COMITE INTERAFRICAIN D'ETUDES HYDRAULIQUES

C.I.E.H.

CONCEPTION GENERALE DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT URBAIN DANS LE CONTEXTE AFRICAIN

ASPECT TECHNIQUE

Financé par le Fonds d'Aide et de Coopération
de la République Française

BCEOM

JUILLET 1984

COMITE INTERAFRICAIN D'ETUDES HYDRAULIQUES

C.I.E.H

CONCEPTION GENERALE DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT URBAIN DANS LE CONTEXTE AFRICAIN

ASPECT TECHNIQUE

Financé par le Fonds d'Aide et de Coopération
de la République Française

BCEOM

JUILLET 1984

- S O M M A I R E -

o
o o
o

AVANT-PROPOS

Le Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques a confié au B.C.E.O.M. la phase 2a ("analyse des aspects techniques") du programme que le C.I.E.H. a engagé (référence A S 2/3 + 4) : "Critères de choix et dispositions à prendre pour assainir les agglomérations dans le contexte économique et socio-culturel africain". L'étude est financée par le Ministère français de la Coopération et du Développement sur projet FAC 121/CD/82/VI/160/12.

Les débats relatifs aux problèmes posés par l'assainissement des zones urbaines au cours du 11ème conseil du C.I.E.H. à Yaoundé en février 1982 ont mis en évidence les insuffisances dont souffraient les services techniques des Etats Membres lors de la mise en oeuvre d'une opération d'assainissement, du fait :

- de l'absence d'informations et de critères permettant le choix entre diverses options d'assainissement et la conception de systèmes adaptés au contexte local.
- des difficultés de fonctionnement et d'entretien des systèmes d'assainissement.
- de la faiblesse de l'organisation du secteur et de l'absence de réglementation.

L'étude confiée au B.C.E.O.M. s'inscrit ainsi dans le cadre plus général du programme engagé par le C.I.E.H. qui comporte les phases suivantes :

1. enquête d'évaluation dans les Etats Membres du Comité.
2. outre la présente étude relative aux seuls aspects techniques, une étude des aspects institutionnels et financiers.
3. la synthèse des études précédentes permettant de présenter des recommandations pour la conception et la réalisation d'aménagements adaptés et la définition d'un programme de recherches ultérieures.

INTRODUCTION

Les spécificités des objectifs et des contraintes d'une opération d'assainissement urbain dans le contexte africain n'ont pas toujours été suffisamment analysées avant l'élaboration des projets. La transposition de solutions techniques qui ont pu faire leur preuve en Europe (même si pour leur mise en oeuvre en Afrique elles comportent quelques adaptations), conduit assez souvent à un échec d'autant plus grave que les investissements d'assainissement sont lourds pour des économies fragiles.

Il apparaît qu'une part importante des échecs constatés est due à la faiblesse des études préalables. Les projets élaborés se contentent le plus souvent de définir a priori des technologies et des dispositifs techniques qui sont ensuite plus ou moins adaptés aux contraintes locales, sans que l'on se soit demandé au préalable à quels objectifs spécifiques ils devaient répondre ni dans quel contexte particulier ils devaient s'insérer.

De cette constatation, découle la nécessité d'aborder beaucoup plus en amont les études d'assainissement, l'assainissement n'étant plus conçu comme une fin en soi, mais replacé dans un contexte plus général. Cette approche nouvelle du problème de l'assainissement conduit ainsi, après diagnostic de la situation actuelle, à l'identification des contraintes et à la définition des objectifs.

Une telle démarche peut aussi bien aboutir à la proposition de solutions classiques qu'à la mise en évidence de réponses plus originales que n'aurait pas permis une approche plus conventionnelle de l'assainissement. Logiquement, il n'est donc pas exclu qu'une telle analyse aboutisse à la conclusion de l'inutilité d'un aménagement particulier dans un secteur donné.

Cette démarche montre également que même les solutions techniques les mieux adaptées (qui ne peuvent être que le meilleur compromis entre les objectifs et les contraintes) n'apporteront pas seules la réponse au problème de l'assainissement, mais qu'elles doivent être conçues comme faisant partie d'une action plus générale qui devra inclure des mesures complémentaires au niveau institutionnel, réglementaire et financier. Ces mesures qui conditionnent la pérennité des ouvrages projetés, doivent aller de pair, voire précéder l'élaboration du projet pour ne pas se limiter, comme c'est le cas lorsqu'elles sont mises en oeuvre ultérieurement, à tenter de pallier les insuffisances des solutions techniques.

La présente étude ne s'attache qu'aux aspects techniques de cette démarche. Elle a pour objectifs essentiels de sensibiliser le Maître d'Ouvrage en lui présentant la diversité des solutions techniques et un cadre de réflexion lui permettant par étapes successives de choisir la solution la plus adaptée.

L'expérience se révélant parfois insuffisante pour fixer certains critères de choix ou pour les quantifier, l'étude propose enfin un certain nombre de directions dans lesquelles des recherches ou des études complémentaires devraient être entreprises.

Dans sa forme, afin de préserver la continuité logique de la réflexion par étapes successives, le présent document a été élaboré en prévoyant :

sur la page de droite (1)

Le développement de la démarche, le découpage du texte correspondant aux principales étapes successives de la réflexion :

- diagnostic de la situation actuelle, analyse des objectifs et des contraintes.
- fixation des grands choix préliminaires sur l'échelle de l'aménagement et le niveau de satisfaction.
- choix des principales filières.
- présentation des technologies et dispositifs adaptés aux résultats de l'analyse précédente et choix final des ouvrages.
- conception des ouvrages retenus : méthodes de calcul et dispositions constructives particulières.
- axes de recherches complémentaires.

en bas de page

des notes succintes explicitant une notion, ou apportant une précision sur un exemple exploité dans le cours du texte.

en page de gauche (2)

en illustration du thème abordé dans le texte, la présentation sans commentaire d'exemples issus d'études antérieures, de normes proposées, de résultats d'enquête, de méthodes de calcul...

en annexe

certains développements plus complets ou plus théoriques illustrant le propos (abaques, tables, courbes, méthodes de calcul...) le texte renvoyant à ces documents lorsque leur consultation sera souhaitée.

en fin de volume

une bibliographie des ouvrages et publications, ou études consultés pour l'élaboration du document. Les références bibliographiques dans le corps du texte seront citées sous la forme d'une lettre et d'un chiffre entre parenthèses, par exemple (A 3).

---

(1) et (2) pour les chapîtres II, III, IV et V

CHAPITRE I

DESCRIPTION SOMMAIRE DE L'ETAT DE L'ASSAINISSEMENT URBAIN DANS LES PAYS MEMBRES DU C.I.E.H.

1. EAUX PLUVIALES

a) des réalisations partielles

L'évacuation des eaux pluviales a toujours constitué dans les pays africains à forte pluviométrie une sujétion importante de l'urbanisation. De fait, la très grande majorité des agglomérations y est dotée d'un réseau de drainage occasionnellement complété à l'occasion d'opérations concertées d'urbanisme. Les réalisations intéressent, essentiellement, les zones d'urbanisme denses de centre ville et les quartiers modernes, délaissant les zones d'habitat traditionnel et spontané sur lesquelles les interventions sont très limitées.

Ainsi, de nombreux quartiers occupés par la fraction la plus démunie de la population (et souvent les plus vulnérables aux inondations) restent encore actuellement totalement dépourvus de système de drainage (1).C'est évidemment sur ces zones que les dégâts causés par les pluies sont les plus étendus (2). Au-delà de la simple gêne à la vie courante, les inondations peuvent y avoir des conséquences très graves tant au plan sanitaire (submersion des latrines entraînant la contamination des puits, mise en eau de gîtes larvaires ...) qu'au plan économique (destruction de cases, érosion, affaissements de terrain ...). Parfois, devant la gravité du problème, les habitants réalisent, par eux-mêmes ou dans le cadre d'associations de quartiers, certains travaux conservatoires (3) (construction de fossés d'évacuation, protection de talus...).

---

1 d'après une enquête socio-économique effectuée par la MAETUR en 1978 à Yaoundé,sur les 65 % de la population vivant dans ces quartiers "non administrés", 11 % seulement bénéficient d'un drainage rudimentaire par fossés en terre. C'est dire que près de 60 % de la population de la ville n'est pas touchée par l'assainissement pluvial (B2).

2 le rapprochement des cartes "tissu urbain" et "dégâts causés par les pluies en pourcentage de maisons endommagées" à Niamey est éloquent à cet égard (A3).

3 au quartier Kinsenso à Kinshasa, la population a directement pris en charge la réalisation et l'entretien d'aménagements anti-érosifs importants qui se révèlent particulièrement efficaces (B 12).

Dans les quartiers équipés, le réseau comporte suivant les cas :

- des fossés en terre (essentiellement dans les parties amont lorsque les conditions de pente et le débit le permettent et également le long des voies en terre).

- des fossés en béton (ou en maçonnerie de moellons) éventuellement recouverts de dalettes amovibles lorsqu'ils sont implantés sous accotements accessibles aux véhicules, sous parkings ou sous trottoirs.

- des buses ou des dalots, lorsque la largeur d'emprise de la voirie ne permet pas la mise en place de fossés à ciel ouvert ou simplement du fait d'un choix délibéré dicté le plus souvent par des considérations de modernisme.

A l'exception des collecteurs généraux implantés dans les thalwegs, les ouvrages sont très généralement construits en bordure des voies, soit d'un seul côté, au point bas de la chaussée réalisée avec un profil en travers monopente, soit de part et d'autre de la chaussée profilée en toit.

b) une efficacité limitée

Les enquêtes menées sur plusieurs de ces réseaux, à l'occasion d'études de schémas directeurs ont révélé certaines incohérences ou erreurs de conception de nature à en limiter l'efficacité :

- débitance devenue insuffisante par suite de l'augmentation non prévue des débits de ruissellement du fait de l'urbanisation.

- réseau sans exutoire (par exemple, collecteurs desservant les quartiers Bozola et Niarela à Bamako, voir A 4) ou tronçons non raccordés.

- mauvais calage de l'exutoire dans le cours d'eau récepteur rendant difficile le fonctionnement du réseau en période de crue (comme certains exutoires dans le Niger du réseau de Bamako.).

- mauvais calage altimétrique de certains tronçons rendant impossible le drainage des zones basses riveraines.

- sous-dimensionnement d'ouvrages de franchissement de certains fossés en terre s'accompagnant d'une mise en charge à l'amont avec dépôt et une forte érosion à l'aval.

- insuffisance de pente favorisant l'atterrissement des produits d'érosion, l'ensablement progressif des ouvrages (dans bon nombre de villes, des caniveaux ont ainsi complètement disparu) et la stagnation des eaux usées qui y sont fatalement rejetées par les riverains.

- absence de grilles à l'entrée de tronçons de réseaux enterrés entraînant le risque d'obstruction des ouvrages.

- fossés traversés par des conduites d'eau potable sur lesquelles les détritus s'accumulent en formant obstacle à l'écoulement.

- fragilité des dallettes de couverture dont beaucoup sont cassées, notamment dans les zones accessibles aux véhicules.

- etc.

Mais, plus que des erreurs de conception, la raison essentielle de l'efficacité souvent réduite de ces aménagements reste le manque d'entretien. Les réseaux à ciel ouvert constituent pour les riverains, en l'absence d'un service de ramassage bien organisé, un réceptable commode de leurs ordures ménagères et déchets de toutes sortes. Les apports solides par les produits d'érosion des accotements et des chaussées non stabilisées y sont également importants. Ces conditions particulières de fonctionnement exigeraient un entretien particulièrement suivi que les structures en place sont, en général, incapables d'assurer. L'entretien des réseaux est en général du ressort des Services Techniques Municipaux (1). Compte-tenu des moyens techniques et financiers dont disposent ces services, l'entretien est le plus souvent limité à quelques interventions ponctuelles (2), bien insuffisantes pour maintenir le réseau en bon état de fonctionnement, en dépit de "programmes de nettoyage général" qui peuvent être réalisés à l'entreprise sur budget de l'Etat, en des circonstances très exceptionnelles.

2. EAUX USEES

a) des réseaux très limités (ou peu de réseaux)

Il n'existe pratiquement pas de réseaux séparatifs d'eaux usées dans les Etats membres du Comité. Seules Dakar et quelques capitales régionales du Sénégal (Louga, Kaolack, Thiès) disposent d'un réseau opérationnel couvrant une partie significative de l'agglomération et pourvu d'installations d'épuration. La ville d'Abidjan qui poursuit son équipement dans ce domaine n'a encore que 40 % de sa population raccordée. Des aménagements d'envergure en projet à Yaoundé témoignent de la volonté des responsables camerounais de doter, à terme, leur capitale d'un réseau moderne d'évacuation des eaux usées (3).

---

1 à l'exception de la ville de Dakar qui dispose d'un service d'entretien structuré et équipé au sein de la SONEES, et de la ville d'Abidjan qui a passé un contrat d'affermage avec la SODECI. Devant les problèmes rencontrés par cette Société, ce contrat est remis en question.

2 souvent réalisées, d'ailleurs, après l'inondation.

3 réseau de collecteurs du Nouveau Centre de Yaoundé, à compléter par un collecteur général et une station d'épuration prévus.

Enfin, on trouve dans certaines grandes agglomérations des embryons de réseau datant de l'époque coloniale (1) (réseau de centre-ville, en général en très mauvais état) ou réalisés depuis l'indépendance dans le cadre d'opérations ponctuelles (2) ou de rénovation de quartiers de haut standing et ne pouvant en aucune façon être considérés comme l'amorce d'un réseau général.

b) la règle générale : l'assainissement individuel

L'assainissement individuel reste donc, pour une très grande majorité de la population urbaine, la règle générale et il est vraisemblable qu'il le restera encore longtemps compte tenu des faibles consommations en eau potable de cette population (3).

L'assainissement individuel est réalisé suivant différents procédés en fonction du standing de l'habitat.

Au niveau de l'habitation, l'élimination des excreta se fait le plus souvent :

- par fosses septiques avec puisards (ou plus rarement fosses étanches) dans les quartiers résidentiels modernes.

- par latrines sèches dans les quartiers traditionnels.

- par déversement direct au milieu récepteur dans les quartiers d'habitat spontané les plus pauvres (4).

Il existe également, dans certaines villes, à proximité des marchés, quelques édicules publics plus ou moins fréquentés par la population.

---

1 réseaux du quartier Joss à Douala, réseau du centre ville à Bamako, réseau de Lomé.

2 réseaux du quartier Badalabougou à Bamako desservant 5 % seulement de la population totale de la ville.

3 on peut d'ailleurs s'interroger sur l'opportunité et le fonctionnement de certains réseaux pour la mise en service desquels l'Etat est conduit à envisager la prise en charge du financement des raccordements nécessaires à leur fonctionnement (Louga - Kaolack).

4 à Douala par exemple, 40 % de la population ne dispose d'aucun équipement d'assainissement individuel, le sol ou le marigot en faisant office (cf A2).

Ce mode d'élimination des excreta se retrouve également dans certaines agglomérations où la nappe phréatique affleurant en permanence ne permet pas la construction de latrines. Ex : Saint-Louis (cf A 13).

Les eaux usées domestiques, quant à elles, sont rejetées :

- soit dans un puisard (ou le dernier compartiment de la fosse septique).

- soit dans un caniveau d'eaux pluviales quand il en existe un à proximité.

- soit directement sur la voie publique (les eaux de cuisine pouvant être déversées dans la cour même de la concession où les volailles se chargent de l'élimination, des résidus solides).

En ce qui concerne les eaux usées industrielles, sauf pour quelques usines importantes, elles sont en général rejetées sans épuration préalable au réseau s'il existe ou directement au milieu récepteur. Beaucoup d'établissements très polluants fonctionnent encore en pleine agglomération.

c) des dispositifs déficients

Abstraction faite de la situation où aucun système d'assainissement, même rudimentaire, n'existe, et qui doit bien entendu constituer la préoccupation première des responsables, on peut à la lecture des différentes enquêtes réalisées, émettre quelques doutes sur l'efficacité de certains des dispositifs existants :

- de nombreux réseaux mis en place dans le cadre d'opérations ponctuelles se sont vite révélés insuffisants ou inadaptés et ne garantissent plus des conditions d'hygiène satisfaisantes (1).

- en ce qui concerne les fosses septiques, certaines, très anciennes ont été réalisées par des tâcherons ignorant tout des exigences de l'art et ne comportent alors, bien souvent, aucun élément épurateur aérobie avant rejet de l'effluent au milieu récepteur (2) (parfois le caniveau de rue). D'autres dont les tampons d'accès enterrés sont impossibles à trouver, ne sont jamais vidangées, les boues débordant alors dans les puisards qu'elles arrivent à boucher complètement.

- bien souvent, dans des quartiers très denses, les latrines sont construites à une distance des puits insuffisante pour garantir que l'eau de ces puits ne sera pas contaminée. Certaines latrines sont inondées périodiquement par les eaux de ruissellement et par la nappe (Douala).

---

1 les réseaux du quartier Badalabougou à Bamako sont en grande partie obstrués par des déchets solides (déchets végétaux, serviettes hygièniques, fibres de palme et terre servant au nettoyage de la vaisselle). La Direction de la SEMA (promoteur) estime qu'il faudrait plutôt envisager un système d'assainissement selon le mode individuel (A1).

Les stations d'épuration de l'Université et du lotissement S.I.C. Grand Messa à Yaoundé, surchargées, sont totalement inefficaces. Cette dernière dont l'effluent est rejeté dans le lac municipal où se pratiquent de nombreuses activités nautiques a été by-passée.

2 A noter que certains Etats imposent maintenant les plans-types de fosses septiques.

- les toilettes publiques sont souvent inutilisées en raison de leur état de saleté repoussante. Certaines d'entre elles, dont les fosses ne sont que très rarement vidées sont rendues inaccessibles par les déjections qui débordent (1). Il est certain que bon nombre de ces équipements constituent, en leur état actuel, un danger sérieux pour la santé publique. Il faut noter cependant, que ces édicules, lorsqu'ils sont maintenus en bon état de propreté (notamment grâce à la présence permanente d'un gardien en assurant l'entretien journalier) sont très appréciés des usagers (voir A 1), et il est certain alors que leur nombre est insuffisant.

- l'équipement sanitaire des écoles pose aussi très généralement de graves problèmes par son insuffisance, principalement dans les écoles primaires (2).

- de nombreuses agglomérations ne disposent d'aucune zone de dépôt "officielle" pour la décharge des produits de vidange des fosses et latrines. Ces matières sont alors déversées n'importe où sans considération aucune des risques au plan sanitaire ou des nuisances pour l'environnement (3).

d) un contrôle et un entretien très réduits

L'absence quasi totale de contrôle et d'entretien explique dans une très large mesure les insuffisances constatées sur les différents systèmes d'élimination des excreta et des eaux usées :

- la législation et la réglementation en matière d'assainissement sont pratiquement inexistantes dans la plupart des Etats. Les textes, lorsqu'il en existe, sont muets en ce qui concerne les conditions d'établissement des dispositifs d'assainissement individuel les plus couramment utilisés, tels que les latrines.

- les services habilités à faire respecter la réglementation et à contrôler les conditions d'hygiène sur le terrain sont inexistants ou n'ont pas les moyens nécessaires pour remplir leur mission (4).

---

1 c'était le cas des trois blocs sanitaires du grand marché de Niamey (A 3)

2 à Bamako : 49 % des élèves n'ont pas de latrines et 26 % ont l'usage d'une latrine pour 240 élèves (A 1)

3 parfois même en rivière, comme le pratiquent certains entrepreneurs de vidange à Yaoundé. Afin d'éviter les rejets sauvages de matières de vidange, des stations de dépotage sont projetées sur le réseau d'Abidjan.

4 de 1963 à 1980, le Service d'Hygiène du Cap Vert à Dakar a vu ses effectifs réduits de 279 à 124 agents. Parallèlement, ses crédits de fonctionnement ont été ramenés de 30 à 13 M F.CFA (A 13).

- comme pour les réseaux pluviaux, à l'exception des villes de Dakar et d'Abidjan, l'entretien des équipements publics en matière d'élimination des excreta et des eaux usées est généralement du ressort des services techniques municipaux. A l'évidence aucun de ces services n'est équipé pour ce travail lorsqu'il s'agit de réseaux enterrés. Leurs interventions se bornent alors à la vidange des fosses septiques des édifices publics et parfois, moyennant contribution, à la vidange des latrines à trous, fosses fixes et fosses septiques privées. Là encore, aux dires des responsables, les effectifs et les moyens matériels sont insuffisants pour faire face à la demande (1).

---

1 la mairie de Niamey estime que la capacité de ce service devrait être doublé (A 3).

CHAPITRE II

PLANIFICATION DES OPERATIONS D'ASSAINISSEMENT URBAIN

1. LE CONTEXTE DE MISE EN OEUVRE

1.1. LES FINALITES

Elles peuvent être variées :

1.1.1. Protection de la santé

C'est en général le premier motif avancé pour justifier la mise en oeuvre d'un projet d'assainissement urbain en Afrique.

Si l'on ne peut qu'approuver cette déclaration d'intention, l'objectif prioritaire de l'assainissement dans les pays en voie de développement restant bien l'amélioration des conditions sanitaires de l'ensemble de la population, il faut bien reconnaître que la conception de l'assainissement suivant des techniques éprouvées dans les pays développés, où les problèmes sanitaires sont d'une importance toute relative, ne répondra pas forcément à cet objectif.

Par ailleurs, le défaut d'assainissement n'est généralement qu'un des facteurs parmi beaucoup d'autres contribuant à la dégradation de l'état sanitaire. La réalisation d'infrastructures d'assainissement peut alors n'être qu'un des éléments, pas toujours le plus important, du dispositif à mettre en place pour atteindre l'objectif visé. Une analyse détaillée de ces facteurs est, en tout état de cause, indispensable pour juger de l'impact du projet sur le plan sanitaire et définir les mesures d'accompagnement qui pourraient s'avérer nécessaires, voire primordiales (telles que : éducation des populations, renforcement de l'alimentation en eau, restructuration de l'habitat, amélioration de la collecte des ordures ménagères, etc...).

La priorité à donner à l'objectif sanitaire de l'assainissement urbain dans les pays en voie de développement implique que :

- les actions d'assainissement doivent y être développées en priorité vers les zônes où se posent des problèmes sanitaires.

- ces actions doivent être efficaces sur le plan sanitaire, et, pour ce faire, intégrer au besoin, toutes mesures nécessaires.

- elle ne doivent pas induire ou aggraver des problèmes sanitaires sur des zones non touchées par l'opération.

- de la même façon, la satisfaction d'autres objectifs ne peut être envisagée que dans la mesure où les actions menées dans ce but n'ont pas pour effet d'induire où d'aggraver des problèmes sanitaires.

1.1.2. Protection de l'environnement

C'est un objectif légitime d'une opération d'assainissement. De nombreuses publications d'organismes internationaux (O.M.S., Banque Mondiale) ont mis l'accent sur l'importance du problème dans les pays en voie de développement, une de leurs conclusions étant que, compte tenu du taux de croissance démographique élevé de ces pays et du retard économique qu'ils ont à rattraper, la pollution des eaux y augmentera plus vite que dans les pays développés. Si cette mise en garde doit être entendue, il est certain également qu'elle ne doit pas se traduire par la mise en oeuvre, sans discernement, de dispositions coûteuses dont l'intérêt ou l'efficacité pourrait se révéler très limité dans le contexte particulier de ces pays. Il conviendra, dans tous les cas, d'apprécier l'opportunité et la portée vis-à-vis de cet objectif des aménagements envisageables et de mesurer les conséquences financières de leur mise en oeuvre sur la réalisation du projet et la réponse qu'il doit apporter à d'autres objectifs qui pourraient être considérés comme plus prioritaires, l'objectif sanitaire notamment.

Différentes questions devront alors être formulées :

1. Quelle est l'importance relative, au niveau de l'agglomération, des différentes sources de nuisance et comment vont évoluer leurs effets ?

. La réponse à cette question mettra en évidence les priorités au plan de la protection de l'environnement. Elle permettra souvent de définir des mesures ponctuelles peu coûteuses et n'interférant pas techniquement avec les dispositifs d'assainissement à prévoir par ailleurs (1). Elle apportera enfin tous les éléments nécessaires pour apprécier l'intérêt d'intégrer, dans le système d'assainissement prévu, certains dispositifs spécifiques à la protection de l'environnement ou la possibilité d'en différer la réalisation sans inconvénient majeur.

---

1 Telles que l'amélioration de la collecte des ordures ménagères dans certains quartiers, l'aménagement d'une décharge, l'obligation faite à un industriel d'épurer ses effluents avant rejet, le renforcement des services d'hygiène et de police de voirie, etc.

2. Quel niveau de protection faut-il admettre pour le milieu récepteur et tout d'abord est-il même nécessaire de le préserver?

. L'épuration des effluents avant rejet n'est pas une fin en soi mais la réponse à une exigence de qualité du milieu récepteur. On pourra par exemple se dispenser d'épurer des effluents avant rejet dans une nappe discontinue non exploitée. Le rejet en rivière nécessitera par contre une étude sérieuse prenant en compte l'usage qui est fait de l'eau à l'aval du point de rejet et la capacité auto-épuratrice du cours d'eau. Cette étude mettra en évidence la nécessité ou non de mesures complémentaires pour réduire la pollution déversée (station d'épuration, normes de rejet....) ou lutter contre ses conséquences (réglementation des utilisations, des prélèvements en particulier...). Elle pourra également, si les incidences financières de ces mesures s'avèraient insupportables, conduire à une remise en cause de la conception initiale du projet.

3. Le système d'assainissement envisagé est-il le mieux adapté à l'objectif ?

. la conception même du système peut être à l'origine d'une aggravation des sources de nuisances (concentration de pollution par les réseaux, pollution des nappes par un système d'assainissement par épandage, augmentation des phénomènes d'érosion par un drainage mal conçu...).

Le contexte particulier dans lequel les aménagements seront mis en oeuvre peut également contribuer à réduire singulièrement l'effet qui en est attendu sur le plan de la protection de l'environnement. C'est ainsi, par exemple, que le souci de préserver les eaux pluviales de la pollution des eaux usées par l'adoption d'un système séparatif s'avèrera parfaitement illusoire tant que les branchements clandestins et les rejets de déchets dans le réseau de drainage n'auront pas été abolis.

1.1.3. Lutte contre les nuisances physiques

C'est un objectif classique des opérations d'assainissement, plus particulièrement des réseaux de drainage, l'une des premières préoccupations lors de leur conception étant de dimensionner correctement les ouvrages afin de limiter leurs défaillances à un niveau tolérable.

Il intègre trois aspects d'importance inégale:

- la protection physique des populations,

- la protection des biens qui est en fait un objectif essentiellement économique,

- le confort des populations.

C'est en général cette dernière notion qui est à l'origine du coût très élevé des aménagements en matière d'assainissement pluvial et l'on doit alors s'interroger sur le réalisme de cet objectif particulier dans les pays en voie de développement où tant d'autres besoins plus urgents restent encore à satisfaire. Une analyse objective montrera le plus souvent que les avantages escomptés de ces aménagements sur le seul plan du confort sont, du fait de leur rareté d'occurence et de l'accoutumance des populations aux inondations, hors de proportion avec les investissements qu'ils nécessitent.

Il convient de noter également que, bien souvent, la nécessité d'une maîtrise des eaux n'est que la conséquence d'une urbanisation incontrôlée ou mal conçue (voiries en remblais par rapport aux habitations(1), imperméabilisation des sols, emprise sur les drains naturels ...). Ainsi, d'autres mesures que les investissements coûteux en assainissement pourraient ou auraient pu être envisagées. Ceci met en évidence l'importance de la participation du technicien en assainissement aux études d'urbanisme.

1.1.4. Objectifs économiques

Ils concernent essentiellement le système d'assainissement pluvial et se présentent sous deux aspects :

1. la protection des biens publics ou privés contre les effets des inondations :

Les aménagements correspondants sont surtout réalisés dans les zones urbaines denses. S'agissant de conséquences dommageables et chiffrables en termes monétaires, on peut être tenté de fixer le niveau de protection à assurer par un calcul économique basé sur une étude "coût-avantages". Malheureusement, le degré d'imprécision qui affecte l'ensemble des données tant économiques qu'hydrologiques intervenant dans le calcul enlève beaucoup de valeur à cette approche du problème.

2. La mise en valeur du patrimoine urbain :

La récupération de terrain en zone urbaine peut, à elle seule, justifier une opération de drainage (à Ouagadougou, la réalisation du canal central a ainsi permis de viabiliser 6 hectares en zone urbaine dense ; à Yaoundé, l'aménagement du Nouveau Centre Ville, sur plus de 15 hectares, n'a pu être envisagé qu'après recalibrage des drains naturels de l'Ekozoa et du Mfoundi).

---

1 exemple de certains quartiers de Douala.

Tout mode d'occupation du sol produit une certaine forme de problème d'assainissement.

C'est ainsi que les débits de ruissellement, comme l'importance des problèmes d'érosion, sont directement fonction de l'occupation des sols (densité de l'habitat, modelé des terrains qui peut être modifié lors des travaux de construction, mode d'urbanisation et notamment de délimitation matérielle des parcelles, taux d'imperméabilisation ...).

C'est ainsi également que le choix d'une technique d'élimination des eaux usées et des excreta dépend étroitement de facteurs difficiles à appréhender a priori si l'urbanisme est mal maitrisé tels que :

- le mode d'urbanisation, qu'il s'agisse d'habitat individuel permettant l'initiative privée pour la mise en oeuvre de dispositifs d'assainissement autonome, ou qu'il s'agisse d'habitat collectif qui, bien que n'excluant pas cette possibilité, s'accomoderait mieux d'une évacuation collective des effluents limitant au maximum les problèmes de gestion.

- la densité d'occupation : dans les zones à grandes parcelles, il peut être possible d'avoir puits et latrines sur la même parcelle. Ce n'est pas le cas des zones à forte ou moyenne densité où l'assainissement individuel nécessite une alimentation en eau (collective ou individuelle) par réseau et où le respect des distances de sécurité sanitaire ou olfactive pourrait, par ailleurs, imposer la mise en place d'équipements collectifs reliés à un réseau de faible diamètre.

1.2. LES CONTRAINTES PRINCIPALES DU SECTEUR

L'assainissement des agglomérations africaines est assujetti à de nombreuses contraintes ignorées des pays développés et qui font que les actions dans ce domaine ne peuvent y être abordées avec la même optique et conduites selon les mêmes principes. Ces contraintes peuvent être classées comme suit :

- les contraintes liées à l'urbanisme,
- les contraintes socio-économiques liées aux conditions de vie des populations,
- les contraintes institutionnelles,
- les contraintes financières.

1.2.1. Les contraintes liées à l'urbanisme

a) l'urbanisme des villes africaines est très généralement mal maîtrisé. Il s'ensuit que l'aménagement des zones non loties est difficile à envisager en raison de l'évolution difficilement prévisible de l'occupation des sols, malgré les schémas d'urbanisme existants, en particulier, en ce qui concerne le choix d'un système d'assainissement approprié (voir encart ci-contre). Par ailleurs, l'aménagement de la voirie passe généralement par différentes étapes au fur et à mesure du développement du quartier. Les voies peuvent alors rester longtemps à l'état de simples plateformes plus ou moins terrassées rendant impossible la mise en oeuvre de certaines techniques de réseaux et entraînant d'importantes sujétions d'érosion et de transports solides.

b) le type d'urbanisation est généralement extensif. Ceci se traduit par des coûts élevés de l'assainissement par réseaux peu compatibles avec les moyens financiers limités qui peuvent être consacrés à ce secteur, et par des difficultés de fonctionnement des réseaux d'eaux usées.

La ville est souvent constituée d'un ensemble de quartiers d'habitat différents séparés par des zones (thalwegs, zones pentues) en cours d'occupation par la fraction la plus démunie de la population. Ces zones sont aussi celles où les problèmes d'assainissement sont les plus aigus et les plus coûteux à résoudre (1) (du moins en ce qui concerne l'assainissement pluvial) et l'on peut se poser la question de leur maintien en tant que zone d'habitat, donc de l'opportunité d'y faire des travaux.

Cette configuration de l'agglomération peut aussi, s'il est fait choix d'un réseau unique d'évacuation des eaux usées pour les zones justiciables de ce type d'assainissement, entraîner la mise en place d'un linéaire important de collecteurs dont une grande partie ne serait pas "utilisée", contribuant ainsi à augmenter considérablement le coût unitaire de l'assainissement.

---

1 c'est ainsi par exemple que la limitation des emprises disponibles du fait de l'occupation anarchique des bas-fonds peut imposer la mise en place de fossés bétonnés.

c) Les schémas directeurs d'assainissement sont bien souvent inadaptés, soit qu'ils soient appliqués à des plans directeurs d'urbanisme dans l'établissement desquels les contraintes de l'assainissement ont été ignorées ou minimisées, soit que, du fait de leur ancienneté, les dispositions qui y sont prévues ne répondent plus aux exigences actuelles. Quoi qu'il en soit, compte tenu des conditions dans lesquelles ces schémas (quand ils existent) ont été généralement établis, on sera toujours fondé à se demander si les dispositions qu'ils prévoient sont les plus satisfaisantes (tant au plan technique qu'au plan économique), et à reprendre éventuellement les études en conséquence. A cette occasion, des modifications au plan directeur d'urbanisme pourront être envisagées sur des zones non encore viabilisées en vue d'en faciliter l'assainissement.

d) les conditions qui président à l'élaboration d'un projet sont rarement figées (densification de l'habitat, élévation du niveau de vie, etc.). Cette considération peut nécessiter ou justifier l'adoption de certaines dispositions particulières, telles que :

- mesures conservatoires (interdiction de la construction sur certaines zones dont l'assainissement, déjà précaire, ne pourrait plus être assuré au-delà d'un certain seuil de densité de population...).

- réservation de terrain (pour installations d'épuration ou pour élargissement ultérieur de grands collecteurs et l'accès aux ouvrages...).

- choix d'équipements pouvant s'intégrer dans un système plus extensif.

- réalisation par anticipation de certains ouvrages sous chaussées dans la perspective d'un aménagement prochain de ces chaussées à leur stade définitif.

- conception d'ouvrages évolutifs...

QUELQUES STATISTIQUES SUR LE MODE D'ALIMENTATION

EN EAU POTABLE DANS DIFFERENTES VILLES (1)

Villes	Mode d'alimentation				
	Population totale (hab.)	Branchement privé	Borne fontaine	Puits privé	Autres (2)
Niamey	399 000	31 %	4 %	-	-
Zinder	83 000	33 %	33 %	-	-
Maradi	65 000	48 %	22 %	-	-
Cotonou	369 000	25 %	(3)	-	-
Porto-Novo	149 000	19 %	(3)	-	-
Douala	515 000	22 %	67 %	5 %	6 %
Yaoundé	267 000	23 %	57 %	16 %	4 %
Bamako	562 000	20 %	25 %	55 %	-

(1) sources : Niger : 2e atelier de la DIEPA - Niamey, octobre 83
Bénin : 2e atelier de la DIEPA - Bohicon, octobre 83
Cameroun : Enquête MAETUR 1978 (voir B 2)
Bamako : (voir A 1)

(2) marigot, eau de pluie ....

(3) nombre de bornes fontaines : Cotonou 10, Porto Novo 36

1.2.2. Les contraintes socio-économiques

Elles constituent un aspect primordial de l'environnement du projet, et ce sont, sans doute, celles qui contribuent le plus à le différencier d'un projet d'assainissement en pays développé, du moins lorsqu'on retient que l'opération doit toucher toutes les couches de la population, et non, comme c'est trop souvent le cas, malheureusement, être limitée à sa fraction la plus privilégiée. Parmi ces contraintes, il faut citer :

- la sensibilité des populations aux problèmes posés par le défaut d'assainissement, dont compte tenu de la modicité des crédits généralement disponibles, il conviendra de tenir le plus grand compte pour définir les objectifs et en fixer les niveaux de satisfaction. A cet égard, les travaux réalisés collectivement par le biais d'associations de quartiers fournissent d'utiles renseignements sur les préoccupations des populations en matière d'assainissement.

- la consommation en eau pouvant conditionner à elle seule le choix du mode d'assainissement (individuel ou collectif). Ces consommations très faibles (1) en moyenne sont très variables en fonction du mode d'alimentation (branchement particulier, borne-fontaine ou puits privé), et du niveau de revenus. Leur estimation, quartier par quartier, et la prévision de leur évolution est un point primordial de l'enquête socio-économique à mener avant toute étude d'assainissement (voir encart ci-contre).

---

1 A Yaoundé, les consommations moyennes varieraient de 19,5 à 79,8 l/hab/j suivant le type d'habitat. (B 2).

Les valeurs extrêmes observées à Niamey sont sensiblement les mêmes (A3)

A Ouagadougou, la moyenne générale qui est de l'ordre de 50 l/hab/j, tous abonnés confondus, tombe à moins de 20 l/hab/j si l'on exclut les gros consommateurs.

- le mode d'alimentation en eau potable. Certains dispositifs d'assainissement individuel sont incompatibles avec les exigences de qualité d'une nappe exploitée par puits privés.

- les pratiques habituelles en matière d'usage de l'eau dont l'ignorance pourrait se traduire par le choix d'équipements inadaptés (1). Il serait illusoire, par ailleurs, de compter sur l'abandon instantané de ces pratiques du seul fait de leur incompatibilité avec le dispositif d'assainissement mis en place.

- les conditions actuelles de l'assainissement et les dispositifs existants qu'il conviendra d'intégrer dans le système proposé dans la mesure où ils donnent satisfaction.

Pour ce qui concerne l'élimination des excréta, la considération des dispositifs existants donnera d'utiles indications sur les préférences de la population pour tel ou tel dispositif dont la généralisation (après amélioration éventuellement) pourrait alors être recommandée.

Les pratiques habituelles en matière d'évacuation des eaux ménagères pourront nécessiter des aménagements spéciaux dans le cadre du projet.

Le taux de fréquentation des équipements collectifs (W.C. publics, blocs sanitaires, lavoirs...) s'il en existe, permettra d'apprécier l'intérêt de multiplier de tels équipements et d'en définir les meilleures conditions de réussite (implantation, conception, gestion).

---

1 L'exemple du réseau du quartier Badalabougou à Bamako en est une illustration (chapitre I, paragraphe 2 c).

- le niveau de revenus des populations dont dépend la capacité des habitants à prendre en charge le financement des équipements proposés notamment pour l'assainissement au niveau de la parcelle.

- une prise de conscience insuffisante de l'intérêt des équipements publics d'assainissement par les populations souvent mal informées et en tous cas rarement associées à l'élaboration de projets qui les concernent pourtant au premier chef. L'usage abusif qu'il est fait des ouvrages, les dégradations qu'ils subissent témoignent bien de cette indifférence. Il faut noter à cet égard que les associations locales (associations de quartiers, mouvements de jeunes, cellules de parti...) peuvent jouer un rôle important dans l'information et l'éducation des populations et qu'elles ne doivent pas être tenues à l'écart des prises de décision à tous les niveaux de l'opération.

1.2.3. Les contraintes institutionnelles

Dans bon nombre d'Etat Africains francophones, le secteur "assainissement" n'a pas encore été organisé en tant que tel.

a) les travaux d'assainissement y sont généralement réalisés à l'occasion d'opérations d'aménagement de quartier et ne s'inscrivent alors dans aucune logique de programmation.

b) la plupart du temps, les compétences en matière d'assainissement sont "éparpillées" au sein de plusieurs ministères en fonction de critères pas toujours évidents. Les conséquences de cette dispersion des attributions (et des chevauchements qui en résultent parfois) sont nombreuses :

   - difficultés de mise en place d'une politique délibérée et cohérente dans le secteur, les responsables de la planification étant rarement sensibilisés à l'intérêt de l'assainissement en dehors d'opérations spécifiques d'urbanisme, attitude d'autant plus facilement adoptée que les disponibilités financières sont limitées.

   - absence de motivation du personnel contribuant à maintenir chez celui-ci un niveau de compétences insuffisant et limité à certains aspects du problème.

