE (non inferior set estimation), méthode de programmation multilinéaire... [6].

Ces modèles sont, pour la plupart, itératifs et s'appliquent à tout ensemble d'actions qu'il soit discret ou continu, dénombrable, infini dénombrable ou infini. Les diverses procédures d'exploration progressive qui mènent à l'ensemble de PARETO sont souvent assez lourdes. Leur degré de complexité croît très vite lorsque les critères deviennent trop nombreux. Ces méthodes sont particulièrement bien adaptées aux problèmes d'ensemble nombreux d'actions, qui sont jugés par un nombre restreint de

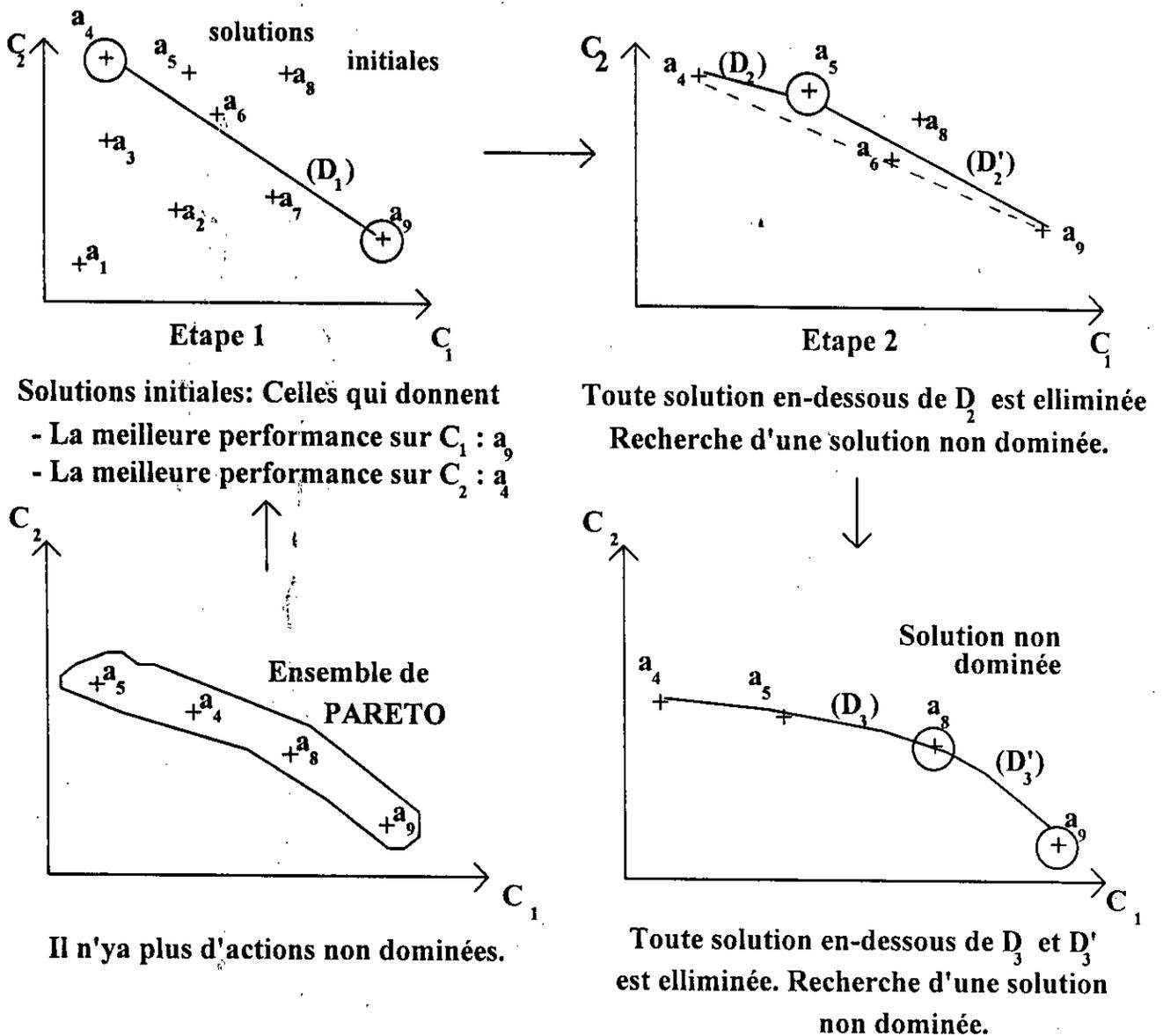


fig. 23 : Exemple représente le principe d'exploration de la méthode NISE à deux critères

Comme exemple, la figure 23 illustre le principe d'exploration de la méthode NISE à deux critères C_1 et C_2 : ensemble d'actions discret.

III-2-2- Les méthodes de recherche des actions avec formulation à priori des préférences:

Contrairement aux méthodes précédentes, les préférences du décideur vont intervenir avant la procédure de sélection des actions. Cela signifie que chaque critère devra être pondéré suivant l'importance que le décideur ou groupe de décideurs lui accorde.

Le processus de décision se fait dans ce cas, de la manière suivante:

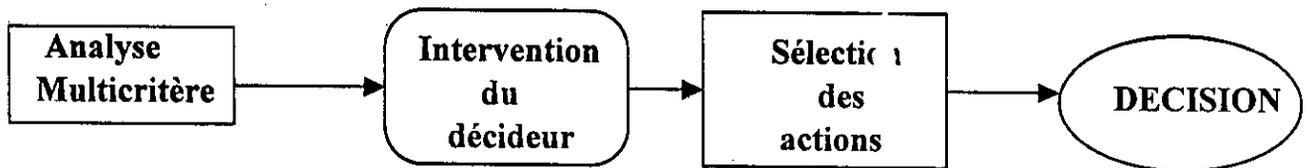


fig. 24

Ces méthodes demandent que l'ensemble des actions soit discret. Elles sont d'autant plus lourdes que les actions et les critères deviennent nombreux. Car ces méthodes reposent pour la plupart sur la comparaison deux à deux des actions.

Elles peuvent cependant traiter un nombre de critères bien plus important que les méthodes précédentes.

On distingue deux types de méthodes :

a)- Les méthodes de classement:

Elles se proposent de donner un ordre unique des actions à adopter. Elles sont basées sur des relations de surclassement permettant de comparer les éléments deux à deux (ELECTRE II, méthode du LEADER, Permutations successives).

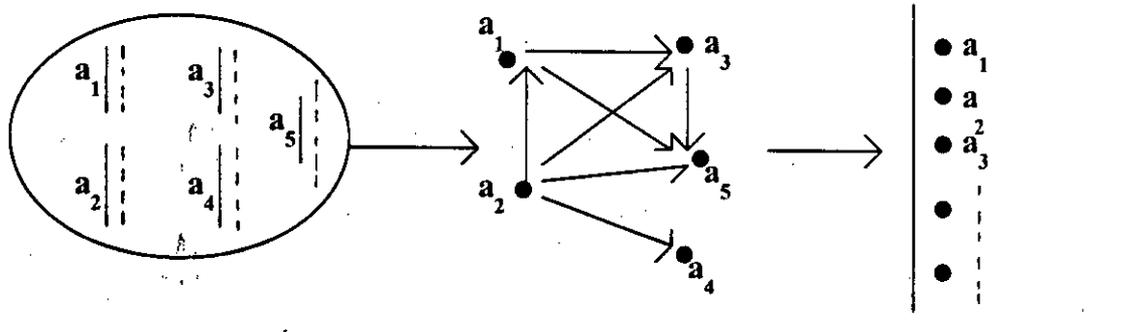


fig. 25 : Principe des méthodes de classement

b)-Les méthodes par partition:

Elles ont des objectifs quelque peu différents des précédentes. Elles se proposent de réunir dans une même classe les stratégies semblables et (ou) de séparer les éléments dissemblables. Cela demande la définition d'indice de similarité et (ou) d'indice de rejet, afin de pouvoir opérer la ségrégation (opération qui s'effectue par paires). Le résultat sera de classer les stratégies équivalentes ou bien, si l'on pousse la ségrégation plus en avant, et quand les données le permettent, il est possibles d'exhiber la meilleure solution (*ELECTRE I*).

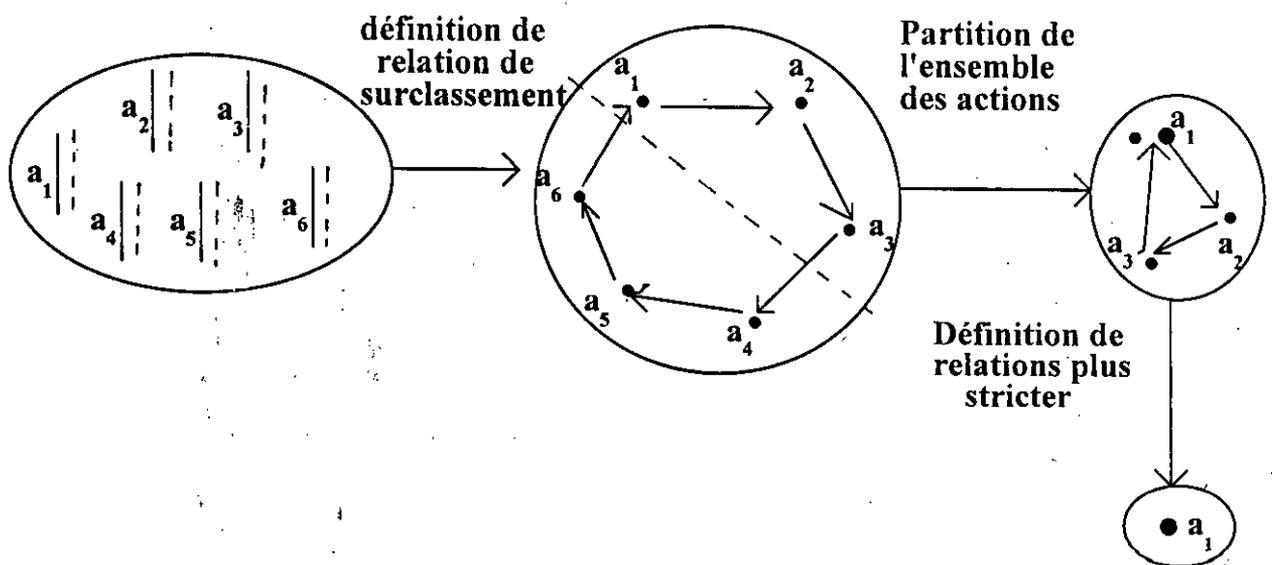


fig. 26 : Principe des méthodes par partition

Remarque:

-Lorsque le nombre de critères n'est pas trop important mais que les solutions possibles sont très nombreuses, on peut utiliser conjointement les deux grandes familles de méthodes. La recherche de l'ensemble de PARETO permet de réduire les actions, Il est alors possible sur cet ensemble plus restreint, d'utiliser les méthodes de type ELECTRE par exemple.