   - obligation, parfois très difficile à réaliser, d'une concertation étroite entre les différents services. Un manque de concertation peut entraîner :

     . le risque d'une mauvaise définition des programmes qui peuvent refléter plus les préoccupations du Maître d'Ouvrage (urbanisme par exemple) que les objectifs essentiels de l'assainissement.

. l'inadéquation des ouvrages du fait de la non prise en compte des sujétions d'entretien et de fonctionnement qu'ils entraînent, si les services chargés d'en assumer la gestion (lorsqu'ils existent) ne sont pas consultés lors de la conception.

c) à cela il faut ajouter :

- l'insuffisance (voire l'absence) d'une réglementation en matière d'assainissement et la carence des services chargés de la faire respecter.

- la déficience des structures de gestion, très généralement sous équipées et qui ne peuvent assurer un contrôle et un entretien efficaces des ouvrages.

- l'insuffisance de la législation foncière rendant possible le développement anarchique de quartiers d'habitat spontané dans lesquels la puissance publique n'accepte que très rarement d'intervenir.

1.2.4. Les contraintes financières

Les contraintes financières qu'imposent les ressources limitées des Etats africains devraient intervenir dès l'initiation du projet pour en situer les niveaux de satisfaction aux divers objectifs qui lui sont assignés.

Au niveau de la conception, elles devraient se traduire par le choix d'équipements minimisant les coûts d'investissement et surtout de fonctionnement.

De nombreuses agglomérations disposent de plans directeurs d'assainissement qu'il est difficile de mettre en oeuvre du fait de l'importance des investissements qu'ils supposent.

De même, les coûts élevés de fonctionnement et d'entretien peuvent être cause d'abandons d'équipements (réseau du quartier Joss à Douala, par exemple).

1.3. LES CONSEQUENCES

Les contraintes particulières évoquées en 1.2. ci-dessus montrent que la solution des problèmes d'assainissement urbain en Afrique passe par des actions à différents niveaux et qu'en tout état de cause, au seul plan technique, les systèmes d'assainissement de type classique tels que ceux mis en oeuvre dans les pays développés seront rarement les plus adéquats et ne pourront, en tout cas, jamais être généralisés à l'ensemble d'une agglomération.

Nous indiquons ci-après, au vu des contraintes, quelques uns des points qui vont, au plan technique, marquer la spécificité des projets d'assainissement urbain dans les pays en voie de développement.

1.3.1. Les contraintes liées à l'urbanisme et particulièrement les difficultés qu'il y a à maîtriser l'urbanisation peuvent avoir pour conséquence, lors des études, une mauvaise appréhension des débits de ruissellement futurs et se traduire alors par la construction d'un réseau de drainage inadapté en capacité (soit qu'il soit insuffisant pour prévenir les inondations de fréquence retenue, soit au contraire qu'il soit surabondant et qu'il entraîne alors des investissements inutiles).

De même, ces contraintes peuvent rendre hasardeuse toute prévision orientant le choix en matière d'assainissement des eaux usées, et se traduire, là encore par la réalisation d'équipements inadéquats.

1.3.2. La très faible consommation en eau d'une partie importante de la population exclut pour celle-ci la solution d'une évacuation collective des excréta et des eaux usées. Pour cette fraction de la population, des dispositifs d'assainissement individuel, souvent rudimentaires seront toujours nécessaires.

1.3.3. Les difficultés structurelles qu'il y a à assurer correctement l'entretien nécessiteront que les équipements soient conçus de façon à faciliter cet entretien et à limiter au maximum les conséquences d'une carence des services qui en sont chargés.

1.3.4. La faiblesse des moyens financiers généralement disponibles imposera de rechercher les solutions les moins coûteuses tant en investissement qu'en exploitation. Cette obligation met en évidence la nécessité d'études exhaustives très poussées sur les coûts et les avantages comparés des différents systèmes envisageables.

1.3.5. Les conditions particulières de fonctionnement amèneront à prévoir certaines dispositions inhabituelles ou sans objet dans les systèmes mis en oeuvre dans les pays développés. C'est ainsi par exemple que l'intensité des pluies alliée à une forte tendance au ruissellement sur sol nu du fait de la latérisation des sols, fait que les débits ruisselés sont en général très élevés et induisent des phénomènes d'érosion très importants. Des précautions spéciales seront donc nécessaires pour limiter les apports solides dans les réseaux. De la même façon, des dispositions techniques particulières devront être prises pour prévenir l'engorgement des réseaux par les ordures ménagères et déchets de toutes sortes déversés par les riverains dans les réseaux de surface. En ce qui concerne les réseaux d'eaux usées, l'évolution des débits au fur et à mesure des branchements pourra imposer certains choix technologiques pour ces réseaux.

2. LES ETAPES DE LA CONCEPTION

Tant par les objectifs qui lui sont assignés que par les contraintes, l'assainissement urbain en Afrique se différencie fondamentalement de l'assainissement urbain dans les pays occidentaux. Les actions qu'il suggère ne peuvent, par ailleurs, être, comme dans ces derniers, limitées à la seule réalisation de dispositifs techniques.

EXEMPLE DE DIAGNOSTIC ET MESURES PRECONISEES

SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT EAUX PLUVIALES DE BRAZZAVILLE

(résumé d'après MUHC/SMUH)

Zone	Diagnostic	Mesures préconisées
1. zone des ravins	. exutoires suffisants doivent être préservés	. empêcher toute construction dans le lit
	. restructuration des quartiers en cours	. réseaux à aménager au fur et à mesure de la restructuration
2. anciens quartiers (Poto-Poto, Bacongo, Mpila)	. zones plates	. curage du réseau
	. réseau suffisant, mais encombré	. remise en état des ouvrages défectueux
	. imperméabilisation progressive du bassin	. à terme, création d'une retenue à l'amont
3. Grands exutoires (Mfilou, Tsieme)	. en cours d'urbanisation	. retarder les écoulements création d'une retenue à l'amont
	. fonds de vallée en cours d'occupation	. stopper et réduire l'urbanisation en fond de vallée
	. érosion sur les flancs des collines ensablement du lit aval	. limiter la densité sur les flancs des collines équipements en dispositifs anti-érosion
4. Plateau central (aéroport, Patte d'Oie, Université)	. terrasse importante (700 ha)	. favoriser l'infiltration en maintenant la couverture forestière et limitant les surfaces imperméables
	. faible occupation et couverture végétale importante	
	. sols sablo-argileux	
	. écoulement difficile	
5. Plateau Ouest (Talangai. Tout pour le Peuple)	. collines en bordure	. collecteurs de reprise des eaux des collines
	. pas d'exutoire naturel important	. drainage des zones basses
	. zones basses inondées	. limitation de l'occupation des collines (pentes <10 %)
	. en cours d'occupation	. dispositifs antiérosifs
6. Bords des falaises	. flanc des cours d'eau à forte pente (>10 %) et bordure du fleuve Congo	. collecteur de ceinture des eaux provenant des plateaux supérieurs
	. urbanisation commencée	
	. érosions importantes	

La solution passe ici par la mise en oeuvre conjuguée de mesures ressortant à la fois des domaines technique, institutionnel, économique et social. L'ignorance de ces différents aspects est, assurément, une des causes essentielles des échecs constatés.

Ainsi, les études d'assainissement urbain en Afrique ne peuvent-elles être abordées sans une connaissance parfaite de l'environnement du projet sous tous ses aspects (physique, socio-économique, institutionnel) et conduites sans une démarche raisonnée et posant à chaque niveau la question de l'adéquation des mesures proposées aux problèmes effectivement posés.

Cette démarche implique les étapes suivantes :

- le programme, du ressort du Maître de l'Ouvrage et dont le contenu peut se résumer par l'identification des contraintes et l'expression des besoins.

  Ces éléments ressortiront d'enquêtes préalables :

  . une enquête socio-économique qui, en général, a déjà été réalisée dans le cadre du schéma directeur d'urbanisme (voir encadré pages suivantes). Elle recense les caractéristiques socio-économiques, les conditions d'habitat et les niveaux d'infrastructures des différentes sous-populations urbaines dont les aspirations, les besoins et les niveaux de ressources varient d'un quartier à l'autre. Débouchant sur une typologie des différents quartiers, elle fournit, en ce qui concerne le volet "assainissement" de l'aménagement, des informations pertinentes sur la conception des systèmes (habitat et occupation des sols, niveau d'infrastructures et de services, perception des problèmes par la population).

  . une enquête diagnostic (voir encadré ci-contre) sur l'assainissement dans laquelle on s'efforcera de préciser :

    - les conditions actuelles d'assainissement et les problèmes posés (zones d'inondation, érosion, problèmes sanitaires, fonctionnement des ouvrages actuels...).

    - les contraintes physiques et la factibilité de systèmes d'assainissement (perméabilité des sols, capacité des drains naturels, état de la voirie).

- le schéma directeur qui définira, au vu des objectifs et des contraintes la stratégie en matière d'assainissement au niveau de l'agglomération urbaine actuelle et future.

  Il présentera les différentes actions à entreprendre :

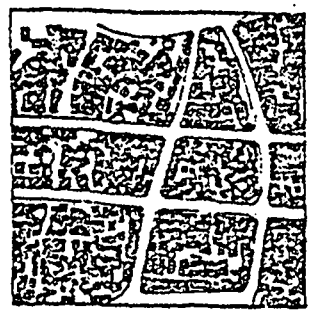
  - mesures techniques : définition des grandes lignes des aménagements et des choix technologiques, éventuellement fixation des normes de calcul à prendre en compte,

  - mesures réglementaires : ébauche d'une réglementation qui devra être précisée à l'usage par des textes plus précis.

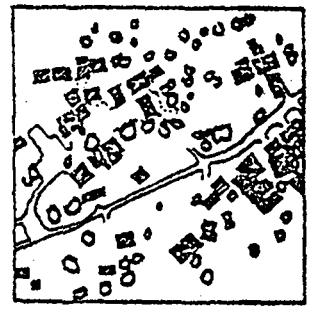
TISSUS URBAINS TYPES A YAOUNDE

(d'après MAETUR, cité par B2)

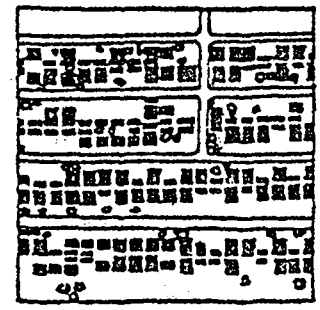
Type A



Type B

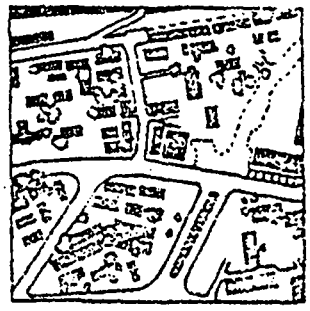


Type C

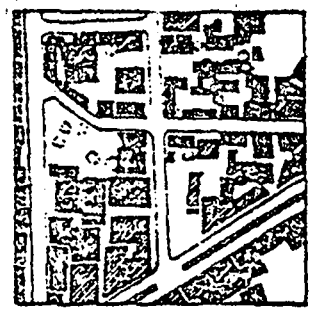


Type D

Type E



Type F



Type G

Echelle

0 100 200 m

DESCRIPTION DES TYPES D'HABITAT A YAOUNDE

Type A : Tissu dense - Terrain non lotis - réseaux de circulation spontanés. Manque de voies d'accès carossables et de délimitation des espaces publics et privés. Infrastructures rudimentaires.

Quartiers : Briqueterie, Mokolo, Mvog Ada, Melen, Nlongkak.

Type B : Tissu dense - Ilots d'habitation intégrés dans les réseaux primaires et secondaires de circulation urbaine. Manque de voies carossables, délimitation des espaces privés dans l'intérieur des îlots.

Type C : Tissu semi-rural en voie de densification, éléments de réseau spontané de circulation - délimitation nette des espaces privés - Manque quasi-complet d'infrastructures.

Quartiers : Biyem Assi, Obili, Nsam-Efoulan.

Type D : Tissu de densité moyenne - Lots de 350 m2 sur terrains lotis - jardin ou cour entourant l'habitation - Niveau d'infrastructure moyen.

Quartiers : Essos, Nkol Ndongo, Nkom Kana.

Type E : Tissu de faible densité - Villas et appartements - lots de 1.200 m2 sur terrains normalement clôturés, lotis, jardin ou cour entourant les habitations avec garage et accès de véhicule généralement corrects.

Quartiers : Bastos, quartier du lac, quartier Omnisport.

Type F : Ce type n'a pas de caractéristiques physiques homogènes, mais constitue un ensemble composite de cités construites et administrées par le Gouvernement - Villas, habitations en bande et appartements sur terrains lotis avec beaucoup de terrains nus tout autour - Infrastructures très élaborées.

Quartier : Cité verte - Messa.

Type G : Tissu du Centre ville : Ce type est constitué d'immeubles généralement avec boutiques, bureaux ou magasins en rez de chaussée et appartements dans les étages. Faible densité résidentielle - Infrastructure élevée avec surface importante de voies.

Quartiers : Centre ville.

HABITAT ET CARACTERISTIQUES SOCIO-ECONOMIQUES A YAOUNDE

(d'après MAETUR, cité par B2)

Type d'habitat	A	B	C	D	E	F	G	Ensemble
1) Occupation des sols (1974)								
.Surface occupée (ha)	590	37	299	179	194	91	22	1412
%	41%	3%	21%	13%	14%	6%	2%	100%
.Pop. (1000 hab)	173,8	9,9	36,1	19,7	6,1	19,5	1,9	267,0
%	65%	4%	14%	7%	2%	7%	1%	100%
.Densité (hab/ha)	294	266	120	110	32	215	84	189
(maisons/ha)	32	36	14	13,1	4,5	25	12	21,3
(hab/maison)	9,2	7,4	8,6	8,4	7,0	8,6	7,0	8,8
2) Niveaux d'infrastructures en % (enquête 1978)								
.Approvisionnement en eau	-		hygiène, cuisine, boisson					
branchement privé	13	0	2	71	100	26	100	28
branchement voisin	9	30	20	7	-	-	-	11
borne fontaine	76	60	50	21	-	14	-	57
eau de pluie	6	-	-	-	-	-	-	3
marigot	2	-	-	-	-	-	-	1
puits	26	10	20	-	-	-	-	18
.Approvisionnement en eau	lessive, vaisselle, nettoyages							
puits privé	6	-	10	-	-	-	-	4
puits commun	75	40	50	-	-	-	-	51
eau de pluie	9	50	10	-	-	-	-	11
marigot	9	10	-	-	-	-	-	6
réseau public	30	60	30	100	100	100	100	51
.Installations sanitaires								
puits perdu	94	100	100	79	100	100	100	84
fosse étanche	6	-	-	14	50	43	100	10
fosse septique	-	-	-	7	50	57	-	6
douche	21	-	20	43	100	100	100	30
.Electricité								
branchement privé	26	30	-	64	100	100	100	37
branchement voisin	12	-	-	29	-	-	-	10
.Ramassage d'ordures	66	100	20	64	100	100	100	68
.Evacuation eaux de pluie								
canal béton ouvert	-	10	-	29	100	100	-	12
canal béton fermé	-	-	-	-	-	-	100	0,7
canal terre	11	-	20	7	-	-	-	10
.Accès aux véhicules	27	100	100	75	100	100	100	
3) Assainissement : Réalisation et entretien en % (enquête 1978)								
.Constructeurs des blocs sanitaires								
ménage	11	20	10	7	-	-	-	10
tâcheron	89	70	90	86	50	-	-	28
entreprise	-	10	-	7	50	100	100	11
.Constructeurs des réseaux d'eaux pluviales								
privé	87	100	80	92	100	-	-	
municipalité	-	-	-	-	-	-	100	
autres	13	-	20	7	-	57	-	
.Entretien des réseaux d'eaux pluviales								
privé	89	100	80	93	100	100	-	
municipalité	-	-	-	-	-	-	100	
autres	11	-	20	7	-	-	-	
4) Niveaux de consommation (enquête 1978)								
.Revenu mensuel du chef de ménage (1000 F.CFA)	28	40	40	78	292	60	80	
.Dépenses mensuelles par ménage (1000 F.CFA)	55	65	58	94	274	105	80	
.Espace habitable (m2/ménage)	49	42	43	84	265	52	84	
.Consommation eau potable (l/hab/j)	19,5	26,8	21,5	51,6	46,8	79,8	75,2	

Une telle analyse, réalisée sur Brazzaville pour les eaux pluviales, définit ainsi les priorités suivantes :

1. actions de remise en état du réseau secondaire actuel (curage et petits travaux)

2. mesures règlementaires :

   - interdiction des constructions dans les zones à forte pente,

   - classement et protection des fonds de vallée et des espaces boisés,

   - limitation des coefficients d'occupation des sols et prescriptions particulières pour l'aménagement des parcelles dans les zones pentues (liées à la délivrance des permis d'habiter et de construire),

   - règlements particuliers dans les lotissements des zones de plateaux favorisant l'infiltration des eaux de pluie.

3. remise en état des collecteurs primaires.

4. réalisation des collecteurs primaires de première priorité.

5. protection contre l'érosion des falaises.

6. réalisation des collecteurs primaires de deuxième priorité.

7. aménagement de bassins de retenue.

(Extrait de B2)

- mesures institutionnelles et financières : élaboration des structures à mettre en place et des dispositions financières à prendre pour leur fonctionnement.

Compte tenu de l'insuffisance des ressources financières, cette présentation fera ressortir la chronologie des différentes actions préconisées qu'il conviendra alors de hiérarchiser. A cet effet, on pourra analyser leur importance vis-à-vis de quelques critères judicieusement choisis, tels que :

- l'urgence du problème résolu par la mesure préconisée (suppression de zones inondables, protection des habitations, lutte contre les érosions, protection de la nappe phréatique, réduction d'endémies...).

- l'impact de la mesure proposée sur la population et ses activités (importance de la population concernée par la mesure, conséquences sur les activités, sur la qualité de la vie).

- sa faisabilité (niveau d'investissement nécessaire, niveau des études préalables, coordination avec d'autres mesures...).

- ses effets immédiats (valorisation d'ouvrages existants...).

- son impact par rapport aux objectifs futurs d'aménagement urbain.

Ce classement aboutira en particulier à la définition d'un programme d'urgence. (voir encadré ci-contre).

Il est rare que les prévisions d'exécution du schéma directeur soient respectées. Son actualisation périodique est donc nécessaire pour tenir compte de l'évolution de ses conditions d'élaboration.

- Les études d'exécution

Elles seront menées en deux phases :

- Etudes d'avant-projet. Le dossier comportera :

  . un mémoire explicatif, explicitant en les étayant par tous documents justificatifs nécessaires les données de base prises en compte et décrivant la solution retenue en précisant les caractéristiques principales des aménagements envisagés.

  . les plans et schémas nécessaires à l'intelligence de ce document (plan d'ensemble localisant les aménagements et les installations à protéger, prise d'eau, baignade..., plans plus détaillés précisant la structure du réseau, plans de principe des ouvrages...).

  . une estimation sommaire du montant de l'investissement nécessaire accompagnée d'une estimation prévisionnelle du coût d'exploitation.

-Etudes de projet dont le dossier servant de base à la passation du marché comportera trois sous-dossiers :

- un sous-dossier des pièces écrites à inclure au marché, soit :

  . pour les travaux dévolus par adjudication :

    - le devis descriptif,

    - le Cahier des Prescriptions Spéciales regroupant les Clauses Administratives Particulières et les Clauses Techniques Particulières,

    - le Cahier des Clauses Administratives Générales,

    - le Cahier des Clauses Techniques Générales,

    - le Cadre du Bordereau des Prix,

    - le Cadre du Détail Estimatif.

  . pour les travaux dévolus sur concours (essentiellement les stations d'épuration) :

    - le Règlement Particulier du Concours,

    - le Devis-Programme du concours qui fournit aux constructeurs et aux entreprises toutes les indications utiles à l'élaboration de leurs propositions avec des variantes techniques et leurs évaluations respectives.

- un sous-dossier renfermant les cartes, plans et pièces dessinées (profils en long, plans d'ouvrages, etc.) ainsi que l'avant-métré.

- un sous-dossier des pièces réservées à l'Administration comportant un mémoire technique justifiant les dispositions du projet, les notes de calcul et une estimation confidentielle.

CHAPITRE III

STRATEGIE D'AMENAGEMENT

1. LES DECISIONS PRELIMINAIRES

Considérés sur le seul plan de la faisabilité technique, différents schémas d'assainissement pourront généralement être envisagés qui se différencieront par leur plus ou moins grande souplesse d'adaptation au développement de l'urbanisation. Cette sujétion doit être appréciée au niveau du programme et c'est évidemment au Maître d'Ouvrage de préciser la manière dont elle doit être prise en considération dans l'élaboration du schéma directeur. C'est également au Maître d'Ouvrage qu'il appartient de fixer quantitativement les objectifs.

1.1. ECHELLE D'AMENAGEMENT

L'évolution imprévisible de l'urbanisation commande de concevoir le système pluvial, non à l'échelle de l'ensemble de l'agglomération mais au niveau de sous-zones rendues indépendantes du point de vue des ruissellements et dont la superficie plus réduite atténuera, dans une certaine mesure, les conséquences d'une erreur d'estimation des coefficients de ruissellement. L'objectif sera de pouvoir réaliser des systèmes d'assainissement pluvial dont le dimensionnement ne soit pas remis en cause du fait du développement de l'urbanisation. Une telle stratégie sera d'autant plus facile à mettre en oeuvre que le relief sera plus marqué et le réseau de drainage naturel plus dense.

En tout état de cause, toutes les techniques permettant de laminer les débits de crue (inondation dirigée d'espaces publics, réservation de zones d'infiltration, construction de bassins de retenue...) et d'ajuster ainsi ces débits à la capacité des réseaux en place trouveront une application intéressante dans les projets de drainage des agglomérations africaines.

En ce qui concerne les eaux usées dont nous savons que, pendant longtemps encore, une faible partie seulement sera justiciable d'une évacuation collective, il y aura intérêt, pour limiter le développement des conduites qui grèverait inutilement le coût du projet et dont le fonctionnement serait très défectueux, à s'orienter vers la construction de systèmes d'assainissement indépendants au niveau des collectivités ou même des quartiers d'habitat dont les consommations en eau pourraient justifier cette technique. Ces systèmes seront conçus de façon à pouvoir s'intégrer ultérieurement dans un réseau général dont le schéma directeur précisera l'ossature (emplacement des collecteurs généraux et des installations d'épuration en étape définitive).

La maintenance et l'exploitation de ces petites unités d'épuration dont l'expérience montre qu'elles ne peuvent être confiées sans risque à la collectivité utilisatrice seront assurées de préférence, par la puissance publique, moyennant redevances des bénéficiaires suivant des modalités à définir dans chaque cas particulier.

1.2. NIVEAUX DE SATISFACTION

1.2.1. Qualité du milieu récepteur

L'établissement d'un schéma d'assainissement nécessite dans tous les cas un certain nombre d'investigations préalables comportant notamment :

- la définition du milieu récepteur qui peut être :

  . marigot ou fleuve,
  . lac, canal, étang,
  . lagune,
  . mer,
  . sol,
  . nappe profonde.

- l'inventaire des usages existants ou prévisibles du milieu récepteur

  . alimentation en eau potable des populations,
  . vie biologique du milieu récepteur et principalement de la faune piscicole,
  . loisirs, sports nautiques, protection des sites,
  . agriculture, industrie.

- une campagne de reconnaissance, analyses et mesures de pollution afin de situer l'état actuel.

- l'établissement de normes de qualité de ce milieu pour assurer le respect des usages inventoriés. Il existe de telles normes dans les pays européens (voir encadré page suivante pour les normes appliquées en France pour les différents usages précisés ci-dessus).

Il est évident que les critères utilisés en Europe sont plus ou moins bien adaptés aux spécificités du contexte africain. Parmi les voies de recherche (cf. chapitre VI ci-après) nous soulignerons donc l'intérêt d'une étude particulière qui permettrait de définir une série de critères en fonction des usages principaux et spécifiques précisant les classes de qualité sur la base d'une série limitée de paramètres essentiels et privilégiant l'aspect santé publique sur celui de l'environnement.

EXEMPLE DE FIXATION DES NORMES DE QUALITE

En France, les circulaires interministérielles des 29 juillet 1971 et 17 mars 1978 fixent les principes et les critères d'appréciation de la qualité des eaux des cours d'eau, lacs et étangs. Elle indique un certain nombre de valeurs qui permettent de respecter la vocation principale du milieu en fonction de tous les usages possibles de l'eau. Trois critères de qualité ont été définis :

Qualité 1 A : elle caractérise les eaux considérées comme exemptes de pollutions, aptes à satisfaire les usages les plus exigeants en qualité.

Qualité 1 B : d'une qualité légèrement moindre, ces eaux peuvent néanmoins satisfaire tous les usages.

Qualité 2 : qualité passable, suffisante pour l'irrigation, les usages industriels, la production d'eau potable après un traitement poussé. L'abreuvage des animaux est toléré. Le poisson y vit normalement mais sa reproduction peut être aléatoire. Les loisirs liés à l'eau y sont possibles lorsqu'ils ne supposent que des contacts exceptionnels avec elle.

Qualité 3 : qualité médiocre, juste apte à l'irrigation, au refroidissement et à la navigation. La vie piscicole peut subsister, mais cela reste aléatoire en période de faibles débits ou de fortes températures.

Les eaux dépassant la valeur maximale tolérée en classe 3 pour un ou plusieurs paramètres sont considérées comme inaptes à la plupart des usages et peuvent constituer une menace pour la santé publique et l'environnement.

Le tableau ci-contre regroupe pour ces différents niveaux de qualité les valeurs des paramètres retenus.

En ce qui concerne le rejet en mer les directives du Conseil des Communautés Européennes indiquent les paramètres et les valeurs concernant la qualité des eaux de baignade et des eaux conchylicoles.

VALEURS DES PARAMETRES DETERMINANT LES NIVEAUX DE QUALITE

Critères de qualité	1 A	1 B	2	3
Température	≤ 20 °C	20° à 22 °C	22° à 25 °C	25° à 30 °C
O_2 dissous en mg/l (2)	7 mg/l	5 à 7	3 à 5	milieu aérobie à maintenir en permanence
O_2 dissous en % saturation	≥ 90 %	70 à 90 %	50 à 70 %	
D.B.O 5 eau brute mg/l	≤ 3	3 à 5	5 à 10	10 à 25
Oxydabilité mg O_2/l	≤ 3	3 à 5	5 à 8	—
D.C.O. eau brute mg O_2/l	≤ 20	20 à 25	25 à 40	40 à 80
NO_3 mg/l (azote forme nitrique)			44	44 à 100
NH_4 mg/l (azote forme ammoniacale)	≤ 0,1	0,1 à 0,5	0,5 à 2	2 à 8
Écart de l'indice biotique par rapport à l'indice normal (3)	1	2 ou 3	4 ou 5	6 ou 7
Fer total mg/l précipité et en solution	≤ 0,5	0,5 à 1	1 à 1,5	
Mn total mg/l (manganèse)	≤ 0,1	0,1 à 0,25	0,25 à 0,50	
Matières en suspension totales mg/l	≤ 30	≤ 30	≤ 30	30 à 70
Matières décantables			< 0,5 mg/l	< 1 mg/l
Couleur mg Pt/l	≤ 10	10 à 20	20 à 40	40 à 80
Odeur	absence de coloration visible non perceptible		ni saveur, ni odeur anormales	pas d'odeur perceptible à distance du cours d'eau
Subst. extractibles au chloroforme mg/l	≤ 0,2	0,2 à 0,5	0,5 à 1	> 1
Graisses et huiles	néant	néant	traces	présence
Phénols mg/l	≤ 0,001	≤ 0,001	0,001 à 0,05	0,05 à 0,5
Toxiques	normes permissibles pour la vocation la plus exigeante pour préparation d'eau alimentaire			traces inoffensives pour la survie du poisson
pH	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5	5,5 - 9,5
Coliformes/100 ml		< 5000		
E. coli/100 ml		< 2000		
Radioactivités	catégorie I du S.C.P.R.I. (4)		Catégorie II du S.C.P.R.I.	

(2) En période de non-satisfaction exceptionnelle du degré de saturation, la teneur en O_2 dissous ne devra jamais descendre au-dessous du seuil fixé.
(3) Dans le cas où l'indice normal n'a pas été déterminé, on le suppose égal à 10.
(4) S.C.P.R.I. : Service central de protection contre les rayonnements ionisants

(extrait de D4)

Des dispositions précédentes découleront :

- la mise au point des caractéristiques à imposer au rejet au sortir du système d'assainissement, compte-tenu des normes de qualité du milieu et de l'incidence des phénomènes de dispersion, de dilution des effluents, des capacités d'autoépuration et de transport.

- la connaissance de la zone à assainir et de la nature des eaux à traiter.

- le choix de la filière de traitement adaptée.

1.2.2. Période d'insuffisance (des réseaux pluviaux)

On peut envisager différentes approches du choix de la période d'insuffisance des réseaux d'assainissement pluvial.

approche économique,

Basée sur une étude "coûts-avantages" des différentes solutions envisageables en fonction de la période d'insuffisance choisie pour le dimensionnement du réseau. Le degré d'imprécision qui affecte l'ensemble des données tant hydrologiques qu'économiques intervenant dans ce calcul rend quelque peu illusoire toute prétention à une rigueur absolue des conclusions d'une telle étude.

Par ailleurs, la nature même de l'objectif reconnu comme prioritaire et le caractère "social" de l'assainissement enlèvent beaucoup d'intérêt à une telle approche du problème. Tout au plus peut-on noter qu'en renseignant sur les conséquences économiques relatives prévisibles de tel ou tel choix de la période d'insuffisance, elle peut apporter au Maître d'Oeuvre un élément supplémentaire pour apprécier ou moduler un choix fait a priori sur la base de critères procédant d'une vue plus générale du problème (incluant notamment l'aspect sociologique et l'aspect sanitaire).

approche normative,

dans laquelle la période d'insuffisance à retenir est fixée par la règlementation.

Le principe même de cette méthode est critiquable en ce sens qu'elle ne tient pas compte des particularités locales qui peuvent justifier des niveaux de protection différents d'une localité à l'autre.

De nombreux projets ont été bâtis sur la base d'une défaillance décennale correspondant à celle qui était à l'époque la plus couramment admise en France. Certaines réalisations ont montré que ce choix (qui conduit à des niveaux d'investissements élevés) peut induire des problèmes d'autocurage importants du fait de la formation de dépôts dans les collecteurs de grosse section.

MODULATION DES PERIODES DE RETOUR

INCIDENCE DU DIMENSIONNEMENT DU RESEAU SECONDAIRE

(Plateau du Banco à Abidjan)

L'examen des résultats de calculs intermédiaires montre que le réseau secondaire dimensionné pour 1 ou 5 ans est pratiquement toujours suffisant pour transiter les crues engendrant un débit dont la période de retour peut atteindre 50 ans sur le réseau primaire. Cette particularité s'explique de la manière suivante :

- le réseau secondaire est dimensionné pour une faible période de retour mais pour des temps de concentration relativement courts, de l'ordre de 5 minutes.

- le réseau primaire est dimensionné pour des périodes de retour plus élevées avec des temps de concentration importants pouvant atteindre 1 heure.

Si l'on se réfère aux courbes intensité-durée-fréquence, on remarque qu'une pluie de période de retour 5 ans en 5 minutes correspond à une pluie de 25 ans en 15 minutes ou 50 ans en 20 minutes.

Les débits étant directement liés aux intensités de pluie, il apparaît que les débits maxima possibles du réseau primaire pourraient être transités sans écrêtement par un réseau secondaire relativement sous-dimensionné.

A l'inverse une pluie de faible durée mais de forte intensité pourra engendrer un débordement du réseau secondaire sans provoquer de débit important sur le réseau primaire.

(extrait de A 11)

C'est ainsi que certains Etats ont admis des normes beaucoup moins sévères en retenant pour leurs réseaux une insuffisance biennale (voire annuelle).

approche au cas par cas :

C'est sans doute la méthode la plus réaliste. Les degrés de protection minimale à assurer sur les différentes zones de l'agglomération sont appréciés en fonction de leur sensibilité aux inondations, cette sensibilité dépendant de facteurs propres à la zone tels que :

- facteurs physiques : relief général (zone dépressionnaire ou non), pentes des terrains favorisant les écoulements de surface et donc en relation avec les durées de submersion, érodabilité des sols, etc.

- contexte socio-économique : vocation (habitat, commerce, industrie), densité et qualité des constructions, niveau et qualité des infrastructures, etc.

C'est ainsi que l'on pourra s'accommoder de l'absence d'un réseau de drainage pour les zones amont peu urbanisées ou dont le relief limiterait strictement les durées de submersion, et retenir des périodes de retour des réseaux allant de un ou deux ans sur les zones modérément urbanisées à cinq, dix, voire vingt ans, sur les zones fortement urbanisées ou dépourvues de relief.

En tout état de cause, il faut noter que les conséquences d'une défaillance du réseau sont d'autant plus graves que l'ouvrage est important. Il y aura donc lieu de calibrer les collecteurs pour des fréquences de défaillance décroissantes d'amont en aval en se gardant toutefois d'un surdimensionnement excessif qui peut être à l'origine de mauvaises conditions de fonctionnement.

L'intérêt d'une modulation des périodes de retour selon que l'on a affaire au réseau primaire ou secondaire et tertiaire a été montré lorsqu'on a pu comparer les résultats de calculs obtenus dans différentes hypothèses de simulation (cf. encart ci-contre).

2. LES FILIERES

Des choix technologiques seront à faire au niveau du schéma directeur en ce qui concerne le mode d'assainissement des différentes zones de l'agglomération, le système d'assainissement à prévoir et le type de réseau à mettre en place.

Ces choix sont en grande partie orientés par les contraintes et l'initiative peut en être laissée au concepteur. Il n'en reste pas moins vrai que le Maître d'Ouvrage aura à les apprécier et que le démarrage des études ne pourra avoir lieu sans son accord sur ces choix fondamentaux.

2.1. ASSAINISSEMENT AUTONOME OU COLLECTIF

Deux grandes options existent en matière d'assainissement des eaux usées :

- l'assainissement collectif réalisé au moyen de canalisations collectant les eaux usées à leur point d'émission et les évacuant souvent très loin dans le milieu récepteur, avec ou sans épuration préalable.

- l'assainissement individuel qui restitue les eaux usées dans le milieu naturel à l'endroit même de leur production, le milieu naturel étant alors chargé de l'épuration.

On peut également envisager une séparation des eaux vannes et des eaux ménagères, ces dernières étant évacuées par un réseau collectif de petit diamètre.

2.1.1. critères de choix :

Si l'assainissement individuel est toujours possible (sous réserve de disposer du terrain nécessaire à la mise en oeuvre des dispositifs), certaines contraintes peuvent faire que l'assainissement collectif ne soit pas envisageable techniquement. Elles se situent au niveau du réseau de collecte, les problèmes liés au choix du dispositif d'épuration n'étant pas de nature à remettre en cause le principe même de l'assainissement collectif.(1)

Ce sont essentiellement :

- l'importance des débits rejetés,

- la densité et l'état du réseau de voirie.

a) l'importance des débits rejetés

Pour qu'un réseau d'évacuation d'eaux usées fonctionne bien, il est nécessaire qu'on y envoie une quantité d'eau suffisante pour entraîner les matières solides qui y parviennent. S'il est difficile de préciser cette notion de quantité suffisante, on peut néanmoins l'apprécier par la considération de la capacité d'autocurage du réseau. Les conditions d'autocurage d'une canalisation d'eaux usées sont les suivantes :

1. à pleine ou à demi section, la canalisation doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,70 m/s ou, à l'extrême rigueur, de 0,50 m/s.

2. pour un remplissage égal aux 2/10 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0,30 m/s.

3. le remplissage de la conduite, au moins égal aux 2/10 du diamètre, doit être assuré pour le débit moyen actuel.

---

1 si ce n'est le cas, très particulier, d'un milieu récepteur fermé nécessitant la mise en oeuvre de technologies d'épuration très sophistiquées impossibles à envisager économiquement et qui pourrait alors imposer le recours à l'assainissement individuel.

Diamètre Ø (m)	Pentes limites pour le respect des conditions de vitesse			Débit assurant le remplissage aux 2/10 sous la pente I1 (l/s)	Consommations journalières correspondantes (m3)
	I1 pour 0,70 m/s à mi-section	I2 pour 0,50 m/s à mi-section	I3 pour 0,30 m/s aux 2/10 de la section		
0,2	0,0054	0,0027		1,9	200
0,3	0,0031	0,0016		4,3	460
0,4	0,0021	0,0011	Equivalentes à I1	7,6	820
0,5	0,0016	0,0008		12,0	1 300
0,6	0,0012	0,0006		17,0	1 830

(le diamètre minimal souhaitable pour les canalisations d'eaux usées, compte-tenu des risques d'obstruction est de 200 mm)

Le tableau ci-après précise quelles sont pour différents diamètres de canalisations :

- les pentes minimales de pose pouvant assurer les vitesses nécessaires à l'autocurage (conditions 1 et 2).
- les débits moyens minima nécessaires pour assurer dans ces conditions de pente le remplissage aux 2/10 de la conduite (condition 3).
- les consommations journalières correspondantes compte tenu d'un taux de restitution de 80 %.

Diamètre Ø (m)	Pentes limites pour le respect des conditions de vitesse			Débit assurant le remplissage aux 2/10 sous la pente I1 (l/s)	Consommations journalières correspondantes (m3)
	I1 pour 0,70 m/s à mi-section	I2 pour 0,50 m/s à mi-section	I3 pour 0,30 m/s aux 2/10 de la section		
0,2	0,0054	0,0027		1,9	200
0,3	0,0031	0,0016		4,3	460
0,4	0,0021	0,0011		7,6	820
0,5	0,0016	0,0008		12,0	1 300
0,6	0,0012	0,0006		17,0	1 830

(le diamètre minimal souhaitable pour les canalisations d'eaux usées, compte-tenu des risques d'obstruction est de 200 mm)

SEUILS DE DENSITE ECONOMIQUE POUR LA CONSTRUCTION DES RESEAUX COLLECTIFS EU A YAOUNDE ET DOUALA (1980)

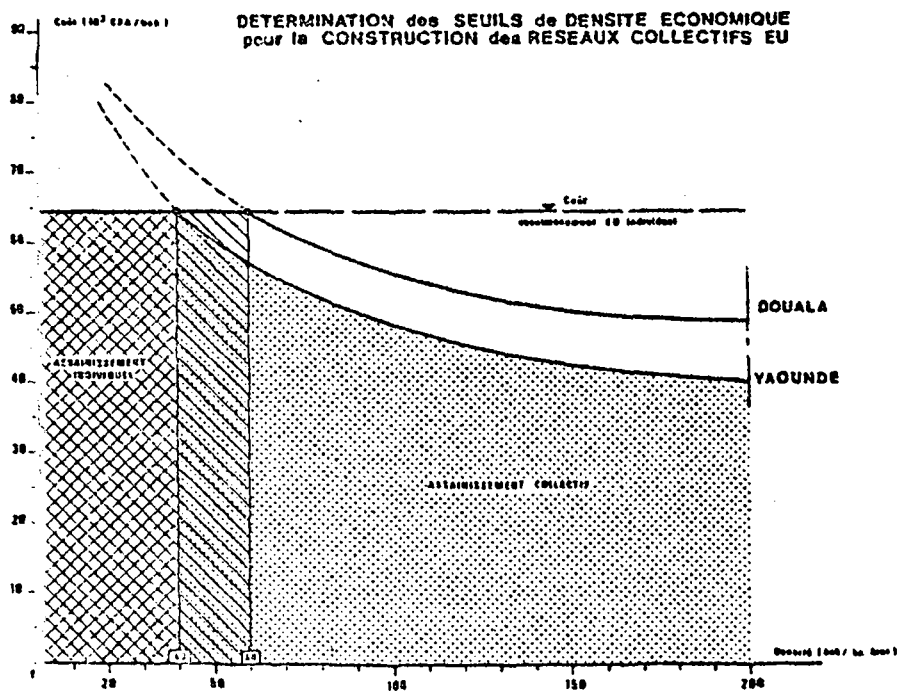
1 - Coût de l'assainissement individuel par fosse septique (1,5 m^3) dégraisseur - puits perdu - accessoires (regard, tuyaux)

par habitant ..... 64.300 FCFA

2 - Coût de l'assainissement collectif en fonction de la densité d'habitants à l'hectare (en milliers de francs CFA par habitant)
Seul, le coût du réseau primaire, secondaire et tertiaire varie en fonction de la densité de l'habitat.

Y A O U N D E (10^3 F.CFA/hab)

Densité hab/ha brut	Investissement			Exploitation		TOTAL
	Réseau I II et III	Réseau de base	Station d'épuration	Réseau + branch^ts	Station d'épuration	
20	44	5	12	9.8	7.5	78.3
50	30	5	12	7.0	7.5	61.5
75	24	5	12	5.8	7.5	54.3
100	20	5	12	5.0	7.5	49.5
150	15	5	12	4.0	7.5	43.5
200	13	5	12	3.6	7.5	41.1



(extrait de A2)

Ces chiffres rapprochés de ceux des consommations moyennes actuelles (voir chapitre II, paragraphe 1.2.2.) montrent que peu de zones peuvent sans inconvénients, être raccordées au réseau collectif d'évacuation des eaux usées. Il serait toujours possible, bien entendu, de pallier l'insuffisance des débits par des réservoirs de chasse. Il sera plus réaliste lorsqu'un assainissement individuel est possible, d'abandonner l'idée d'un assainissement collectif sur les zones où la consommation en eau est particulièrement réduite.

Le recours à l'assainissement collectif n'est envisageable que si l'alimentation en eau se fait par branchements standards (à l'exclusion d'une alimentation par borne fontaine, ou par branchements rustiques ne comportant qu'un seul robinet de puisage par concession)(1). Le développement d'un réseau d'eaux usées dépend donc de celui du réseau d'alimentation en eau potable.

b) la densité et l'état du réseau de voirie

Il est bien évident que la mise en place d'un réseau de collecte des eaux usées suppose l'existence d'un réseau de voirie de desserte suffisamment dense, les nécessités d'intervention pour entretien exigeant, en outre, que ces voiries soient accessibles en toutes saisons.

De cette considération, il résulte que l'équipement d'un quartier en assainissement collectif ne devrait pas être envisagé tant que ce quartier ne dispose pas de sa voirie définitive, quelles que soient par ailleurs les conditions de densité d'habitat et de consommation en eau pouvant justifier la validité du système.

c) le critère économique

Il pourra amener le concepteur à renoncer à l'assainissement collectif sur des zones pourtant justiciables techniquement de ce mode d'assainissement.

En effet, rapporté à l'usager, le coût d'un réseau d'assainissement collectif varie en sens inverse de la densité de l'habitat en raison du développement, plus ou moins grand selon cette densité, des antennes de dessertes nécessaires. Le coût de l'assainissement individuel, qui ne nécessite aucun réseau, est par contre indépendant de cette densité. Il existe donc un seuil de densité en deça duquel il sera plus économique de pratiquer l'assainissement individuel. Ce seuil est, bien entendu, spécifique à chaque agglomération. Sa détermination ne peut qu'être l'objet d'un calcul particulier qu'il appartiendra au concepteur d'effectuer.

A titre indicatif, on trouvera dans l'encart ci-contre les graphiques définissant ces seuils de densité à Yaoundé et Douala.

---

1 notons cependant qu'une expérimentation de raccordement à l'égout d'habitations non alimentées en eau est en cours à Abidjan. "Projet d'assainissement d'Abidjan, 2ème phase. Etude de promotion des branchements particuliers aux réseaux d'eaux usées" (SETU DDA, Mai 1982).

Le tableau ci-dessous donne, en fonction des pentes et pour quelques diamètres de canalisations, les débits minimaux en litres par seconde nécessaires pour assurer l'autocurage, et les consommations journalières correspondantes en m3 dans un réseau unitaire transitant des eaux usées.

DEBITS D'AUTOCURAGE EN FONCTION DE LA PENTE ET DU DIAMETRE DES CANALISATIONS CONSOMMATIONS JOURNALIERES D'EAU CORRESPONDANTES (sur la base d'un taux de rejet de 0,80)

diamètre (mm) \ pente (m.p.m)	0,002	0,003	0,005	0,007	> 0,007
300	(3,44) 370	(4,22) 460	(5,45) 590	6,44 700	Pentes suffisantes
400	(7,42) 800	(9,08) 980	(11,73) 1 270	13,88 1 500	
500	(13,45) 1 450	(16,48) 1 780	(21,27) 2 300	(25,18) 2 720	
600	(21,88) 2 360	(26,80) 2 900	(34,60) 3 740	(40,93) 4 420	

(4,22) = débit d'autocurage en litres par seconde

460 = consommation journalière correspondante en mètres cubes, de la population raccordée.

(1) pente insuffisante (cf 2-1-1-a)

Au dessous de ces valeurs de consommation, des chasses (dont l'effet ne dépasse pas 100 mètres) seraient à prévoir. Ces dispositifs, coûteux en eux-mêmes entraînent surtout des frais de fonctionnement élévés, les quantités d'eau journalières à prévoir par dispositif pouvant être estimées comme suit :

- sur une canalisation de 300 mm 1 m3
- sur une canalisation de 400 mm 1,5 m3
- sur une canalisation de 500 mm 2 m3
- sur une canalisation de 600 mm 3 m3

2.1.2. Avantages et inconvénients respectifs des modes d'assainissement collectif et individuel

Ce sont :

- pour l'assainissement collectif :

  . avantages : la suppression des nuisances dans le site urbain, le bon niveau de performances lorsque les équipements sont exploités régulièrement, la facilité de contrôle de la qualité des rejets.

  . inconvénients : son coût élevé, tant en construction qu'en entretien, la concentration dangereuse de pollution en un point unique (l'effluent rejeté pouvant rester très polluant, et les risques de pollution accidentelle par suite d'un arrêt de l'installation n'étant pas exclus),une technologie plus élaborée.

- pour l'assainissement individuel :

  . avantages : la suppression des coûts de réseau (construction, exploitation et entretien), la souplesse d'adaptation à l'évolution des besoins.

  . inconvénients : la charge financière qu'il impose aux usagers, et la difficulté de maintenir un niveau continu des performances, en l'absence d'un contrôle efficace que la dispersion des installations et leur caractère "privé" rendent difficile à envisager. Ceci met en évidence la nécessité d'une réglementation en matière de construction et d'exploitation d'ouvrages privés d'assainissement.

2.2. SYSTEME SEPARATIF OU SYSTEME UNITAIRE

Une question importante, lorsqu'on aborde un problème d'assainissement urbain est celle du choix du système d'évacuation, soit qu'il s'agisse du système séparatif dans lequel on envisage une évacuation séparée des eaux pluviales et des eaux usées, soit qu'il s'agisse du système unitaire dans lequel il n'y a qu'un réseau d'égout, soit enfin, qu'il s'agisse du système pseudo séparatif, combinaison des deux précédents, dans lequel les eaux de ruissellement en provenance directe de propriétés riveraines sont évacuées avec les eaux usées.

2.2.1. Quel système choisir ?

Remarquons tout d'abord que cette interrogation peut-être éludée par le choix qui aurait été fait précédemment d'un mode d'assainissement individuel imposant le recours au système séparatif.

Hormis cette situation, le tableau en encart ci-après permet d'orienter le choix entre l'un ou l'autre de ces différents systèmes en fonction de différents critères physiques.

APPROCHE DU CHOIX D'UN SYSTEME D'EVACUATION

Facteurs considérés	Critères de choix	séparatif	unitaire	pseudo séparatif
Le site	- présence d'un réseau naturel de drainage sur le site	-	-	-
	- zone plate pente < 5 °/..	+	-	-
	- zone à relief moyen 5°/°° pente < 10 °/..	+	0	0
	- zone à relief accentué Pente ≥ 10°/..	0	0	0
Eloignement par rapport à la station d'épuration	- éloignement important	+	-	0
	- faible éloignement	0	0	0
Localisation par rapport aux zones dotées d'un assainissement	- quartiers situés en amont de zones urbanisées, équipées d'un réseau :			
	. unitaire	0	0	0
	. séparatif	+	-	-
	- quartiers situés à l'aval de zones urbanisées, équipées d'un réseau			
	. unitaire	0	0	0
	. séparatif	0	0	0
Standing, vocation et développement du quartier	- quartiers modernes de centre ville ayant atteint leur plein développement et bien structurés (voirie revêtue, collecte des ordures ménagères assurée)	0	0	0
	- quartiers résidentiels péri-urbains,			
	. voirie revêtue, trottoirs stabilisés, accotements plantés	+	0	0
	. voirie non revêtue	+	-	0
	- quartiers d'extension à importante densité de voirie (lotissements)	+	0	0
	- quartiers traditionnels (absence de voirie)	+	-	-
	- centre commercial - marché ..	+	-	-

Aspect sanitaire	- pouvoir auto-épurateur du cours d'eau récepteur			
	. important	0	0	0
	. faible	+	0	0
	- prise en compte de la pollution des eaux pluviales (premiers flots d'orage) (1)	-	+	-
Entretien	- efficace et permanent	0	0	0
	- épisodique	+	-	-

+ Système recommandé 0 Système possible - Système déconseillé

NOTA : Le terme "séparatif" n'implique pas, dans ce tableau, la réalisation d'un réseau de collecte des eaux usées, l'assainissement individuel gardant tout son intérêt dans certains cas particuliers.

(1) La pollution du milieu récepteur par les eaux de ruissellement peut-être très importante (chapître IV paragraphe 2.3.)
Outre la pollution inéluctable provenant du lessivage des chaussées par les premiers flots d'orage chargés de matière en suspension et de substances nocives et toxiques gênant la conservation du milieu récepteur (plomb, zinc, cuivre, nickel, phosphore, etc.) les réseaux pluviaux en Afrique, peuvent, par défaut de conception ou de fonctionnement, véhiculer tous les types de déchets urbains.

A Dakar, le maintien de bornes fontaines gratuites dans le quartier de la Médina, par ailleurs bien équipé en réseaux "eau potable" et "assainissement", s'est traduit par une très importante pollution des eaux pluviales qui reprennent les dépôts accumulés au cours de la saison sèche.

Concentration en	MES (mg/l)	DCO (mg/l)	DBO5 (mg/l)	Débit (m3/h)
eaux pluviales (saison pluvieuse)	17	600	490	1 023 (débit de la pointe de crue)
eaux usées (saison sèche)	9,9	500	360	90 (débit moyen sur 24 h)

Certains de ces critères n'ont pu être quantifiés soit qu'ils se traduisent par une incidence financière sur le coût du projet qu'il conviendrait alors de chiffrer dans chaque cas particulier (éloignement par rapport à la station), soit que leur importance relative soit fonction des données mêmes du projet (pouvoir autoépurateur du cours d'eau récepteur).

D'autres considérations d'ordre économique peuvent également justifier la préférence à donner à l'un ou à l'autre système :

- système séparatif

  Si la configuration du site le permet, les rejets des eaux pluviales au milieu récepteur peuvent être multipliés, permettant ainsi de limiter le linéaire de collecteurs de gros diamètres. Cette disposition peut être source d'économie par rapport au système unitaire où les collecteurs doivent être dimensionnés à l'aval des déversoirs d'orage pour des débits équivalents à trois ou quatre fois le débit de temps sec.

  Les stations de relèvement qui seraient éventuellement nécessaires, en raison du relief, sur les réseaux transitant des eaux usées sont beaucoup moins importantes en système séparatif qu'en système unitaire. A noter que le relèvement est nécessaire en tout état de cause à l'entrée des installations d'épuration classiques.

  Les installations d'épuration elles-mêmes y sont moins importantes qu'en système unitaire.

  A ces avantages possibles sous certaines conditions tenant aux données naturelles du site, et qui peuvent se traduire par une économie appréciable sur les coûts d'investissement, il convient d'ajouter, en faveur du système séparatif, la régularité de fonctionnement de la station d'épuration, les eaux à traiter ayant les débits les plus faibles et les plus réguliers avec un degré de pollution uniforme. Il en résulte une économie certaine sur les coûts d'exploitation de l'installation.

- système unitaire

  Intéressant par sa simplicité puisqu'il suffit d'une seule canalisation dans chaque voie. Il pourrait être avantageux économiquement lorsqu'il n'y a pas possibilité d'évacuer rapidement les eaux pluviales et dans la mesure où la pente du terrain est suffisante pour ne nécessiter aucun poste de relèvement. Cet avantage doit cependant être sérieusement tempéré par les risques évidents de mauvais fonctionnement d'un tel réseau du fait que, compte tenu de l'importante section des collecteurs, les conditions d'autocurage n'y seront vraisemblablement pas assurées pendant de longues périodes de l'année (périodes sèches), sauf à admettre des dispositions spéciales (chasses automatiques, égoûts à cunette) génératrices de plus-values importantes tant en investissement qu'en exploitation (voir encart ci-contre).

- système pseudo-séparatif

  Il peut présenter un intérêt dans les parties amont des réseaux d'eaux usées lorsque l'importance des ruissellements pluviaux sur la chaussée ne justifie pas la mise en place d'un collecteur pluvial. Il permet, dans une certaine mesure, d'améliorer la capacité d'autocurage du réseau.

2.2.2. Conclusion

Il apparaît que, vis-à-vis de la majorité des critères considérés, le système séparatif, toujours possible, semble, en Afrique, préférable au système unitaire, celui-ci ne prenant le pas qu'au regard de la pollution susceptible d'être apportée par les eaux pluviales.

C'est effectivement cette solution qui est très généralement retenue. On remarquera cependant que les réseaux y fonctionnent le plus souvent en système unitaire du fait de leur utilisation courante par les riverains comme réceptacles de leurs eaux usées, excréta et déchets de toutes sortes. Des mesures complémentaires doivent alors être envisagées pour mettre fin à ces habitudes.

2.3. RESEAU ENTERRE OU RESEAU A CIEL OUVERT

L'évacuation des eaux pluviales en système séparatif peut se faire soit par réseau de surface constitué de fossés à ciel ouvert en terre ou en béton (qui peuvent alors être localement recouverts de dallettes), soit par réseau enterré constitué de canalisations circulaires ou ovoïdes (ou de dalots) recueillant les eaux par l'intermédiaire de regards avaloirs.

2.3.1. Avantages et inconvénients respectifs des deux types de réseau

L'une ou l'autre de ces dispositions peut présenter, dans le contexte africain ses avantages et ses inconvénients dont il convient d'apprécier l'importance relative dans chaque cas particulier afin de fixer son choix.

Reprenant les grandes lignes d'une étude du Bureau Central d'Etudes Techniques (BCET) d'Abidjan, le C.I.E.H.a publié un rapport a ce sujet dont nous présentons ci-après les conclusions (voir B 13).

a) comparaison sur le plan sanitaire

Du point de vue sanitaire, le réseau enterré est, à l'évidence, le seul susceptible d'assurer des garanties satisfaisantes pour l'hygiène publique.

En Afrique, le niveau de vie particulièrement modeste d'une partie importante de la population, comme le développement anarchique de certains quartiers ne permettent pas l'extension généralisée de réseaux d'eaux usées à l'ensemble d'une agglomération.

De même, du fait de leurs moyens financiers limités, les municipalités ne peuvent pas toujours assurer une collecte totalement efficace des ordures ménagères.

Il s'ensuit que les réseaux pluviaux véhiculent en général et à des taux de concentration très élevés, tous les types de déchets urbains (eaux usées domestiques et industrielles, excréta, ordures ménagères...). Ainsi une évacuation des eaux pluviales par réseau de surface comporte, outre des nuisances sur le plan esthétique, d'importants risques sanitaires particulièrement en saison sèche, de nombreux gîtes larvaires de moustiques vecteurs de germes pathogènes pouvant alors apparaître dans les fossés obstrués. Si des considérations d'ordre technique ou économique conduisaient à adopter ce type de réseau, il conviendrait de s'assurer que les services municipaux d'hygiène et de nettoiement disposent ou seront dotés de moyens techniques et financiers suffisants pour en assurer une surveillance et un entretien permanents.

b) comparaison sur le plan technique

- la réalisation technique

On peut noter tout d'abord que les travaux d'exécution d'un réseau de surface sont plus faciles à réaliser que ceux d'un réseau enterré et mettent en oeuvre des moyens beaucoup plus modestes. De plus, la construction d'un réseau enterré nécessite des ouvrages annexe (regards, avaloirs, ...) et peut poser des problèmes d'approvisionnement (canalisations et pièces de raccord).

En fait, la réalisation d'un réseau de drainage va le plus souvent de pair avec la création de voiries nouvelles ou la réhabilitation de voiries existantes et les entreprises susceptibles de réaliser de tels travaux disposent d'une organisation et de moyens suffisants pour assurer l'exécution d'un réseau enterré.

Il apparaît donc que le problème de la réalisation technique n'est pas, en général, un élément déterminant pour le choix du type de réseau à mettre en place.

- les sujétions de fonctionnement

Les apports solides et rejets divers sont à l'origine des mauvaises conditions de fonctionnement constatées sur bon nombre de réseaux de surface qui constituent souvent pour les riverains un réceptacle commode de leurs ordures ménagères.

Ces sujétions sont, sinon supprimées, du moins grandement réduites sur les réseaux enterrés dont les avaloirs (qui peuvent être équipés de grilles) ne permettent pas l'entrée de détritus et objets volumineux susceptibles d'obstruer les conduites. De même, les riverains sont beaucoup moins tentés d'y déverser leurs ordures ménagères (on peut de plus prévoir le verrouillage des tampons de regard, ce qui rend alors impossible l'introduction des ordures par cette voie). Il est quasiment impossible par ailleurs pour les riverains d'y effectuer des branchements clandestins.

Enfin, les collecteurs enterrés, en raison de leur faible ouverture sur le milieu extérieur, recueillent beaucoup moins de sable et de produits d'érosion des sols que les réseaux de surface. Si de tels apports sont à craindre, on pourra efficacement envisager la mise en oeuvre de dispositions spéciales (cf. chapitre IV paragraphe 3).

Pour l'ensemble de ces raisons, les réseaux enterrés offrent plus de sécurité vis-à-vis des rejets et apports extérieurs et présentent donc de meilleures garanties de fonctionnement.

- l'entretien

Les problèmes d'entretien doivent être considérés comme un critère particulièrement important du choix du type de réseau.

A cet égard, il faut noter que si l'entretien des réseaux de surface est relativement aisé (l'accès y est facile - il peut-être réalisé par un personnel sans qualification et ne nécessite pas l'emploi de matériel particulier), il n'en est pas de même pour l'entretien des réseaux enterrés et particulièrement des conduites de faible diamètre, non visitables, qui nécessite de disposer d'engins spécialisés utilisés par un personnel qualifié.

Par expérience, on admet qu'un réseau enterré doit être entièrement curé et nettoyé tous les 2 ou 3 ans, ceci en dehors des interventions qui peuvent s'avérer nécessaires sur les points singuliers après les orages. Les interventions pour curage des réseaux de surface seront certes, plus fréquentes du fait que les apports solides y seront plus importants. Cette opération pourrra, néanmoins, toujours être effectuée sans gros problèmes par les services municipaux, ce qui peut ne pas être le cas pour les collecteurs enterrés, notamment lorsqu'aucun réseau collectif d'eaux usées (cas de certaines petites agglomérations) n'aura justifié l'acquisition d'un matériel de curage spécialisé (1).

- le fonctionnement hydraulique

Dans les mêmes conditions de pente et de débit, les vitesses d'écoulement dans les collecteurs enterrés sont plus élevées que pour le réseau superficiel correspondant, améliorant ainsi d'une façon importante les capacités d'autocurage du réseau de drainage. En outre, il faut noter que si, pour des canalisations enterrées, il est possible dans certaines limites de s'écarter de la pente de la chaussée pour améliorer le fonctionnement des collecteurs, c'est par contre impossible pour le réseau de surface dont les pentes sont obligatoirement celles de la voirie. Ceci rend pratiquement impossible, s'il en est besoin, le drainage d'une chaussée à contre-pente ou l'évacuation des eaux n'ayant pas d'exutoire naturel ; c'est le cas par exemple pour le point bas d'une chaussée.

Hydrauliquement, le réseau enterré ne présente donc que des avantages par rapport au réseau superficiel : meilleur autocurage et plus grande souplesse dans le choix des pentes.

---

1 A cet égard, on peut citer l'exemple des canalisations d'eaux pluviales posées à Libreville en 1977, à l'occasion de la Conférence de l'O.U.A. et dont la plupart étaient obstruées après 2 ou 3 ans de fonctionnement.

- les contraintes vis-à-vis du site

Les réseaux enterrés ne présentent pas de contraintes majeures vis-à-vis du site, ils ne se signalent que par la présence des avaloirs et des tampons de regard.

Par contre, les réseaux superficiels sont contraignants à plusieurs titres :

- ils réduisent notablement la partie disponible de la chaussée, et quand l'emprise est faible, ils interdisent pratiquement tout stationnement de véhicule.

- ils constituent un obstacle pour le passage des autres réseaux, ce qui n'est pas le cas des canalisations enterrées généralement posées à une profondeur suffisante.

- ils représentent quand ils sont de dimensions importantes, un danger pour les riverains, enfants et personnes âgées qui peuvent y tomber, se blesser et même se noyer.

- en cas de non entretien, ils deviennent très vite une source de nuisances qui multiplie les risques de maladies et jouent un rôle négatif dans les perspectives d'évolution du quartier concerné.

En conclusion, sur le plan technique, le réseau enterré est encore avantageux pour toute agglomération dont la voirie est bien définie. Il comporte cependant un désavantage par rapport au réseau à ciel ouvert en ce qui concerne l'entretien, cet inconvénient étant de taille dans les pays africains.

Une solution intéressante peut être trouvée par l'utilisation de fossés bétonnés avec dallettes de couverture. Cette disposition combine dans une certaine mesure les avantages des réseaux superficiels et des réseaux enterrés (facilité d'entretien, dans la mesure où les dalles ne sont pas d'un poids excessif - apports solides limités - conditions d'hygiène satisfaisantes - sécurité pour les riverains).

c) Comparaisons sur le plan économique

Les aspects économiques constituent souvent, compte-tenu des moyens financiers limités de la plupart des Etats Africains, un critère essentiel du choix du type de réseau.

La diversité des prix de matériaux et de travaux de génie civil dans les différents pays membres du C.I.E.H. ne permet pas de définir avec quelque précision des plages d'utilisation préférentielle de tel ou tel type de réseau basées sur le seul critère de coût et valable pour l'ensemble de ces pays.

COUTS COMPARES DES RESEAUX ENTERRES ET A CIEL OUVERT A ABIDJAN

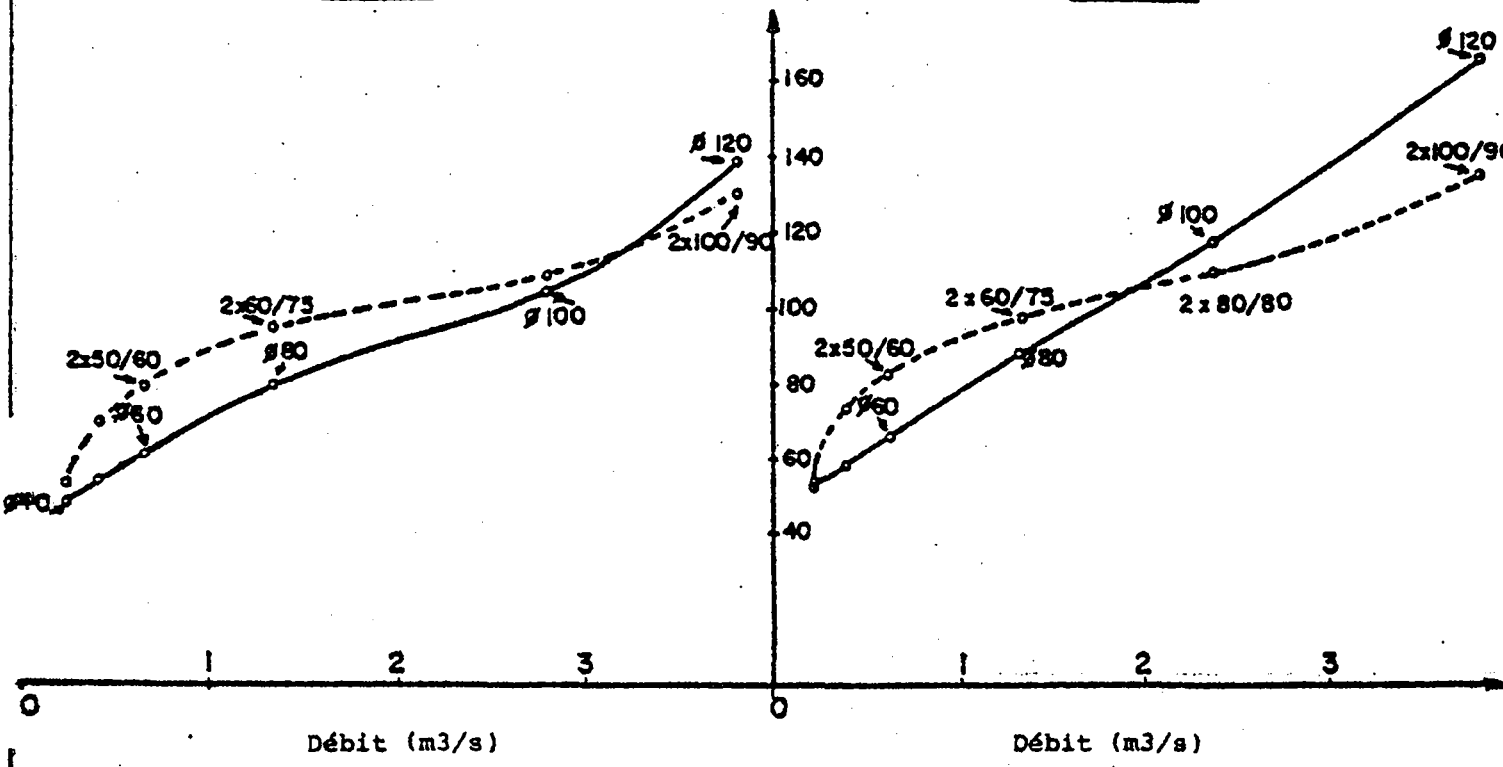
(d'après B.C.E.T. - 1982)

Fig. 1

Coûts d'investissement

Fig. 2

Coûts d'investissement et entretien actualisés



——— Réseau enterré

— — — Réseau superficiel

Conclusion sur la comparaison des coûts d'investissements plus entretien selon B.C.E.T.

"L'examen des courbes (fig. 1 et 2) permet de faire quelques remarques intéressantes :

- tout d'abord, dans des conditions normales de travail, le réseau enterré s'avère moins coûteux que le réseau superficiel, ceci jusqu'au diamètre de 800 mm inclus.

- Au-delà, jusqu'au Ø 1000 inclus, la différence de coût entre les 2 systèmes diminue mais reste encore en faveur du réseau enterré.

- Si le réseau enterré comporte des canalisations de 1200 mm des coûts sensiblement équivalents sont à prévoir pour les deux systèmes.

- Enfin, et ceci est très important, la prise en compte des frais actualisés d'entretien ne modifie pratiquement pas les conclusions ci-dessus".

Une telle comparaison ne peut qu'être l'objet d'études particulières prenant en compte les conditions économiques propres au pays concerné, sachant bien, en tout état de cause, que les conclusions de telles études peuvent être sensiblement modifiées dans le temps, compte-tenu de l'évolution des prix.

La comparaison économique devra prendre en compte :

- le coût d'investissement des ouvrages.

- les charges d'exploitation et de fonctionnement en valeurs actualisées dont l'estimation pourra être faite sur les bases suivantes :

  . durée de vie du réseau : 35 ans

  . frais annuels d'exploitation et d'entretien :

    . 1,5 % du montant de l'investissement pour un réseau de surface.

    . 2 % du montant de l'investissement pour un réseau enterré.

A titre indicatif, on trouvera en encart, les graphiques comparatifs, présentés par le C.I.E.H., des coûts des réseaux enterrés et à ciel ouvert à Abidjan, ainsi que les conclusions formulées au vu de ces graphiques (voir B 13).

2.3.2. Quel type de réseau choisir ?

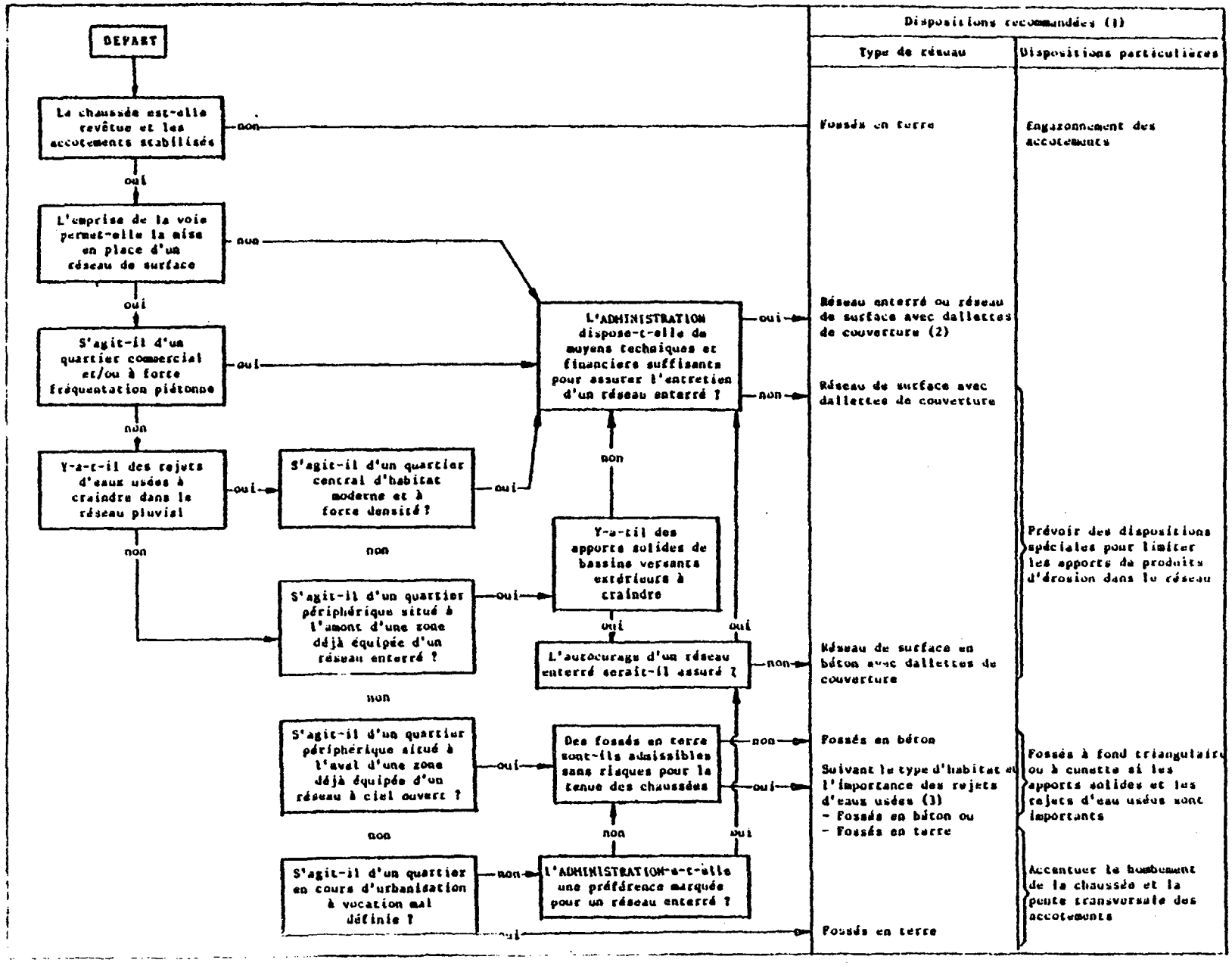
On trouvera ci-après, basé sur les considérations ci-dessus un algorithme du choix entre les différents types de réseaux.

Les réseaux fermés (réseau enterré ou réseau de surface recouvert de dallettes) y ont une place prépondérante compte-tenu de leurs avantages sur le plan sanitaire.

Les réseaux à ciel ouvert y sont essentiellement admis dans les quartiers périphériques et dans la mesure où les rejets d'eaux usées et les déversements de déchets peuvent y être limités. Si la vitesse de l'eau n'y est pas trop élevée (inférieure à 1,5 m/s) ces réseaux peuvent alors être constitués de fossés en terre de moindre coût.

C'est cette dernière disposition qui nous semble devoir être retenue préférentiellement lorsque les accotements ne sont pas stabilisés, les érosions inévitables en l'occurence risquant en effet d'entraîner le déchaussement et la destruction de fossés bétonnés. La réalisation des réseaux d'assainissement, à l'occasion d'opérations de voirie, fait pourtant que cette sujétion n'est pas toujours prise en considération.

CHOIX DU TYPE DE RESEAU



(1) Quel que soit le type de réseau adopté, on s'efforcera d'améliorer la collecte des ordures ménagères

(2) En fonction du coût

(3) La solution "béton" sera de préférence envisagée dans les quartiers de bas standing à très forte densité et non pourvue d'un réseau collectif d'évacuation des eaux usées.
La solution "terre" conviendra pour les quartiers résidentiels de périphérie

CHAPITRE IV

TECHNOLOGIES ET DISPOSITIFS

Les choix entre les différentes options concernant le mode d'assainissement, le système d'assainissement et le type de réseau d'évacuation des eaux pluviales ayant été arrêtés, il convient maintenant d'examiner les technologies et dispositifs pouvant être mis en oeuvre pour les assumer.

Parmi les solutions techniques qui seront présentées ci-après, si la plupart ont été mises en oeuvre fréquemment et bénéficient ainsi d'expériences de longue durée sous diverses latitudes, d'autres sont plus nouvelles et ne devront être appliquées qu'après examen des contraintes particulières (climatiques en particulier) du milieu dans lequel elles seront mises en oeuvre. Elles nécessiteront aussi parfois une expérimentation en vue de montrer leur degré d'adaptation aux contraintes spécifiques et de préciser certains paramètres intervenant dans la détermination de leurs dimensions et de leur efficacité.

1. ELIMINATION DES EAUX USEES

1.1. AU NIVEAU INDIVIDUEL

Les eaux usées sont éliminées au niveau même de l'habitation. Ces eaux sont constituées en proportions variables, suivant le niveau de vie, d'eaux-vannes fortement polluées, en provenance des W.C. (urines et fèces) et d'eaux ménagères (eaux de cuisine, eaux de toilette, eaux de lavage), plus importantes en volume (70 à 80 % des rejets) mais bien moins dangereuses au plan sanitaire.

Eaux-vannes et eaux usées sont alors, en général, éliminées séparément, les techniques utilisées pouvant être :

- pour les eaux vannes :

  . dispersion dans le sol de la fraction liquide et évacuation périodique des excréta décomposés,

  . ou collecte en fosse étanche, vidange et transport vers des installations d'épuration collectives.

- pour les eaux ménagères:

  . dispersion dans le sol (ou épandage sur le sol),

  . ou rejet au réseau pluvial, cette disposition étant toutefois à proscrire dans la mesure du possible, compte tenu des risques hygiéniques qu'elle présente.

1.1.1. Dispositifs

a) pour l'élimination des excreta

Les dispositifs en usage en Afrique Tropicale francophone sont essentiellement :

- les fosses septiques : ces dispositifs qui nécessitent un apport journalier d'eau important (30 l/j/hab) conviennent essentiellement pour les habitations de grand et moyen standing disposant d'un équipement sanitaire moderne,

- les latrines pour les zones d'habitat traditionnel où la desserte en eau potable est assurée par bornes-fontaines ou limitée à 1 ou 2 robinets de puisage dans la concession. De nombreuses publications d'organismes internationaux (O.M.S. - Banque Mondiale...) traitent de ces dispositifs (latrines à fosse sèche, latrines à fosse étanche, cabinets à eau, etc.).

b) pour l'élimination des eaux ménagères

- les dispositifs d'infiltration peuvent être des fossés non revêtus ou des puits perdus,

- lorsque la nappe phréatique est proche du sol, si la surface disponible est suffisante, on peut mettre en place un épandage souterrain par fossés drainants remplis de caillasse ou par drains cylindriques,

- dans certains cas particuliers (nappe affleurante, terrain rocheux) on peut épandre les effluents dans un sol reconstitué et rapporté en surface. Cette solution est coûteuse,

- le déversement sur la parcelle peut être envisagé à raison de faibles quantités par unité de surface. Son intérêt est lié à la densité d'occupation des parcelles,

- lorsque la capacité d'infiltration des sols sur une zone s'avèrera insuffisante, on pourra envisager une évacuation collective des eaux ménagères de cette zone par un réseau de petit diamètre (Ø 125 mm) débouchant dans un puits d'infiltration après passage dans un bac dégraisseur.

1.1.2. Critères de choix

Ce sont essentiellement :

- l'aptitude du sol à l'infiltration pour les techniques prévoyant la dispersion dans le sol de la partie liquide des eaux usées (latrines à fosse sèche cabinets à eau avec puisard ou épandage souterrain, épandage superficiel ou infiltration des eaux ménagères).

  A titre indicatif, on admet généralement que les sols les mieux adaptés à ces techniques sont ceux dont la perméabilité est comprise entre 10^{-7} et 10^{-6} m/s, pour une dispersion dans le sous-sol (latrines à fosse sèche, puisards des cabinets à eau) et supérieure à 10^{-6}m/s pour l'épandage superficiel des eaux ménagères.

  Ces chiffres sont toutefois à considérer en fonction de l'importance des rejets.

- la présence d'une nappe phréatique exploitée, principalement pour les techniques faisant appel à la dispersion dans le sol. Il est généralement admis (O.M.S.) que les risques de pollution des eaux souterraines sont virtuellement nuls lorsque le fond de la fosse est à plus de 1,50 m du toit de la nappe. Par ailleurs, pour tenir compte d'une possible remontée de la nappe à un niveau supérieur au niveau du fond de la fosse, il y a lieu de ménager entre celle-ci et le puits éventuel, une distance minimale de :

  . 8,00 mètres si la fosse est construite à l'aval du puits,
  . 30,00 mètres si elle est construite à l'amont.

  En dehors d'une topographie très marquée, il est très difficile de préciser le sens d'écoulement de la nappe et on sera alors conduit à adopter la norme maximale.

- la superficie de la parcelle

  Outre les indications fournies ci-dessus, quant à la distance minimale à réserver entre latrine et puits, il est recommandé, pour limiter les nuisances d'odeurs et d'insectes (qui seront d'ailleurs notablement réduites par l'installation d'une ventilation haute avec grillage moustiquaire) de ne pas construire la fosse à moins de 6 mètres de l'habitation. La surface nécessaire à la construction de la latrine, y compris la réserve nécessaire pour le creusement d'une deuxième fosse à mettre en service lorsque la première est pleine ne dépasse pas 4 m^2.

L'ensemble de ces considérations permet d'estimer, comme suit, la taille minimum des parcelles susceptibles d'être équipées d'un dispositif d'assainissement individuel :

. 150 m^2 si l'alimentation en eau se fait par puits foré dans la parcelle.

. 60 m^2 si l'alimentation en eau se fait par bornes-fontaines ou par le réseau public.

Ces chiffres sont des minima, qui ne prennent pas en compte les superficies nécessaires à l'épandage superficiel des eaux ménagères lorsqu'elles ne sont pas envoyées dans un puisard. La solution courante, consistant à rejeter ces eaux au fossé de rue le plus proche, est particulièrement anti-hygiénique et devrait être proscrite.

A noter, à ce sujet, l'intérêt des équipements collectifs tels que lavoirs, douches publiques... qui concentrent une importante partie des eaux usées en un endroit où leur évacuation pourra plus facilement être assurée dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

- l'accessibilité : cette contrainte est particulièrement importante pour les dispositifs d'assainissement à fosse étanche nécessitant l'enlèvement et l'évacuation périodique des vidanges à l'extérieur.