-Les méthodes multicritères doivent être utilisées avec prudence. Elles sont fortement conditionnées par le choix des critères et par les poids que l'on peut attribuer à chacun, qui sont à l'image de la politique que l'on veut mener.

Nous devons donc faire très attention dans le choix des critères de jugement et éviter la redondance d'information que accorde implicitement à certains types de caractères une importance non justifiée (prendre par exemple hauteur d'eau débordée dans les rues et débit de débordement).

Néanmoins appliquées correctement, ces méthodes restent de précieux outils d'aide à la décision.

III-3- CHOIX DE LA METHODES D'OPTIMISATION:la méthode ELECTRE II:

Il s'agit dans notre cas, quel que soit le niveau de planification, de comparer des solutions techniques vis-à-vis d'un certain nombre de critères (améliorations hydrauliques, coût).

Pour appliquer une méthode, nous supposons connues toutes les solutions techniques. C'est ce qui se passe en réalité: une équipe de techniciens travaille et propose une ou plusieurs variantes a un projet. Il n'est pas possible dans l'état actuel de nos connaissances ,générer des solutions automatiquement.

L'ensemble des propositions ou actions est donc discret et fini même, si celles-ci peuvent être en nombre très élevé.

Nous nous sommes orienté vers une méthode multidimensionnelle car elle propose des représentations simples: Vecteur dont les coordonnées représentent les diverses dimensions du problème exprimés dans leur propre système d'unités.

Ces méthodes permettent d'utiliser un grand nombre de critères aussi bien qualitatifs que quantitatifs. Le problème de la mesure de ces critères est moindre puisque les méthodes multidimensionnelles évaluent chaque critère avec le même outil de mesure. De plus, si un critère est très flou à observer, il est parfaitement illusoire de lui attribuer une valeur quantitative déterminée, nous pouvons adapter une appréciation ordinal qui situera la préférence sans la quantifier.

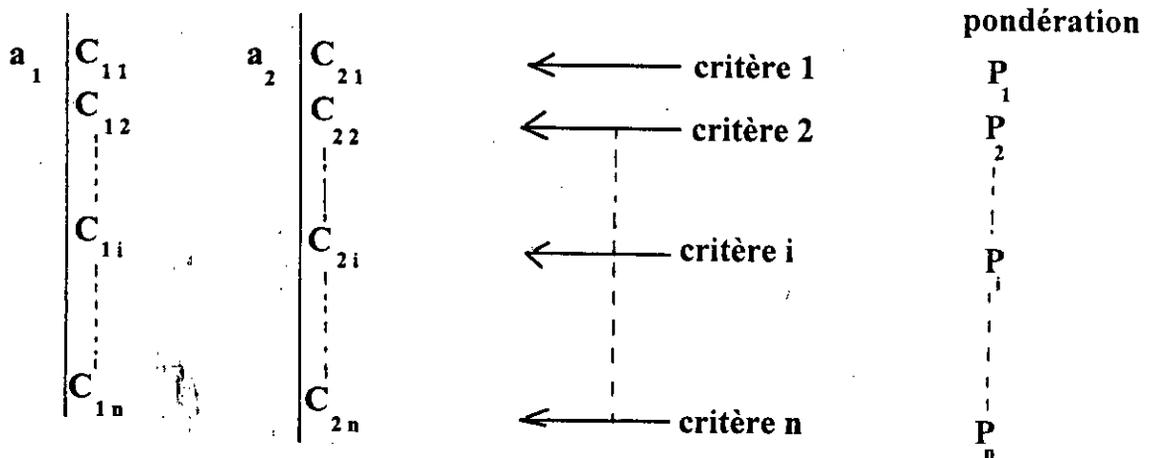
En outre, dans le cas de choix de priorité, il faut classer des stratégies. Il est donc naturel d'adopter une méthode multidimensionnelle par classement. La méthode retenue est finalement la méthode ELECTRE II (Elimination Et Choix Traduisant la Réalité) [18].

Voici de manière très schématisée le principe de la méthode ELECTRE II (on trouvera à l'annexe ,une formation plus rigoureuse de celle-ci ,ainsi qu'un exemple traité).

- la méthode ELECTRE II :

Comparaison des actions deux à deux (établissement du groupe de surclassement):

Connaissant les performances de chaque proposition vis-à-vis de chaque critère (établissement des vecteurs d'état d'une proposition) et connaissant le poids de chacun des critères, on va comparer toutes les actions deux à deux.



Vecteurs état de la proposition (ou action) a_1 et a_2

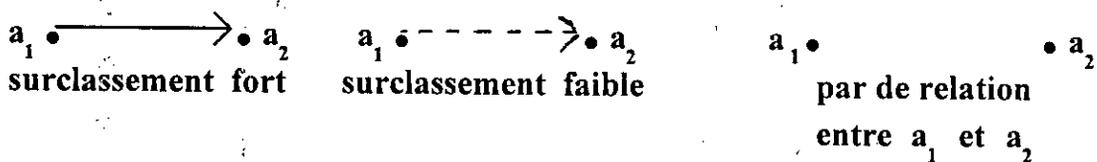
On prend chaque composante du couple (a_1, a_2) à comparer et l'on comptabilisé en "terme de poids de critère " le nombre de fois où a_1 a été supérieure, inférieure et égale à a_2

Exemple:

Si a_1 a été 3 fois meilleure que a_2 sur les 3 premiers critères, il aura, vis-à-vis et de a_2 "un poids" (concordance) de :

$$(P_1 + P_2 + P_3) / \sum P_i$$

- Si a_1 a été en grande majorité supérieure à a_2 et qu'aucune de ces composantes ne soit médiocre, alors a_1 surclasse fortement a_2 .
- Si a_1 a été en majorité plutôt supérieure à a_2 et qu'aucune de ces composantes ne soit très mauvaise, alors a_1 surclasse faiblement a_2 .



Dans le cas contraire, on ne tirera aucune conclusion quant à la comparaison de a_1 vis-à-vis a_2 .

Une fois toutes les propositions comparées, on obtient ce que l'on appelle un graphe de surclassement, c'est à dire des relations liant les propositions (actions) entre elles.

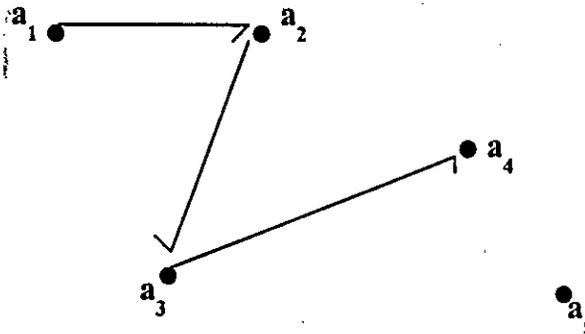


fig. 27 : Graphe de surclassement

* Classement des actions :

Ce graphe va nous permettre de classer les actions par l'intermédiaire de deux préordres qui quantifient pour un élément, le fait qu'il est souvent surclassé (1^{er} préordre) ou qu'il surclasse souvent (2^{ème} préordre).

le premier préordre est effectué sur les éléments en classant par ordre croissant les éléments qui sont "le moins fortement ou faiblement surclassés".

Le rang 1 sera attribué aux éléments qui ne sont jamais fortement surclassés et qui n'ont aucun lien de surclassement faible entre eux, le rang 2 sera attribué aux éléments qui ne seront fortement surclassés que par des éléments de rang 1 et qui ne auront aucun lien de surclassement faible entre eux, etc.

Le deuxième préordre est établi en classant par ordre décroissant les éléments qui sont "le plus fortement ou faiblement surclassés". Ce qui revient à appliquer le même processus que précédemment mais en inversant le sens des flèches du graphe.

le rang final est obtenu en classant par ordre croissant les éléments de plus petit rang médian (moyenne des rangs obtenus par les deux préordres).

Chapitre IV :

Présentation du logiciel

Chapitre IV :PRESENTATION DU LOGICIEL.

IV-1 Aperçu sur la programmation orientée objet (P.O.O):

La limitation du cerveau humain en face de la complexité le pousse à développer des techniques qui consiste à « diviser pour mieux régner ». Pour cela il est essentiel de décomposer l'objet d'étude en des parties de plus en plus petites et indépendantes les unes des autres.

Partant de cette vision ,il y eut l'apparition de la programmation objet. Il s'agit d'une philosophie de programmation regroupant un ensemble de concepts visant comme objectif, le développement d'une application importante ,et précisément ,de modules « réutilisables » permettant de bâtir un nouveau produit à partir d'un catalogue de composantes élémentaires. Cette approche facilite le contrôle des spécifications et permet l'implémentation modulaire. [8]

De manier général ,la P.O.O est basée sur la notion du type d'OBJET . [12]

-Du point de vue structurel ,cette notion est perçue comme une instance de type de données se présentant sous forme d'une structure cachée par des opérations.

-Du point de vue conceptuel , l'OBJET correspond a un concept du monde réel qui peut être spécialisé.

-Du point de vue dynamique ,c'est une entité autonome et active qui répond à des messages.

La P.O.O se distingue de la programmation classique (structuré) par sa vision des OBJETS entant qu'entités actives réagissant en réponse à des messages. Au lieu de structuré ,d'un coté ,les variables contenant les données ,et de l'autre ,les fonctions constituant les traitements ,la P.O.O organise plutôt les programmes en entités autonomes composées de structures de données cachées par des fonctions, et qui permettent de mieux contrôler l'état et le comportement de tout programme Orienté Objet.

OBJET = Identité + Comportement + Etat .

L'approche Orientée Objet se base sur les différents concepts dont les éléments sont collectivement appelés « le modèle à objet ». Ces différents modèles renferment les principes ,d'encapsulation ,de modularité ,d'hierarchie , et de généricité.

On va définir les concepts les plus importants de la P.O.O:

IV- 1-1 Encapsulation:

Un objet n'est accessible que par ses opérations visibles(son interface externe) et son implémentation (les structures de données associées sont cachées). Ainsi les modifications de données restent locales aux objets.

IV-1-2 Héritage:

C'est l'apport des langages objet. Il s'agit d'un mécanisme de transmission des propriétés d'une classe (objet père) vers une sous-classe (objet fils) .Ce mécanisme décrit la possibilité de construire des hiérarchies d'objets, tel un arbre généalogique.

IV-1-3 Polymorphisme :

C'est la faculté d'une méthode de pouvoir s'appliquer a des objets de classes différents. une telle méthode peut être appelée indépendamment de l'objet de la manipulation.

IV -2 Présentation du logiciel « N.O.P »:

Dans ce qui suit ,nous présentons un schéma général descriptif de notre outil de travail .Il se compose de deux grandes lignes ,la simulation du phénomène de débordement et l'optimisation multicritère .