- critères socio-économiques : ils peuvent également interférer sur le choix du dispositif. C'est ainsi par exemple que certaines pratiques d'ablutions anales (utilisation de cailloux) sont peu compatibles avec les dispositifs à siphon. De même la manipulation des excreta, inconcevable en pays islamisé condamne le système de latrines à seau dans ces pays.

On peut remarquer ici que les dispositifs modernes (fosses septiques, bacs à graisse...) qui visent à améliorer le confort de l'utilisateur et à limiter son contact avec les eaux usées peuvent devenir rapidement déficients si les usagers ne sont pas au fait des précautions élémentaires quant à leur utilisation et surtout de la nécessité d'un entretien systématique (vidanges périodiques des fosses avant débordement du puisard...).

Les dispositifs traditionnels, plus rustiques, présentent quant à eux l'inconvénient d'un confort très réduit et d'importantes sujétions pour le maintien de conditions hygiéniques satisfaisantes.

1.2. AU NIVEAU COLLECTIF

Lorsqu'on aura opté pour l'assainissement collectif provoquant l'arrivée d'un flux polluant important et concentré dans le milieu récepteur qui réagira plus ou moins à cet apport en fonction de ses caractéristiques (milieu ouvert, milieu fermé, pouvoir autoépurateur, capacité de dilution), il conviendra de choisir la filière d'épuration permettant de respecter les objectifs de qualité correspondant à la vocation assignée au milieu récepteur.

1.2.1. Principes de base de l'épuration des eaux usées urbaines

L'épuration des eaux usées conduit :

- à retenir les déchets qui seront rejetés à la nature sous forme de produits inertes et de produits gazeux, éventuellement récupérables.
- à obtenir un effluent épuré à divers niveaux d'efficacité et rejeté à la nature.

1.2.2. Capacité d'assimilation du milieu récepteur

Dans les eaux naturelles aérées, les micro-organismes en suspension effectuent le travail de l'autoépuration. Pour que ce processus biochimique naturel s'effectue il faut que les eaux du milieu récepteur contiennent de l'oxygène en excès. De ce fait les calculs relatifs à l'autoépuration reviennent à établir le bilan en oxygène.

La capacité d'assimilation du milieu récepteur dépend en grande partie de la dilution qui exprime le mélange d'une eau usée avec une eau superficielle plus ou moins capable d'en assurer par la suite l'épuration grâce à son pouvoir autoépurant.

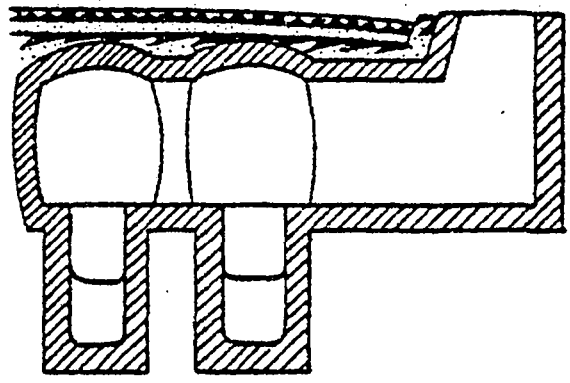
En France, selon l'instruction technique du 6 juin 1953 relative au rejet des eaux résiduaires industrielles, la dilution minimale en volumes est de 8 pour les effluents convenablement traités et l'on admet une dilution de 5 pour les eaux usées domestiques.

Les cours d'eau constituent ainsi un milieu récepteur privilégié compte tenu de :

- leur capacité de dilution et d'autoépuration,
- leur aptitude à disperser les matières solides et en suspension contenues dans les eaux usées,

CHAMBRE DE DESSABLEMENT

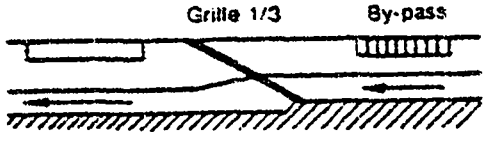
Plan



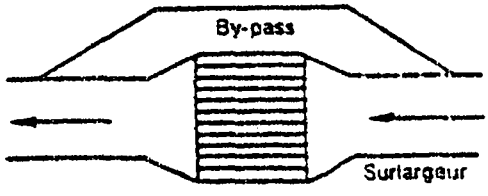
Coupe en travers

GRILLES D'ENTREES

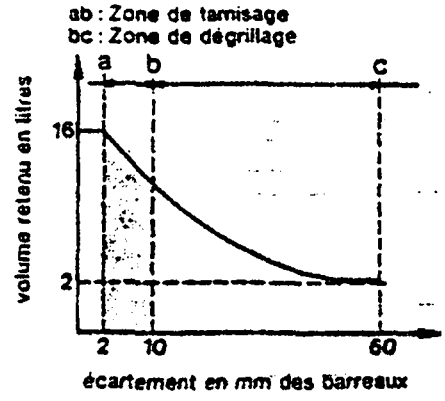
Coupe longitudinale



Plan



COURBE DE DEGRILLAGE



(extrait de D4)

- leur capacité de transport par la vitesse du courant,

- leur capacité d'oxygénation.

La température moyenne de l'eau et la turbidité de la plupart des fleuves tropicaux sont donc des facteurs défavorables du point de vue de leur capacité d'autoépuration. Cette situation ne peut que se dégrader par l'introduction d'effluents non épurés (et ce d'autant plus en période d'étiage).

1.2.3. Les procédés d'épuration des eaux usées

L'évolution des eaux brutes vers un effluent épuré s'opère en passant par divers stades ou filières qui constituent des épurations successives. Ces traitements qui se distinguent par le degré d'épuration qu'ils permettent et par les moyens techniques mis en oeuvre sont classés en :

- traitements préliminaires (ou mécaniques)

- traitements primaires

- traitements secondaires

- traitements complémentaires (ou tertiaires ou avancés).

a) traitements préliminaires

Ces procédés simples permettent de retenir les matériaux encombrants dont sont chargées les eaux brutes. Ces procédés sont habituellement mis en oeuvre en amont des stations d'épuration, mais peuvent pour les plus performants d'entre eux suffire à un rejet dans un milieu récepteur à pouvoir autoépurateur élevé.

Chambre de dessablement : les sables et matières lourdes sont piégés dans des décanteurs longitudinaux où la vitesse de l'eau est réduite.

Grille d'entrée : les grilles dont l'écartement entre les barreaux varie entre 20 et 60 mm retiennent les matières volumineuses. L'élimination des matières (dégrillage) se fait manuellement ou mécaniquement avec,ou non, dilacération des résidus. Quelle que soit la capacité d'absorption du milieu naturel, ce procédé employé seul est insuffisant.

Des dispositifs plus élaborés connus sous l'appellation de grilles fines, tamis et microtamis permettent par contre une élimination importante des matières en suspension et une diminution de la charge polluante éventuellement compatible avec le rejet direct dans un milieu particulièrement favorable, ou n'ayant pas de servitudes d'usages particuliers.

Chambre de dégraissage : la chambre de dégraissage permet de séparer de l'effluent brut les huiles et les graisses provenant des eaux usées domestiques (mais aussi des garages, usines, abattoirs), afin d'éviter une certaine inhibition des processus biologiques. L'élimination s'effectue par différence de densité, huiles et graisses surnageant dans une chambre où les eaux sont tranquillisées ; leur élimination s'effectue par écumage manuel ou mécanisé.

La destruction des refus provenant des installations ci-dessus doit se faire par enfouissement, incinération ou évacuation avec les ordures ménagères.

b) traitements primaires

Ces procédés sont soit physiques comme la décantation, soit physico-chimiques. Les déchets recueillis constituent les boues primaires. Ces procédés permettent d'éliminer 50 à 60 % des matières en suspension décantables et de réduire la DBO de 25 à 40 %.

Décantation physique : elle permet d'obtenir le dépôt des matières organiques floculeuses en suspension, la séparation du liquide s'effectuant par sédimentation. Le dimensionnement des décanteurs sera basé sur la vitesse de sédimentation des particules en suspension qui dépend de leur densité et de leur diamètre. On ne peut ainsi éliminer que la partie la plus grossière des matières décantables. Les boues produites qui ont une forte humidité (92 %) peuvent atteindre un volume de 2 l/j/habitant.

Procédés physico-chimiques de décantation : l'introduction de réactifs dans les eaux (chaux, sels métalliques) (1) permet d'alourdir les particules en suspension et la floculation des colloïdes. Ces techniques de floculation-clarification sont comparables à celles utilisées pour les eaux potables. Ces procédés permettent des rendements de 70 à 80 % en M.E.S. et de 40 à 65 % de la D.B.O., ainsi que l'élimination totale des oeufs de parasites. Ils s'avèreront ainsi suffisants pour un rejet dans un milieu récepteur ne posant pas de contraintes majeures.

Ils présentent les avantages d'une mise en oeuvre rapide, d'une adaptation immédiate aux variations de débits de l'effluent à traiter et de n'exiger qu'un minimum de compétence pour l'exploitation des installations.

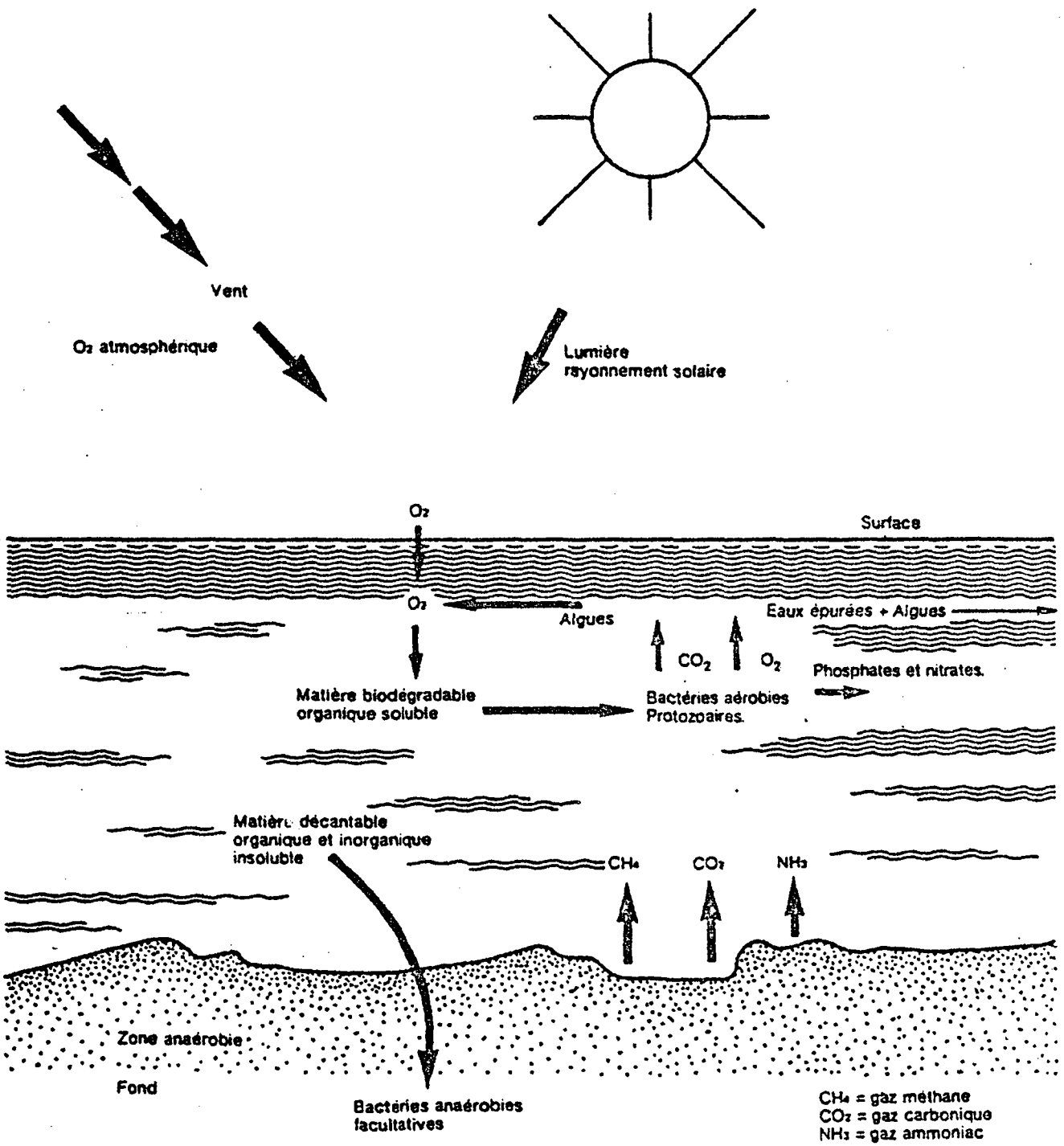
Les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation sont élevés (le coût des réactifs est cependant ici strictement proportionnel à la charge à traiter, ce qui n'est pas toujours le cas pour les traitements biologiques). Ces procédés ont également l'inconvénient de produire un volume considérable de boues (surtout en cas d'utilisation de la chaux).

---

1 Ces procédés ont été perfectionnés par l'utilisation à faible dose de substances à fort degré de floculation (polyélectrolytes);

EPURATION EN LAGUNE - PROCESSUS BIOCHIMIQUE

ACTION CHLOROPHYLIENNE



(Extrait de D4)

c) traitements secondaires

Le plus souvent, le taux d'épuration exigé pour le rejet des effluents dans le milieu naturel n'est pas atteint après le traitement primaire. Essentiellement par des procédés biologiques,il s'agit alors de transformer les eaux décantées en amont afin d'assurer l'imputrescibilité de l'effluent grâce à la stabilisation des matières organiques.

c1) procédés biologiques naturels :

Ils peuvent être utilisés seuls ou en complément d'autres types de traitement. Ils comprennent : l'épandage sur le sol, le lagunage naturel et la filtration par le sol.

- Epandage sur le sol :

Les matière organiques contenues dans les eaux sont retenues par les particules de terre puis détruites par les bactéries; les matières azotées sont dénitrifiées par les plantes qui se développent à la surface du terrain.

Ce procédé requiert un terrain bien drainé, pour lequel on aura mis en évidence l'absence de risque de contamination de nappes d'eaux souterraines. L'épuration s'effectue par irrigation, épandage ou aspersion, le plus souvent, de l'effluent décanté. Les volumes déversés à l'hectare peuvent aller jusqu'à 200 000 m^3/an. La culture de légumes ou de fruits à consommer crus est prohibée sur les champs d'épandage.

La superficie nécessaire, rapportée à l'habitant dépend naturellement de l'importance et de la nature des rejets, donc du niveau de vie. En France, cette superficie va de 20 à 50 m^2/habitant. Des expérimentations faites à Abidjan, semblent montrer que des superficies bien moins importantes (3 à 10 m^2/hab) peuvent être admises pour certaines couches sociales. De telles expérimentations devraient être poursuivies et étendues pour définir des normes applicables aux pays membres du Comité.

- Lagunage naturel :

On distingue trois types de lagunes :

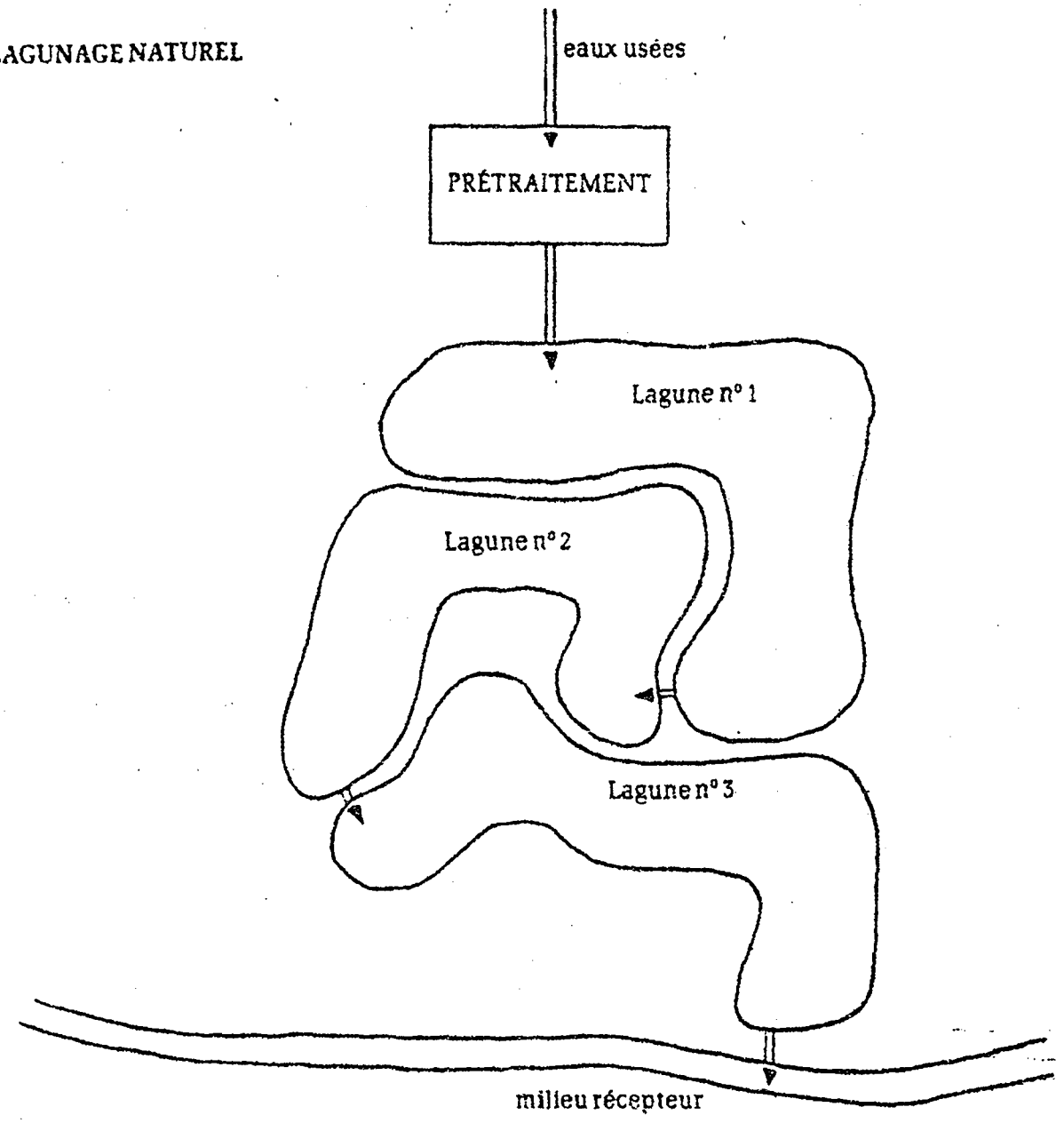
. les lagunes profondes fonctionnant en anaérobiose,

. les lagunes de faible profondeur ou bassins de stabilisation, de grande surface, dans lesquels la flore bactérienne, essentiellement aérobie, hydrolyse la matière organique et la dégrade grâce à l'oxygène qui lui est fourni par l'activité de photosynthèse des algues de surface (qui trouvent là un milieu favorable à leur développement) et par échange gazeux air-eau à la surface.

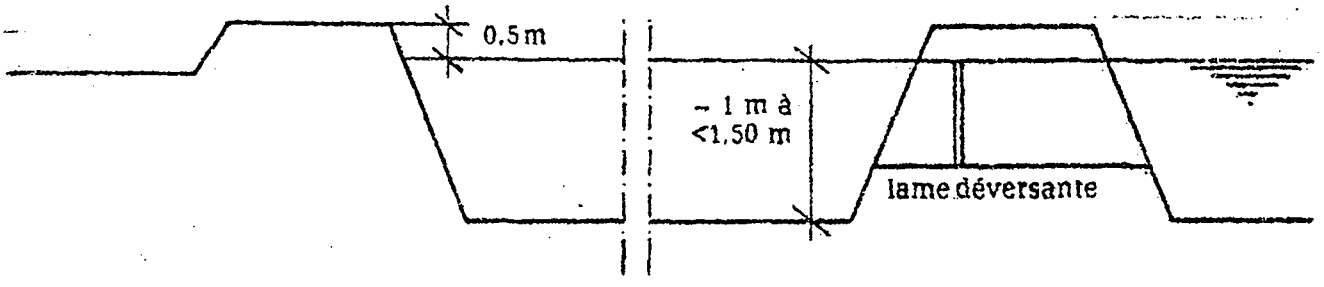
. les lagunes de finition, en complément d'un traitement traditionnel et fonctionnant en aérobiose.

Le type de lagune le plus utilisé est le bassin de stabilisation dans lequel les effluents bruts sont soumis aux processus naturels biochimiques de l'autoépuration.

LE LAGUNAGE NATUREL



Coupe type



(extrait de C4)

On admet que lorsqu'on dispose de terrains importants, sous un climat favorable avec un degré d'ensoleillement important, l'épuration par voie biologique constitue la solution la plus économique pour le traitement des eaux domestiques. Utilisé depuis des siècles en Asie et en Europe, ce procédé a connu une extension considérable sous divers climats : U.S.A., Canada, Australie, Suède, etc.

La taille des bassins est déterminée en fonction de la charge polluante admissible (sur effluent brut non décanté) exprimé en kg de DBO_5 par hectare et par jour. Dans les pays à climat tempéré, l'expérience montre que les charges admissibles sont les suivantes :

- bassins strictement anaérobies : 500 à 700 kg

- bassins aérobies : 40 à 60 kg

Il n'y a pas eu, à notre connaissance, d'expérience permettant de vérifier la validité de cette norme sous les climats tropicaux des pays membres du Comité.

Si l'on admet le chiffre de 40 g de DBO_5 par habitant et par jour, ces valeurs s'expriment en nombre d'habitants :

- sans décantation primaire :

  . bassins anaérobies : 12 500 à 17 500 hab/ha
  . bassins aérobies : 1 000 à 1 500 hab/ha

- avec décantation primaire :

  . bassins anaérobies : 18 000 à 25 000 hab/ha
  . bassins aérobies : 1 500 à 2 500 hab/ha

Selon les types, les rendements peuvent atteindre de 60 à 90 % en M.E.S. et 65 à 95 % en $D.B.O._5$. Le pouvoir de réduction est par ailleurs important sur les oeufs de parasites et sur les bactéries. Ces rendements dépendent du temps de séjour des effluents que l'on admet en général de 20 à 30 jours pour les bassins aérobies.

Les inconvénients de mise en oeuvre sont les suivants :

- curage nécessaire des boues au fond des bassins et évacuation.

- production importante d'algues (desherbage obligatoire).

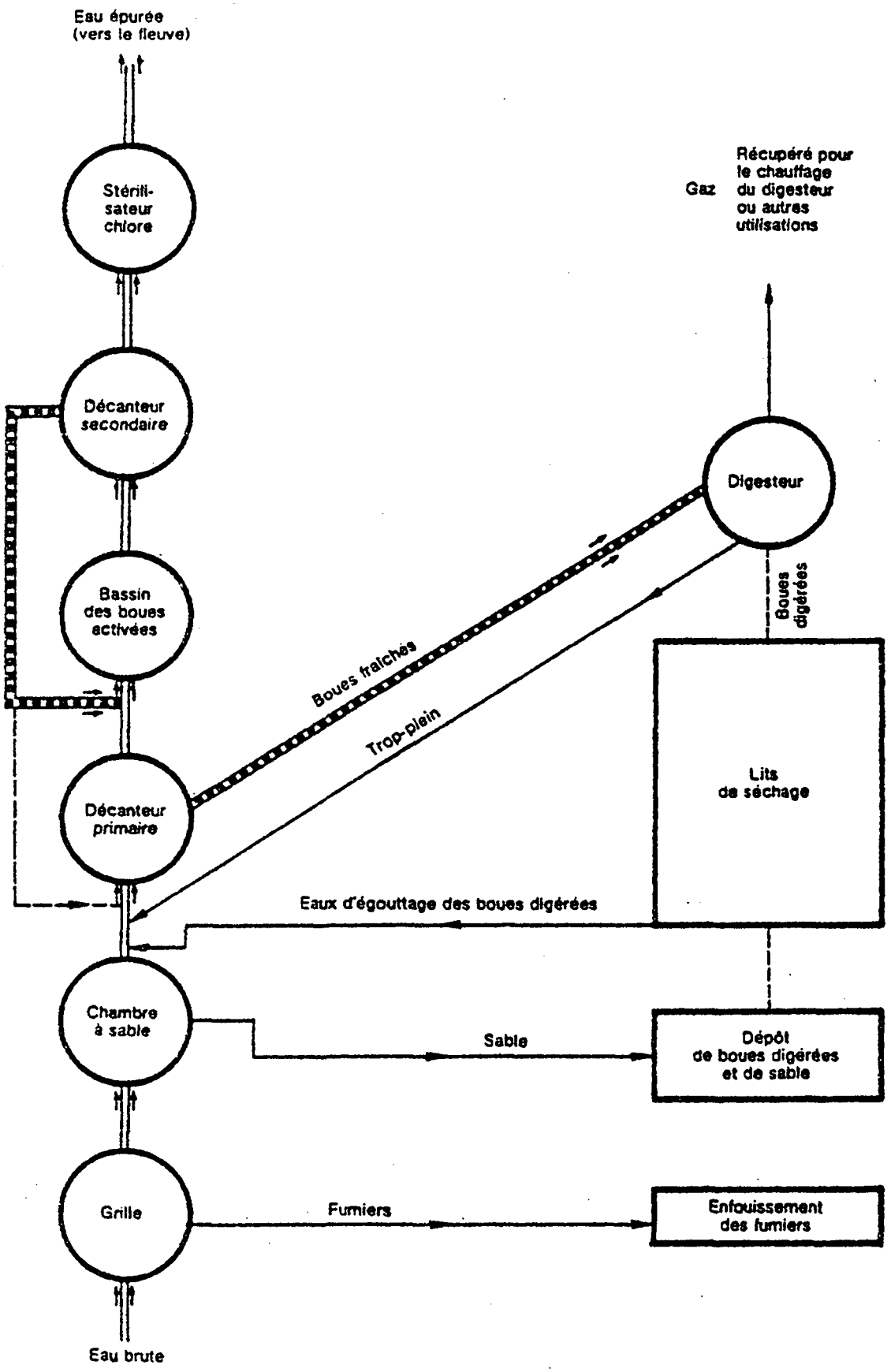
- surface importante de bassins à entretenir.

- nécessité parfois d'imperméabiliser le terrain.

- prolifération des moustiques.

- risques d'odeurs (bassins anaérobies surtout).

SCHEMA D'UNE STATION COMPLETE - EPURATION PAR BOUES ACTIVEES



(Extrait de D4)

- Epuration par filtration :

On utilise la possibilité de disposer de grandes surfaces de terrains sableux de granulométrie fine (0,2 à 0,5 mm de diamètre) sans activité agricole.

Comme pour l'épandage sur le sol, des normes de superficie seraient à définir pour l'utilisation de ce procédé dans les conditions particulières des pays membres du C.I.E.H. En France, on admet comme base, par hectare de terrain, un effluent correspondant à celui d'une population de 2 000 habitants.

c2) procédés biologiques artificiels

Ces procédés permettent d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques sur des surfaces réduites. L'épuration biologique artificielle réduit de 90 % la DBO_5. Les installations nécessitent un génie civil important. Deux grands types de procédés sont employés, l'un utilisant les lits bactériens, l'autre les boues activées.

- lits bactériens : le principe consiste à faire ruisseler les eaux usées préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux servant de support aux micro-organismes épurateurs. Afin d'apporter dans l'épaisseur de la masse poreuse l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement, une aération naturelle ou une ventilation forcée est pratiquée. On préconise aujourd'hui les lits bactériens à haute charge hydraulique (20 à 40 m3 d'eaux usées par m2 de filtre, avec un recyclage des eaux).

  D'autres procédés à culture fixée sont utilisés :

  - lits bactériens à tubes plastiques,

  - disques et tambours biologiques.

- boues activées : les procédés intensifs à culture libre qui recouvrent les différentes utilisations des boues activées restent inconstestablement les plus performants au plan du rendement épuratoire évalué en MES, DCO, DBO_5. Cette technique propose une accélération artificielle du processus d'auto-épuration, les bactéries aérobies étant soumises à l'action prolongée d'une forte oxygénation obtenue par l'introduction d'air régulièrement réparti dans l'effluent. Le bon fonctionnement des installations nécessite une charge régulière, un effluent dépourvu de produits chimiques inhibiteurs, une surveillance suivie... Ces installations coûteuses et délicates doivent être réservées aux centres importants.

- lagunage aéré : la lagune aérée est un vaste bassin, ou étang, comportant un système d'aération artificielle assurant l'oxygénation des eaux usées et permettant de maintenir un milieu aérobie. La lagune se comporte comme un système de boues activées sans recirculation.

d) traitement tertiaires

La nécessité d'un traitement complémentaire dépend de la qualité souhaitée pour les eaux épurées en vue de leur réutilisation :

- appoint pour les besoins d'hygiène publique (arrosage ...),

- irrigation,

- alimentation de plans d'eau,

- alimentation humaine, à partir du cours d'eau récepteur ou d'une nappe en liaison avec celui-ci, les sujétions de traitement préalable pouvant être grandement réduites par une épuration plus poussée des rejets.

Ces traitements dits tertiaires ne s'appliquent qu'à des eaux ayant subi les traitement primaires et secondaires ayant permis de réduire la DBO et les MES de 80 à 90 %. Ils visent plus particulièrement à :

- réduire davantage la masse de DBO et MES,

- détruire la plupart des micro-organismes pathogènes par désinfection,

- supprimer certaines substances toxiques (mercure),

- lutter contre les micropolluants non biodégradables (détergents, pesticides, insecticides),

- atténuer la masse des sels nutritifs qui provoquent l'asphyxie des eaux lacustres (azote, phosphore).

Tous les types de traitement correspondants sont difficiles et coûteux et ne sont à mettre en oeuvre que dans des cas très particuliers (faciliter la prise d'eau potable en rivière, réduire le coût des adductions d'eau en réduisant la longueur du réseau d'adduction ...). Parmi les procédés, on peut citer :

- la filtration et micro-filtration,

- la précipitation à la chaux,

- la chloration ou l'ozonation,

- la stérilisation.

1.2.4. problèmes de boues

Les effluents admis dans une station d'épuration en ressortent sous forme de boues essentiellement, de pollution organique ou minérale (dissoute ou en suspension dans l'eau épurée) et de gaz. Les quantités de boues recueillies dépendent des procédés d'épuration (1), de la nature des eaux résiduaires brutes, des durées de rétention, des conditions de température et d'aération. Les problèmes posés par ces boues consistent à s'en débarasser rationnellement, économiquement et sans occasionner d'autres nuisances.

a) destination finale des boues

L'élimination des boues produites constitue un des principaux postes de dépenses en matière d'épuration. La matière boueuse a cependant une valeur certaine qui mérite que l'on s'intéresse à sa valorisation.

- amendement des sols : lorsqu'elles présentent une siccité minimale de 30 %, les boues sèches constituent un excellent fertilisant par ses composants (matières minérales, matières organiques, azote organique). Le risque sanitaire ne concerne que les utilisations pour des cultures maraîchères ou des produits consommés crus, qui doivent être exclues.

- compostage : la production d'un compost par traitement commun avec des ordures ménagères peut être une solution intéressante du point de vue économique contribuant à l'apport aux terres d'un produit humigène comparable au fumier classique

- récupération d'énergie : production de gaz méthane,

- décharge contrôlée : actuellement la destination la plus courante,

- incinération : avec les ordures ménagères.

b) traitement des boues

La destination finale des boues impose la réduction de leur volume (2) et de leur pouvoir fermentescible. Ce traitement comporte donc généralement les trois étapes suivantes :

- stabilisation et concentration : elle s'effectue par voie biologique ou chimique :

  . digestion anaérobie se traduisant par la production de gaz méthane du fait de l'action des bactéries (3).

  . stabilisation à la chaux et floculation au sulfate d'alumine (ou emploi de polyélectrolytes organiques de synthèse).

---

1 à la suite d'une épuration par lit bactérien la production de boues fraiches est de l'ordre de 1,5 l/hab/jour, elle peut aller jusqu'à 3 l/j/hab au moyen de l'épuration par boues activée représentant alors 300 m3 par jour pour une ville de 100 000 habitants.
2 les boues primaires et secondaires contiennent 95 à 98 % d'eau
3 la meilleure action des bactéries est atteinte pour une température de 33 à 35° C.

- deshydratation des boues : les principaux procédés sont :

  . la décantation dans des épaississeurs avec temps de séjour élevé,

  . les lits de séchage : les boues issues du digesteur sont réparties sur des massifs drainants (sable et machefer). Après un délai de 4 à 6 semaines, la boue séchée ne renferme plus que 50 à 55 % d'eau. Cette technique exige des surfaces importantes évaluées dans les pays développés à 1 m2 pour 2,5 à 3 équivalents-habitants.

- évacuation du produit : en fonction de son utilisation éventuelle.

c) choix d'un système de traitement

Le coût des opérations de traitement et d'évacuation des boues demande que l'on choisisse avec soin la solution optimale en fonction du cas d'espèce :

- chaque fois que possible, c'est l'utilisation agricole avec emploi des boues à l'état liquide qui représentera la solution la plus rationnelle après avoir effectué une étude sérieuse sur la nature des terres, du sous-sol et les spéculations agricoles.

- pour des villes importantes, la solution radicale d'élimination par incinération simultanée avec les ordures ménagères s'impose souvent.

1.2.5. Critères de choix du procédé d'épuration

Pour un problème donné, la démarche conduisant au choix de la filière d'épuration peut être scindée en deux temps :

- définition du degré d'épuration devant être atteint avant le rejet.

- choix du procédé de traitement le mieux adapté, c'est-à-dire permettant d'assurer dans les meilleures conditions techniques et économiques le degré d'épuration défini.

Les critères essentiels intervenant dans ce choix sont les suivants :

a) critères d'ordre technique

  - respect du niveau de qualité des effluents rejetés,

  - performances d'épuration (en MES, DBO, DCO et azote total),

- possibilités d'extension des installations,
- l'adaptation du système aux variations de charge polluante et de débit,
- le traitement des boues et leur élimination.

b) critères relatifs à l'exploitation de la station

- degré de fiabilité des équipements,
- le besoin en personnel,
- le besoin en matières consommables et les transports.

c) critères économiques

- coût d'investissement,
- coûts de fonctionnement, de gestion, d'entretien.

d) critères relatifs à l'environnement

- implantation et topographie des lieux,
- importance des nuisances,
- souci du site et de l'environnement.

On trouvera ci-après :

- un tableau présentant pour les différentes grandes filières les rendements en MES et DBO, les pouvoirs de réduction (oeufs de parasites et bactéries) et diverses observations permettant une amorce de choix.

- extrait des Cahiers Techniques de la Direction de la Prévention de la Pollution, un tableau précisant la plus ou moins grande adéquation des différentes filières en fonction des caractéristiques de l'eau brute, les procédés de stabilisation des boues adaptées à la filière et le niveau des dépenses à prévoir pour chacune d'elles tant en investissements qu'en charge d'exploitation.

Ces tableaux seront utilement consultés pour orienter le choix du procédé d'épuration à mettre en oeuvre. On n'oubliera pas cependant que les sujétions d'exploitation (importance et technicité du personnel d'exploitation nécessaire, fiabilité des équipements, facilité de réparation...) doivent constituer dans les pays en voie de développement un critère décisif de ce choix. On notera à cet égard l'intérêt des procédés extensifs tels que le lagunage, par ailleurs bien placés aux plans des performances épuratoires et des coûts d'investissement et d'exploitation.

ÉLÉMENTS DE CHOIX DES FILIÈRES D'ÉPURATION

Filières d'épuration et niveaux de rejet		Critères d'appréciation	Adaptation de la filière aux caractéristiques de l'eau brute					Procédés de stabilisation des boues adaptés à la filière			Coût		Remarques
			Concentrations élevées	Salinité	Septicité	Variations de charge							
						Faibles	Import.	Chimique	Aérobie	Anaérobie	Investissement	Exploitation	
TRAITEMENTS PHYSICO-CHIMIQUES	a	DÉCANTATION SIMPLE	bonne	moyenne	médiocre	bonne	bonne	oui	oui	oui	assez élevé	très faible	· Digestion anaérobie pour les petites installations. · Stabilisation aérobie pour les installations moyennes. · Stabilisation chimique avec déshydratation mécanique pour les installations importantes.
	b ou c	FLOCULATION-DÉCANTATION	bonne	moyenne	médiocre	bonne	bonne	oui	oui	non	élevé	assez élevé	· Régulation des doses de réactif en fonction des débits. · Production de boues importante. · Convient aux installations moyennes et importantes.
		FLOCULATION-FLOTTATION	bonne	bonne	moyenne	moyenne	moyenne	oui	non	non	élevé	élevé	· Nécessite un bassin tampon. · Intéressant pour les petites et moyennes collectivités. · Nécessite une compétence sérieuse pour l'exploitation.
		FLOCULATION-MICROTAMISAGE	bonne	bonne	médiocre	bonne	bonne	oui	non	non	moyen	assez élevé	· Problèmes d'élimination des boues. · Nécessite une exploitation délicate.
TRAITEMENTS BIOLOGIQUES	c ou d	LAGUNAGE NATUREL	bonne	bonne	bonne	bonne	bonne	sans objet.			très variable	très faible	· Implique des contraintes de site. · Convient aux petites collectivités. · Bonne efficacité de désinfection.
		LAGUNAGE AÉRÉ	bonne	bonne	bonne	bonne	bonne	sans objet.			très variable	moyen	· Implique des contraintes de site. · Grande facilité d'exploitation. · Risque de présence d'algues dans l'effluent traité.
		LITS BACTÉRIENS	moyenne	médiocre	médiocre	moyenne	mauvaise	oui	oui	oui	assez élevé	moyen	· Procédé généralement mal adapté aux agglomérations littorales. · Mauvaise adaptation aux variations de charge.
		DISQUES BIOLOGIQUES	moyenne	médiocre	médiocre	moyenne	mauvaise	oui	oui	oui	élevé	assez faible	· Procédé généralement mal adapté aux agglomérations littorales. · Mauvaise adaptation aux variations de charge.
		BOUES ACTIVÉES FORTE ET MOYENNE CHARGE	médiocre	mauvaise	mauvaise	moyenne	mauvaise	oui	oui	oui	moyen	moyen	· Procédé généralement mal adapté aux agglomérations littorales. · Fiabilité médiocre.
		BOUES ACTIVÉES MOYENNE CHARGE DOPAGE A L'OXYGÈNE PU3	bonne	mauvaise	bonne	bonne	moyenne	oui	oui	non	élevé	moyen	· Améliore la fiabilité pendant les périodes d'accroissement de charge. · Convient bien pour l'amélioration d'installations existantes.
		BOUES ACTIVÉES MOYENNE CHARGE + TRAITEMENT PHYSICO-CHIMIQUE	bonne	médiocre	médiocre	bonne	assez bonne	oui	oui	non	élevé	très élevé	· Si les 2 traitements sont en série, difficultés en décantation secondaire. · Si les 2 traitements sont en parallèle, élimination partielle des solubles seulement. · Convient pour des extensions lorsque la population saisonnière s'accroît rapidement.
		BOUES ACTIVÉES AÉRATION PROLONGÉE	bonne	médiocre	médiocre	bonne	moyenne	sans objet.			élevé	élevé	· Dépenses d'énergie élevées en période de sous-charge. · Dimensionnement en fonction des périodes de pointe. · Possibilité de dénitrification.
		TRAITEMENT PHYSICO-CHIMIQUE + FILTRATION BIOLOGIQUE	bonne	moyenne	bonne	bonne	bonne	oui	oui	non	élevé	élevé	· Performances élevées, y compris pour l'élimination de l'azote et du phosphore. · Nécessite une compétence sérieuse pour l'exploitation. · Production.
DÉCONTAMINATION MICROBIENNE		FLOCULATION A pH ALCALIN + DÉCANTATION	bonne	moyenne	moyenne	bonne	bonne	oui	non	non	élevé	élevé	· Production de boues très importante. · pH de l'effluent traité > 11. · Risques d'odeurs (NH_3).
		TRAITEMENT PHYSICO-CHIMIQUE + DÉSINFECTION	bonne	moyenne	médiocre	bonne	bonne	oui	non	non	élevé	élevé	· Taux de chlore voisin de 10 mg/l. · Risque de chlore résiduel toxique dans le milieu. · Utilisation de bouteilles de chlore vraisemblable pour les stations importantes.
		BOUES ACTIVÉES MOYENNE CHARGE + DÉSINFECTION	médiocre	mauvaise	mauvaise	moyenne	mauvaise	oui	oui	oui	élevé	élevé	· Procédé généralement mal adapté aux agglomérations littorales. · Doses de chlore de 4 à 10 mg/l.
		BOUES ACTIVÉES AÉRATION PROLONGÉE + DÉSINFECTION	bonne	médiocre	médiocre	bonne	moyenne	sans objet.			élevé	élevé	· Dépenses d'énergie élevées en période de sous-charge. · Dimensionnement en fonction des périodes de pointe. · Dose de chlore de 6 à 10 mg/l.
		TRAITEMENT PHYSICO-CHIMIQUE + LAGUNAGE NATUREL	bonne	bonne	moyenne	bonne	bonne	oui	oui	non	élevé	assez élevé	· Procédé bien adapté aux conditions littorales. · Contraintes de site liées au lagunage réduites. · Fiabilité et performances satisfaisantes.