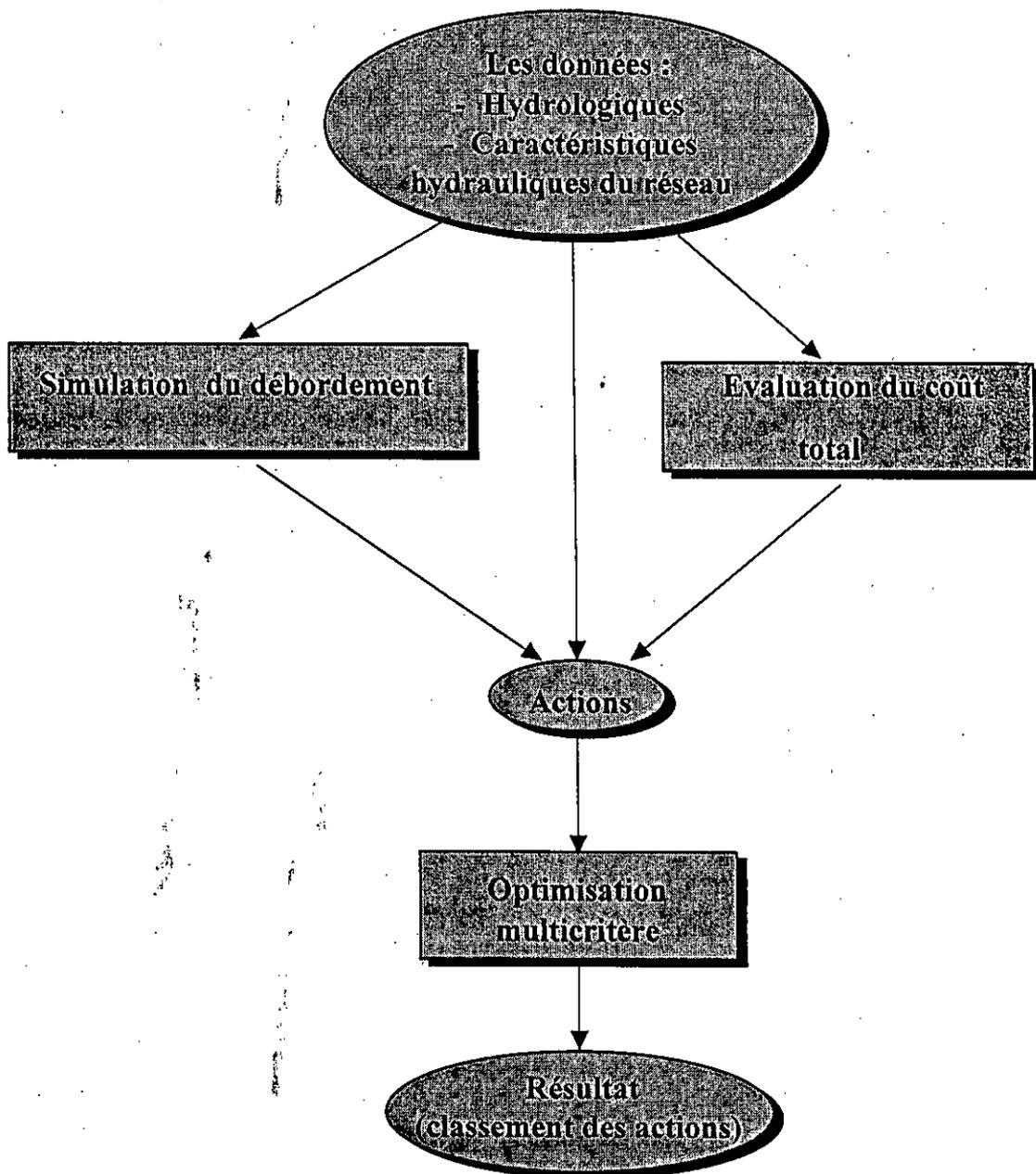


fig. 28 :Schéma général descriptif de l'outil.

Notre logiciel contient plusieurs unités munies de leurs propres objets et champs de données ,tell rapportée dans le tableau suivant .

Nous fournissons un aperçue de toutes les unités ,puis de la hiérarchie des objets.

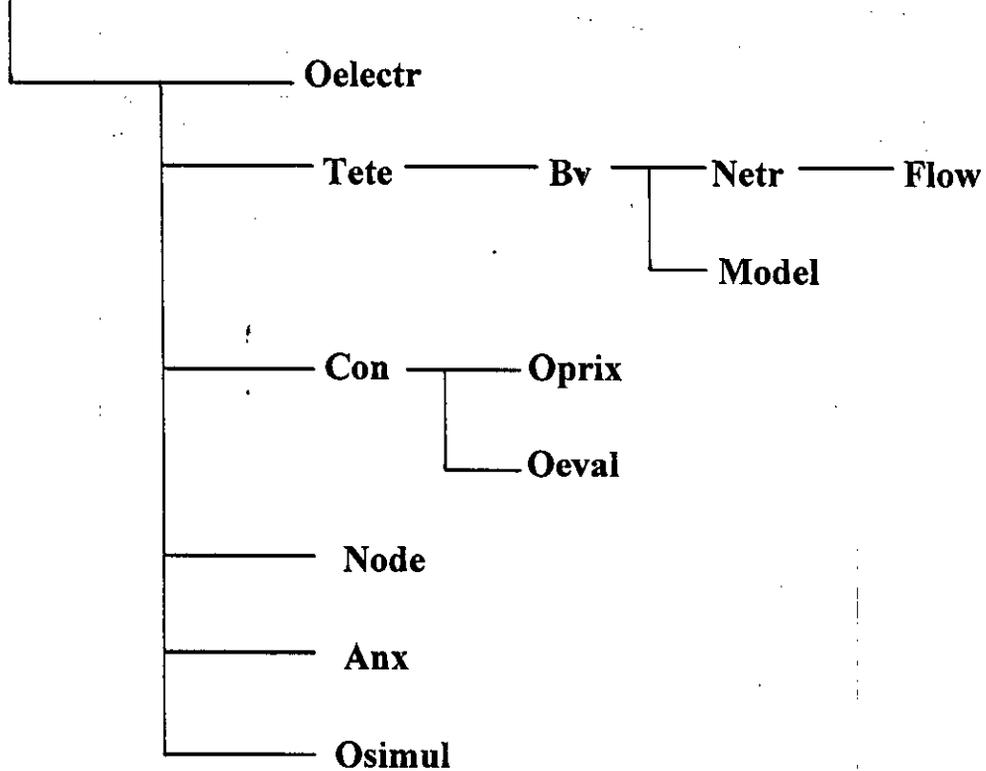
UNITE	CONTENUE
Electre	<ul style="list-style-type: none"> • Electr <p>Objet réalisant l'optimisation multicritère.</p>
Eva_prix	<ul style="list-style-type: none"> • Oeval <p>Objet d'évaluation du coût total du réseau.</p>
Netrun	<ul style="list-style-type: none"> • Netre <p>Objet permettant de calculer la pluie nette.</p>
Pmodel	<ul style="list-style-type: none"> • Model • Flow <p>Objets permettant la modélisation des ruissellements (modèle de réservoir linéaire) dans le réseau.</p>
Prix_unit	<ul style="list-style-type: none"> • Oprix <p>Objet traitant les prix unitaires de chaque composantes du réseau.</p>
Prolec	<ul style="list-style-type: none"> • Tete • Bv • Con • Node • Anx <p>Des objets permettant la saisie des données (à partir du clavier) et leurs mise dans des fichiers spécifiques.</p>
Simul	<ul style="list-style-type: none"> • Osimul <p>Objet réalisant la simulation du débordement dans le réseau.</p>

Tout ces unités sont gérés par un interface en mode texte ,et précisément des objets hérités du turbo-vision de turbo-pascal.

IV-2-1 Hiérarchie des objets :

Nous présenterons maintenant la hiérarchie des objets dans notre logiciel.

Tmyapplication (turbo-vision)



Chapitre V :

Jeux d'essai

V-1 Optimisation:

1^{er} essai : On a dix actions proposées :

action n°	1	2	3	4	5	6
coût (D.A)	2200000	3500000	4000000	2500000	5000000	4500000
débordement (l)	120	200	150	110	170	150
rejet (kg)	150	160	200	130	180	160

7	8	9	10
4400000	3800000	2900000	2500000
160	110	160	180
180	140	170	200

le résultat de l'optimisation multicritère par la méthode d'ELECTRE II nous a donné le classement suivant :

- 1) action n° 4 rang = 1
- 2) action n° 8 rang = 2
- 3) action n° 1 rang = 3
- 4) action n° 9 rang = 3
- 5) action n° 7 rang = 4
- 6) action n° 3 rang = 5
- 7) action n° 10 rang = 6
- 8) action n° 5 rang = 7
- 9) action n° 6 rang = 7
- 10) action n° 2 rang = 8

2^{er} essai : On a dix actions proposées :

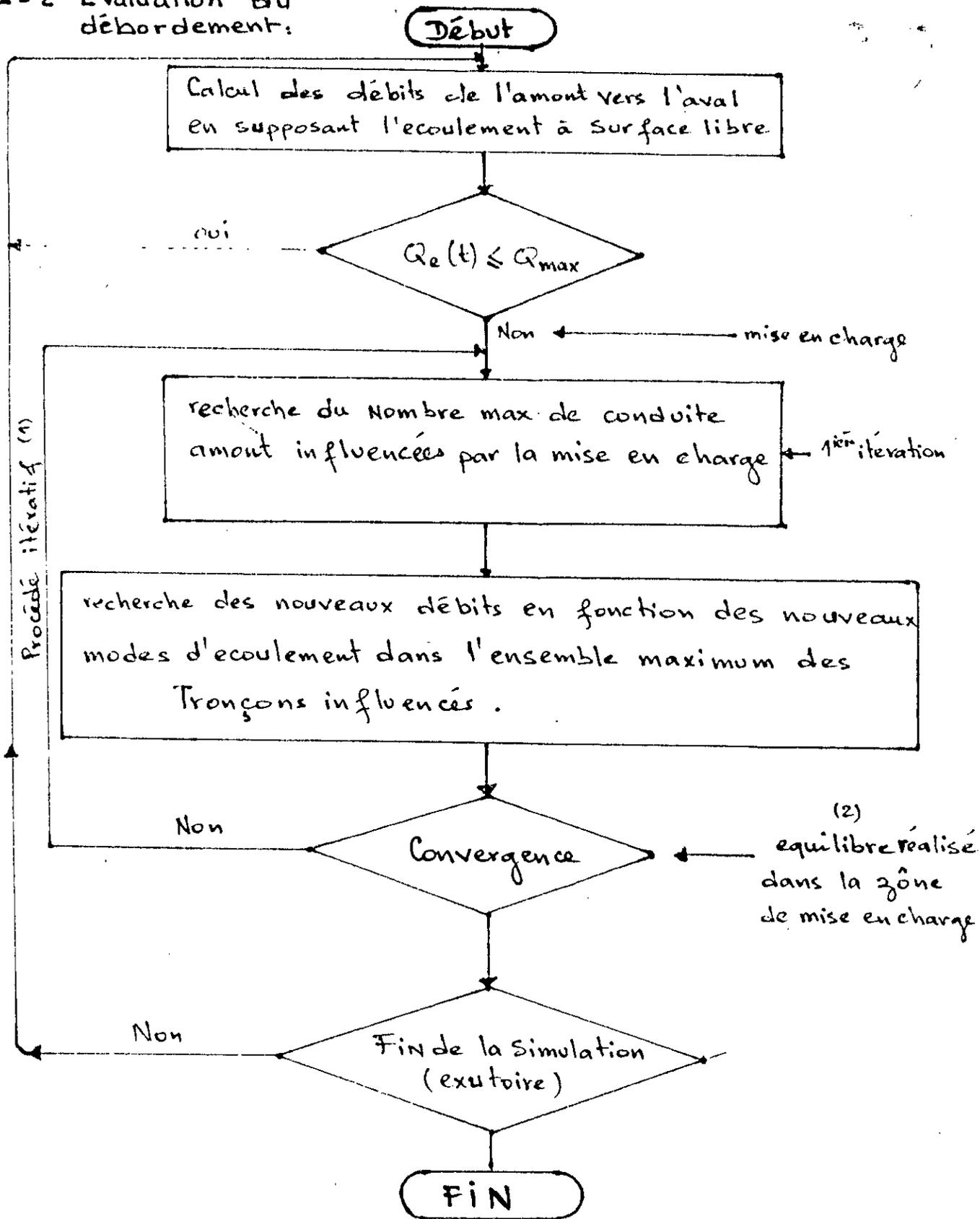
action n°	1	2	3	4	5	6
coût (D.A)	7400000	6500000	7000000	5500000	8000000	7500000
débordement (l)	360	400	350	380	370	350
rejet (kg)	280	260	300	200	280	260

7	8	9	10
5200000	6800000	5900000	5500000
320	310	360	310
250	240	270	230

le résultat de l'optimisation multicritère par la méthode d'ELECTRE II nous a donné le classement suivant :

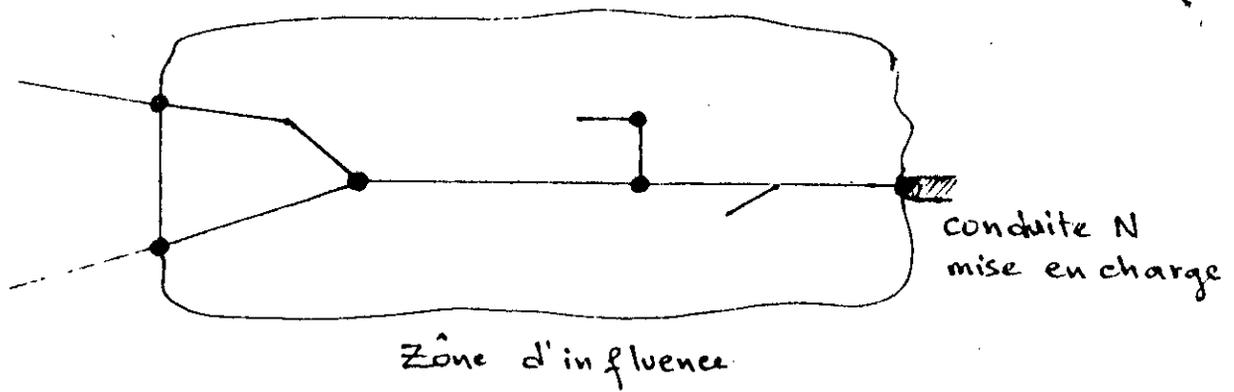
- 1) action n° 10 rang = 1
- 2) action n° 8 rang = 2
- 3) action n° 9 rang = 2
- 4) action n° 4 rang = 2
- 5) action n° 7 rang = 3
- 6) action n° 1 rang = 4
- 7) action n° 6 rang = 5
- 8) action n° 3 rang = 6
- 9) action n° 5 rang = 7
- 10) action n° 2 rang = 8

V-2 Evaluation du débordement:



(1) Si à la fin du processus itératif des débordements sont apparus, les débits de débordements sont alors extraits et comptabilisés, et le processus itératif continue.

(2) l'équilibre est réalisé lorsque les débits obtenus entre deux itérations sont très proches.



j=1 : 1^{ère} itération \Rightarrow On détecte une mise en charge à $i=N$
 les points de la zone non encore mis en charge (il y a surfaible)

Donc : $H_{r1}^{(1)} = H_{r2}^{(1)} = \dots = H_{rN}^{(1)} = 0$

et : $V_{s_i}^{(1)} = S_i^{(1)} \cdot L_i$, $i=1, N$.

}	V_{s_i} : volume stocké conduite i . S_i : section mouillée $\approx i$. $s_i = Q_i / V_i$; Q_i : débit d'entrée i . L_i : longueur de conduite i .
---	--

$$Q_{s_i}^{(1)} = Q_i^{(1)} + \frac{V_{s_i}(t-\Delta t)}{\Delta t} - \frac{V_{s_i}(t)}{\Delta t}$$

$$Q_i^{(1)} = Q_{p_i} + Q_{s_0} + (Q_{s_k})_{k < i}$$

$$Q_{s_i}^{(1)} = Q_{p_i} + Q_{s_0} + \frac{V_{s_i}(t-\Delta t)}{\Delta t} - \frac{V_{s_i}(t)}{\Delta t}$$

$$\begin{cases} Q_{c_i} = Q_{p_i} + Q_{s_0} + \frac{V_{s_i}(t-\Delta t)}{\Delta t} \\ Q_{c_i} : \text{débit const} \end{cases}$$

Q_{p_i} : débit de ruissellement $c_{r_i}^{\text{tr}}$.

Q_{s_0} : débits sortant des conduites amont de la zone E
 (ne varient pas au cours des itérations)

Q_{s_k} : débits sortants de conduites amont appartenant à la zone E.

$$Q_{s_1}^{(1)} = Q_{c_1} - \frac{S_1^{(1)} \cdot L_1}{\Delta t}$$

$$; \quad Q_1^{(1)} = Q_{p_1} + Q_{s_0}$$

$$Q_{s_2}^{(1)} = Q_{c_2} - \frac{S_2^{(1)} \cdot L_2}{\Delta t}$$

$$; \quad Q_2^{(1)} = Q_{p_2} + Q_{s_1}^{(1)}$$

$$\vdots$$

$$Q_{s_N}^{(1)} = Q_{c_N} - \frac{S_N^{(1)} \cdot L_N}{\Delta t}$$

$$\vdots$$

$$Q_N^{(1)} = Q_{p_N} + Q_{s_{N-1}}^{(1)}$$

On a : $Q_N^{(1)} > Q_N^{\text{max}} \Rightarrow$ Mise en charge au point N.

j=2 : 2^{ème} itération \Rightarrow recherche des tronçons influencés.

la charge en aval du tronçon N ($H_{rN}^{(2)}$). mettant la zone en charge est posée comme nulle $\Rightarrow H_{rN}^{(2)} = 0$.

En général on a (pour une conduite i)

$$H_{ri} = H'_{ri} + K_i + \Delta H_i = H'_{ri} + f(Q_i)$$

avec: H'_{ri} : hauteur de charge en aval d'un tronçon i

K_i : Constante dépendant du type de conduite.

$$= (D_2 - D_1) + (Z_2 - Z_1) \quad (\text{Voir rapport page: 52})$$

ΔH_i : Pertes de charge linéaire dans la conduite i

$$= \frac{\lambda \cdot V^2 \cdot L}{2g D_H} = \frac{\lambda L_i Q_i^2}{2g S_{Ti}^2 \cdot D_{Hi}}$$

Donc on a :

$$\left. \begin{array}{l} H_{rN}^{(2)} = 0 + f(Q_N^{(1)}) \\ H_{r_{N-1}}^{(2)} = H_{rN}^{(2)} + f(Q_{N-1}^{(1)}) \\ \vdots \\ H_{r_1}^{(2)} = H_{r_2}^{(2)} + f(Q_1^{(1)}) \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_{S_1}^{(2)} = S_{T_1} L_1 + H_{r_1} S_{b_1} \\ V_{S_2}^{(2)} = S_{T_2} L_2 + H_{r_2} S_{b_2} \\ \vdots \\ V_{S_N}^{(2)} = S_{T_N} L_N + H_{r_N} S_{b_N} \end{array} \right.$$

S_{T_i} : section totale conduite i

S_{b_i} : section de la bouche i (regard)

$$\left. \begin{array}{l} Q_{S_1}^{(2)} = Q_{c_1} - \frac{V_{S_1}^{(2)}}{\Delta t} \\ Q_{S_2}^{(2)} = Q_{c_2} - \frac{V_{S_2}^{(2)}}{\Delta t} - \frac{V_{S_1}^{(2)}}{\Delta t} \\ \vdots \\ Q_{S_N}^{(2)} = Q_{c_N} - \sum_{k=1}^N \frac{V_{S_k}^{(2)}}{\Delta t} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Q_1^{(1)} = Q_{P_1} + Q_{S_0} \\ Q_2^{(1)} = Q_{P_2} + Q_{S_1}^{(2)} \\ \vdots \\ Q_N^{(2)} = Q_{P_N} + Q_{S_{N-1}}^{(2)} \end{array} \right.$$