(Extrait de C4)

COMPARAISON DES RENDEMENTS DES DIFFERENTES FILIERES D'EPURATION

Traitements	Rendement en M.E.S.	Rendement en D.B.O.	Pouvoir de réduction		Observations
			Œufs de parasites	Bactéries	
Préalable dans tous les cas : dessablage, dégrillage et déshuilage					
1. Traitements physiques					
Pour mémoire : dilacération	nul	nul	nul	nul	Avantages nuls en regard des inconvénients multiples
11. Tamisage 0,4 à 3 mm	1 à 20 %	1 à 15 %	nul	nul	
+ chloration	1 à 20 %	1 à 15 %	faible	faible aléatoire	Doses nécessaires : 30 à 40 g/m³
12. Décantation simple	40 à 60 %	15 à 40 %	efficace	faible ou nul	
+ chloration	40 à 60 %	15 à 40 %	efficace	important	Doses nécessaires : voisines de 30 g/m³
13. Décantation avec adjonction des floculants	70 à 80 %	40 à 65 %	total	faible	Actuellement peu répandu
+ chloration	70 à 80 %	40 à 65 %	total	important	Dose nécessaire : de 10 à 20 mg/l
2. Traitement biologique complet					
21. Lits bactériens					
211. Faible charge					
212. Haute charge					
213. Matériau plastique					
214. Disques biologiques	70 à 95 %	65 à 95 %	efficace	faible ou nul	5 à 10 mg/l 150 000 coli/ml
22. Boues activées					
221. Aération prolongée					
222. Moyenne charge					
223. Forte charge					
+ chloration	70 à 95 %	65 à 95 %	efficace	important à subtotal	
23. Lagunage					
231. Lagunage séré sans décantation secondaire	85 à 60 %	65 à 95 %	moyen	faible ou nul	Arrêt des bactéries et virus dépend du temps de séjour très peu répandu
232. Lagunage séré avec décantation secondaire	80 à 90 %	70 à 95 %	important		
233. Lagunage non séré			important	très important	Peu répandu
24. Filtration par le sol	85 à 95 %	90 à 95 %	important	important	
3. Traitements tertiaires après un traitement biologique					
31. Microtamisage 40	85 à 97 %	85 à 97 %	total	faible ou nul	
32. Filtration sur sable	90 à 98 %	90 à 97 %	total	faible	
33. Floculation chimique + décantation	70 à 95 %	95 à 99 %	total	important	
34. Floculation chimique + décantation filtration	100 %	99 %	total	important	
+ chloration				subtotal	Avec des doses de chlore faible : quelques mg/l
35. Lagune	—	—	total	très important	
4. Filières non-classiques actuelles (mais peu répandues en France ou expérimentales)					
41. Floculation-décantation primaire (suivie d'un lit bactérien immergé de faible granulométrie)	90 à 98 %	75 à 95 %	total	faible	Expérimental
42. Tamisage + lit bactérien à matériau plastique					
1 étage	85 %	60 à 70 %	important	faible à nul	Boues bien minéralisées
2 étage	85 %	90 %	important	faible à nul	Peu répandu en France

(Extrait de D4)

1.3. AU NIVEAU DES PETITES COLLECTIVITES

La réflexion préliminaire sur la taille de l'aménagement peut conduire à préconiser des systèmes d'assainissement indépendants au niveau des petites collectivités : lotissement, quartier, établissement public.

1.3.1. Contraintes particulières

Le choix d'un dispositif de traitement des eaux usées d'une collectivité autonome est caractérisé par un certain nombre de préoccupations particulières :

- absence fréquente d'un véritable exutoire : de ce fait, la qualité bactériologique de l'eau rejetée sera souvent le critère le plus contraignant.

- exiguité du terrain disponible :

  . ceci empêche parfois d'avoir recours à des procédés de traitement nécessitant des surfaces importantes qui souvent sont les seules possibles compte-tenu de l'absence d'exutoire.

  . les installations compactes elles-mêmes requièrent souvent un périmètre non aedificandi qu'il est parfois difficile de trouver.

- variation de charge : la plupart des procédés de traitement tolèrent mal les variations de charge pourtant inévitables pour les populations réduites, ayant le plus souvent des rythmes de vie parallèles.

- contrainte d'exploitation : l'absence de moyens financiers, de responsabilité ou de motivation risque de conduire ces solutions à l'échec.

Le fait de traiter une collectivité réduite se traduit également par un effluent homogène et facile à caractériser sur le plan qualitatif (sinon quantitatif). Cette particularité est un facteur favorable pour la détermination du procédé de traitement le mieux adapté.

Dans tous les cas, il conviendra d'étudier dans quelle mesure le projet d'assainissement de la petite collectivité pourra dans l'avenir s'intégrer à l'assainissement collectif.

1.3.2. procédés dérivés de l'assainissement collectif

- boues activées : des mini stations préfabriquées sont commercialisées. Leurs avantages essentiels sont une bonne adaptation aux à coups de charge et une production réduite de boues à éliminer. Leurs sujétions de nuisance (odeurs et bruits) et d'entretien limitent leur emploi.

- lits bactériens : les lits bactériens, s'ils sont plus fiables compte-tenu de la simplicité d'entretien, procurent un niveau d'épuration qui sera parfois jugé insuffisant.

- lagunage aéré : par sa taille plus réduite qu'un lagunage naturel ce procédé pourra s'insérer plus facilement dans l'environnement.

- lagunage naturel : son utilisation sera limitée du fait des superficies nécessaires. C'est cependant le seul procédé avec lequel on puisse choisir, en sous-dimensionnant le ou les bassins, le niveau de traitement final. Ce procédé offre les avantages essentiels d'assurer une désinfection poussée et de ne nécessiter pratiquement aucun entretien.

1.3.3. Procédés dérivés de l'assainissement individuel

Ils comportent :

- un prétraitement consistant en une décantation des matières en suspension et leur digestion anaérobie.

- un traitement biologique aérobie par le sol naturel ou un sol reconstitué.

Ces procédés ont l'avantage de ne pas nécessiter de périmètre non aedificandi et d'avoir une exploitation limitée aux vidanges périodiques de l'ouvrage de prétraitement.

- pour le prétraitement, deux types d'équipements équivalents existent :

  . le décanteur digesteur,

  . la fosse septique toutes eaux (le dimensionnement étant effectué sur la base d'une vidange tous les 6 mois).

- le traitement aérobie peut s'effectuer par :

  . l'épandage souterrain, dans le cas d'un sol perméable,

  . l'épandage souterrain sur sol reconstitué,

  . l'épandage souterrain sur tertre filtrant dans le cas d'une nappe proche ou d'une couche imperméable superficielle.

  . filtration sur sable par filtre vertical ou horizontal.

Les trois premiers procédés ont l'avantage d'assurer à la fois le traitement et l'évacuation. Pour leur mise en oeuvre il convient d'apprécier l'aptitude du sol à l'épandage et en particulier sa perméabilité à l'eau (cf. tests de percolation, chapitre V paragraphe 2.3.2.) ainsi que les risques de contamination éventuelle d'une nappe.

2. ELIMINATION DES EAUX PLUVIALES

On peut concevoir de différentes manières l'évacuation des eaux pluviales. On distingue principalement :

- l'évacuation proprement dite par un réseau de canalisations enterrées ou d'ouvrages à ciel ouvert.
- l'infiltration,
- l'évacuation différée, permettant la régulation du débit d'évacuation, par un stockage momentané ou d'autres techniques de retardement.

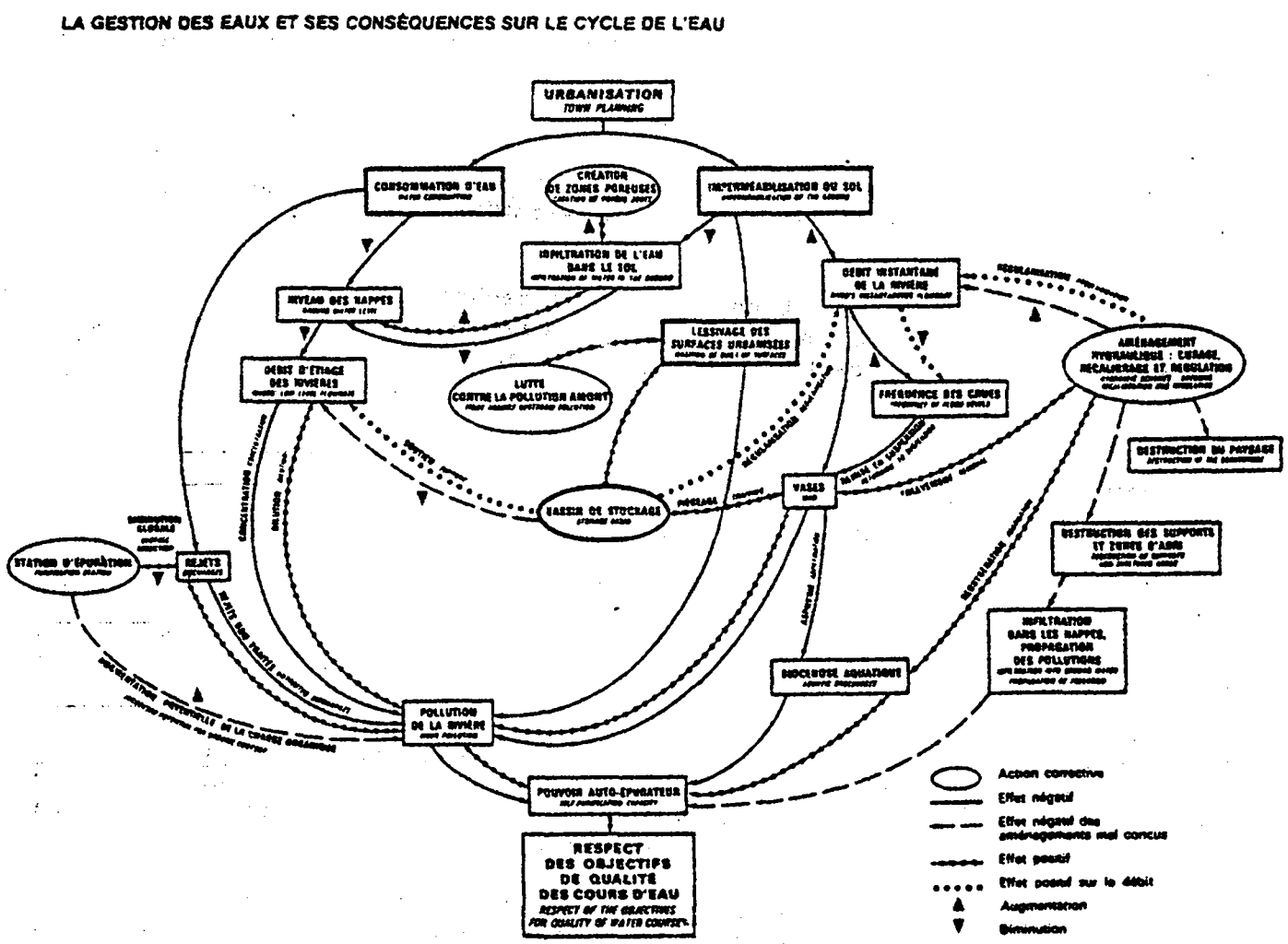
Si la première alternative met en oeuvre des techniques classiques, les deux solutions suivantes sont plus nouvelles et correspondent à une approche différente du problème du ruissellement pluvial urbain.

2.1. RESEAUX D'EVACUATION DES EAUX PLUVIALES

Il s'agit ici d'ouvrages bien connus constituant habituellement les réseaux d'assainissement eaux pluviales. Ils comprennent les ouvrages effectuant la collecte des eaux et les ouvrages de transport, dont la description et les modes de calcul du dimensionnement sont donnés au chapitre V, paragraphe 2, et des émissaires assurant le rejet dans le milieu récepteur.

Il convient de rappeler que la conception du réseau d'évacuation d'eaux pluviales implique des choix qu'il sera très difficile d'infléchir ensuite. Au-delà du secteur d'étude concerné, le reste de l'agglomération, ou le site en aval d'une façon générale, peut être pénalisé par le choix effectué.

C'est pourquoi, une démarche qui ne serait plus basée sur le souci unique d'évacuer au plus vite les eaux pluviales doit s'imposer, même dans le cas où cette réflexion doit aboutir à la conclusion qu'une solution classique est réellement la plus adaptée.



(Extrait du "Cycle de l'eau dans les POS"
Cahier de l'I.A.U.R.I.F. n° 62 - 1982, cité par C3)

2.2. MAITRISE DU RUISSELLEMENT DES EAUX PLUVIALES

Le ruissellement des eaux pluviales est profondément modifié dans les conditions urbaines :

- en volume, l'eau ruisselée y étant plusieurs fois supérieure qu'en milieu naturel,

- en durée, car l'écoulement, libre de toute entrave, est beaucoup plus véloce, ce qui se traduit par un accroissement du débit de pointe.

Cet accroissement conduit à réaliser des émissaires considérablement surdimensionnés par rapport à un écoulement en conditions naturelles, entraînant des dépenses de plus en plus insupportables pour les collectivités. De plus, les rejets souvent concentrés en un seul point ont des impacts préjudiciables à l'équilibre du milieu aquatique récepteur et aux ouvrages.

Jusqu'ici, la conception des systèmes d'évacuation des eaux pluviales était basée sur la nécessité impérieuse d'évacuer le plus rapidement possible les effluents vers le milieu récepteur le plus proche. La nécessité d'une approche globale dans la conception des réseaux d'assainissement s'est imposée, au départ, au niveau de l'aménagement des secteurs péri-urbains où les solutions classiques sont coûteuses et aggravent les blocages fonciers. Tout en essayant de prendre en compte les interactions réciproques des différentes composantes des réseaux avec l'urbanisme, l'un des principes de cette démarche est de montrer qu'il existe pour chaque domaine technique une gamme de solutions suffisamment étendue pour éviter toute sorte de déterminisme.

La recherche de solutions nouvelles doit permettre de minimiser les conséquences des débits de pointe et donc les diamètres des émissaires. Ne pouvant modifier les caractéristiques pluviométriques, il faut diminuer l'importance des surfaces imperméables et retenir ou infiltrer une part de l'eau avant qu'elle n'atteigne le réseau. Ces solutions alternatives dont la mise en oeuvre se traduit par une minoration des coûts d'établissement et d'exploitation et par une meilleure adaptation à un habitat évolutif, devraient trouver un domaine d'application privilégié dans les agglomérations africaines.

Les mesures envisageables qui peuvent être regroupées sous le vocable de "maîtrise du ruissellement des eaux pluviales" sont de plusieurs types :

- stockage sur place (espaces libres, parkings, chaussées),

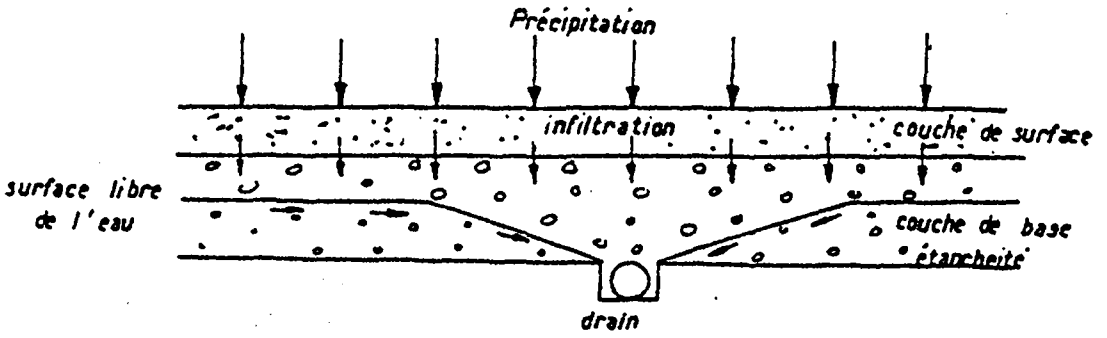
- infiltration sur place (tranchées filtrantes, puits perdus, revêtement poreux).

- modification de parcours du ruissellement,

- infiltration après concentration du ruissellement (bassin d'infiltration),

- stockage après concentration (bassin de stockage).

SCHEMA DE FONCTIONNEMENT D'UNE CHAUSSEE POREUSE



(Extrait de B7)

2.2.1. stockage sur place :

Ces solutions trouvent leur place à l'amont des résaux. Elles visent à écrêter le pic de l'hydrogramme en retardant l'écoulement, un léger accroissement du temps de concentration suffisant le plus souvent à réduire sensiblement le débit de pointe. Parmi les techniques possibles nous citerons :

- le stockage temporaire en toiture, réservé aux terrasses ou toits légèrement pentus.

- le stockage sur les aires de stationnement, ou autre dépression, ou terrains peu utilisés. L'aménagement peut se limiter à la pose d'un drain rejoignant le réseau.

2.2.2. infiltration sur place :

Ces solutions visent à réduire le volume à évacuer en infiltrant l'eau sur place et à réduire le débit de pointe. Accessoirement, elles peuvent accroître l'alimentation des nappes. Les techniques correspondantes sont de plusieurs types :

- tranchées filtrantes : les fossés sont remplis de matériaux très perméables pour ménager une perméabilité maximale et jouer le rôle de filtre à sédiments. Ces ouvrages permettent à la fois l'infiltration sur place (si le sol a une bonne perméabilité), le stockage dans le fossé et parfois le drainage vers l'exutoire aval.

- puits d'infiltration : applicables dans tous les terrains suffisamment perméables où la nappe n'affleure pas, ces techniques sont adaptées à la collecte de l'eau de petites surfaces.

- chaussées ou revêtements poreux : les structures poreuses sont destinées à permettre l'infiltration immédiate de l'eau de pluie pour accumuler une partie d'une averse dans les vides de la structure poreuse et la restituer ensuite lentement soit par infiltration dans le sol support si celui-ci le permet soit à l'aide de drains.

  Les revêtements poreux doivent permettre de supporter la circulation prévisible (piétons, véhicules). Des recherches sur des revêtements de chaussées en béton hydraulique poreux sont en cours.

2.2.3. Modification du parcours du ruissellement

Il s'agit d'allonger le temps de concentration par action sur le parcours du ruissellement et d'écrêter ainsi l'hydrogramme en diminuant le débit de pointe. Les techniques correspondantes peuvent inclure différents équipements : seuils sur les thalwegs, mini-bassins à sec, allongement du parcours de ruissellement dans des caniveaux, fossés de retardement.

Les fossés de retardement permettent de freiner le ruissellement dans les sites pentus. Implantés parallèlement aux courbes de niveau, ils piègent momentanément l'eau ruisselée et en diminuent la vélocité.

Le modelé du terrain en terrasses dans les versants en pente, dispositif d'aménagement ancien, a le double objectif d'éviter l'érosion et de réduire les vitesses d'écoulement.

2.2.4. Infiltration après concentration

Les bassins d'infiltration sont implantés sur des terrains de bonne perméabilité, où le niveau de la nappe est suffisamment bas pour garantir une zone de filtration suffisante. Ils sont destinés à stocker l'eau et à l'infiltrer dans le sol par le fond et les parois. Ils sont souvent utilisés comme moyen de recharge de la nappe ; cependant, cette utilisation doit être limitée en cas de risque de pollution importante véhiculée par le lessivage des surfaces imperméabilisées.

2.2.5. Stockage après concentration

Les deux modes de stockage importants sont :

- sur les réseaux unitaires : les bassins d'orage situés au niveau de la station d'épuration ou des déversoirs d'orage qui permettent de stocker le surplus d'eau du débit de temps de pluie en vue de son traitement ultérieur à la station.

- sur les réseaux séparatifs : les bassins de retenue d'eaux pluviales (secs ou en eau),

  Les bassins de retenue sont des ouvrages permettant de régulariser les débits pluviaux reçus de l'amont afin de restituer à l'aval un débit compatible avec la capacité de l'exutoire. Le nombre de sites favorables pour l'implantation d'un bassin de retenue étant forcément limité en zone urbaine, la localisation des retenues, leur type, leur forme et leur aménagement résultera d'un compromis entre les différentes contraintes techniques (topographie, hydrogéologie), urbanistiques (adaptation au tissu urbain et à son évolution) et les objectifs de qualité du récepteur aval.

Les bassins à sec sont plus économiques en investissement et en exploitation. L'eau peut également être stockée de façon provisoire dans un espace destiné ou non à d'autres usages : place, parking, espaces verts. Cette technique perturbe momentanément l'utilisation des espaces concernés et impose le nettoyage des secteurs qui ont été submergés.

Les bassins "en eau" permettent une rentabilisation de l'eau aux fins d'irrigation par exemple. Le cas le plus intéressant est celui de plusieurs petits bassins s'intégrant plus facilement dans le milieu urbain et minimisant le diamètre des tuyaux de collecte. L'entretien de tels bassins n'est cependant pas négligeable :

- enlèvement des corps flottants,

- nettoiement des berges, faucardage,

- curage périodique des vases.

Il est évident que les technologies nouvelles du type de celles développées plus haut peuvent davantage se développer si le responsable de l'assainissement ne se limite pas à étudier les ouvrages d'assainissement à réaliser, mais s'il peut intervenir dès l'origine des études d'aménagement ou d'urbanisme.

2.3. LA DEPOLLUTION DES EAUX PLUVIALES

L'entraînement au cours des orages de la pollution accumulée sur la surface des bassins en période de temps sec et l'impact de ces rejets sur le milieu naturel sont des phénomènes dont on n'a pris réellement conscience que récemment. Nous préciserons au chapitre V, paragraphe 1.2.2. la nature et l'origine de la charge polluante des eaux de ruissellement.

Lorsqu'on aborde le problème de la dépollution des eaux pluviales, il convient de savoir de quelles technologies on dispose pour préserver le milieu naturel aux moindres coûts d'investissement et de fonctionnement. Cette question se posera en des termes différents selon qu'on aura affaire à un système séparatif, unitaire ou pseudo séparatif.

- en système séparatif pluvial, les eaux étaient le plus souvent rejetées directement au milieu récepteur sans traitement. Cette tendance s'inverse compte tenu de la constatation que la pollution des eaux de ruissellement urbaines peut égaler celle des effluents urbains.

- en système unitaire, la totalité des effluents est transportée vers la station de traitement. La décharge (1) qu'on prévoit dans ce cas à l'entrée des installations d'épuration risque alors d'apporter une pollution notable au milieu récepteur.

---

1 on admet généralement qu'une station d'épuration n'assure un traitement efficace que si le débit de pointe qu'elle reçoit n'exède pas le triple, ou au plus, le quadruple du débit moyen temps sec.

- en système pseudo-séparatif, les déversoirs d'orage répartis sur le réseau ne sont tolérables que si la dilution des eaux directement évacuées vers le milieu naturel n'entraîne qu'une pollution compatible avec le niveau de qualité souhaité.

Les mesures possibles en vue de la dépollution, ou de la limitation de la pollution des eaux pluviales sont de plusieurs types et l'on peut les classer en fonction de leur localisation par rapport au réseau :

a) techniques à l'amont du réseau

- nettoyage des rues et espaces publics : même si cette technique ne vise que la partie la plus grossière de la pollution, l'augmentation de la fréquence des nettoyages et de l'efficacité des matériels peuvent améliorer la qualité des eaux de ruissellement.

- infiltration sur place et stockage en amont : les techniques alternatives en assainissement pluvial, présentées en 2.2. ci-avant (tranchées filtrantes, puits perdus, stockage temporaire ...) dont le principal objet était la réduction du débit de pointe ont pour autre conséquence une réduction de la charge polluante entraînée.

- dispositifs de protection à l'entrée des réseaux : les ouvrages séparateurs à l'entrée des réseaux (grilles, bouche à décantation, sélectives, siphoïdes...) limitent l'entrée des polluants dans le réseau. Ces ouvrages sont décrits au paragraphe 3 ci-après, considérés sous leur aspect d'ouvrages limitant l'entretien (ce qui n'empêche que l'efficacité de ces dispositifs dépend bien de leur propre entretien).

- ces dispositifs techniques sont en eux-mêmes insuffisants s'ils ne s'accompagnent pas de dispositions parallèles au niveau réglementaire,

  . interdiction de rejets de déchets dans les rues, et de déjection d'animaux,

  . interdiction de rejets de polluants dans les égoûts pluviaux ou unitaires, et séparation effective des réseaux,

  . réglementation de l'usage de produits chimiques...,

  et au niveau de l'entretien (nettoyage et curage des réseaux pluviaux avant la saison des pluies).

b) techniques sur le réseau et à l'aval

- ouvrages annexes de traitement : dégrilleurs, dessableurs, (cf. 1.2 ci-avant)

- en système unitaire :

  . les déversoirs d'orage dont le seuil est calé en fonction de la pollution tolérable à l'aval. Les déversoirs à chambre tranquillisante assurent une certaine décantation des eaux avant déversement.

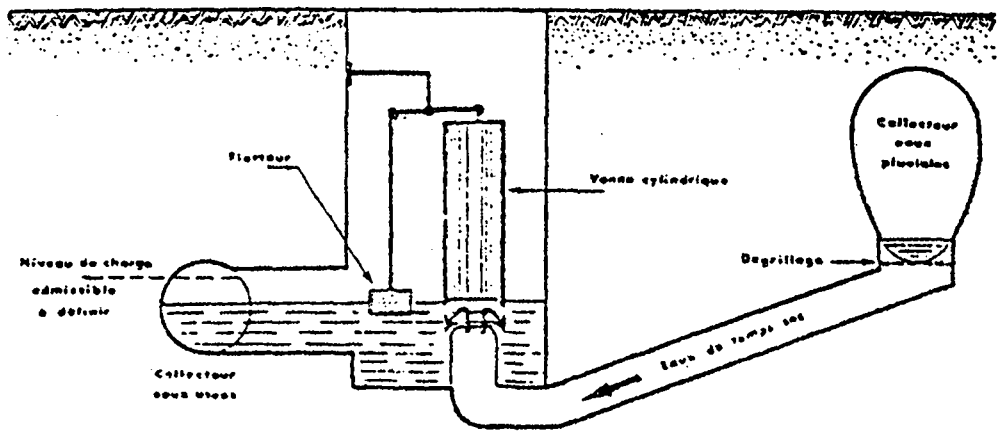


Schéma de fonctionnement de vanne à niveau aval constant.

(Extrait de C2)

LE SELECTEUR D'ENGOUFFREMENT

conçu pour un débit de pointe de 40 l/s ou un bassin versant de 1000 à 1200 m2.

principe de fonctionnement :

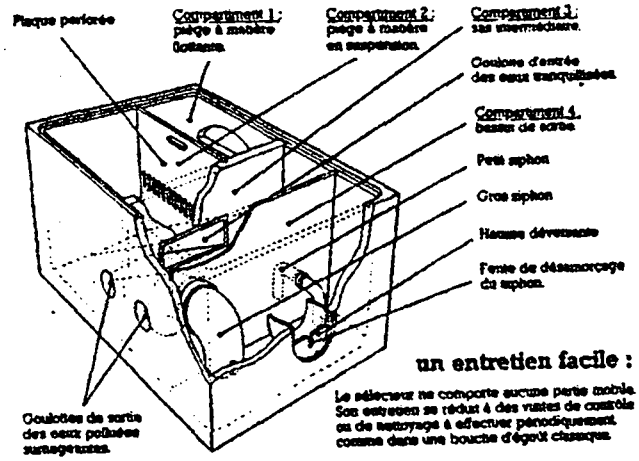
La pollution des eaux pluviales en milieu urbain ou périurbain a deux conséquences :

- le transfert de substances toxiques ou indésirables dans le milieu naturel ;
- l'engorgement ou le surdimensionnement des stations d'épuration.

Le principe de fonctionnement du sélecteur est basé sur la séparation des eaux et des polluants.

- le sélecteur d'engouffrement permet de diriger sélectivement les polluants non miscibles dans les eaux, notamment les hydrocarbures, vers un réservoir de stockage ou une station d'épuration. L'intérêt d'une telle séparation est évident en ce qui concerne les eaux de ruissellement des chaussées, des parkings des grands centres commerciaux, des toitures d'usines.
- le sélecteur d'engouffrement se comporte à la fois comme un distributeur à évacuation automatique et comme un piège à matières en suspension. En effet, une étude récente a montré que les hydrocarbures, plus ou moins émulsionnés dans les eaux de ruissellement ont tendance à se dissocier en deux parties dans le sélecteur d'engouffrement :
  - la première vient flotter à la surface des eaux à cause de sa faible densité ;
  - la seconde s'adsorbe à la surface des matériaux : en suspension les plus lourdes (sables, graviers, poussières...) admises dans le sélecteur et tombe dans le fond de l'appareil.
- le sélecteur d'engouffrement est dimensionné pour recevoir un débit de pointe de 40 l/s d'eaux pluviales ou pour un bassin versant de 1 000 à 1 200 m2.

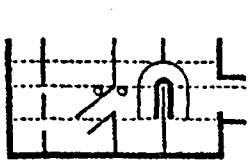
Son rendement, supérieur à 75 %, est comparable à celui d'une station d'épuration.



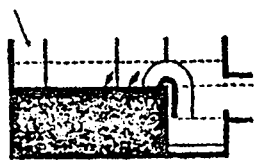
un entretien facile :

Le sélecteur ne comporte aucune partie mobile. Son entretien se réduit à des visites de contrôle ou de nettoyage à effectuer périodiquement comme dans une bouche d'égout classique.

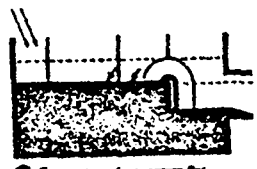
différentes phases du fonctionnement.



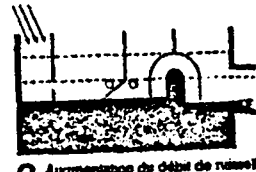
0 Etat initial
A la livraison ou après nettoyage.



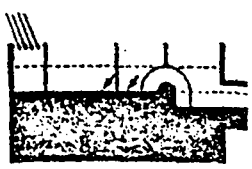
1 Evacuation du premier flot d'averse polluée.



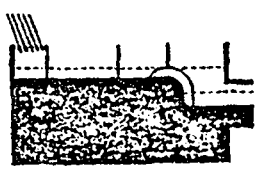
2 Evacuation du premier flot d'averse polluée (suite) :
Surverse du petit siphon.



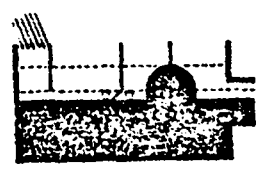
3 Augmentation du débit de ruissellement
Amorçage du petit siphon.



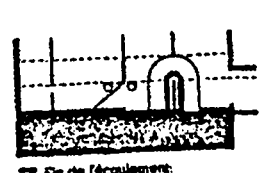
4 Décroissance de l'écoulement :
Evacuation du débit pollué résiduel.



5 Surverse du gros siphon.



6 Augmentation du débit de ruissellement.
Amorçage du gros siphon.



7 Fin de l'écoulement.
Désamorçage des siphons.

(Notice extraite de la publicité du Constructeur)

. les bassins d'orage au niveau de la station d'épuration permettent un traitement différé de la plus grande partie possible du débit de temps de pluie à un débit compatible avec la capacité de traitement des installations. La rétention dans le bassin entraîne par ailleurs une décantation réduisant la quantité de matières solides présentes dans les eaux d'orage.

. des sélecteurs d'engouffrement permettant de séparer les polluants non miscibles dans les eaux (notamment les hydrocarbures) peuvent être utilisées pour la collecte des eaux de ruissellement particulièrement polluées de certaines chaussées, parkings... On trouvera dans l'encart ci-contre les principes de fonctionnement de ce dispositif exposés par son constructeur. Ces appareils assez récents peuvent également être installés sur les réseaux pluviaux des systèmes séparatifs.

- en système séparatif :

. les bassins de retenues (cf 2.2. ci-avant et chapitre V paragraphe 2.5.) permettent la décantation des matières en suspension.

. les séparateurs statiques tourbillonnaires installés sur les réseaux pluviaux :

- par temps sec, les eaux circulent dans la cuvette et sont dirigées vers le réseau eaux usées.

- par temps de pluie, le collecteur d'amenée est en charge, l'eau arrive tangentiellement à la base, allongeant le parcours des solides qui sont rassemblés au centre et entraînés au fond d'où ils s'évacuent vers le réseau eaux usées. Des ailettes évitent la formation d'un vortex. Une cloison siphoïde permet de purger les flottants.

. des vannes à niveau aval constant peuvent être installées sur le réseau pluvial pour diriger vers le réseau d'eaux usées les petites pluies et les premiers flots d'orage jusqu'à une certaine limite de remplissage des canalisations eaux usées.

3. DISPOSITIFS LIMITANT OU FACILITANT L'ENTRETIEN

L'entretien des systèmes d'assainissement en Afrique revêt une acuité toute particulière.

D'une part, l'importance des problèmes y est accrue par :

- les sujétions mêmes de mise en oeuvre et de fonctionnement normal des réseaux :

. érodabilité des sols à l'origine de transports solides importants, ce phénomène étant aggravé par le caractère souvent sommaire d'une partie importante de la voirie.

. intensité des averses qui impose des ouvrages de section importante dans lesquels les faibles débits circulent sous des vitesses très réduites favorisant la sédimentation.

. faiblesse des débits d'eaux usées souvent insuffisants pour assurer les conditions d'autocurage.

- les conditions particulières de leur utilisation :

. rejets d'eaux usées et déversement d'ordures ménagères et déchets de toutes sortes dans les réseaux pluviaux,

. introduction de déchets solides dans les réseaux d'eaux usées.

D'autre part, les moyens pouvant être mis en oeuvre pour assurer cet entretien sont en général très limités.

On conçoit donc l'intérêt des dispositions susceptibles de réduire ces sujétions.

3.1. PROBLEME DES TRANSPORTS SOLIDES

Il est difficile d'éviter les dépôts de sédiments dans les ouvrages d'évacuation dont la pente est faible du fait du relief. On devra donc s'efforcer en priorité de limiter ces apports solides ou de les piéger à leur entrée dans le réseau. Différentes mesures peuvent être envisagées à cet effet :

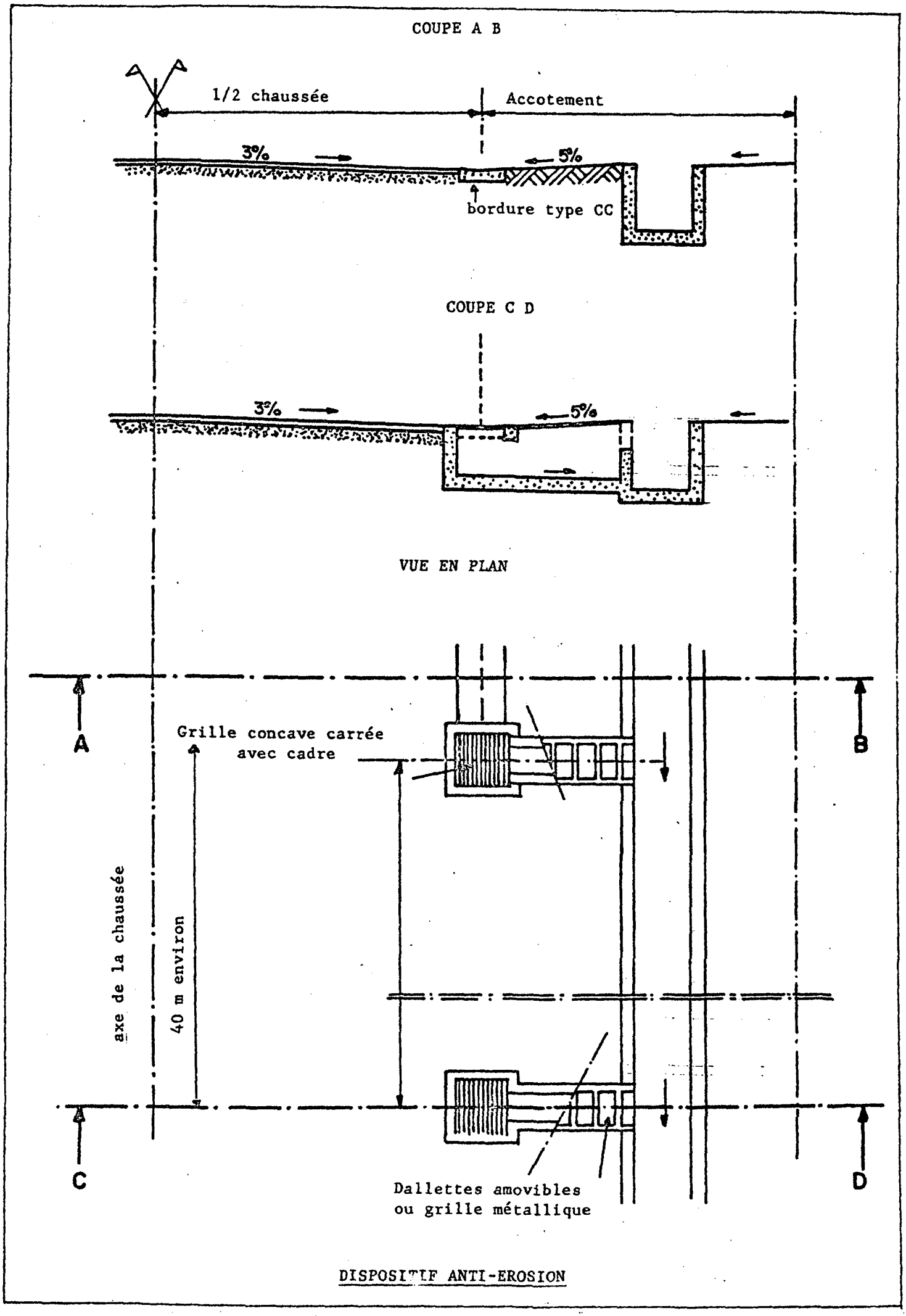
- mesures de conservation des sols en amont du réseau, telles que terrasses, réseaux antiérosifs par fossés et gradins ou banquettes, tranchées d'infiltration si les terrains sont suffisamment perméables, protection de la végétation naturelle, etc.,

- fossé de garde à fond quasi horizontal, jouant le rôle de dessableur et s'évacuant dans le réseau par déversement sur des seuils,

- règlement d'urbanisme imposant certaines contraintes à la construction de nature à ralentir les flots (terrassement des parcelles, jardins privatifs, clôture pleine...),

- bouches d'égoût à puisard de décantation. A noter toutefois que le faible volume utile de ces puisards peut imposer de fréquentes interventions pour leur vidage,

- puisards dessableurs de grande capacité (plusieurs mètres cubes) se développant sur toute la largeur de la chaussée. De tels ouvrages ont été réalisés à Thiès, Louga et Kaolack (Sénégal),



DISPOSITIF ANTI-EROSION

- calage du fossé en contre-haut de l'accotement dont la pente serait alors dirigée vers la chaussée. Les eaux ruisselant sur la chaussée et l'accotement seraient alors canalisées par une bordure caniveau type CC jusqu'à un puisard dessableur qui les évacuerait au fossé. Cette disposition, sans doute onéreuse, présenterait le double avantage de limiter les apports solides dans le réseau et d'éviter l'érosion des accotements souvent à l'origine de la dégradation des chaussées (voir schéma ci-contre).