$$V_{S_i}^{(1)} \leq V_{S_i}^{(2)} \Rightarrow Q_i^{(2)} \leq Q_i^{(1)}$$

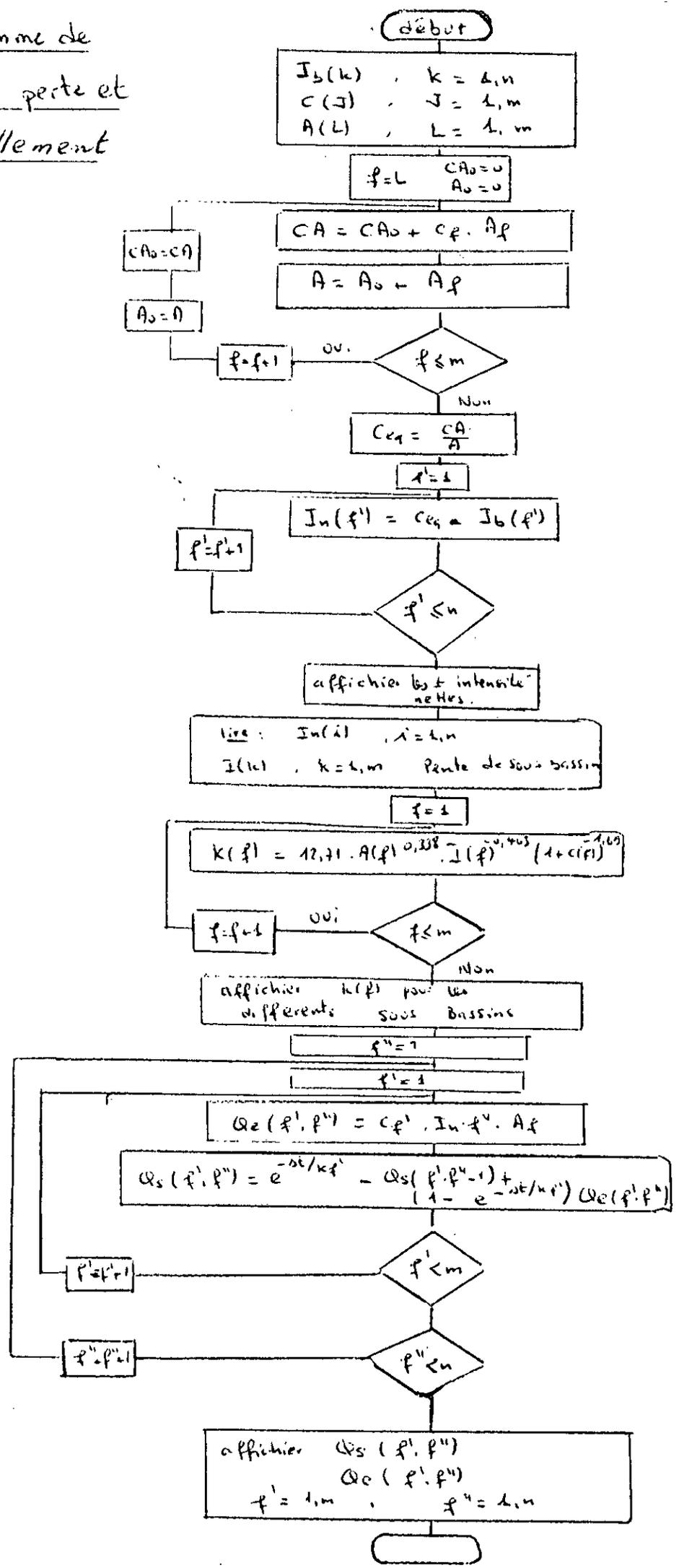
Donc : $Q_i^{(2)} \leq Q_i^{(1)}$: cette condition \Rightarrow la conduite i est influencée par la mise en charge

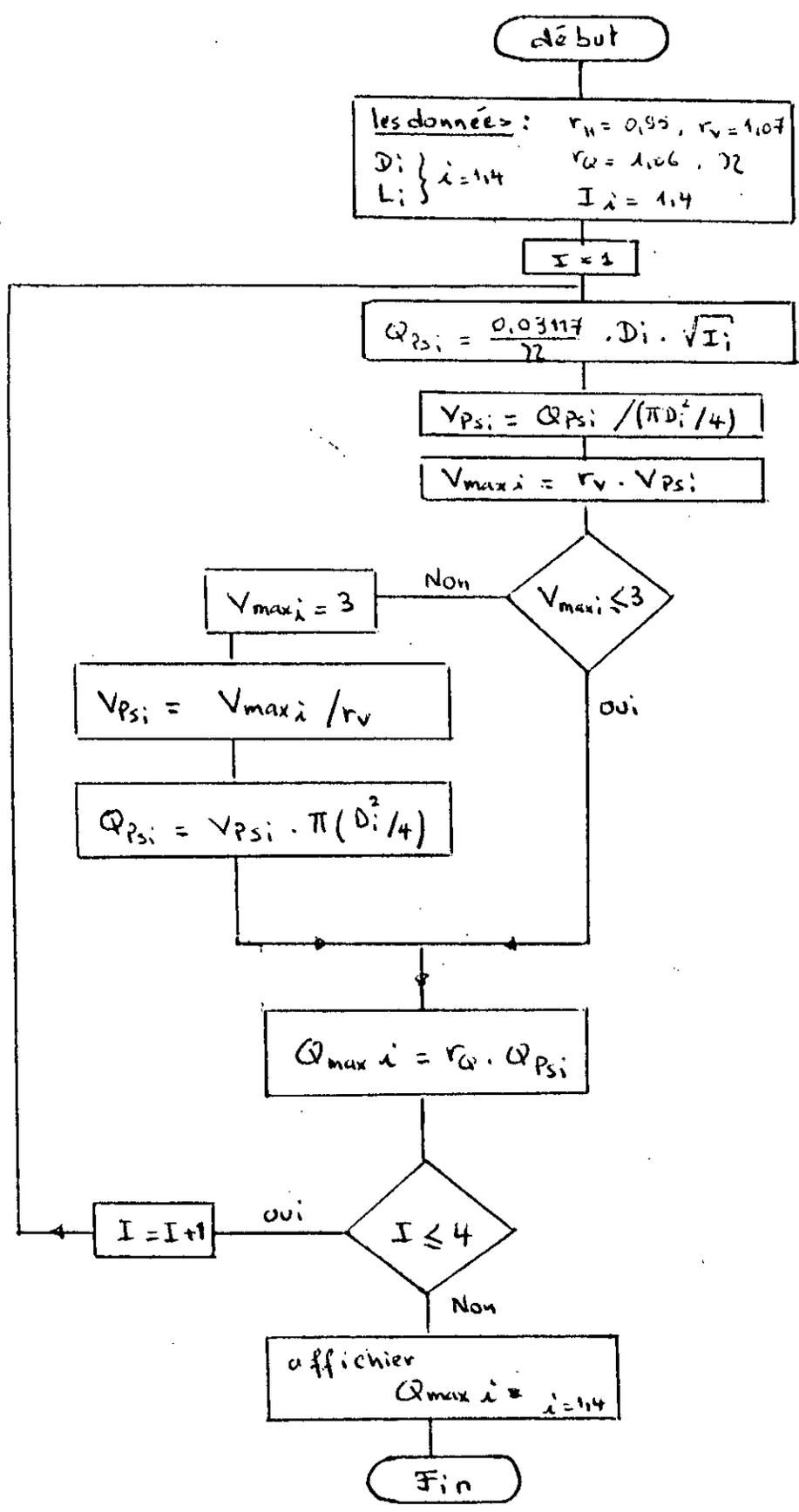
Mode d'écoulement	Condition	Hypothèses Supplémentaires	Volume stocké	Débit sortant	charge
Surface libre	$0 \leq H_{r2} < H_N$	H_{r2} connue	$V_s(t) = S_e \cdot L$; $S_e = \frac{Q_e(t)}{f(Q_e(t))}$ f : fonction vitesse/débit	$Q_s(t) = Q_e(t) \times \left[1 - \frac{L}{\Delta t \cdot f(Q_e(t))} \right] + \frac{V_s(t-\Delta t)}{\Delta t}$	$H_{r1} = 0$
charge partielle	$H_N < H_{r2} < H_c$	H_{r2} connue	$V_s(t) = S_e \left(L_e + \frac{L_c}{2} \right) + S_t \left(t + \frac{L_c}{2} \right)$ $= \left[\left(\frac{L-L_e}{V_e} \right) + \left(\frac{L_c}{V_t} \right) \right] \cdot Q_e(t)$ $V_e = f(Q_e(t))$ $V_t = \frac{Q_e(t)}{S_t}$ $L_c = L \left[\frac{H_{r2} + D_2 - D_1 - CH_2}{2z_1 - 2z_2 - CH_2 - DH} \right]$	$Q_s(t) = Q_e(t) \times \left[1 - \left(\frac{L-L_e}{\Delta t \cdot V_e} + \frac{L_c}{\Delta t \cdot V_t} \right) \right] + \frac{V_s(t-\Delta t)}{\Delta t}$	$H_{r1} = 0$
charge totale influence aval	$H_{r2} > H_N$	H_{r2} connue	$V_s(t) = S_t \cdot L + S_b \cdot H_{r2}$ $= Q_e(t) \left[\frac{L}{V_t} \right] + S_b \cdot H_{r2}$ $V_t = \frac{Q_e(t)}{S_t}$	$Q_s(t) = Q_e(t) \times \left[1 - \frac{L}{\Delta t \cdot V_t} \right] + \frac{V_s(t-\Delta t)}{\Delta t} - S_b \cdot H_{r1}$	$H_{r1} = \Delta H + H_{r2} + D_2 - D_1 + (2z_2 - 2z_1)$
Sans influence aval	$0 \leq H_{r2} \leq H_N$				$H_{r1} = \Delta H + CH_1 + 2z_2 - 2z_1$
Débordement	$H_{r2} > H_N$ ou $0 \leq H_{r2} \leq H_N$ et $H_{r1} > H_s$	H_{r2} connue	$V_s(t) = S_t \cdot L + S_b \cdot H_s$	$Q_s(t) = \left[Q_e(t) - Q_{des}(t) \right] - \left(\frac{S_t L + S_b H_s}{\Delta t} \right) + \frac{V_s(t-\Delta t)}{\Delta t}$	$H_{r1} = H_s$

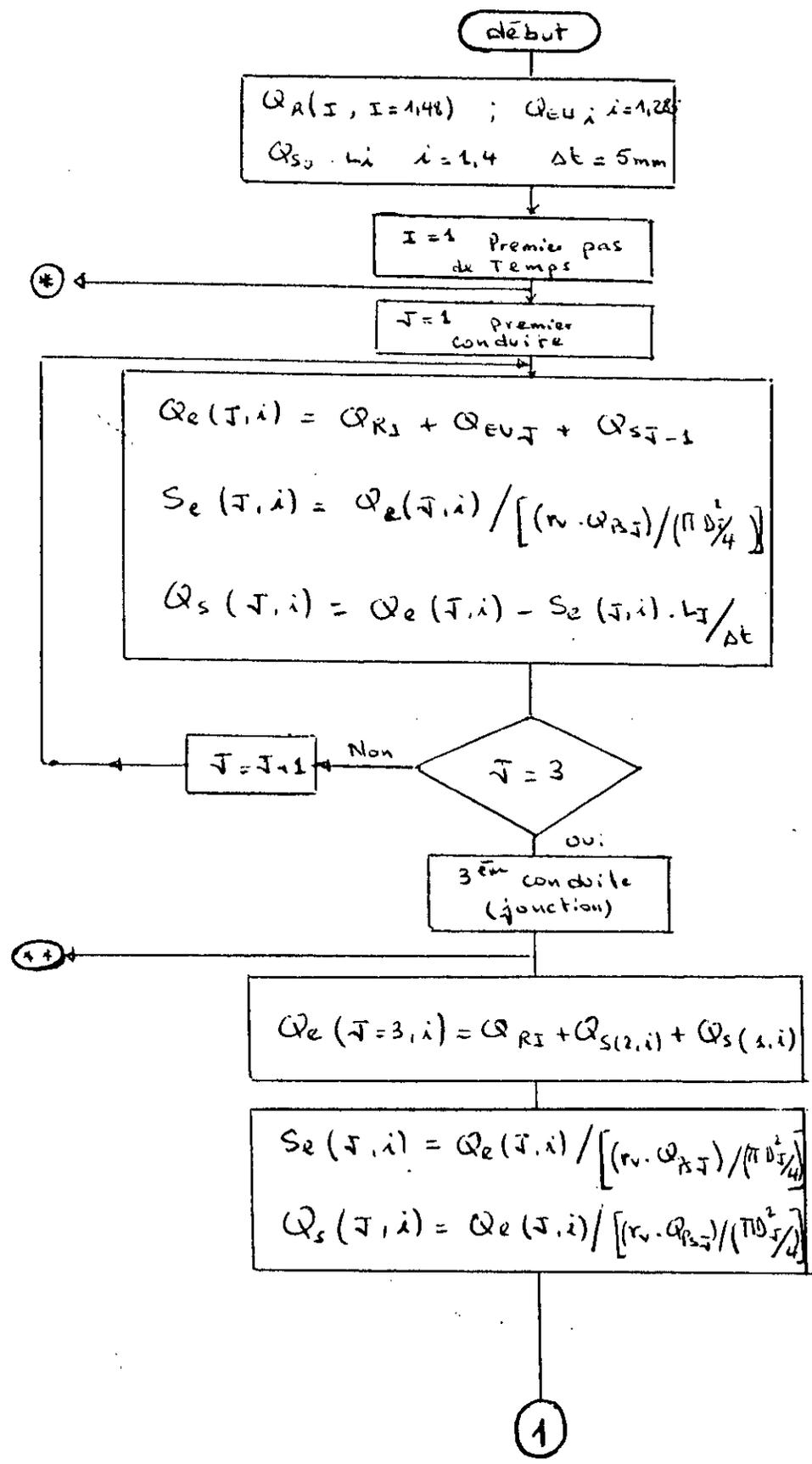
Tableau récapitulatif du modèle de simulation tenant compte des mises en charge.

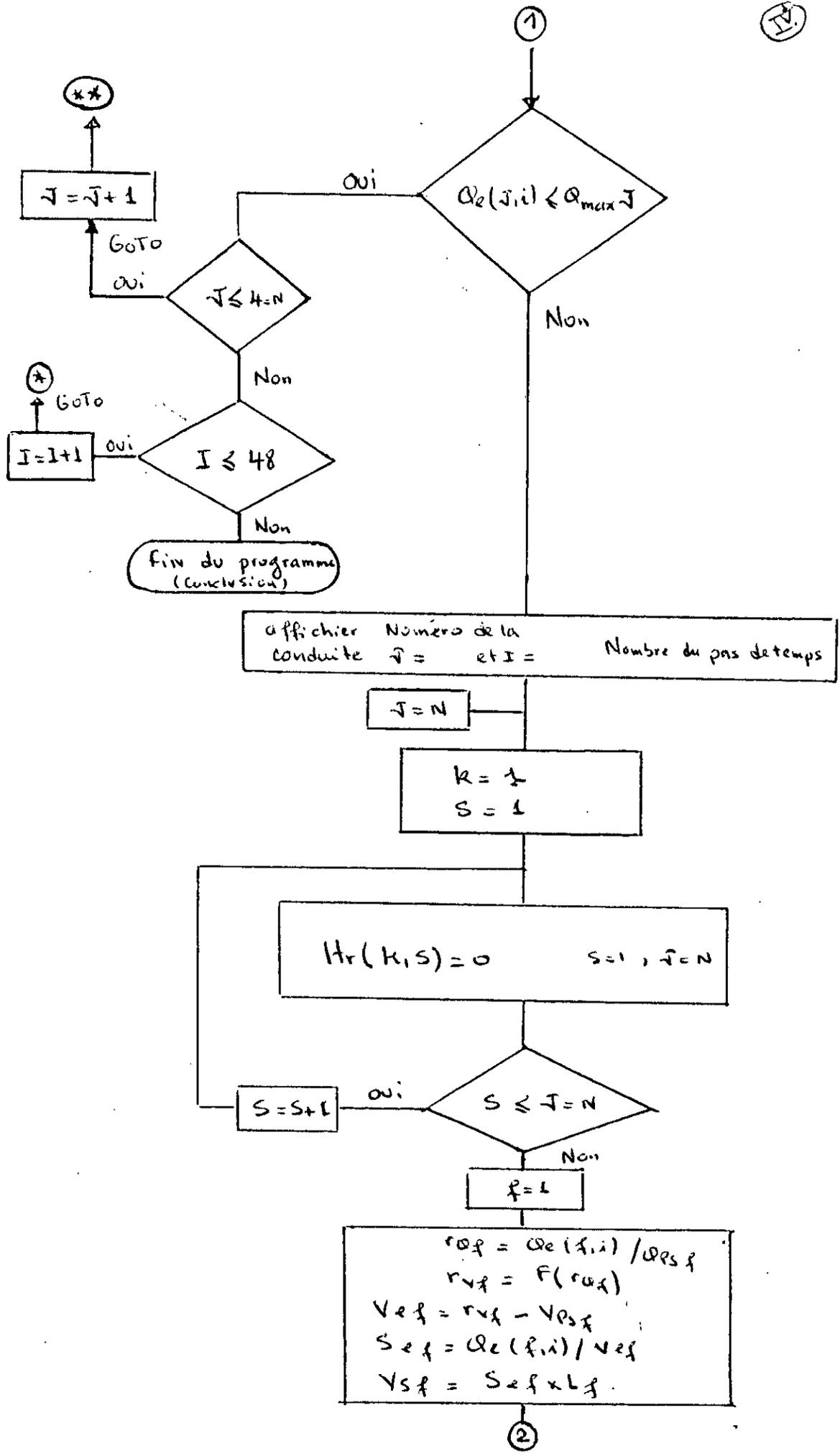
1- Organigramme de
 modèle de perte et
 de ruissellement

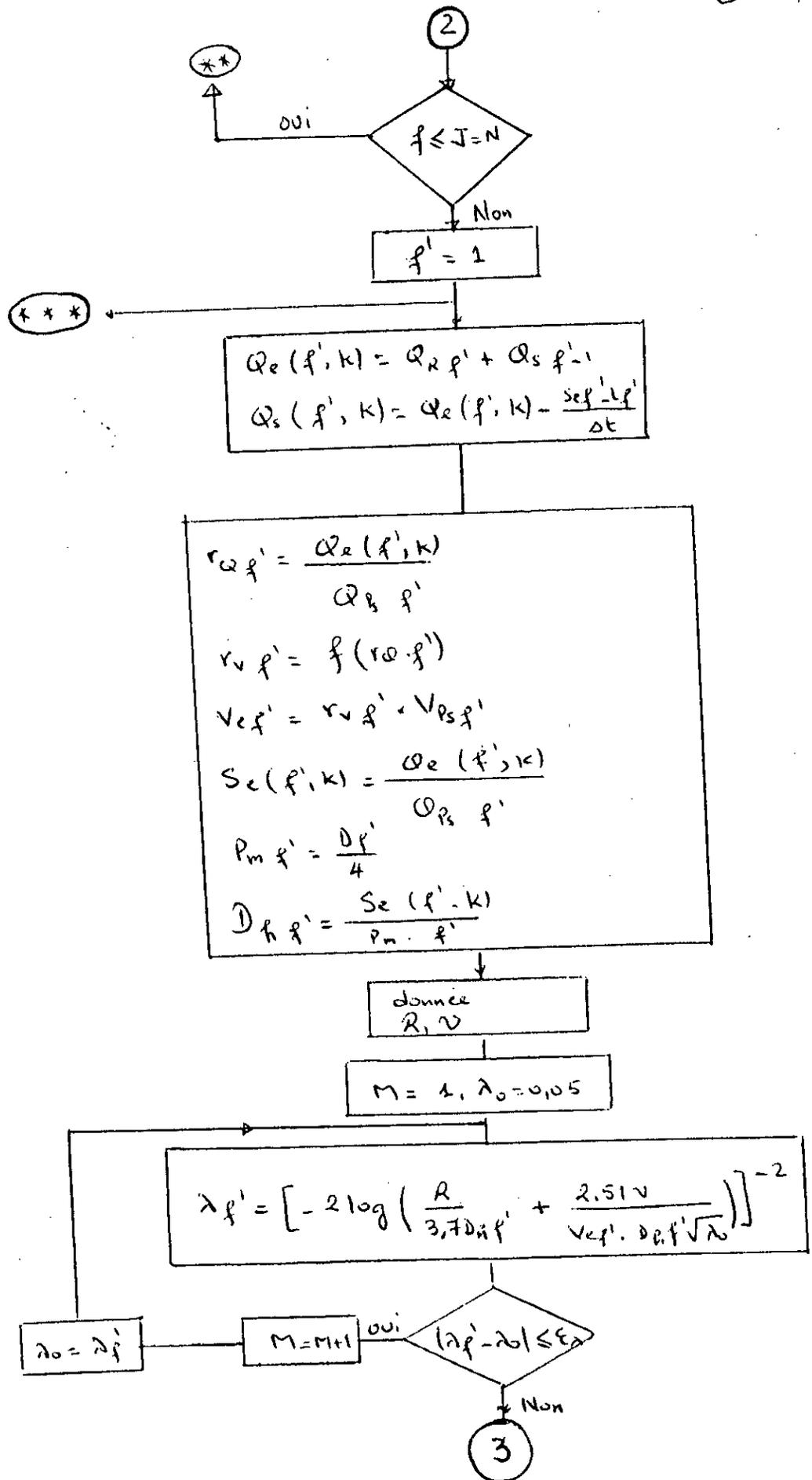
(1)