Au niveau du réseau d'évacuation, les sujétions de transport solide seront prises en compte par :

- l'adoption de profils favorisant l'écoulement des faibles débits pour les collecteurs à ciel ouvert : profil triangulaire pour des largeurs en gueule ne dépassant pas un mètre, profil rectangulaire avec fond en V lorsque cette largeur devrait être dépassée.

- un choix judicieux de l'ossature du réseau n'induisant pas des pentes trop faibles, du moins sur les collecteurs secondaires. On admet généralement qu'une pente de 0.007 m/m est le minimum souhaitable.

- la réalisation de bassins de dessablement dont le principe de fonctionnement repose sur la sédimentation des éléments transportés lorsque la vitesse s'abaisse.

3.2. PROBLEME DES ORDURES MENAGERES

La solution à ce problème passe avant tout par l'éducation des populations et la mise en place d'un système de collecte efficace et n'entraînant pas pour les usagers des contraintes de portage inacceptables. Hormis cela, et sauf à recouvrir les réseaux de surface, il semble très difficile d'empêcher les riverains de déverser leurs ordures ménagères dans les fossés ou collecteurs à ciel ouvert.

On pourrait néanmoins imaginer, lorsque le collecteur est implanté sur le terre-plein central d'une rue à deux chaussées, de le clôturer par un grillage (cette solution est sans doute peu réaliste) ou par une haie vive (l'efficacité en reste à démontrer).

On pourrait aussi, lorsqu'il s'agit d'un collecteur à grande section, et sous réserve de disposer d'une emprise suffisante, réaliser de part et d'autre de ce collecteur des contre-canaux qui serviraient sans doute de dépotoirs mais qui seraient plus faciles à entretenir, leur obstruction, par ailleurs ne gênant pas le fonctionnement du réseau à l'amont.

Les réseaux enterrés eux-mêmes ne sont pas à l'abri des risques d'obstruction par les ordures ménagères que les citadins y introduisent par les bouches d'égoût. On peut alors penser à l'utilisation de bouches sélectives équipées de paniers amovibles. Ces paniers doivent alors être régulièrement vidés et nettoyés car, à défaut d'entretien, ils constituent plutôt une gêne au bon écoulement des eaux. Lorsque les déchets sont trop volumineux les obstructions peuvent entraîner des odeurs nauséabondes, en saison sèche. On peut, dans une certaine mesure, éviter ces inconvénients en condamnant les avaloirs en saison sèche.(1).

Quelles que soient les mesures prises pour limiter l'introduction des ordures ménagères dans les réseaux pluviaux, il y aura toujours intérêt à prévoir à l'entrée des collecteurs enterrés (ou des dalots de franchissement de voirie d'une certaine longueur) et des bassins de dessablement un système de dégrillage pouvant comporter :

- une pré-grille destinée à retenir les déchets les plus volumineux ou les plus lourds transportés dans la masse liquide. Ce premier dispositif placé à mi-hauteur du remplissage de la section mouillée pourra avoir un espacement de barreaux d'une trentaine de centimètres.

- une grille plus fine (espacement des barreaux de 8 à 10 cm) destinée à retenir les déchets peu volumineux et les flottants.

Pour éviter les perturbations dans les écoulements (perte de charge occasionnant une surélévation du plan d'eau à l'amont pouvant être à l'origine de débordement) la section de passage entre les barreaux doit être au moins égale à la section mouillée de l'ouvrage d'amenée.

3.3. PROBLEME DU REJET DES EAUX USEES DANS LES RESEAUX PLUVIAUX

A défaut de pouvoir mettre en oeuvre des dispositifs permettant d'éviter ces rejets (cf. 1.1.1. b) ci-avant) on sera amené à tenir compte de cette contrainte dans l'exploitation du réseau (fréquence d'entretien).

3.4. PROBLEMES D'ACCES AUX OUVRAGES POUR LES OPERATIONS D'ENTRETIEN

Quelles que soient les mesures prises pour en limiter l'importance ou la fréquence, des opérations d'entretien seront toujours nécessaires (on admet généralement, qu'en dehors de certaines circonstances locales, un réseau d'assainissement correctement exploité doit être entièrement curé et nettoyé tous les 2 ou 3 ans, ceci indépendamment des interventions qui seraient nécessaires sur les points singuliers après les orages, enlèvement des déchets sur les grilles, vidage des puisards de décantation, etc.).

---

1 ce système est pratiqué au Sénégal.

Ceci suppose en premier lieu que l'on dispose d'un plan de recolement à jour précisant l'emplacement et les caractéristiques des différents ouvrages, les branchements pour les réseaux d'eaux usées, etc.

Ceci implique surtout que l'accès aux ouvrages soit prévu et maintenu. Certaines recommandations peuvent être formulées à cet égard :

- réalisation de rampes d'accès dans les grands collecteurs pluviaux dont l'entretien peut être réalisé au moyen d'engins mécaniques et maintien sous les ouvrages d'un dégagement suffisant pour le passage de ces engins (3 m minimum).

- classement de ces ouvrages dans le domaine public fluvial permettant l'interdiction de la construction sur les berges (1).

- interdiction faite aux riverains de recouvrir les fossés à ciel ouvert sur des longueurs incompatibles avec les possibilités de curage (2).

- dégagement des tampons des regards de visite des réseaux d'eaux usées qui pourraient être recouverts de liant hydrocarboné à l'occasion d'une opération de réfection de voirie. A noter également que l'espacement de ces regards (et de ceux des collecteurs pluviaux enterrés non visitables) doit être adapté au matériel de curage dont disposera le service d'entretien. A défaut de matériel moderne (cureuses hydrodynamiques, aspiratrices), cet espacement ne peut dépasser 50 m.

---

1 le canal central à Ouagadougou est inacessible aux engins sur près de 300 m du fait de l'occupation des berges. Seul un entretien manuel est possible sur ce tronçon.

2 à Ouagadougou, un fossé de faible profondeur a ainsi été, sur près de 100 m, recouvert par une dalle aux fins de réalisation d'un parking. Il est maintenant impossible de curer ce fossé en grande partie obstrué.

CHAPITRE V

CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES

1. DONNEES DE BASE

1.1. ESTIMATION DES DEBITS

L'étude du réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale la détermination des débits d'eaux pluviales, ou d'eaux usées, à évacuer.

1.1.1. Débits d'eaux usées

Les débits d'eaux usées qui parviennent au dispositif d'évacuation proviennent:

- des restitutions de consommations d'eau potable,
- de rejets industriels,
- d'apports divers autres que ci-dessus (drainage de la nappe).

Ce débit de dimensionnement peut alors s'exprimer ainsi :

$$Q.E.U. = Qi \times Ci \times Cp + \sum QI + Qd \times A$$

avec :

QEU = débit de pointe des effluents de la zone considérée

Qi = consommation moyenne d'eau potable du quartier i de la zone, à l'horizon de l'étude, le jour de pointe.

Ci = taux de restitution du quartier i

Cp = coefficient de pointe

QI = rejets industriels de la zone

Qd = débit de drainage par unité de surface

A = surface drainée au point de calcul

YAOUNDE - NIVEAUX D'INFRASTRUCTURES ET DE CONSOMMATION

(B2, d'après MAETUR)

Quartier	A	B	C	D	E	F	G	Total
Répartition de la population (en %)	65	4	14	7	2	7	1	100
Niveau d'infrastructure (en %)								
(1) approvisionnement en eau (hygiène, cuisine, boisson)								
Branchement privé	13	0	2	71	100	26	100	28
Branchement voisin	9	30	20	7	-	-	-	11
Borne fontaine	76	60	50	21	-	14	-	57
Eau de pluie	6	-	-	-	-	-	-	3
Marigot	2	-		-	-	-	-	1
Puits	26	10	20	-	-	-	-	18
(2) approvisionnement en eau (lessive, vaisselle, nettoyage)								
Puits privé	6	-	10	-	-	-	-	4
Puits commun	75	40	50	-	-	-	-	51
Eau de pluie	9	50	10	-	-	-	-	11
Marigot	9	10	-	-	-	-	-	6
Réseau public	30	60	30	100	100	100	100	51
Consommation en eau potable (l/j/hab)	19,5	26,8	21,5	51,6	46,8	79,8	75,2	(27,6)

BAMAKO - REPARTITION PAR MODE DE DISTRIBUTION

ET CONSOMMATIONS SPECIFIQUES (A1)

Mode de distribution	%	Nombre d'habitants desservis par un système
Branchement particulier	20	10,8
Borne fontaine	25	1 000
Puits particuliers	55	-

Population desservie par branchements particuliers :

Grand standing	200 l/j/hab
Standing moyen	89 l/j/hab
Habitat ancien	60 l/j/hab
Habitat nouveau	40 l/j/hab

Consommation spécifique aux bornes fontaines 8,5 l/j/hab

Consommation spécifique aux puits particuliers 19,5 l/j/hab

a) consommations unitaires en eau potable

Les consommations en eau potable pour les besoins domestiques dépendent essentiellement de facteurs socio-économiques qui déterminent le niveau de confort sanitaire : degré d'aménagement de l'alimentation en eau, des installations sanitaires dans les logements, habitudes des consommateurs. De ce fait, les données relatives aux consommations ne sont pas transposables d'un site à un autre, et doivent être appréciées pour une même agglomération par différents types de quartiers, d'habitats, de standing. Les chiffres suivants issus de différentes études ou enquêtes ne sont donc donnés qu'à titre d'information :

- la MAETUR estimait en 1978 que les consommations moyennes en eau étaient comprises entre 20 et 80 l/j/habitant selon le type d'habitat à Yaoundé. (voir encart ci-contre).

- l'enquête effectuée par GKW à Maradi en 1979 indiquait une consommation en eau comprise entre 10 et 32 l/j/habitant selon les quartiers (A 5).

- GKW estimait en 1981 les valeurs moyennes de consommation à Niamey comprises entre 25 et 150 l/j/habitant (A 3).

- la consommation moyenne en eau à Abidjan (sur la base des données du 1er trimestre 1981) était évaluée à 89 l/j/habitant.

Ces chiffres moyens cachent en réalité une très grande disparité des consommations que l'on peut approcher en évaluant la répartition de la population en fonction du mode de distribution de l'eau potable.

Dans une enquête effectuée en 1978 à Yaoundé (1) la MAETUR analysait les niveaux d'infrastructure et de consommation pour différents tissus urbains types. Nous relevons ci-contre ce qui concerne l'infrastructure d'approvisionnement en eau et les consommation en eau potable. La totalité des résultats d'enquêtes ainsi que la définition des types d'habitat sont présentés plus haut (cf. chapitre II, paragraphe 2).

En 1981, une étude relative à Bamako (A 1) présentait la répartition constatée de la population en fonction du type de distribution d'eau, et donnait une estimation des consommations spécifiques en fonction des trois modes de distribution retenus (cf. encart ci-contre).

---

1 "enquête sur les caractéristiques socio-économiques des ménages et les conditions actuelles d'habitat à Yaoundé (MAETUR), cité par J.P. LAHAYE" (B2)

BAMAKO - ESTIMATION DES CONSOMMATIONS ET REJETS EN FONCTION DES USAGES

ET MODES DE DISTRIBUTION

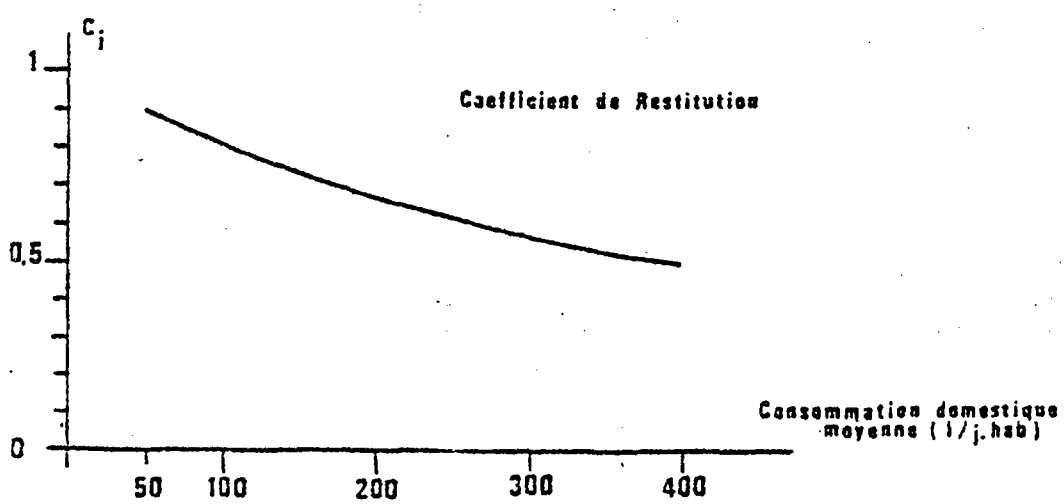
USAGE	Q (l/j/personne)	%
bain	20.60	65.75
toilette anale	1.3	3.4
boisson	3.5	6.10
cuisine	2.4	5.7
eau vaisselle	2.5	6.7
lavage du linge	1.3	3.4

MODE D'ALIMENTATION	VOLUME REJETE
branchements particuliers	
- grand standing	170 l/j/hab
- autres	65 l/j/hab
Bornes fontaines	25 l/j/hab

(extrait de A1)

COURBE DE RESTITUTION EN FONCTION DE LA CONSOMMATION

PROPOSEE POUR YAOUNDE - DOUALA



(extrait de A2)

Compte-tenu de ces disparités, les consommations en eau potable actuelles sont à déterminer dans chaque cas, par une enquête ne se limitant pas aux consommations moyennes des habitants alimentés par le réseau public, mais permettant de les définir pour les différents types de zones à aménager.

b) Détermination du taux de restitution

L'eau consommée ne parvient pas en totalité à l'égout. L'eau d'arrosage par exemple est absorbée par le sol, l'eau de lavage des rues se retrouve dans le réseau d'eaux pluviales. Il en va de même dans certaines zones d'habitat pour les eaux ménagères. De ce fait, il est difficile d'évaluer un coefficient global de restitution applicable sur une consommation d'eau moyenne. En toute rigueur, cette évaluation ne pourrait se faire que sur la base de la connaissance de la répartition de la consommation en fonction de l'utilisation.

- dans le cadre de son étude relative à Bamako (A 1) SAFEGE proposait pour les particuliers des ordres de grandeur en fonction de l'usage et du mode d'alimentation (voir encart ci-contre).

- dans son "étude générale d'assainissement pour les villes de Yaoundé et Douala", SCET proposait en première approche l'utilisation d'une courbe liant le taux de restitution à la consommation domestique moyenne (voir encart ci-contre).

c) usagers particuliers

- pour estimer la dose unitaire de rejet des établissements publics des industries et des commerces, on utilise généralement la notion d'équivalence à un habitant (eqh) qui présente l'avantage d'une unité de compte homogène pour tous les usagers, permettant ainsi des comparaisons entre les secteurs d'activités différentes et de calculer la dimension des ouvrages d'épuration. A titre d'exemple, nous retiendrons les équivalents à 1 habitant habituellement proposés pour divers établissements publics (cf. ci-après) ; il reste évident que ces chiffres sont à revoir dans chaque cas particulier en fonction du niveau de confort sanitaire de l'établissement.

- pour les activités artisanales et industrielles, une enquête doit être réalisée dans chaque cas compte-tenu de la variabilité des besoins en eau en fonction du type de production et du processus industriel. Par ailleurs, les quantités d'eau effectivement rejetées à l'égout sont très variables elles-mêmes, en fonction des possibilités de recyclage d'une partie de l'eau consommée (refroidissements ...).

Les industries les plus fréquentes dans les agglomérations urbaines africaines sont les : brasseries, abattoirs, unités textiles diverses, tanneries et laiteries. Nous donnons à titre indicatif les quantités d'eaux usées rejetées par certaines de ces industries en se basant sur une étude effectuée à Bujumbura (B.11).

ETABLISSEMENTS PUBLICS - EQUIVALENTS A UN HABITANT

Ecole	4	élèves	= 1 eqh
Collège avec internes	2	élèves	= 1 eqh
Hôpital	0,5	lit	= 1 eqh
Hôtel	1	lit	= 1 eqh

EVALUATION DES REJETS D'EAUX USEES POUR DIFFERENTES INDUSTRIES FREQUENTES DANS LES AGGLOMERATIONS AFRICAINES (B 11)

Brasserie	1 m^3 E.U./ hl bière
Limonaderie	0,175 m^3 E.U./hl limonade
Abattoir	1 m^3 E.U./tête
Laiterie	3 m^3 E.U./m3 lait
Tannerie	40 m^3E.U./tonne de peaux

Voir : "l'assainissement individuel" BCET (1982) p. 30

Consommation d'eau en litres par jour :

- Logement (1 WC, 1 salle de bain, 1 évier)	80 l/j/hab
- C.E.G. élève interne	40 l/j/élève
- C.E.G. élève externe	10 l/j/élève
- Hôpitaux	400 l/j/lit
- Dispensaire	5 l/j/visite
- Bureaux	10 l/j/emploi
- Hôtels	160 l/j/chambre

(normes utilisées par la Société de Distribution d'Eau de Côte d'Ivoire.
- SODECI - pour le dimensionnement des projets d'AEP).

d) débit maximum d'avenir

C'est à partir de la consommation d'eau par habitant et par 24 heures correspondant aux plus fortes consommations journalières estimées pour l'année de l'horizon de projet que sera effectuée l'estimation des débits. Il conviendra donc de tenir compte :

- de l'accroissement prévisible de la population correspondant aux plans d'aménagement et schémas directeurs d'urbanisme.

- du développement probable de la consommation humaine, en fonction de l'évolution de l'habitat, de la rénovation de certains secteurs, de l'évolution du niveau de confort.

Ce type de raisonnement conduit habituellement à retenir, pour le dimensionnement des réseaux, des débits maxima d'avenir évalués à partir d'une dose globale par habitant ou équivalent habitant, toutes activités et secteurs confondus. Ce mode de calcul grossier ne permet pas alors de couvrir les disparités de volumes unitaires de rejets que l'on a constatées au niveau des débits moyens actuels et que le développement des consommations et du confort dans l'avenir ne pourront pas effacer totalement.

De ce fait, lors du calcul des dimensions du réseau, les débits d'eaux usées dans l'avenir prendront en compte une modulation basée sur un découpage de l'agglomération en différents secteurs différenciés du point de vue des consommations en eau et des taux de restitution.

e) Variation des débits d'eaux usées, coefficients de pointe

Après avoir estimé le débit moyen journalier "qm" (1) à considérer en un point P du réseau, on déterminera le coefficient de pointe au point "P" qui est le rapport entre le débit maximal et le débit moyen au cours de cette même journée. Ce coefficient de pointe est largement influencé par la consommation, le nombre de raccordements, et le temps d'écoulement dans le réseau qui dépend en particulier de sa longueur. Il décroit avec la consommation totale, et avec le nombre de raccordements dont la répartition sur le parcours du réseau contribue à l'étalement de la pointe du fait de la dispersion dans le temps qu'elle suppose. On considère en général ce coefficient compris entre 4 dans les têtes de réseaux et 1,5 dans les parties aval. L'instruction technique française propose la formule suivante :

$$CP = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{qm}} \qquad \text{(avec qm en l/s)}$$

Cette formule empirique n'a jamais fait l'objet d'une vérification en Afrique.

---

1 il s'agit du débit de la journée de la plus forte consommation au cours de l'année d'avenir.

L'estimation des coefficients de ruissellement est toujours un problème délicat. C'est pourquoi nous suggèrons qu'une étude soit menée dans les différents Etats Membres du Comité pour en définir un mode d'estimation basée sur des paramètres faciles à appréhender par le concepteur (cf. chapître VI - paragraphe 2.8.).

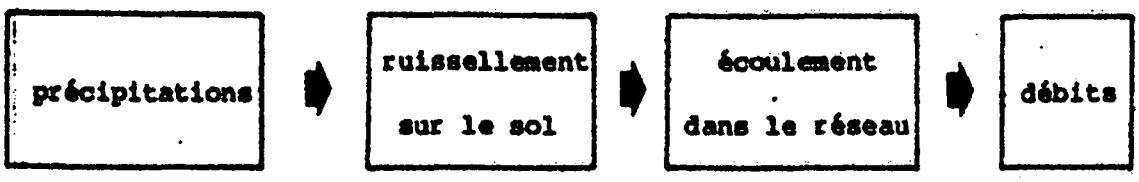
On trouvera en annexe n° 4 mise en oeuvre de la méthode superficielle des tableaux donnant les valeurs habituellement prises en compte pour ces coefficients en France.

f) drainage de la nappe

Dans les zones où la nappe phréatique est proche, il est prudent de surdimensionner les collecteurs pour tenir compte de l'apport de la nappe qui s'opèrera par les défectuosités du réseau.

1.1.2. Débits d'eaux pluviales

Les méthodes d'évaluation des débits pluviaux reposent sur l'analyse du processus de transformation pluies-débits qui peut être schématisé comme suit :



Les facteurs mis en jeu dans ce processus sont à la fois d'ordre :

- climatologique : caractérisant les précipitations à considérer (intensités, durées, fréquences).

- hydrologique : traduisant l'importance du ruissellement (surface et topographie du bassin, pertes à l'écoulement...).

- hydraulique :représentant le phénomène de propagation de la crue dans le réseau à l'amont du point de calcul (caractéristiques géométriques du réseau).

Suivant la manière dont ces facteurs sont pris en compte, les méthodes d'évaluation des débits pluviaux peuvent être classés en deux catégories :

- les modèles globaux issus d'une démarche empirique et intégrant l'ensemble des phénomènes générateurs des débits par le biais de quelques uns seulement des facteurs jugés primordiaux au vu de l'expérience.

- les modèles élaborés procédant d'une démarche théorique plus complexe dans laquelle les divers phénomènes sont analysés pour mettre en évidence les facteurs contribuant à leur évolution et les traduire par des lois physiques et mathématiques.

a) modèles globaux

Parmi les méthodes utilisées par les ingénieurs en hydrologie urbaine, on peut citer :

- la méthode rationnelle, la plus ancienne, et largement utilisée dans le monde. Elle établit une relation directe entre :

  . le débit maximum à l'exutoire du bassin considéré,

  . le coefficient de ruissellement,

  . l'intensité moyenne de précipitation,

  . la superficie du bassin,

La formule de base est simple, son application peut s'avérer plus lourde pour une utilisation manuelle si l'on intègre tous les correctifs proposés et si l'on procède à une décomposition analytique fine du bassin.

- la méthode superficielle de Caquot, utilisée en France. C'est une variante de la méthode rationnelle prenant en compte l'effet d'ecrêtement du débit par le réseau. Elle se traduit par une formule donnant le débit de pointe en fonction des seules caractéristiques du bassin (surface, pente et coefficient de ruissellement).

<u>La formule rationnelle débitmétrique</u> (cf. annexe n°3)

Basée sur la constatation que le débit maximum est obtenu si la durée de la pluie est au moins égale au temps de concentration, c'est-à-dire au temps que met la goutte d'eau tombée au point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour parvenir au point de calcul, la méthode rationnelle aboutit à une expression de la forme générale :

$$Q_p\ (T) = C\ .\ i\ (t_c,\ T)\ .\ A$$

expression dans laquelle:

Q_p (T) est le débit de pointe pour la période de retour T choisie

C est le coefficient de ruissellement

i (t_c,T) est l'intensité moyenne de la pluie d'une durée égale au temps de concentration t_c pour la période de retour T. i et t sont liées par une relation de la forme :

$i = a\ t^b$ (formule de Montana)

A est la superficie drainée à l'amont du point de calcul.

Compte tenu des unités les plus fréquemment utilisées (i en mm/h, A en km^2 et Q en m^3/s la formule rationnelle s'écrit :

$$Q_p = 0,278\ C\ .\ i\ .\ A$$

On tient compte, par ailleurs, de l'inégale répartition spatiale de la pluie par l'introduction dans la formule d'un coefficient réducteur K ou l'affectation d'un exposant (1-ε) au terme A.

La méthode rationnelle ne s'applique que sur des bassins versants dont la superficie ne dépasse pas 4 km^2.

Elle ne donne que des résultats approchés généralement par excès du fait de :

- la prise en considération de l'intensité moyenne des précipitations (qui est en fait un artifice de simplification d'un véritable hyétogramme).

- la non prise en considération de la capacité de stockage du réseau

La formule superficielle de Caquot (cf. annexe n° 4)

En considérant qu'entre le début de l'averse et l'instant tc où le réseau délivre un débit maximum, le volume d'eau ruisselé est égal à la somme des volumes écoulé à l'exutoire et accumulé dans le réseau durant la même période et en remarquant par ailleurs que le temps de concentration tc est fonction de la vitesse de ruissellement, donc du débit et des caractéristiques géométriques du bassin (tc = f (Q, A, pente)), CAQUOT a pu établir la formule générale suivante exprimant le débit en fonction de ces seules caractéristiques :

$$Q_p = K\ .\ p^u\ .\ C^v\ .\ A^w$$

dans laquelle :

p est la pente moyenne du bassin

K, u, v, w des coefficients fonction des coefficients a et b de la formule de Montana.

L'intérêt principal de cette formule réside dans sa simplicité. Elle permet d'utiliser au mieux l'information pluviométrique dont on dispose et donne la valeur du débit de pointe sous une forme monome pouvant se traduire simplement en abaques ou être traitée sans gros moyen de calculs.

QUELQUES EXEMPLES D'ADAPTATIONS A L'AFRIQUE DE LA FORMULE DE CAQUOT (T = 10 ANS)

Côte d'Ivoire (d'après le Bureau National d'Etudes Techniques du Développement).

Zone côtière $Q\ (l/s) = 1\ 260\ p^{0,18}\ C^{1,10}\ A^{0,84}$

Région Centre-Est $Q\ (l/s) = 2\ 270\ p^{0,27}\ C^{1,15}\ A^{0,80}$

Région Centre-Ouest $Q\ (l/s) = 1\ 800\ p^{0,25}\ C^{1,14}\ A^{0,84}$

Région Nord $Q\ (l/s) = 1\ 250\ p^{0,18}\ C^{1,18}\ A^{0,84}$

Zone Sahélo-soudanaise (d'après le département hydraulique de l'Ecole Inter-Etats des Ingénieurs de l'Equipement Rural à Ouagadougou)

$$Q\ (l/s) = 850\ p^{0,20}\ C^{1,11}\ A^{0,80}$$

Cameroun (d'après SCET INTERNATIONAL)

Yaoundé $Q\ (l/s) = 2\ 257\ p^{0,25}\ C^{1,175}\ A^{0,807}$

Douala $Q\ (l/s) = 2\ 575\ p^{0,21}\ C^{1,15}\ A^{0,83}$

Tous ces ajustements ont été effectués à partir de la formule générale suivante :

$$Q_{(T)} = \frac{a(T)\mu b(T)}{6.(\beta + \delta)} \times I^{\frac{1}{1-b(T)xf}} \times p^{\frac{b(T)xc}{1-b(T)xf}} \times A^{\frac{1}{1-b(T)xf}} \times C^{\frac{b(T)xd - e+1}{1-b(T)xf}}$$

explicitée en fonction des coefficients a (T) et b (T) connus à l'époque pour ces régions. Remarquons à ce sujet que de nouvelles formules peuvent être établies pour tous les pays membres du C.I.E.H. (et pour les différentes régions) à partir des coefficient de Montana tirés de l'étude C.I.E.H. "Courbes hauteurs de pluie, durée, fréquence en Afrique de l'Ouest et Centrale pour des pluies de durée 5 minutes à 24 heures" (C. PUECH et D.CHABLI-GONNI) (janvier 1984)

Formule générale proposée dans l'étude C.I.E.H./IER de 1972

$$Q\ (/s) = 167 \times 12^{b} \times a \times C \times p^{b/2} \times L^{b} \times A^{0,95}$$

P = pente du réseau en m/m

L = longueur du plus long chemin hydraulique en m,

A = surface du bassin versant en ha

a et b = paramètres de la formule de Montana

Dans le domaine actuel de vérification de l'ajustement du modèle, la formule superficielle est valable dans les conditions suivantes :

- en ce qui concerne la surface du bassin ou du groupement de bassins, la limite supérieure est fixée impérativement à 200 hectares.

- en ce qui concerne la pente, la valeur de p doit rester comprise entre 0,2 % et 5 %. Dans le cas de groupement de bassins, le rapport entre les pentes extrêmes déterminées pour chaque bassin doit rester inférieure à 20.

- en ce qui concerne le coefficient de ruissellement, il doit rester compris entre 0,2 et 1.

FORMULES SUPERFICIELLES APPLICABLES EN FRANCE SELON LES REGIONS ET LES PERIODES DE RETOUR

Périodes de retour. T = 1/F.	Paramètres. a (F).	b (F).	Formules superficielles en m²/s. Q =			
RÉGION I.						
10 ans	5,9	— 0,59	1,430	I 0,29	C 1,20	A 0,78
5 ans	5,0	— 0,61	1,192	I 0,30	C 1,21	A 0,78
2 ans	3,7	— 0,62	0,834	I 0,31	C 1,22	A 0,77
1 an	3,1	— 0,64	0,632	I 0,32	C 1,22	A 0,77
RÉGION II.						
10 ans	6,7	— 0,55	1,601	I 0,27	C 1,19	A 0,80
5 ans	5,5	— 0,57	1,290	I 0,28	C 1,20	A 0,79
2 ans	4,6	— 0,62	1,087	I 0,31	C 1,22	A 0,77
1 an	3,5	— 0,62	0,780	I 0,31	C 1,22	A 0,77
RÉGION III.						
10 ans	6,1	— 0,44	1,296	I 0,21	C 1,14	A 0,83
5 ans	5,3	— 0,51	1,327	I 0,24	C 1,17	A 0,81
2 ans	5,0	— 0,54	1,121	I 0,26	C 1,18	A 0,80
1 an	3,8	— 0,53	0,894	I 0,26	C 1,18	A 0,80

(extrait de C1)

La formule de Caquot dont l'utilisation en France est recommandée par l'Instruction Interministérielle du 22 juin 1977 a fait l'objet, sous sa forme classique, de nombreux ajustements pour son application dans les pays membres du C.I.E.H. Signalons également l'étude C.I.E.H./EIR de 1972 "Essai d'adaptation à l'Afrique Tropicale des méthodes de calcul du ruissellement pluvial urbain" (L. LEMOINE et C. MICHEL aboutissant à une nouvelle formulation faisant intervenir, en plus des paramètres de la formule classique, la longueur L du plus long chemin hydraulique (voir encart ci-contre).

Quelques modèles élaborés en usage

- programme RERAM : réalisé par le Centre d'Etude Technique de l'Equipement (CETE) d'Aix-en-Provence et le L.H.M. de Montpellier.

- programme CAREDAS : proposé par SOGREAH.

- programme HYDRO-LIGNEAU : établi par SAGETOM.

- programme CUIDAD : mis au point par le CEMAGREF d'Aix-en-Provence.

- programme SERAIL : mis au point par la Société d'Economie Mixte d'Informatique Communale de la Région Rhône Alpes.

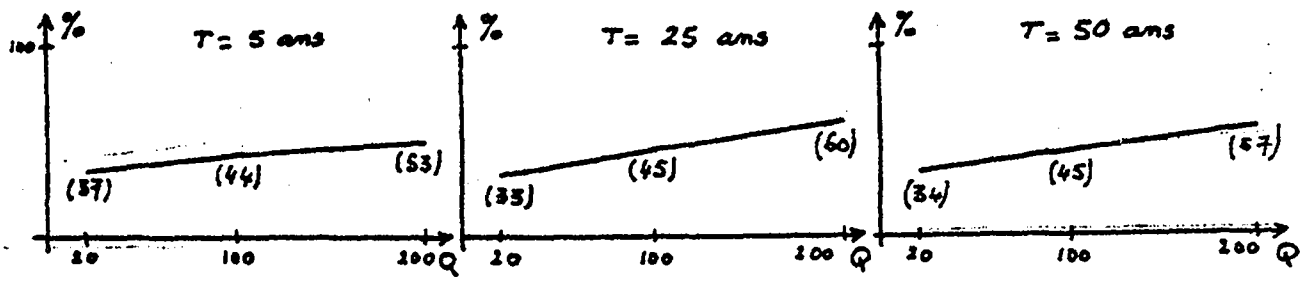
- programme du Bureau Central d'Etudes pour les Equipements d'Outre-Mer (B.C.E.O.M.) à La Grande Motte.

  Ce programme a notamment été utilisé pour l'étude d'assainissement du plateau du Banco à Abidjan.

  A l'occasion de cette étude, afin de juger de l'intérêt d'un tel modèle, les auteurs ont pû effectuer la comparaison des résultats obtenus avec ceux résultant de l'utilisation de la méthode de Caquot. Cette comparaison a montré que les sections dimensionnées à l'aide de la méthode de Caquot pourraient en fait véhiculer des débits très supérieurs, ce qui se traduit par :

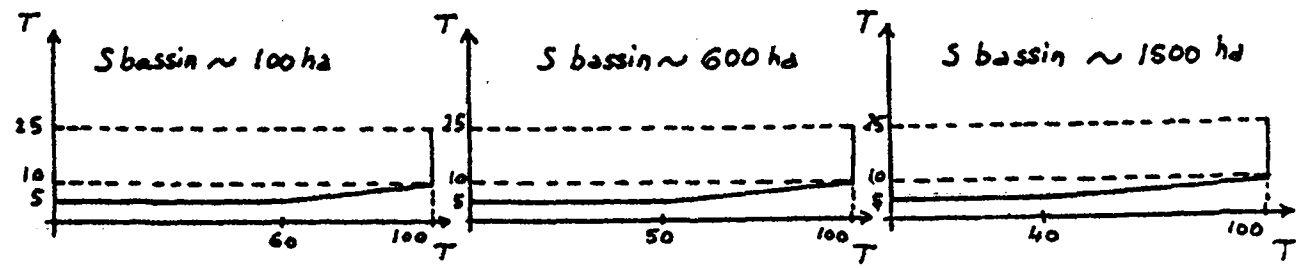
- pour une période de retour choisie, un débit de projet plus faible nécessitant donc des ouvrages plus réduits (voir graphique 1).

- pour une section d'ouvrage donnée (ouvrages existants) des risques de défaillance moindres s'ils sont estimés par le modèle que s'ils sont estimés par la méthode de Caquot (voir graphique 2).



Graphique 1 - Pourcentage de reduction des débits à prendre en compte du fait de l'utilisation du modèle

en abscisses : débits calculés par la méthode de CAQUOT (en m3/S)
en ordonnées : pourcentage de réduction de ces débits s'ils sont calculés par le modèle



Graphique 2 - Equivalence des périodes de retour

en abscisses : périodes de retour estimées d'après le modèle
en ordonnées : périodes de retour estimées par la méthode de CAQUOT

b) modèles élaborés

Dans ce type de modèle la complexité des phénomènes étudiés est plus ou moins partiellement ignorée. Ces phénomènes sont considérés comme faisant partie d'un système réalisant la transformation de la fonction d'entrée (hyétogramme de la pluie) en fonction de sortie (hydrogramme de crue). La validité du modèle et son ajustement sont réalisés à partir d'études expérimentales. Comme il est à craindre que les ajustements réalisés sur un bassin ne soient pas extrapolables, un ajustement des paramètres sur divers types de bassins expérimentaux soumis à des conditions climatologiques différentes s'impose.

Outre que leur utilisation n'est pas, comme pour les modèles globaux, limitée par certaines caractéristiques du bassin (surface, pente...)l'intérêt des modèles élaborés réside dans le fait qu'ils permettent :

- d'étudier le fonctionnement du réseau dans des conditions différentes de celles qui ont servi de base à la conception et en conséquence de moduler aisément les choix de la période de retour sur les différents tronçons du réseau (cf. chapitre III, paragraphe 1.2.2.)

- d'étudier l'effet sur l'écoulement d'ouvrages spéciaux (bassins de retenue, déversoirs...).

c) choix de la méthode

Il importe tout d'abord de noter que, quelle que soit la méthode de calcul utilisée, la valeur des résultats dépend en premier de la valeur des données de base prises en compte (données pluviométriques, coefficients de ruissellement...). On remarquera néanmoins que les différents modèles ne sont pas équivalents au plan de la fiabilité des résultats, les modèles élaborés, prenant plus en compte les réalités physiques du bassin et de la pluie, étant, à cet égard, plus à même que les modèles globaux de cerner la réalité.

Outre le degré de précision des résultats, dont il conviendra d'apprécier l'intérêt dans chaque cas particulier, le choix de la méthode d'évaluation des débits pluviaux sera guidé par les considérations suivantes :

- modèles globaux

  . ils sont faciles d'emploi lorsqu'on dispose des formules applicables (1) (formule de Montana pour la méthode rationnelle, formule de Caquot pour la méthode superficielle) et ne nécessitent que peu de moyens de calcul.

---

1 rappelons pour mémoire à ce sujet que le C.I.E.H a publié pour 87 stations réparties dans 13 pays d'Afrique (dont les pays membres du Comité) les coefficients a et b de la formule de Montana.

Notons cependant que la recherche d'une meilleure précision (introduction de termes correctifs, considération de groupements de bassins..) peut compliquer quelque peu les calculs.

. ils ne nécessitent que des données globales (intensités maximales moyennes des pluies en fonction de leurs durées et de leurs fréquences, prise en compte du bassin limitée à la détermination de quelques-unes de ses caractéristiques : surface, pente, données nécessaires à l'estimation des coefficients de ruissellement...).

. en corollaire, ils ne sont pas adaptés aux cas particuliers. L'application à des régions de formules élaborées sur la base de données propres à d'autres régions, parfois éloignées, peut ne pas être justifiée.

. elles ne donnent que des résultats globaux (débits de pointe), parfois insuffisants pour apprécier l'intérêt de certains aménagements.

. elles se prêtent mal à la prise en compte d'ouvrages spéciaux (bassins de retenue, déversoirs...).

Malgré leurs limites, ces méthodes seront très généralement suffisantes pour permettre la prise de décision au niveau de la planification.

— modèles élaborés

. ils nécessitent d'importants moyens de calcul.

. ils nécessitent des données détaillées, tant sur les pluies dont il faut connaître (ou reconstituer empiriquement) la distribution dans le temps (hyétogramme) que sur le bassin dont il faut avoir une bonne connaissance du réseau de drainage.

. en contrepartie ils fournissent des résultats plus complets sur la propagation de l'écoulement, notamment les hydrogrammes permettant de mieux apprécier l'importance du risque en cas d'insuffisance et de dimensionner le réseau en conséquence.

. ils se prêtent facilement à la prise en compte d'ouvrages spéciaux (bassins de retenue, déversoirs...) et à l'étude de variantes.

En tout état de cause, l'intérêt de ces méthodes de calcul paraît évident lorsqu'il s'agit de projets complexes.

1.2. ESTIMATION DE LA CHARGE POLLUANTE

1.2.1. Eaux usées

Le choix d'un procédé d'épuration et du niveau de traitement résultera de l'analyse de l'impact de l'effluent rejeté sur l'état du milieu récepteur qui, compte tenu de ses caractéristiques propres (capacité de dilution, d'auto-épuration, dispersion,etc...) devra être compatible avec l'objectif de qualité retenu.

La diversité des matières introduites dans les effluents urbains, le degré de décomposition des eaux usées pendant la durée de séjour dans le réseau, la concentration des éléments indésirables sont autant de risques de contamination, de fermentation et de sédimentation dans les milieux récepteurs où la toxicité de ces polluants peut s'exercer à l'égard des êtres vivants et des plantes.

a) effluents urbains

Ces polluants peuvent être biodégradables si les éléments sont fermentescibles : c'est généralement le cas des eaux ménagères. Ils peuvent également être organiques non biodégradables ou contenir des toxiques acides ou des poisons : c'est le cas lorsque les effluents contiennent des eaux usées industrielles. D'autres éléments inertes peuvent être polluants et peuvent se déposer dans le milieu récepteur sous forme de sédiments (sable, argile, poussières...). Enfin de nombreux germes pathogènes peuvent être évacués par les eaux vannes sous la forme de bactéries (thyphoïde, choléra,...), de virus (hépatite, poliomyélite,...) ou de protozoaires (paludisme...). En dehors de la teneur éventuelle en substances toxiques ou en poisons et de la contamination microbienne, le degré de pollution des eaux résiduaires urbaines est caractérisé par les paramètres suivants :

- les matières en suspension (M.E.S.),
- les matières oxydables (M.O.),
- les sels dissous,
- l'azote total.

CHARGE POLLUANTE UNITAIRE

1. EXPERIENCE ET NORMES FRANCAISES

Grandes agglomérations

Charge Nature de la pollution	Matières minérales (mg/l)	Matières organiques (mg/l)	Matières totales (mg/l)	DBO_5 (mg/l)
Matières en suspension				
. séparables par décantation	130	270	400	130
. non séparables par décantation	70	130	200	80
Matières dissoutes	330	330	660	150
TOTAL	530	730	1 260	360 (1)

(1) sur la base d'un rejet de 150 l/j/hab, cette valeur correspond à une charge en DBO de 54 g/hab/jour.

Petites agglomérations (800 à 3 000 habitants sans industrie)

DBO_5	29 g/hab/j	DCO	54 g/hab/j
MES	17 g/hab/j	Azote total	6,3 g/hab/j

Valeurs proposées par R. SLAVIC pour standing moyen de type urbain et habitats diffus

DBO_5	37 g/hab/j	DCO	85 g/hab/j
MES	32 g/hab/j	Azote total	6,0 g/hab/j.

2. Quelques chiffres de DBO_5 relevés dans des projets d'assainissement urbain en Afrique

- à Dakar - Etude GEOPROJETTI (A 9)
  - . quartiers "Socio économiquement élevés" 54 g/hab/j
  - . quartiers "en voie d'évolution" 35 g/hab/j
- à Niamey - Etude G.K.W (A 3) 60 g/hab/j
- à Bujumbura (B 11) 65 g/hab/j.

Tous ces chiffres sont des estimations faites pour l'établissement de projets et ne reposent sur aucune mesure de terrain. Une étude est suggérée pour apprécier les charges unitaires de pollution (cf chapitre VI paragraphe 2.5).

Charge polluante unitaire:

La mesure de la charge polluante est déterminée à partir d'un échantillon prélevé, représentatif de l'écoulement et correspondant au débit.

L'estimation de la charge polluante se fait par la mesure des concentrations suivantes :

- les matières en suspension (M.E.S) comprenant les matières organiques et les matières minérales, exprimées en milligramme par litre d'effluent (mg/l), ou en gramme par jour et par habitant quand on les rapporte à la dose unitaire.

- la demande biochimique en oxygène à 5 jours (DBO_5) :

  La DBO_5 se définit par la quantité d'oxygène consommée pendant 5 jours à 20° C pour absorber une partie importante des matières organiques contenues dans l'échantillon d'eaux usées considéré. (La charge s'exprime en mg/l et la "teneur" en g/hab/jour).

- la demande chimique en oxygène (DCO) :

  La DCO représente la quantité d'oxygène nécessaire pour décomposer par oxydation puissante, les matières contenues dans l'eau usée considérée (s'exprime en mg/l et en g/hab/jour).

- autres caractéristiques dont il est usuel de tenir compte :

  . l'azote organique et les sels ammoniacaux (NH_4^+) constituant la mesure d'azote Kjeldahl NTK (N organique + NH_4^+)

  . le pH

b) eaux résiduaires industrielles

Les eaux résiduaires industrielles peuvent contenir les substances les plus diverses. Selon l'activité industrielle concernée ces eaux peuvent être acides ou alcalines, corrosives ou entartrantes, de température élevée, odorantes, colorées et contenir des substances inhibitrices pour le processus d'épuration biologique du milieu récepteur. Pour ces rejets, les études doivent être menées cas par cas. La nature même des effluents, et parfois leur quantité, impliquent le plus souvent une épuration (ou du moins, un traitement préliminaire) au niveau même de l'unité industrielle.

EAUX RESIDUAIRES INDUSTRIELLES

Exemples de pollution (source : B 11)

Brasserie	1,5 kg	DBO_5/hl de bière
Abattoir	6,6 kg	DBO_5/tête de lait (*)
Laiterie	1,5 kg	DBO_5/m^3 de lait (*)
Savonnerie	22,5 kg	DBO_5/tonne de savon

(*) mesures sur abattoir et laiterie de Bujumbura

EAUX DE RUISSELLEMENT

Résultats d'échantillonnage dans le canal de la Gueule Tapée à Dakar (source : A 3)

Point de mesure	Condition pluviométrique	Débit (m3/s)	MES (ml/s)	DBO_5 (mg/l)	DCO (mg/l)
1	temps sec	40	8	181	121
	pluie (1)	182	9	109	154
	pluie (2)	263	9	120	180
	pluie (3)	416	11	111	195
2	temps sec	72	10	370	264
	pluie (1)	400	9	185	243
	pluie (2)	483	10	200	257
	pluie (3)	674	12	278	389
3	temps sec	99	11	500	362
	pluie (1)	578	11	250	300
	pluie (2)	752	12	254	320
	pluie (3)	900	15	390	519
4	temps sec	129	11	590	421
	pluie (1)	648	12	290	375
	pluie (2)	816	13	300	390
	pluie (3)	1 023	17	490	600

Pluie (1) : H = 26 mm T = 3.6 h i = 7.22 mm/h

Pluie (2) : H = 32 mm T = 2.7 h i = 11.85 mm/h

Pluie (3) : H = 32 mm T = 1.5 h i = 21.33 mm/h

Temps (sec) : mesure entre 12 et 18 heures

1.2.2. Eaux de ruissellement

En zones urbanisées, pendant les périodes sans pluie, des dépôts de substances diverses s'accumulent sur la chaussée, dans les caniveaux (graviers, sables, mais aussi déchets organiques divers...). Ces substances sont ainsi entraînées en masse par le premier flot des orages pratiquant un lavage du sol et des ouvrages de transport (canaux, caniveaux) où ils ont pû se sédimenter.

On a pu constater que la pollution de ce premier flot d'orage peut être très importante, voire être du même ordre ou supérieure à celle de l'effluent urbain (cf. encart).

On observe en général, une bonne corrélation entre la masse des matières solides et l'intensité de la pluie, la durée de la pluie influençant surtout les concentrations moyennes (MES, DCO, DBO_5).

La rugosité des revêtements de surface, la granulométrie des dépôts, le pourcentage de surface imperméable influencent également l'entraînement des dépôts de surface.

Une pollution plus spécifique pouvant concerner des substances nocives et toxiques (métaux lourds, plomb, zinc,...), minérales (huiles, graisses...) provient de la dégradation des revêtements de surface, du fonctionnement des véhicules à moteur (pertes d'essence, de lubrifiants, dégradation de pneus, garnitures de freins, rouille, gaz d'échappement, etc.).

Un certain nombre de modèles permettant de simuler les phénomènes liés à la pollution des eaux de ruissellement pluvial urbain ont été élaborés. Il semble que ceux-ci soient pour l'instant au stade exploratoire.

2. CONCEPTION DES OUVRAGES, CALCULS ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

2.1. LES OUVRAGES DE TRANSPORT

Il s'agit d'ouvrages classiques, et le plus souvent bien connus (canaux à ciel ouvert, conduites circulaires ou ovoïdes...). Nous rappellerons brièvement les différentes méthodes de calcul disponibles, ainsi que les limites imposées dans le choix des sections ou des vitesses.

LISTE DES COEFFICIENTS DE RUGOSITE K DE LA FORMULE DE MANNING ET STRICKLER

- Fossés naturels en très mauvais état et pente faible	10
- Fossés en très mauvais état, de pente 3 %	20
- Caniveau rugueux (galets, herbes...)	30
- Caniveau en terrain naturel ordinaire	30 à 40
- Caniveau en grosses maçonneries ou en stabilisé	45 à 60
- Caniveau en enrobé	60
- Caniveau en béton	70
- Collecteur en béton avec de nombreux branchements	70
- Collecteur en béton, grès, fonte...	80
- Collecteur gros diamètre en béton coulé en place, bien lissé (type SATUJO)	90
- Collecteur P.V.C.	100 à 120

(extrait de D 4)

2.1.1. Le calcul des dimensions des ouvrages

Il s'appuie sur la loi générale suivante :

$$Q = V \cdot S$$

dans laquelle :

Q est le débit connu en m^3/s

S est la section recherchée en m^2

V est la vitesse moyenne en m/s.

En écoulement à surface libre en régime uniforme, la formule la plus habituellement employés est celles de Manning -Strickler dont la forme monome se prête facilement aux calculs.

$$V = KR^{2/3}I^{1/2} \text{ avec :}$$

V = vitesse d'écoulement en m/s

R = rayon hydraulique moyen en m (c'est le rapport de la section d'écoulement en m^2 au périmètre mouillé en m).

I = pente de l'ouvrage en m par m

K = coefficient qui dépend des paramètres géométriques et hydrauliques de l'écoulement (forme de la section, nature des parois...) (voir les valeurs de K dans l'encart ci-contre).

Pour les canalisations circulaires ou ovoïdes, l'Instruction Technique Française du 22 juin 1977 recommande l'utilisation des formules suivantes :

- réseaux pluviaux en système séparatif ou unitaire :

$$V = 60\ R^{3/4}I^{1/2}$$

- réseaux d'eaux usées en système séparatif :

$$V = 70\ R^{2/3}I^{1/2}$$

dont on trouvera en annexe n° 8 les abaques d'utilisation.

Ces formules peuvent également être utilisées pour des écoulements en charge, I, pente motrice étant alors indépendante de la pente du radier.

RESEAUX SEPARATIFS EAUX USEES

PENTES MINIMALES NECESSAIRES POUR DES TAUX DE REMPLISSAGE INFERIEURS A 50 %

Ø	40 %	30 %	20 %	10 %
0.200	6,7	9,0	14,3	34,0
0.250	5,0	6,7	10,6	15
0,300	3,9	5,3	8,4	9,0
0.350	3,2	4,3	6,8	16
0.400	2,7	3,6	5,7	13
0.450	2,0	2,7	4,2	10

PENTES MAXIMALES ADMISSIBLES DANS LES CANALISATIONS CIRCULAIRES D'ASSAINISSEMENT

Ø (m)	pente (m/km)
0.200	220
0.250	160
0.300	130
0.400	90
0.500	65
0.600	50

VITESSES MAXIMALES ADMISSIBLES DANS LES FOSSES NON REVETUS

FOSSES EN TERRE

- sables fins argileux ou limons argileux	0,75 m/s
- limons ou argiles sableuses (sable 50 %)	0,90 m/s
- argiles compactes	1,10 m/s
- mélanges de graviers, sables et limons	1,50 m/s
- graviers, cailloux moyens	1,80 m/s

(d'après A. BAKMETEEF Hydraulics of Open Channels Mc Graw Hill)

FOSSES ENHERBES

Pente (%)	Sols résistants à l'érosion	Sols facilement érodables
0 à 5	2,30 m/s	1,70 m/s
5 à 10	2,00 m/s	1,30 m/s
>10	1,70 m/s	1,00 m/s

D'après U.S. Soil Conservation Service

2.1.2. Conditions particulières

. Diamètres minimum

On retient en général pour les canalisations d'assainissement un diamètre minimal de 0.20 m pour les réseaux eaux usées en système séparatif et de 0.30 m pour les réseaux eaux pluviales.

. Vitesses minimales, pentes minimales

Les conditions d'autocurage en système séparatif eaux usées ont été exposées au chapitre III, paragraphe 2.1.1. Pour les réseaux unitaires ou pluviaux les conditions de l'autocurage sont moins sévères du point de vue de l'hygiène.

La contrainte d'autocurage devant être respectée dans les conditions les plus défavorables, il convient de vérifier que tel est bien le cas l'année de mise en service du réseau. Si QEU est le débit pour lequel est effectué le dimensionnement et Q_o le débit de l'année de mise en service, à la valeur Q_o/QEU correspond une valeur du taux de remplissage l'année de mise en service. Les courbes des débits et des vitesses en fonction du remplissage (voir annexe n° 8) en canalisations circulaires montrent qu'il n'y a aucun problème tant que le réseau ne connaît pas un taux de remplissage actuel inférieur à 50 % (pour lequel la vitesse est encore celle de la pleine section). Voir en encart ci-contre les valeurs de la pente minimale pour des taux de remplissage inférieurs.

. Vitesses maximales, pentes maximales

Le souci de prévenir la dégradation par érosion des conduites, joints et radiers des ouvrages ainsi que d'assurer la sécurité du personnel, conduit à ne pas dépasser une vitesse maximale de 4 m/s dans les canalisations. A pleine section, cette condition se traduit par le respect de pente maximale (voir encart ci-contre). Pour les fossés non revêtus, les vitesses maximales admissibles compte tenu des phénomènes d'érosion sont fonction de la nature des sols et de la couverture végétale (voir encart ci-contre).

2.2. LES OUVRAGES ANNEXES

Sous ce vocable on réunit habituellement différents ouvrages nécessaires au fonctionnement et à l'exploitation des réseaux. Pour la plupart d'entre eux nous ne rappelons que les dispositions constructives qui nous paraissent le plus adaptées, le dimensionnement n'appelant aucun commentaire particulier. Certains de ces ouvrages ayant pour but de faciliter l'entretien, leur conception et leur mode de dimensionnement éventuel sont développés au paragraphe 2.6. ci-après.

2.2.1. Regards de visite sur les réseaux enterrés

Ils servent d'accès au personnel d'entretien. Dans les galeries visitables (à partir de 1.80 m de hauteur), l'espacement entre deux regards ne devrait pas dépasser 100 mètres pour des raisons de sécurité. Pour les autres canalisations, l'espacement ne dépassera pas 50 mètres si l'on ne dispose pas de moyens modernes de curage ; dans le cas contraire, cet espacement pourra être porté à 80 mètres. En tout état de cause, un regard de visite doit être construit à chaque changement de direction et à chaque débouché d'affluent.

Les regards de visite peuvent être à section circulaire (diamètre de 1 m) ou carrée (côté : 1 mètre). Ils peuvent être centrés sur l'axe de la conduite ou déportés par rapport à celui-ci, cette disposition étant intéressante pour l'entretien lorsque l'égout se trouve sous une chaussée à fort trafic.

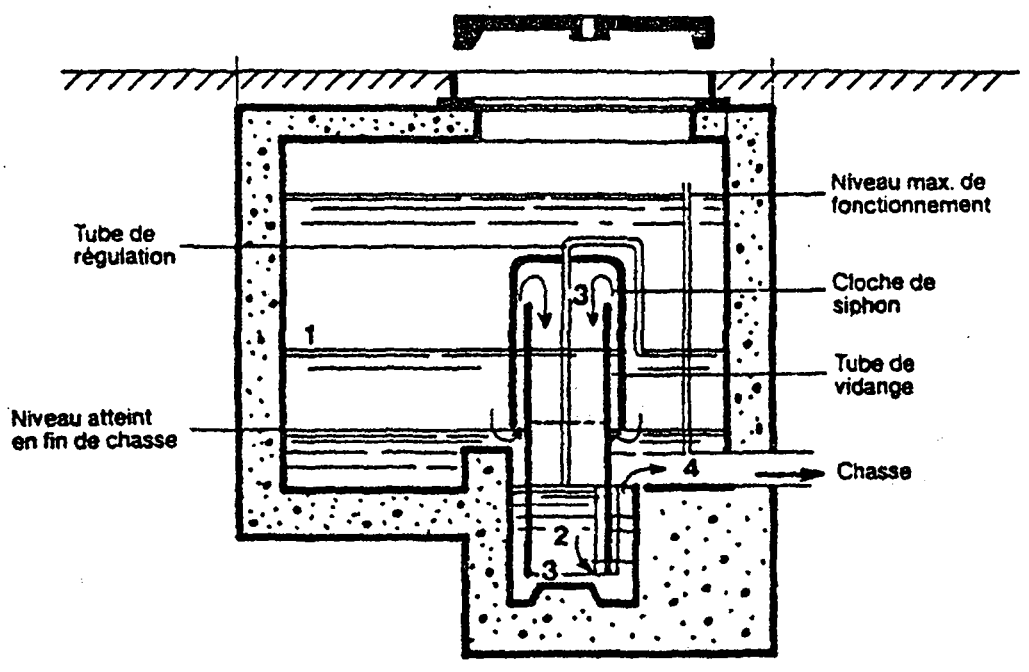
2.2.2. Bouches d'égout

Destinées à collecter les eaux de surface drainées par les caniveaux, on les dispose habituellement à l'exutoire des aires de potentialité de débit de 40 l/s (débit capable des avaloirs normalisés). Suivant la normalisation française, elles peuvent être à section circulaire de 0.50 m de diamètre ou rectangulaire de 1.00 m x 0.70 m, avec ou sans puisard de décantation. Elles se distinguent en outre suivant le type de collecte des eaux (bavette en béton ou grille métallique) et de couronnement (métallique ou en béton).

Il semble préférable en Afrique, compte tenu des conditions de service d'utiliser les dispositifs à grille et à couronnement métallique.

RESERVOIR DE CHASSE

PRINCIPE DE SIPHON A CLOCHE SIHOIDE



1 - L'eau monte jusqu'à la base du tube de régulation

2 - L'air comprimé sous la cloche chasse l'eau enfermée dans la partie basse du tube de vidange

3 - L'air comprimé échappe à la base du tube de vidange et la rupture d'équilibre provoque l'amorçage du siphon par le haut

4 - La chasse entre en fonctionnement par l'ajutage aval en communication avec le réseau.

(Extrait de D5)

2.2.3. Réservoirs de chasse

Les réservoirs de chasse sont des citernes de faible capacité (maximum 1 000 litres) qui se remplissent selon la cadence recherchée en fonction du nombre de lachures à réaliser sur 24 ou 48 heures par l'intermédiaire d'un siphon à fonctionnement automatique (cloche siphoïde) pour pallier à l'incapacité éventuelle d'autocurage du réseau. Cette incapacité étant toutefois difficile à estimer au stade d'une étude (particulièrement en Afrique) on prévoira a priori l'installation d'un tel dispositif en tête de chaque tronçon dont la pente ne dépasserait pas 2 % en système séparatif et 1 % en système unitaire, sans préjudice de ceux qui devraient être installés sur le parcours du réseau en raison de la faiblesse des débits transités (voir au chapitre III, paragraphe 2.1.1. a le tableau donnant la valeur des débits nécessaires pour assurer l'autocurage dans des conduites de différents diamètre).

2.2.4. Bassins d'orages (1)

Les bassins d'orage, établis en système unitaire, ont pour rôle de retenir la fraction la plus polluée de l'écoulement par stockage des premiers flots d'orage pour la traiter ensuite. Le bassin étant rempli, l'excédent est rejeté sans traitement au moyen d'un déversoir. L'eau emmagasinée est ensuite reprise à débit constant par la station d'épuration. Situé en amont immédiat de la station d'épuration, l'ouvrage est en fait la combinaison d'un bassin de retenue et d'un déversoir d'orage. (voir annexe 9).

2.2.5. Déversoir d'orage

Cet ouvrage interposé sur les réseaux de type unitaire est destiné à évacuer, en cas d'orage, le débit supplémentaire transitant dans le collecteur. Les eaux sont rejetées directement vers le milieu naturel, sans traitement, la dilution dans le milieu récepteur étant généralement importante. Le reste de l'effluent est dirigé vers la station d'épuration.

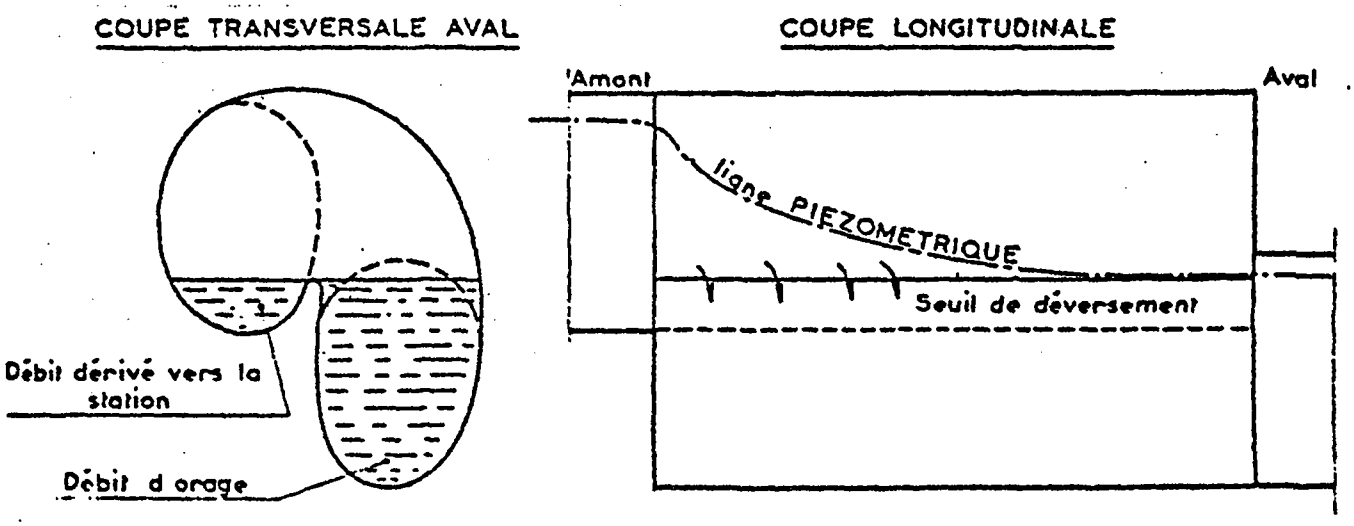
---

1 différents des bassins de retenue établis sur les réseaux séparatifs eaux pluviales.

DEVERSOIR D'ORAGE

DEVERSOIR A SEUIL LATERAL SIMPLE

FONCTIONNEMENT - SCHEMA DE PRINCIPE



Données de base du calcul :

Il n'y a pas de règles précises quant à la fréquence du fonctionnement des déversoirs d'orage - On considère habituellement qu'il n'est pas souhaitable d'avoir, du point de vue de l'hygiène, des déversements supérieurs à la fréquence mensuelle, une tolérance plus grande étant admise pour les rejets s'effectuant à l'aval des agglomérations. La fréquence a retenir est fonction des conditions locales de maintien de l'équilibre du milieu récepteur : débit (donc, dilution), pouvoir auto-épurateur de l'émissaire et charge de l'affluent.

Dimensionnement :

Parmi les différentes relations empiriques établies entre le débit et la longueur du seuil, nous retiendrons les formules expérimentales d'ENGELS :

- collecteur d'amenée à parois parallèles et section assistante :

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot L^{0,83} \cdot ho^{1,67}$$

- collecteur d'amenée avec étranglement au niveau du seuil déversant :

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot L^{0,9} \cdot ho^{1,6}$$

avec Q en m^3/s ..... débit de surverse
L en m ..... longueur de déversement
ho en m ..... charge sur l'extrémité aval du seuil
μ ..... coefficient de débit du seuil

On peut distinguer 3 types de déversoirs d'orage correspondant à des conceptions différentes du réseau pluvial :

- les déversoirs classiques (à seuil, à ouverture de radier, à siphon) dont le seuil de déversement est directement lié à la capacité du réseau aval ou de la station d'épuration. Le réseau d'assainissement ne joue alors qu'un rôle d'évacuateur.

- les déversoirs réglables automatiques permettant de s'adapter aux variations de débit de l'effluent pluvial. Ils permettent de minimiser le rejet au milieu récepteur des charges de pollution.

- les déversoirs "améliorés", qui participent au traitement partiel de la pollution des eaux (seuil déversant haut, chambre tranquilisante, déversoir "Vortex"...).

2.2.6. Bassins de dessablement

Ce sont des chenaux dont les caractéristiques géométriques de la section sont choisies de façon à ramener la vitesse de l'eau à une valeur de l'ordre de 0.30 m/s, la longueur étant déterminée en fonction de la vitesse de sédimentation des sables à piéger et de la hauteur d'eau à la sortie du chenal. Il est recommandé de prévoir des bassins à double compartiment pour faciliter l'extraction des sables sans perturber les écoulements.

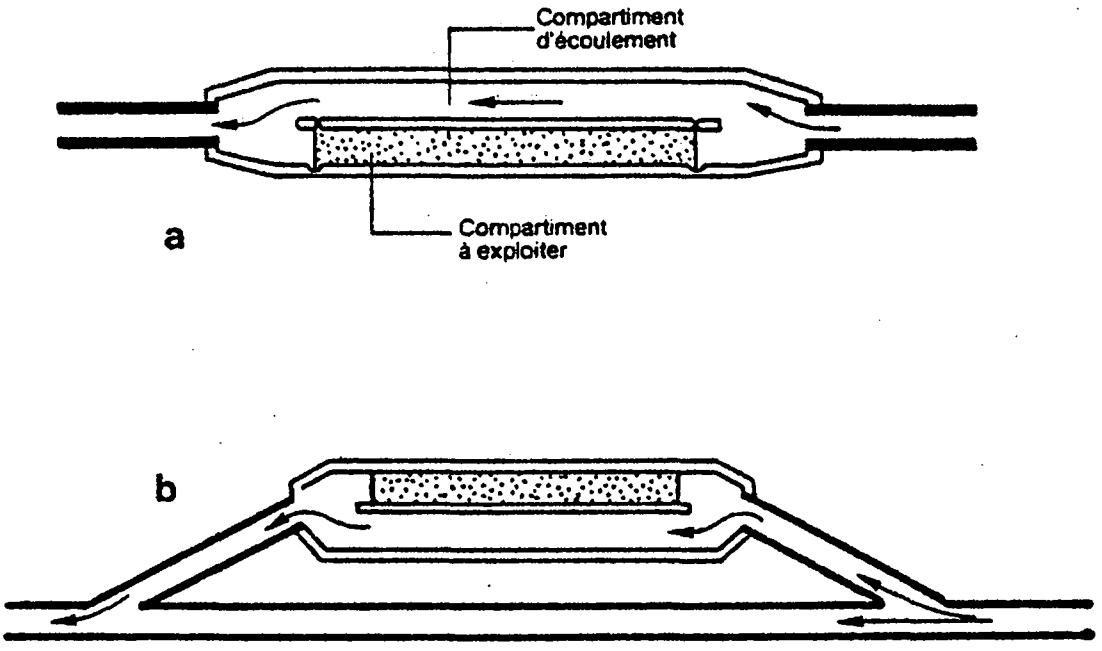
Ces ouvrages seront de préférence implantés sur le cours même du réseau. En cas d'impossibilité par manque de terrain, on peut adopter une solution consistant à disposer les chambres en dérivation du réseau, étant entendu que cette dérivation peut atténuer considérablement l'efficacité du système.

2.2.7. Stations de relèvement ou de refoulement

Ce sont des appareils destinés à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour contourner les difficultés provenant du franchissement d'un obstacle, soit pour modifier des conditions devenues économiquement inacceptables ou des conditions incompatibles physiquement avec les données d'aval. Ils impliquent, outre la consommation en énergie électrique, des contraintes d'entretien très importantes. Aussi, est-il éminemment souhaitable, même au prix de dépenses de premier établissement supérieures d'en limiter au maximum le nombre.

Les postes de relèvement sont destinés à relever, pratiquement sur place, et à faible hauteur les eaux d'un collecteur devenu trop profond, par le moyen de pompes centrifuges à canaux ou à vortex, de vis d'Archimède, d'éjecteurs ou d'émulseurs.

SCHEMAS DE BASSINS DE DESSABLEMENT LONGITUDINAUX



a - Ouvrage intégré (rendement maximum)

b - Ouvrage en dérivation (rendement atténué)

(extrait de D5)

Les postes de refoulement sont destinés à forcer le transport des effluents d'un point à un autre, souvent sur de grandes distances avec des dénivellations parfois élevées moyennant une mise en pression pour vaincre les pertes de charge à l'intérieur des conduites de transport. Les pompes utilisables en l'occurence sont essentiellement des pompes centrifuges.

La station comporte :

- une bâche de stockage destinée à pallier les variations journalières de débit amené par l'égout,

- un ensemble hydroélectrique constitué d'une ou plusieurs pompes et des tuyauteries nécessaires pour l'exhaure des effluents.

Différentes solutions pourraient être proposées en fonction des matériels disponibles et des schémas de fonctionnement envisageables (niveaux d'asservissement du démarrage et de l'arrêt des pompes...). Le concepteur aura à inventorier et à apprécier ces différentes solutions. Qu'il nous suffise de formuler ici quelques recommandations importantes pour l'exploitation. Il convient de :

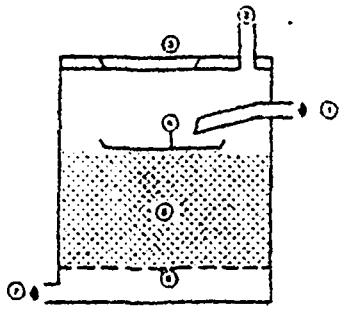
- ne pas surdimensionner la bâche au-delà du volume nécessité par le type de pompes installé, ceci afin d'éviter la décantation des effluents,

- veiller à ce que les démarrages des pompes restent compatibles avec le temps de séjour à l'abri de l'air,

- prévoir un secours, au moins partiel, en cas d'incident sur une pompe. Pour éviter les débordements en cas de panne de courant, il faut un trop-plein suffisamment bas sur la bâche, ou en cas d'impossibilité matérielle, un groupe électrogène de secours à démarrage automatique.

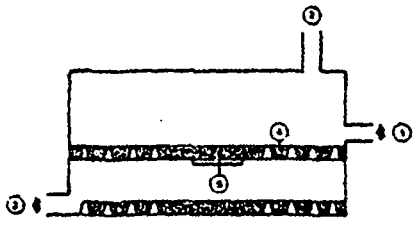
2.2.8. Ouvrages divers

Les raccordements de collecteurs, les dérivations, coudes, cheminées de chute, dissipateurs d'énergie, changements brusques de pente, surélévations de radier, passages en siphon, élargissements ou rétrécissements brusques engendrant des modifications du régime d'écoulement doivent faire l'objet d'une attention particulière.



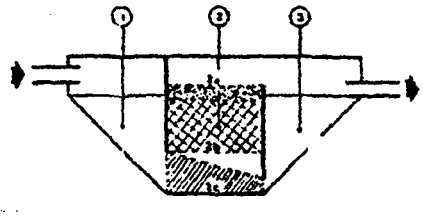
1. — Canalisation d'arrivée (sortie de fosse septique).
2. — Canalisation d'aération.
3. — Tampon de visite.
4. — Dispositif répartiteur de l'effluent.
5. — Filtre bactérien - Grosseur des matériaux 10 à 50 mm.
6. — Radier ajouré.
7. — Canalisation basse de sortie.

— Coupe schématique d'un filtre bactérien percolateur

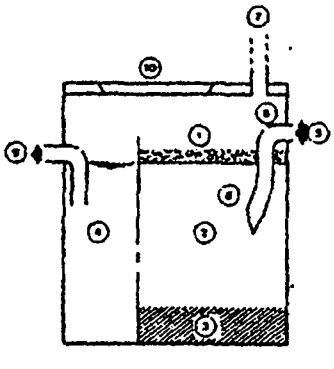


1. — Canalisation d'entrée.
2. — Canalisation d'aération.
3. — Canalisation de sortie.
4. — Canal garni de matériaux.
5. — Communication entre les deux lits.

— Coupe schématique d'un filtre bactérien horizontal à lits superposés

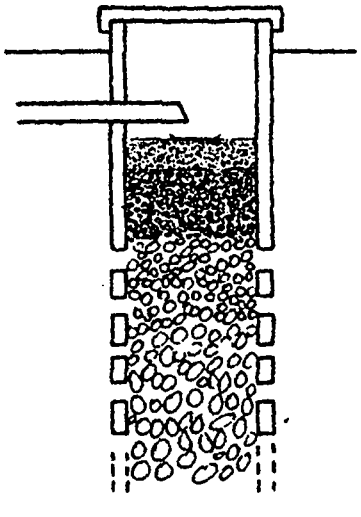


— Coupe schématique d'un séparateur à graisse



1. — Chapeau.
2. — Zone de liquide clair du premier compartiment.
3. — Zone d'accumulation des boues.
4. — Deuxième compartiment.
5. — Canalisation d'arrivée.
6. — Orifice de décompression.
7. — Canalisation d'évacuation des gaz.
8. — Forme évasée pour éviter les remous.
9. — Canalisation de sortie d'alimentation de l'élément épurateur.
10. — Tampon de visite.

— Coupe schématique d'une fosse septique à une cloison



— Coupe schématique d'un puits filtrant

(extrait de D5)

2.3. LES OUVRAGES D'ASSAINISSEMENT INDIVIDUEL (voir annexe 12)

2.3.1. Installations septiques normalisées

Ce sont celles utilisant les fosses septiques. Ces dispositifs ne reçoivent en principe que les eaux vannes; les eaux de cuisine, de toilette, de lessive étant traitées séparément dans un séparateur à graisse. Il existe toutefois depuis quelques années des fosses dites "toutes eaux" acceptant eaux vannes et eaux ménagères. Leur emploi n'est pas encore très répandu en Afrique en assainissement individuel.

Les installations septiques normalisées comportent :

- un élément liquéfacteur (fosse septique) conçu pour assurer la rétention, la décantation et la digestion des matières excrémentielles qui subissent une fermentation en espace confiné par l'intermédiaire de bactéries anaérobies.

- un élément épurateur destiné à assurer l'épuration par voie aérobie de l'effluent de la fosse. Cette épuration peut être réalisée par :

  . lit bactérien percolateur,

  . filtre horizontal dit "à cheminement lent",

  . épandage souterrain à faible profondeur, ce dispositif assurant en même temps l'évacuation de l'effluent au milieu naturel.

- un dispositif de rejet au milieu naturel qui peut être :

  . le réseau pluvial lorsqu'il existe et dans la mesure où le niveau du fossé est compatible avec cette disposition.

  . un puits filtrant.

Compte tenu de leur coût, les installations septiques normalisées (qui impliquent une consommation en eau suffisante $\geq$30 l/j/usager), sont essentiellement réservées à des populations ayant un bon niveau de revenus et des conditions de vie comparables à celles rencontrées dans les pays développés où ces dispositifs ont été normalisés.

Sous réserve d'une consommation en eau suffisante, les installations septiques normalisées peuvent donc être mises en oeuvre en Afrique avec les normes retenues dans les pays développés que nous reproduisons ci-après (normes françaises).

CAPACITES A DONNER AUX FOSSES SEPTIQUES

Nombre d'usagers		Capacité (*) de la fosse (en m^3)
minimal	maximal	
2	4	1
2	6	1,5
3	8	2
3	10	2,5
4	12	3
4	14	3,5
4	16	4
5	16	4,5
5	20	5
de 21 à 150 usagers		0,3 par utilisateur

(*) lorsque les eaux ménagères sont admises dans la fosse ces capacités doivent être doublées.

SURFACES DU LIT BACTERIEN EN FONCTION DU NOMBRE D'USAGERS

Epaisseur des matériaux filtrants (H) en m	Surface du lit bactérien (S) en m^2 pour un nombre d'usagers desservis (N) (*)						
	1 à 5 usagers	6 usagers	7 usagers	8 usagers	9 usagers	10 usagers	Plus 10 usagers
1,0	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	utiliser la formule $S = \frac{N}{10 \times H^2}$
0,9	0,65	0,75	0,85	1,0	1,10	1,20	
0,80	0,80	0,95	1,10	1,25	1,40	1,55	
0,70 (**)	1A,0	1,25	1,45	1,65	1,85	2,0	

(*) lorsque le lit bactérien reçoit également les eaux ménagères, les surfaces ci-dessus doivent être doublées

(**) 0,70 m est l'épaisseur minimale admissible.

Notons l'intérêt de la disposition, prévue par de nombreux Etats, consistant à subordonner l'attribution du permis de construire à la mise en place de ces dispositifs conformément à des plans types ou à des modèles ayant reçu l'accord de l'Administration et à vérifier qu'ils ont effectivement été réalisés.

Lorsque les fosses septiques n'acceptent que les eaux vannes, les eaux ménagères subissent un prétraitement dans un séparateur assurant la rétention des huiles et graisses, l'effluent étant ensuite dirigé vers l'élément épurateur de l'installation.

2.3.2. Installations traditionnelles

Peu coûteuses et ne nécessitant pas d'eau (ou qu'une quantité très modérée) elles sont, en l'état actuel du développement, les seuls envisageables pour une importante fraction de la population des pays du Tiers Monde (1). Les dispositifs les plus courants sont les latrines dont il existe de nombreuses variantes adaptées aux conditions rencontrées localement. De tels dispositifs sont à même d'assurer des conditions sanitaires acceptables dans la mesure où leurs dispositions constructives respectent certains impératifs (2) (non contamination de la nappe imposant le maintien d'une tranche minimale de terrain entre celle-ci et le fond de la fosse et le puits servant à l'alimentation, limitation des nuisances d'odeurs et d'insectes...). L'assainissement individuel ressortant du secteur privé, ces considérations sont rarement prises en compte. La nécessité d'une réglementation en la matière définissant des normes et des dispositions constructives et s'accompagnant d'un contrôle efficace s'impose (voir chapitre VI, paragraphe 2.2.).

2.4. LES INSTALLATIONS D'EPURATION

2.4.1. Dégrillage

On choisira suivant l'importance de la station une grille à nettoyage manuel ou une grille à nettoyage automatique.

---

1 au sujet des systèmes traditionnels d'assainissement, le lecteur se reportera utilement aux nombreux ouvrages publiés par des organismes internationaux (Banque Mondiale, O.M.S., CRDI, (Centre de Recherche et de Développement International (Canada) etc...).

2 cf. chapître IV, paragraphe 1.1.2.

Les grilles manuelles conviennent pour de petites installations. Elle sont constituées de barreaux droits placés verticalement ou le plus souvent inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale. Dans les installations de faible importance, lorsque les collecteurs sont très enterrés, ces grilles peuvent être remplacées par des paniers perforés relevables.

Les grilles mécaniques dont il existe de nombreux types adaptés aux différentes conditions d'utilisation (débits, profondeur et largeur du canal d'amenée...) conviennent pour les installations importantes. Elles sont précédées d'une prégrille à barreaux plus espacés (50 à 100 mm) généralement à nettoyage manuel.

On adopte généralement une vitesse moyenne de passage entre les barreaux comprise entre 0,60 et 1 m/s.

Les grilles créent des pertes de charge comprises entre 0,10 et 0,40 m.

2.4.2. Dessablage

Il porte sur les particules de granulométrie supérieure à 200 microns. L'étude théorique du dessablage se rattache à celle des phénomènes de sédimentation en chute libre. En pratique, on se base sur les données suivantes pour les particules de sable de densité 2,65.

d	cm	0,005	0,010	0,20	0,030	0,040	0,040	0,050	0,10	0,20	0,50	1,00
Vc	cm/s	0,2	0,7	2,3	4,0	5,6	7,2	15	27	35	47	74
Vc'	cm/s	0	0,5	1,7	3,0	4,0	5,0	11	21	26	33	
Vc"	cm/s	0	0	1,6	3,0	4,5	6,0	13	25	33	45	65
VI	cm/s	15	20	27	32	38	42	60	83	100	130	190

avec :

d diamètre de la particule de sable
Vc vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale nulle
Vc' vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale égale à VI.
Vc" vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale de 0,30 m/s.
VI vitesse horizontale critique d'entraînement de la particule déposée.

On admet généralement pour le calcul des dessableurs d'eaux résiduaires une vitesse de balayage de 0,30 m/s.

On distingue par ordre croissant d'importance et d'efficacité :

- les dessableurs couloirs simples dans lesquels la vitesse d'écoulement varie avec le débit, et utilisés pour de petites installations. Le sable est extrait manuellement d'une cunette longitudinale d'une capacité de stockage de 4 à 5 jours.