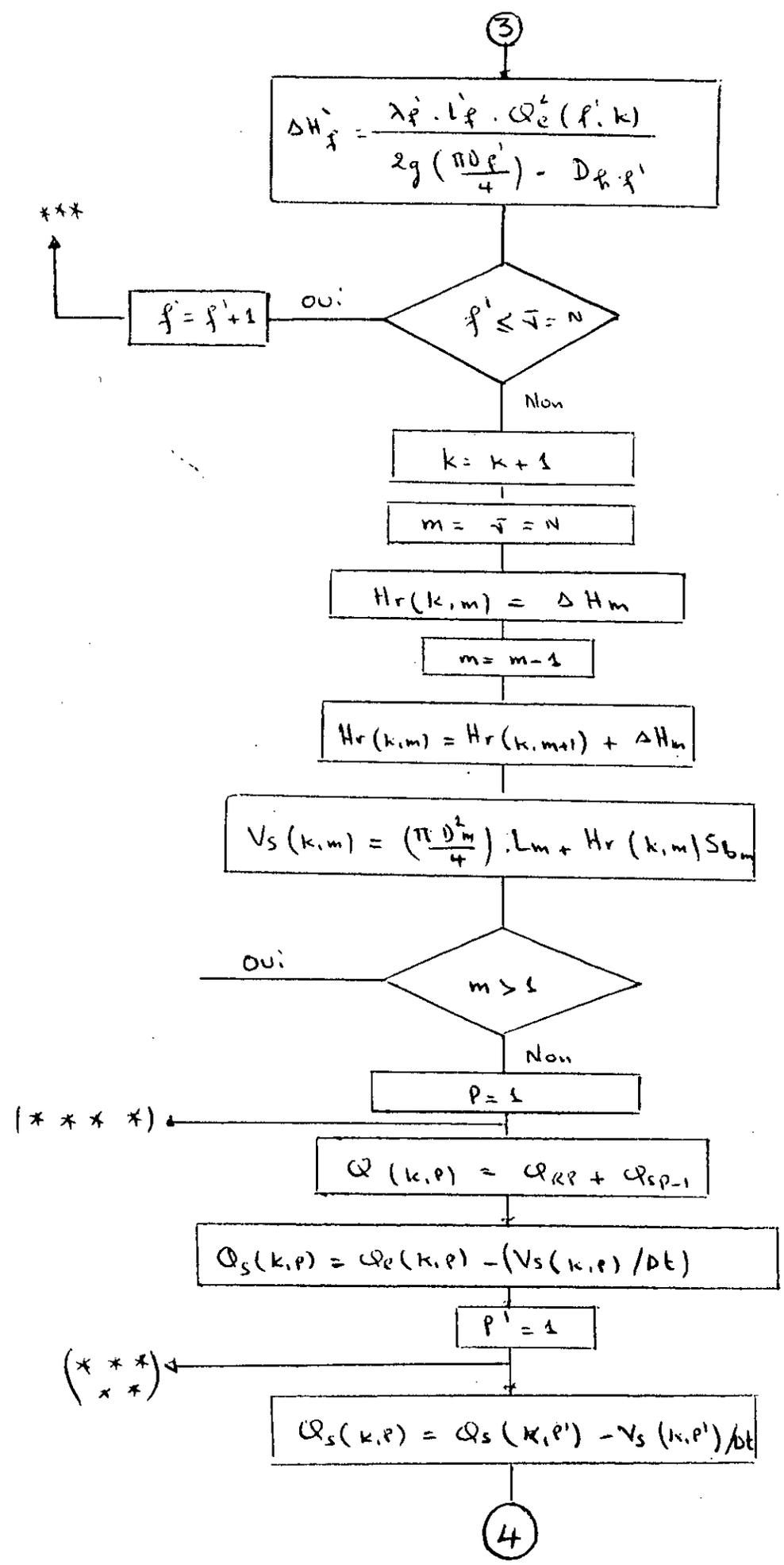








③
④



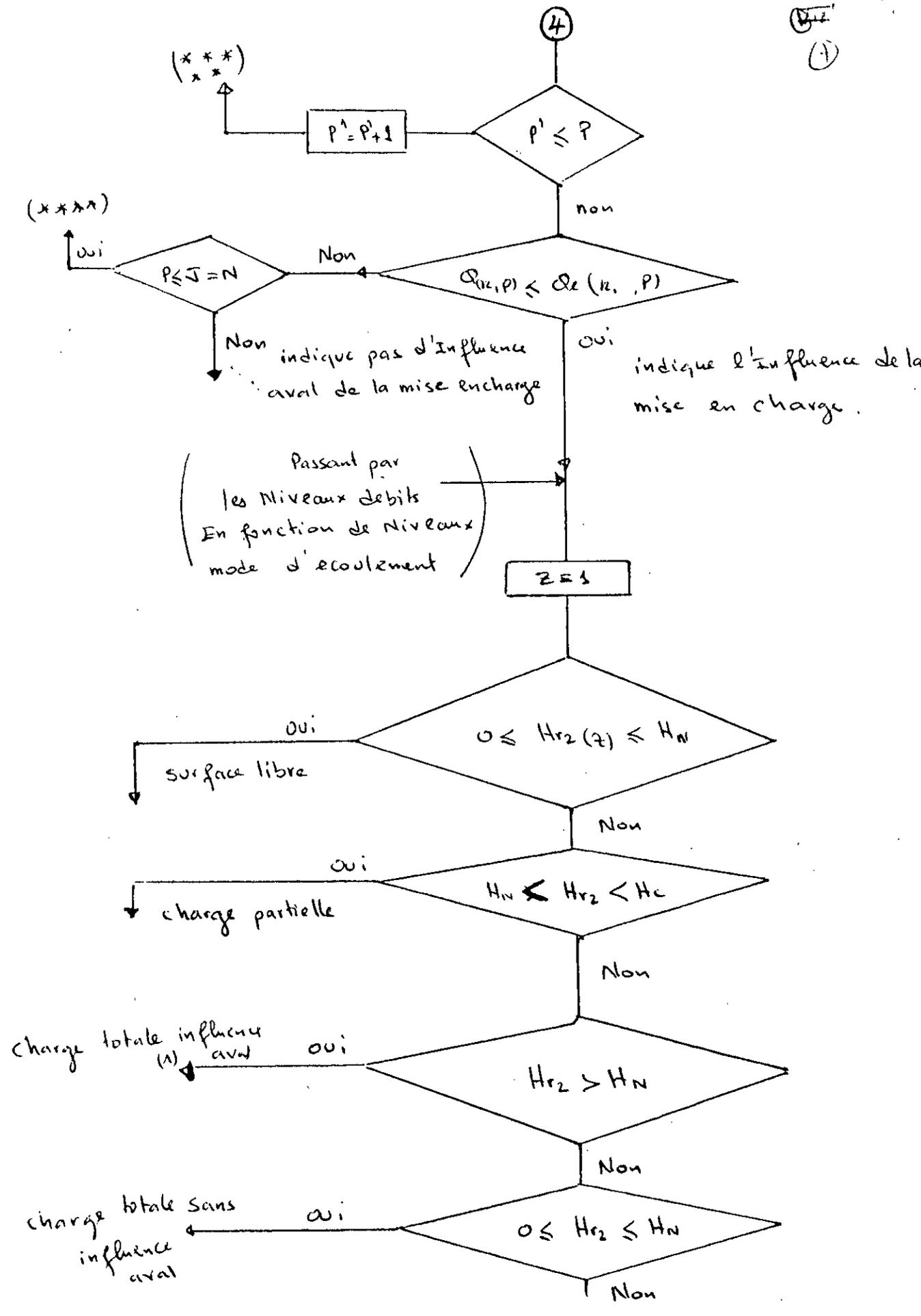
Oui

Non

Non

(****)

(***
**)



V-2 Evaluation du débordement:

Nous avons choisi pour le test un réseau de 4 conduites figure 29.

Les données: diamètres : $D1 = 0.40$ m

longueurs: $L1 = 4$ m

$D2 = 0.40$ m

$L2 = 4$ m

$D3 = 0.60$ m

$L3 = 5$ m

$D4 = 0.80$ m

$L4 = 5$ m

les surfaces des sous bassins : $A1 = 0.3$ Ha

$A2 = 0.4$ Ha

$A3 = 0.45$ Ha

$A4 = 0.55$ HA

les intensités :

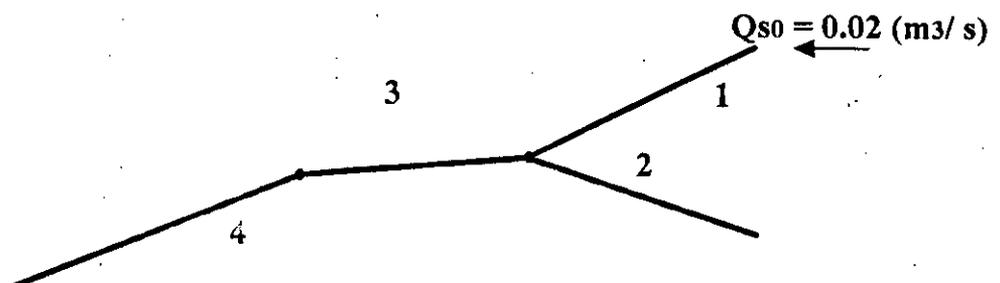
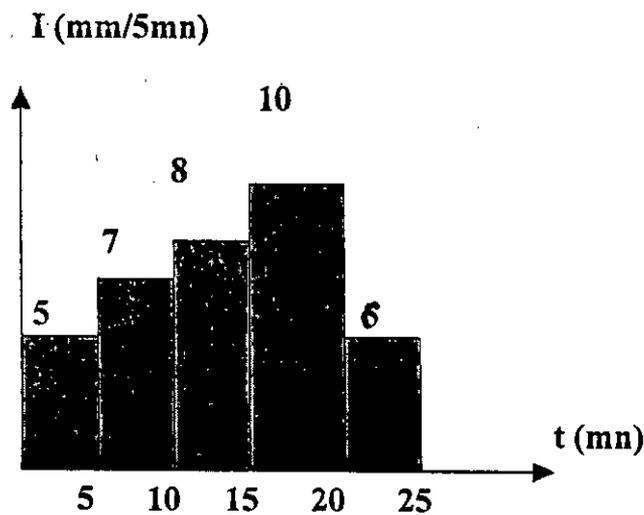


fig.29 : Réseau de 4 conduites.

les Résultats:

N° conduite	Q_{max} (m^3/s)	Q_{ps} (m^3/s)	S_T (m^2)	v_{ps} (m/s)	v_{max} (m/s)	h (I_n (mm/s)	Q_e
1	0,0823	0,0777	0,1256	0,6186	0,662	2,945	4,5	0,045
2	0,22078	0,2082	0,1256	1,658	1,774	3,14	6,35	0,084
3	0,6508	0,6140	0,2827	2,172	2,324	3,15	7,2	0,108
4	1,5355	1,4486	0,5026	2,87	3	3,16	9	0,165

les Débits de ruissellement : $Q_s(t)$:

N° conduite	①	0,036	0,035	0,035	0,036	0,054
	②	0,075	0,074	0,074	0,072	0,072
	③	0,102	0,101	0,087	0,100	0,081
	④	0,153	0,152	0,148	0,151	0,093

→
Pas de temps

⇒ Masse polluante rejetée :

$$[MES] = 195 \times 120 = 23,400 \text{ kg.}$$

$$[DCO] = 126 \times 120 = 15,12 \text{ kg.}$$

$$[DBO_5] = 78 \times 120 = 9,36 \text{ kg}$$

critère rejet

$$\Delta t_1 = 5 \text{ mn}$$

N° conduit	debit d'entrée $Q_e (m^3/s)$	Section d'entrée $S_e (m^2)$	debit de sortie $Q_s (m^3/s)$
1	0,056	0,0846	0,0549
2	0,035	0,0197	0,0347
3	0,1246	0,0536	0,1238
4	0,1590	0,05156	0,1583

$$\Delta t_5 = 5 \text{ mn}$$

N° conduit	$Q_e (m^3/s)$	$S_e (m^2)$	$Q_s (m^3/s)$
1	0,074	0,112	0,072
2	0,074	0,0412	0,0743
3	0,226	0,097	0,2248
4	0,3234	0,106	0,3216

Dans ces deux exemples il n'y a pas de débordement
(les débits d'entrée ne dépassent pas les débits maximum)

Nos résultats (ou bien) Nos données premières ne permet pas de données des débits supérieurs aux débits maximum que peuvent évacuer ces conduites. Pour cela on posant sur l'entrée de la 4^{ème} conduite un déversoir d'orage ne peut laisser qu'un débit d'ordre $0,323 \text{ m}^3/\text{s}$.
• Ce qui nous donne dans la 2^{ème} itération un débit déversé par le déversoir

$$Q_{\text{dév}} = Q_e - Q_{\text{dis}} = 0,3234 - 0,323 = 0,4 \text{ l/s}$$

Donc la masse déversée par 5 min = $0,4 \cdot 300 = 120 \text{ l}$.

et nous avons choisis les valeurs de concentration polluante suivantes :

$$[\text{MES}] = 195 \text{ mg/l} \quad [\text{Dco}] = 126 \text{ g/l}$$
$$[\text{DBO5}] = 78 \text{ g/l}.$$

Conclusion

Conclusion

Cette étude a été menée pour répondre aux préoccupations suivantes:

1. Définition des critères fonctionnels, permettant de comparer les différentes solutions de conception, selon les problèmes des réseaux et de données locales.
2. Mettre au point des modèles mathématiques et des méthodes d'évaluation de ces critères.
3. L'élaboration d'un programme informatique permettant l'évaluation des critères par les méthodes retenues, et le classement des différentes actions (méthode ELECTRE II).
4. Vérification du programme sur un jeu d'essai.

En ce qui concerne la modélisation plusieurs modèles ont été présentés. Certains sont simples mais imprécis, d'autres sont plus détaillés mais un peu compliqués à utiliser. Ceci est dû au nombre important des phénomènes à étudier, au grand nombre de paramètres entrant en jeu et à la pauvreté de l'information fournie par les mesures existantes.

En définitif nous avons réalisé trois sous-programmes associés au programme principal (méthode d'optimisation ELECTRE II)

estimation du coût du réseau.

évaluation du débordement.

évaluation des rejets.

Les données prises pour tester la validité du sous-programme d'évaluation de débordement donnent des débordements nuls c'est à dire que les débits d'entrées dans les conduites ne dépassent pas les débits maximums qui peuvent transporter ces conduites, ceci est dû au nombre important des paramètres entrant en jeu.

Le nombre des données peut dépasser 1000 par jour (intensité séparée de cinq minutes, débit d'eau usée séparée de cinq minutes dans deux noeuds, les différentes caractéristiques du réseau).

A la limite nous avons proposé une étude primaire d'élaboration d'un outil performant d'optimisation multicritère et d'évaluation des débordements .

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1]- AGARO

"Rationalisation des choix budgétaires ."
Dunod 1970 PARIS

[2]-BERTIER - DEMONGOLFIER

"Approche multicritère des problèmes de décision"
Dunod 1970

[3]-BOURRIER (R)

"Les réseaux d'assainissement "(Tome 1 et 2)
lavoisier TEC & DOC 1991

[4]- CHERRARED.M

"Elaboration d'une méthode d'optimisation multicritère des réseaux
d'assainissement et développement d'un outil d'aide à la décision"
projet de recherche N J1606/04/06/94. octobre 1994

[5] - CHERRARED.M

"Méthodes d'estimation des coûts des réseaux sur la base d'un avant projet
sommaire"

Mémoire de D.E.A. Lyon. institut national des sciences appliquées
laboratoire méthode 1986

[6]- COHON

"Multiobjective programming and planning
mathematics in science and engineering," volume 140
academic .press.

[7]-DAVIS

"Optimale sizing of urban flood control systems "
journal of the hydraulics division août. 1975 p 1077-1092.

[8]- DELANNOY.C

"Programmer en turbo pascal 7.0"
Eyrolles 1993. PARIS

[9]- DENDROU-DELIER- TALAUAGE

"Optimal planning for urban storm drainage systems"
journal of water resources planning and management division - november
1978 p= 17-20

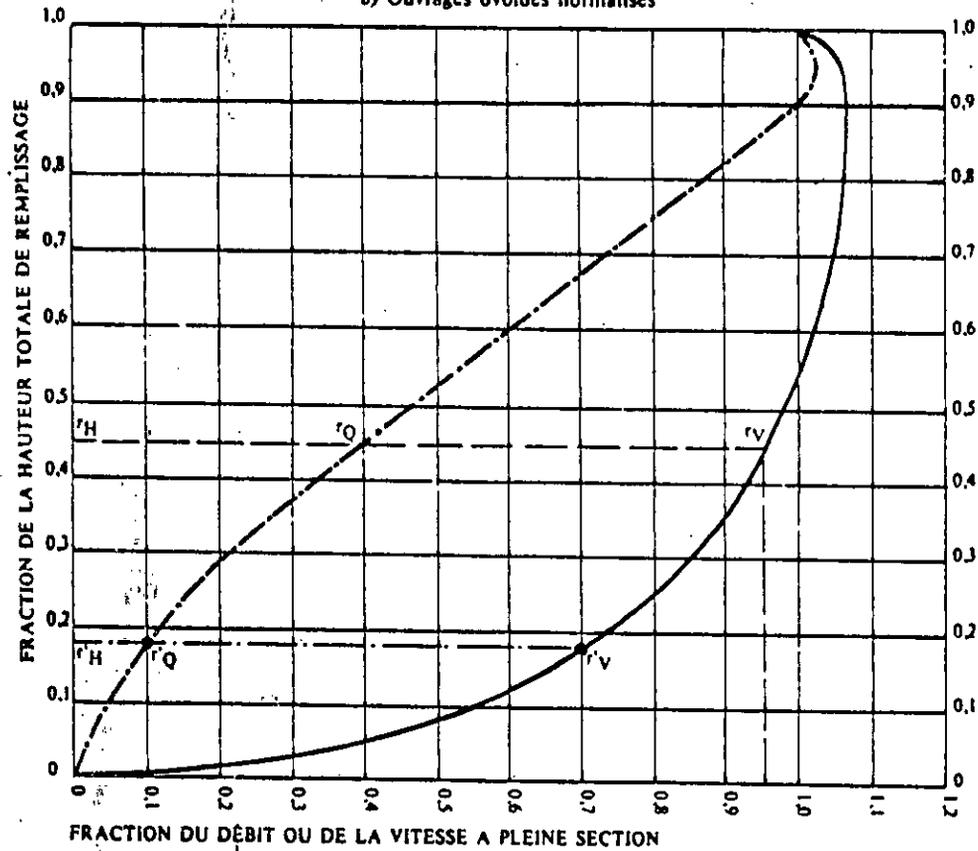
- [10]- Département du VAL-DE-MARNE
"Méthode d'appréciation d'urgence des investissements suivant des critères techniques,"
annexe 4 du rapport d'assainissement départemental - Données et propositions, 1978
- [11]- DJERBOUA LAMINE
"Etudes des problèmes des réseaux d'assainissement .définition d'un cahier des charges proposition de solutions "
PFE de l'ENP. Alger département hydraulique
- [12]- GARDARIN.G- BOUZEGHOUB.M-VALDURIEZ.P
"Objets"
Eyrolles 1989.
- [13]-HENRI GUERREE-CYRIL GOMELLA.
"Les eaux usées dans les agglomération urbaines ou rurales"
Eyrolles 1982-1989
- [14]-LEBLANC
"Turbo vision pour C++"
Eyrolles,1993,PARIS
- [15]-LEY- LAMBERT
"Les études coût efficacité en France"
RIRO, N 4-2 mai 1972
- [16]- LOUDET.M-COSTE.C
"Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural."
Moniteur 1987.
- [17]- MESSAOUDI-MAACHE
"Etude d'une méthodologie pour l'estimation des coûts de conception et de réalisation d'un réseau d'assainissement "
P.F.E de l'ENP Alger 1992
- [18]-ROY BERTIER
"La méthode ELECTRE II, une méthode classement -présence de critères multiples".
note de travail N° -142- la SEMA- Avril 1971, PARIS.
- [19]-ZAKAD .S--BENTAHAR .DJ
"Contribution à l'optimisation multicritère d'un réseau d'assainissement analyse numérique des critères d'optimisation."
- [20]- TANC-MAYS - YEN
"Optimal risk based design of storm sewer network "
journal of environmental engineering division - Juin,1975,P 381-398

ANNEXE

ABaque Ab. 5

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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 $r_H = 0.45$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r_V = 0.70$ et $r_H = 0.18$ (autocurage).

Nota. - Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_V = 1.00$ est obtenue avec $r_H = 0.90$.

Le débit maximum ($r_Q = 1.03$) est obtenu avec $r_H = 0.95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1.07$) est obtenue avec $r_H = 0.90$.

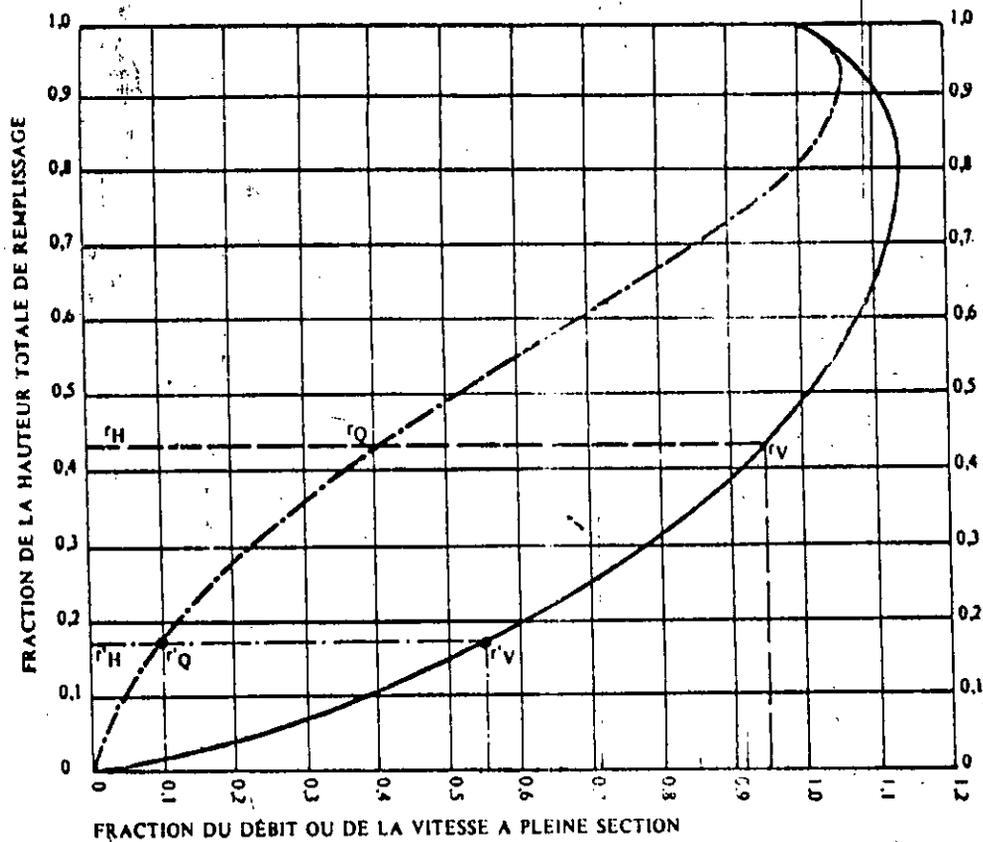
Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Figure — Nomogramme d'évaluation des caractéristiques hydrauliques en fonction du remplissage des ouvrages de type ovoïde.

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.