- les dessableurs couloirs à vitesse d'écoulement constante (déversoir de sortie à équation linéaire avec une hauteur d'eau proportionnelle au débit). Généralement prévus avec une cunette de stockage à nettoyage manuel, ils peuvent être étudiés pour permettre un transport hydraulique du sable vers une trémie comportant un dispositif mécanique d'extraction. Le temps de séjour est de 1 à 2 minutes.

- les dessableurs circulaires à alimentation tangentielle dans lesquels la vitesse de balayage de fond est maintenue sensiblement constante quel que soit le débit. Le sable stocké dans une trémie centrale est extrait par pompe ou émulseur d'air.

- les dessableurs rectangulaires aérés qui présentent l'avantage de favoriser la séparation des matières organiques pouvant être agglutinées aux particules de sable. L'extraction des sables est réalisée mécaniquement, soit par raclage vers une fosse de réception et reprise par pompage, soit directement par pompe suceuse. Le temps de séjour est d'environ 3 à 5 minutes.

2.4.3. Deshuilage - Dégraissage

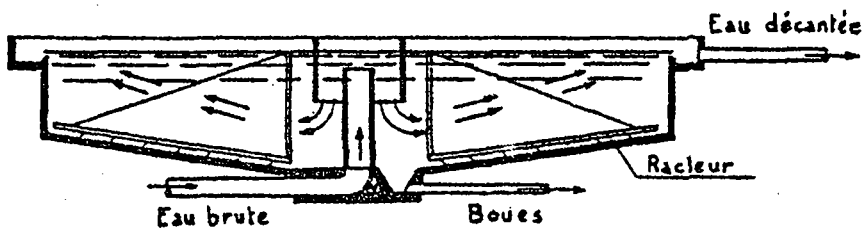
Un dégraissage grossier peut être effectué en combinaison soit avec le dessablage (lorsqu'on utilise un dessableur aéré) soit avec un décanteur primaire circulaire équipé d'un déflecteur central formant dégraisseur avec insufflation d'air favorisant la montée des particules vers la surface.

Pour une meilleure efficacité, on utilisera un dégraisseur-deshuileur séparé avec insufflation d'air à la partie inférieure de la zone d'aération et sédimentation dans une zone tranquille calculée pour une vitesse ascensionnelle de 15 à 20 m/h. Le temps de séjour dans l'ouvrage est de 3 à 5 mn. Le débit d'air introduit est de 4 à 8 m3/h par m3 de capacité de l'ouvrage.

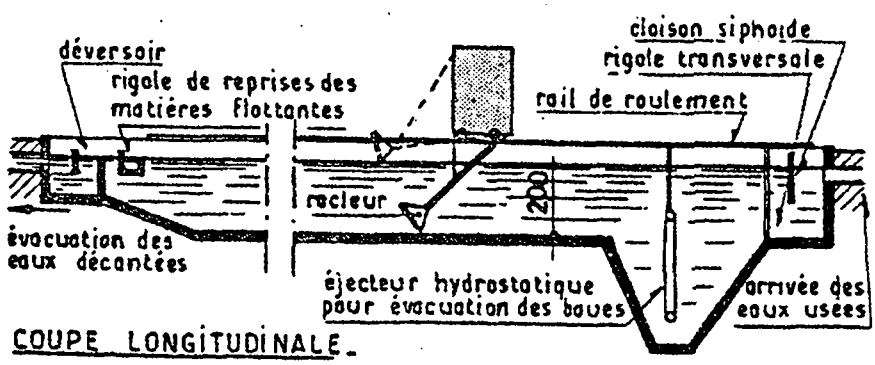
VITESSES DE SEDIMENTATION SELON LES CARACTERISTIQUES DES PARTICULES
(d'après FAIR)

Nature des particules	Densité des particules	Diamètre (en mm) des particules et vitesse de chute (en m/h)						
		1	0,5	0,2	0,1	0,05	0,01	0,005
Sable	2,65	592	258	82	24	6,1	0,3	0,06
Charbon	1,50	152	76	26	7,6	1,5	0,08	0,015
Matières en suspension contenues dans les eaux usées domestiques	1,20	122	61	18	3	0,76	0,03	0,008

DIFFERENTS TYPES DE DECANTEURS
(extrait de D2)



— Décanteur circulaire raclé.



— Décanteur horizontal raclé à pont roulant.

2.4.4. Décantation

Elle a pour but de permettre le dépôt des particules en suspension dans l'effluent, soit qu'elles existent dans l'effluent brut (décanteurs primaires), soit qu'elles résultent d'une floculation physique liée à une action biologique (décanteurs secondaires ou clarificateurs). On distingue:

- les décanteurs statiques utilisables seuls ou en décantation primaire des stations d'épuration biologique.

  . décanteurs cylindro-coniques à extraction intermittente des boues (petites installations).

  . décanteurs à raclage mécanique des boues avec un système automatique d'extraction pour les installations plus importantes. La décantation primaire est indispensable lorsqu'on prévoit un traitement des boues par digestion.

On s'attachera, en Afrique, du fait de la température élevée pouvant provoquer le passage en anaérobiose, à limiter au maximum la durée de séjour des effluents dans les décanteurs primaires.

- les décanteurs accélérés principalement utilisés comme clarificateurs dans les systèmes d'épuration biologique à boues activées. La recirculation des boues qui assure un brassage permet d'améliorer la floculation ce qui a pour effet d'accélérer la décantation. Ces types de décanteurs sont dimensionnés avec des charges hydrauliques superficielles ne dépassant pas 2,5 m3/m2/h (1 m3/m2/h en aération prolongée).

2.4.5. Epuration biologique

Elle consiste à provoquer le développement des bactéries qui se rassemblent en film (lits bactériens) ou en flocons (boues activées) et qui par action physique ou physico-chimique retiennent la pollution organique et s'en nourissent, puis à séparer par décantation les boues ainsi développées;

Les lits bactériens. Cités pour mémoire.

Les boues activées : le développement du floc bactérien est provoqué dans un bassin d'aération alimenté en eau à épurer. Dans ce bassin, le mélange (liqueur mixte) est brassé de façon à maintenir les boues en suspension et reçoit l'oxygène nécessaire à la prolifération des micro-organismes aérobies. La liqueur mixte est ensuite envoyée dans un clarificateur ou dans une zone de clarification afin de séparer l'eau traitée des boues qui sont pour partie renvoyées dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en boues activées (boues en retour) et pour partie extraites et évacuées vers le traitement des boues (boues en excès).

Les systèmes à boues activées sont classés en deux catégories :

- les systèmes à bassins séparés, l'aération et la clarification étant pratiquées dans 2 bassins différents nécessitant une reprise des boues recyclées par pompage entre le clarificateur et le bassin d'aération. Différentes dispositions peuvent être envisagées pour le bassin d'aération généralement de forme allongée :

  . aération étagée plus forte à l'amont du bassin qu'à l'aval,

  . alimentation étagée, l'eau à traiter étant répartie le long du canal d'aération alors que la boue recyclée est renvoyée en tête.

  . contact stabilisation où l'eau à épurer n'est introduite qu'à la fin du canal, les boues recyclées étant introduites dans la partie amont.

- les appareils combinés dans lesquels les phases d'aération et de clarification se situent à l'intérieur d'une même enceinte, aucune autre source d'énergie que celle employée à l'oxygénation propre n'étant alors nécessaire.

2.4.6. Traitement des boues

Il a pour objet de réduire le volume des boues et leur pouvoir fermentescible. Les principales techniques utilisables sont :

- la digestion anaérobie,

- la stabilisation aérobie,

- la filtration.

- la digestion anaérobie : les dispositifs utilisables sont :

  . la fosse IMHOFF combinaison d'un digesteur et d'un décanteur primaire situé l'un au-dessous de l'autre. Les deux compartiments communiquent par une fente par laquelle les boues décantées tombent dans la zone de digestion. Temps de séjour de 60 à 90 jours.

  . les digesteurs chauffés à moyenne charge (1,2 kg de matières volatiles par m3 et par jour) et à forte charge (3 à 4 kg de matières volatiles par m3 et par jour) dans lesquels les temps de rétention peuvent être réduits respectivement à 25 et 10 jours. Le gaz de digestion est récupéré pour le chauffage de l'appareil.

Un procédé assez récent de traitement des boues est la stabilisation à la chaux.

- l'adjonction à la boue de 15 g/l de chaux éteinte suivie d'une deshydratation mécanique assure une stabilisation provisoire.

- l'adjonction de 20 à 25 g/l de chaux vive aux boues préalablement deshydratées assure une stabilisation quasi définitive.

Il est vraisemblable que ces normes de dimensionnement pourraient être réduites sous les climats d'Afrique.

- la stabilisation aérobie en bassins ouverts alimentés en oxygène. Sous les climats tempérés, les normes de dimensionnement sont les suivantes :

	Charge admissible en kg de MVS par m3 et par jour	Besoins en 02 en kg/jour et par kg de MVS	Temps de rétention en jours
Boues activées provenant d'un clarificateur	2	0,1	10
Boues fraiches provenant d'un décanteur primaire	3 à 4	0,2	12

Il faut noter qu'une élévation de température favorise la réduction des matières volatiles et qu'en conséquence les durées de séjour admissibles en Afrique seraient sans doute inférieures aux valeurs indiquées ci-dessus. A l'inverse, une élévation de température réduit la capacité de transfert de l'oxygène dans le mélange. Les besoins théoriques en oxygène seront alors sans doute plus importants.

- la filtration. Nous ne mentionnerons que pour mémoire les techniques très sophistiquées de la filtration sous vide et de la filtration sous pression faisant appel à des technologies très élaborées et sans doute difficiles à mettre en oeuvre en Afrique. Le séchage des boues sur lits de sable drainées, malgré les sujétions importantes de place qu'il entraîne constitue par contre une solution intéressante pour les installations d'importance modeste.

  Les lits de séchage sont constitués d'une couche de 10 cm de sable de 0,5 mm à 1 mm disposée sur une couche support de 20 cm de gravillons de 15 à 25 mm.

Des drains formés de tuyauteries non jointives en ciment sont disposés sous cette couche. En l'absence de dispositif mécanique permettant l'épandage des boues sur toute la surface des lits, leurs dimensions sont limitées à 8 m x 20 m. Les boues sont déposées en couche de 30 cm d'épaisseur. Sous les climats méditerranéens les rendements observés sont les suivants :

	Production en kg de matières séchées par m2 et par jour	durée de séchage
Boues digérées	0,600	1 mois
Boues stabilisées	0,500	1 mois

2.4.7. Mise en oeuvre en Afrique des procédés d'épuration biologique de type classique

Quel que soit le système retenu pour l'épuration des eaux et le traitement des boues, le dimensionnement d'une station d'épuration de type classique est une opération complexe nécessitant la connaissance de nombreux paramètres fonctions des caractéristiques de l'effluent (charge polluante par litre, coefficients caractérisant la production de matière active et de matière inerte par unité de DBO enlevée, taux de désassimilation, indice de MOLHMAN caractérisant la décantabilité des boues...) et de facteurs locaux, température notamment(coefficient de transfert d'oxygène dans l'effluent, capacité d'oxygénation des dispositifs...). Si ces paramètres sont bien connus dans les pays occidentaux développés où il existe de nombreuses installations, il n'en est certainement pas de même pour les pays d'Afrique où les niveaux de vie (très divers à l'intérieur d'une même agglomération) et les conditions climatiques ne sont pas comparables et où l'expérience dans ce domaine est encore trop limitée pour permettre l'établissement de normes.

Ces considérations mettent en évidence la nécessité pour ces installations d'études sérieuses qui ne peuvent être confiées qu'à des spécialistes.

LAGUNAGE

NORMES DE DIMENSIONNEMENT DES BASSINS DE LAGUNAGE EN FRANCE

Pour un effluent domestique caractérisé par une pollution de l'ordre de 50g DBO_5/hab/j et un volume compris entre 100 et 200 l/hab/j :

1. LAGUNAGE NATUREL

- nombre de lagunes conseillé : 3
- surface totale des lagunes : 10 m2 par usager
- surface de la première lagune : 5 m2 par usager
- profondeur moyenne des lagunes :

  1 m pour les lagunes à microphytes

  0,30 m pour les lagunes à macrophytes
- temps de séjour souhaitable :

  60 jours pour un traitement intégral

  30 jours pour un traitement complémentaire.

2. LAGUNAGE AERE

2.1. Lagune d'aération

- volume de lagune : 3 m3 par usager
- profondeur de la lagune :

  de 2 m à 3,50 m avec des aérateurs de surface

  plus de 4 m avec une insuflation d'air.
- temps de séjour souhaitable : au moins 20 jours.

2.2. Lagune de décantation

- volume de la lagune : de 0,60 à 1 m3 par usager
- profondeur de la lagune : de 2 à 3 m
- temps de séjour souhaitable : 5 jours.

2.4.8. le lagunage

a) généralités, normes de dimensionnement

Ce procédé d'épuration est plus extensif et, partant ses performances sont sans doute moins tributaires du degré de précision des données prises en compte pour son dimensionnement. On distingue, suivant le type de bactérie auquel il est fait appel pour la dégradation de la matière organique :

- le lagunage anaérobie,

- le lagunage aérobie,

- le lagunage facultatif plus couramment appelé en France lagunage naturel ou à microphytes dans lequel les 2 processus anaérobie et aérobie se superposent.

Le lagunage peut être utilisé :

- en traitement total pour effluents bruts ou éventuellement décantés,

- en traitement complémentaire avec 2 objectifs :

  . élimination de la pollution microbienne (lagunage à microphytes à l'aval d'une station conventionnelle).

  . élimination des matières en suspension contenues dans l'effluent d'un lagunage à microphytes. Il s'agit alors d'un lagunage à macrophytes (lagunage planté).

le lagunage naturel :

L'intérêt du lagunage naturel est déjà pressenti dans les Etats membres du Comité où quelques étangs de stabilisation ont été réalisés (au Sénégal notamment). Il semble malheureusement que les conditions de fonctionnement de ces lagunes soient assez différentes de celles prises en compte pour leur conception (volume des rejets notamment). Par ailleurs, aucune expérimentation n'a été faite, à notre connaissance, sur ces étangs qui permette de dégager des normes de dimensionnement applicables à des projets similaires. On trouvera dans l'encart ci-contre les normes généralement admises en France pour la mise en oeuvre de ce procédé d'épuration. Il est bien entendu que ces normes résultant de l'expérience acquise dans des pays à climat tempéré ne peuvent être appliquées sans discernement sous les climats d'Afrique où l'évaporation sera importante et où certains paramètres étroitement liés à la température et à l'ensoleillement (développement des algues nécessaires au processus, transfert d'oxygène par les échanges air-eau...) seront sans doute très différents. Une expérimentation sérieuse sur installation pilote nous semble nécessaire pour fixer des normes de conception et de dimensionnement et permettre le développement de cette technique d'épuration a priori intéressante en Afrique (cf. chapitre VI, paragraphe 2.7.).

le lagunage aéré

Pour les installations de petites dimensions le dispositif comporte généralement 2 lagunes :

- la lagune d'aération, dans laquelle se réalise la croissance et la stabilisation partielle de la culture bactérienne, ainsi que l'essentiel de l'attaque de la charge biodégradable.

- la lagune de décantation, dans laquelle les matières décantables qui forment les boues se séparent physiquement de l'eau épurée. On trouvera dans l'encart ci-contre les bases admises en France pour le dimensionnement d'un lagunage aéré destiné à traiter un effluent domestique caractérisé par une pollution de l'ordre de 50 g DBO/hab/j et un rejet compris entre 100 et 200 l/hab/j. Les valeurs à prendre en compte en Afrique, pour un effluent comparable, seraient sans doute sensiblement les mêmes.

le lagunage anaérobie

L'application de ce procédé peu coûteux et qui nécessite des températures élevées pourrait se révéler intéressante dans les pays membres du Comité. Comme pour le lagunage naturel, des expérimentations seraient nécessaires pour en définir des normes de dimensionnement. En l'absence de ces normes, et notamment pour le dimensionnement d'un bassin expérimental, on peut se baser sur les chiffres moyens ci-après :

- profondeur : 3 m à 3,50 m

- charge admissible : 500 à 1 000 kg de DBO/ha

- temps de rétention : 5 à 10 jours.

Un tel bassin peut éventuellement être complété par une lagune à microphytes.

b) recommandations pour la conception

Les prétraitements

Les prétraitements ne sont pas indispensables au bon fonctionnement des lagunes. Un dégrillage grossier est toutefois souhaitable en tête de l'installation pour éliminer les flottants pouvant constituer une gêne esthétique.

En matière de dégraissage et eu égard au risque de réduction des échanges air-eau par la présence d'un film de surface, il peut être prévu un dispositif de récupération des surnageants.

Dans tous les cas, les prétraitements doivent être simples et rustiques, fonctionnant sans énergie électrique et pouvant accepter des surcharges hydrauliques.

La forme et le nombre des bassins

En lagunage principal le compartimentage revêt une grande importance lorsque l'on souhaite en plus assurer la désinfection de l'effluent. On a recours généralement à 3 bassins en série. Dans les petites installations on peut à la rigueur se contenter de deux bassins.

Hormis le premier bassin les deuxième et troisième bassins seront pourvus de digues ou murettes d'orientation destinées à faire effectuer aux effluents le plus long cheminement hydraulique.

Par rapport à la surface totale le premier bassin de la série en couvrira 40 % dans le cas de trois bassins, 60 % dans le cas de deux bassins.

Pour le lagunage complémentaire, le compartimentage ne paraît pas impératif sous réserve de prévoir des digues ou murettes permettant d'obtenir un "écoulement piston".

La forme des bassins joue un rôle en modifiant l'homogénéïté du milieu et la vitesse des courants. La conception des bassins devra permettre l'utilisation la plus rationnelle du site disponible en sachant que bien souvent l'emprise foncière est limitée. Les formes géométriques ne sont pas imposées. Ce qu'il importe d'éviter c'est la constitution de zones d'eaux mortes en se rapprochant le plus possible d'une circulation type chenal.

Les digues

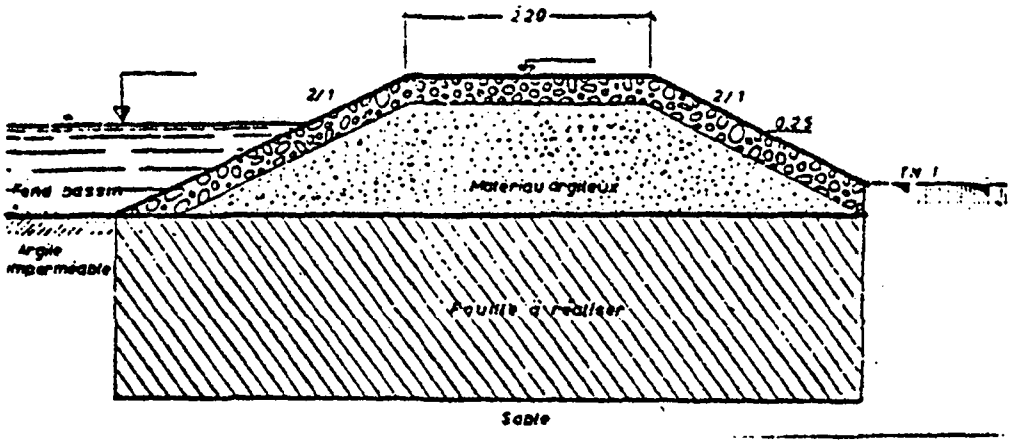
Les digues sont de deux types :

- digues de ceinture limitant chaque bassin.

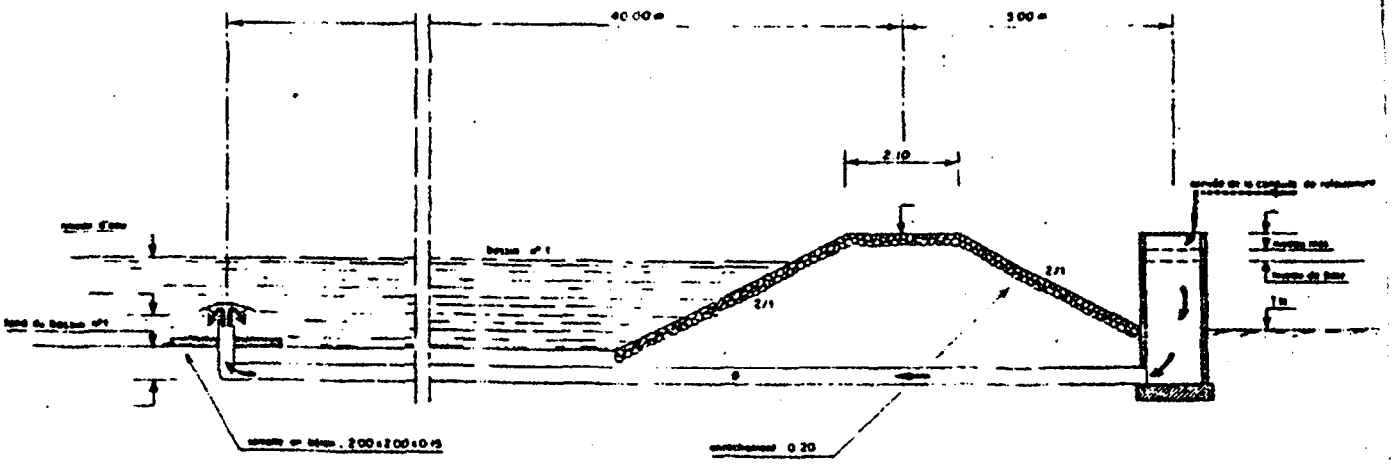
- digues d'homogénéisation internes ou simples murettes en béton pour un cheminement hydraulique de l'effluent aussi parfait que possible.

Le choix du site doit permettre pour la réalisation des bassins une opération "déblais-remblais compensés". Sauf cas très particuliers de sites rocheux, les déblais extraits du fond des bassins servent à la réalisation des digues : ces dernières reposent sur une semelle d'ancrage, le tout étant compacté par couches successives de 0,30 m d'épaisseur. Une étude géotechnique des matériaux permet de retenir un profil type de digues et les conditions générales de chantier. L'étude hydrogéologique préalable est tout aussi importante pour préjuger la nécessité ou non d'une imperméabilisation artificielle, par couches d'argiles ou membranes, des talus internes des digues ou du fond. L'expérience montre en effet que le colmatage naturel des bassins est très rapide dans le temps, mais cette solution d'attente peut ne pas être envisageable si la nappe phréatique sous-jacente est exploitée.

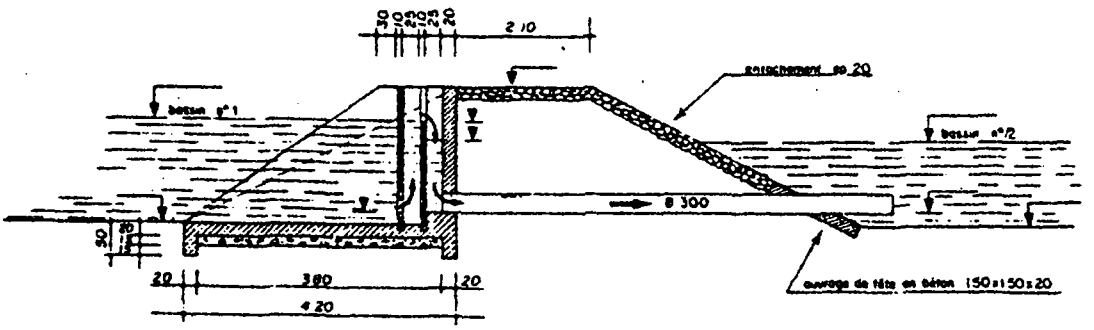
OUVRAGES TYPES DU LAGUNAGE



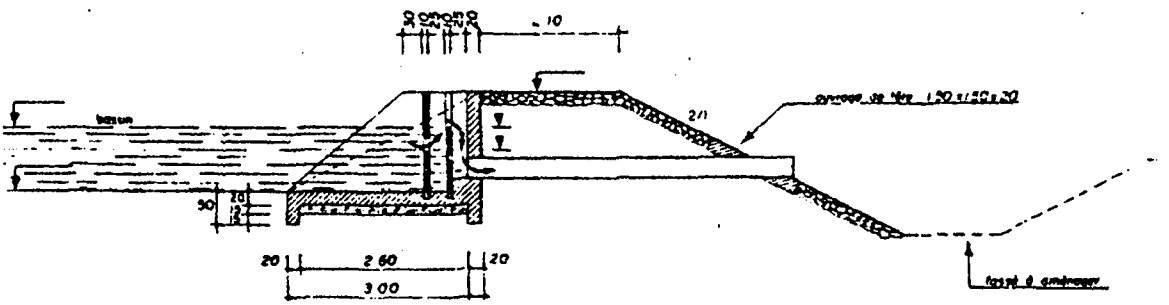
Ouvrage de d'amenée et de distribution



Ouvrage de communication entre le 1er et le 2ème bassin



Ouvrage d'évacuation



Les caractéristiques des digues sont généralement les suivantes :

- pentes de talus 1/2 à 1/3
- largeur en crête 2,50 à 3 m pour permettre le compactage,
- revanche 0,50 m,
- enrochements à gros galets sur le talus interne,
- tout-venant en crête pour la circulation,
- plantations éventuelles sur le talus externe,
- les angles des bassins sont arrondis pour éviter l'accumulation des dépôts flottants.

Ouvrages d'admission, de communication entre bassins d'évacuation

L'efficacité du traitement suppose une homogénéisation du milieu le plus rapide possible. L'admission, qui doit toujours être noyée, est généralement effectuée par l'intermédiaire d'un regard de mise en charge débouchant sur un diffuseur placé dans le tiers amont du premier bassin.

Les ouvrages de communication sont conçus pour que les eaux du fond du bassin amont - les moins oxygénées - soient dirigées en surface du bassin suivant. On utilisera le plus souvent le système du double batardage qui présente en outre l'avantage de permettre un réglage du niveau des plans d'eau qui peut s'imposer en fonction des saisons ou de surcharges temporaires.

L'ouvrage d'évacuation est conçu selon les mêmes sujétions, mais en évacuant le tiers supérieur de l'eau tout en évitant l'écrémage des flottants éventuels.

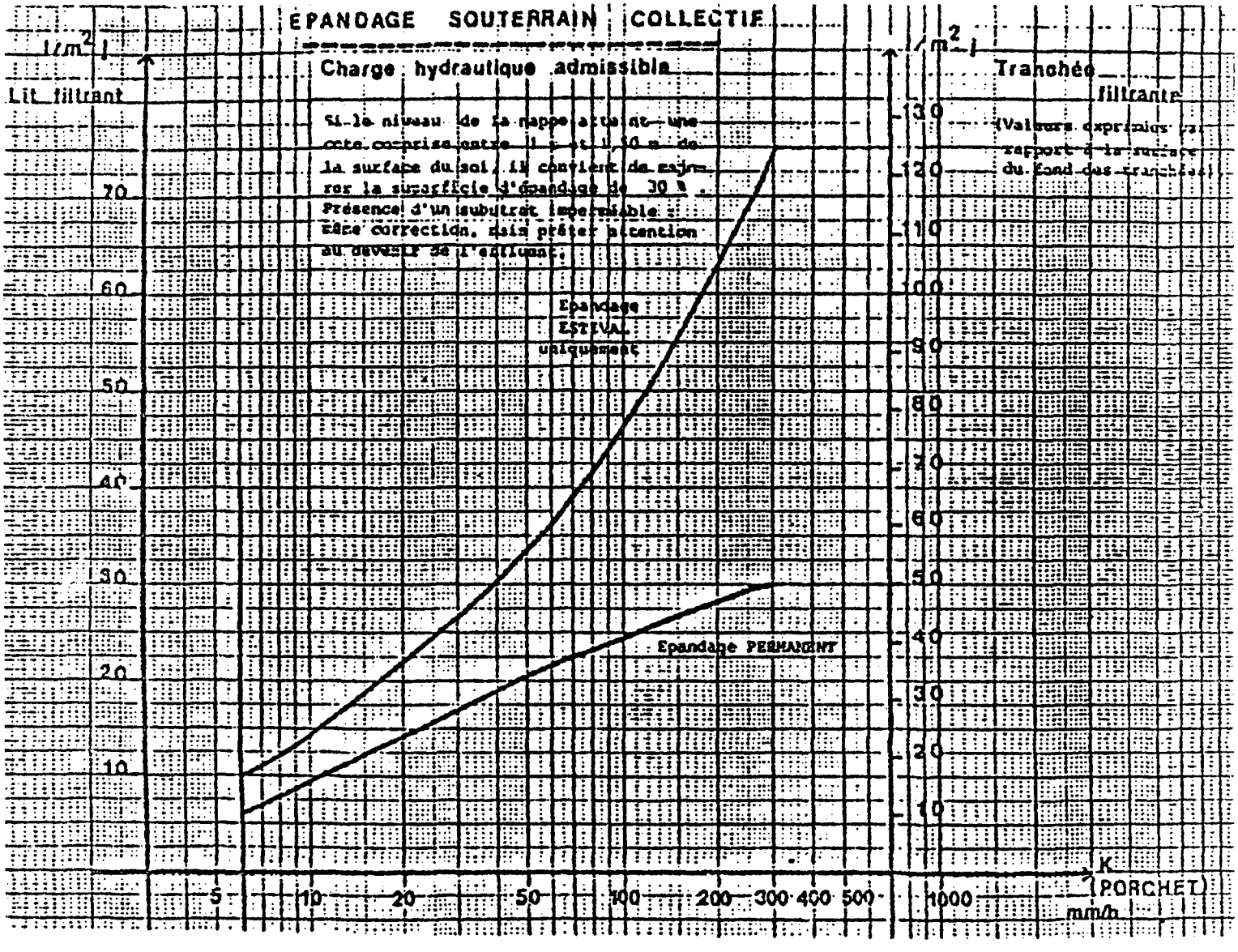
Vidange des bassins

La vidange des bassins pour un curage des boues du fond doit être prise en considération dans les projets. Toutefois, le problème des boues étant le plus souvent décennal (1), seules les grandes installations seront équipées de dispositifs de vannage, très rustiques, les risques de grippage étant fréquents. Pour les petites installations, il paraît suffisant d'envisager un pompage, cette opération restant somme toute exceptionnelle.

---

1 cette fréquence peut être annuelle en lagunage anaérobie.

DIMENSIONNEMENT D'UN EPANDAGE SOUTERRAIN COLLECTIF



Nota - 1) Les courbes correspondent à un sol sain bien drainé

2) ELles supposent que l'effluent a subi une décantation primaire. Si ce n'était pas le cas, il conviendrait de réduire la charge hydraulique donnée par la courbe.

3) 1 m2 de lit = 0,60 m2 de tranchée filtrante de largeur inférieure à 0,90 m

2.4.4. Epandage des eaux usées

Le succès d'un épandage est tributaire de l'aptitude du sol à recevoir, épurer, évacuer les eaux qui a dû être bien appréciée avant choix de cette technique. Au niveau des collectivités ce choix recouvre deux techniques :

- épandage souterrain (tranchées et lits filtrants),

- épandage en tranchées superficielles,

épandage souterrrain

Le graphique présenté en encart propose en fonction de la "perméabilité PORCHET" (dont le processus de mesure a été exposé au paragraphe 2.3.1. ci-avant) des courbes de dimensionnement des lits et tranchées filtrants.

On notera que :

- un terrain d'épandage divisé en deux parties alimentées en alternance est souhaitable.

- si les tranchées (avec une distance entre axe de 2 m) obligent à réserver un terrain plus vaste que celui nécessaire à un lit filtrant, elles apportent une sécurité plus grande (infiltration latérale) et présentent des avantages de mise en oeuvre (en évitant un tassement excessif du sol).

épandage en tranchée ouverte :

S'il n'y a actuellement aucune règle de dimensionnement, on peut considérer que l'application de celles indiquées pour l'épandage souterrain procure une bonne marge de sécurité.

2.5. OUVRAGES DE MAITRISE DES EAUX PLUVIALES - LES BASSINS DE RETENUE (1)

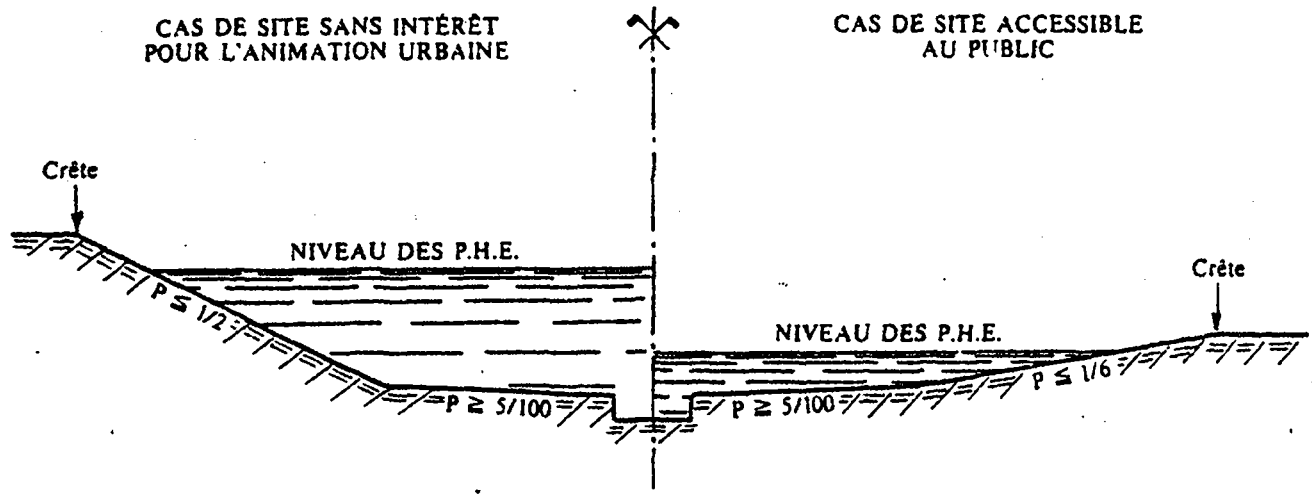
Ce sont des ouvrages destinés à réguler les débits reçus de l'amont afin de les restituer ultérieurement à l'aval sous la forme d'un débit compatible avec la capacité d'évacuation de l'exutoire.

---

1 pour le dimensionnement des bassins de retenue, voir annexe n° 10.

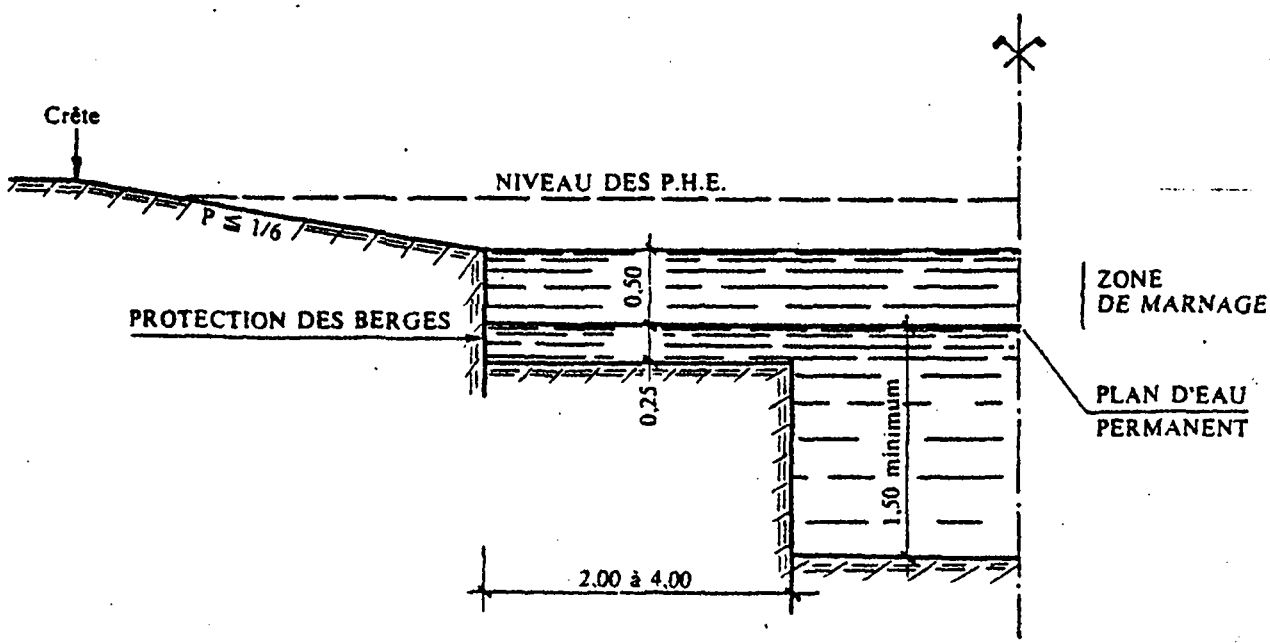
EXEMPLES DE PROFILS

BASSINS A SEC



BASSINS EN EAU

CAS DE SITE ACCESSIBLE AU PUBLIC



(Extrait C1)

2.5.1. Dispositions conceptuelles

On distingue généralement, indépendamment de leur forme souvent imposée par le relief ou par des considérations esthétiques, deux types de bassins :

- les "bassins à sec" qui restent vides, sauf pendant une durée maximale de quelques jours après les pluies.

- les "bassins en eau" qui présentent un plan d'eau permanent même en saison sèche de longue durée.

Les premiers, plus économiques en dépenses de premier établissement et en exploitation sont préférables sur le plan de l'assainissement lorsque le fond du bassin peut être calé à un niveau supérieur à celui susceptible d'être atteint par la nappe en saison des pluies.

Les seconds ne peuvent être envisagés, pour des raisons d'intégration à un aménagement paysager, que si l'on est sûr qu'ils seront alimentés, indépendamment des apports de ruissellement, par des apports permanents d'eau propre assurant un renouvellement suffisant. Le fond de ces bassins doit se situer à un niveau inférieur à celui de la nappe en saison sèche, sauf cas exceptionnel où le fond et les berges comporteraient un écran d'étanchéïté.

Qu'il s'agisse de retenue "à sec" ou de retenue "en eau", un bassin est constitué par :

- une digue équipée d'ouvrages d'évacuation de 3 types :

  . ouvrages de fonctionnement normal destinés à assurer la régulation du débit aval en fonctionnement normal.

  . ouvrages d'évacuation de sécurité destinés à protéger la digue lors des crues exceptionnelles.

  . ouvrages de fond permettant la vidange du bassin.

- un corps de bassin (fond et berges) dont la réalisation tient compte des recommandations suivantes :

  . bassin à sec

    le fond est dressé avec des pentes suffisantes ($p > 5/100$) pour éviter la formation de zones marécageuses.

    les berges sont dressées avec des pentes maximales de 1/6 si le site est accessible au public et 1/2 dans le cas contraire.

. bassins en eau

un tirant d'eau minimum de 1,50 m en saison sèche est recommandé pour éviter le développement des plantes aquatiques.

on évitera la formation de gîtes larvaires par la mise à bords francs des berges sur la hauteur de marnage pour la pluie de fréquence retenue.

2.5.2. Dispositions constructives

Les digues

Suivant les conditions de fondation et les matériaux disponibles localement, elles peuvent être réalisées en terre, en enrochements ou plus rarement en béton.

La solution "terre" est la plus économique et la plus fréquemment retenue. La digue peut alors être étanche dans la masse (digue homogène) ou son étanchéité réalisée par un écran interne (digue à noyau) ou par un parement amont (béton de ciment, béton bitumineux, chape souple...).

Compte tenu de l'importance des risques liés à la rupture de ces ouvrages, toutes précautions seront prises, tant au niveau de la conception qu'au niveau de la réalisation pour assurer la sécurité maximum.

L'étanchéité et la stabilité de la cuvette et de la fondation de la digue seront vérifiées par une étude géologique préliminaire. On s'assurera, à l'établissement du projet, que l'étanchéité de la digue est suffisante et que tous les organes essentiels seront protégés d'une pression trop élevée ou d'une infiltration dangereuse par un système de drainage efficace.

On s'assurera, de même, qu'à tous les stades de fonctionnement, les talus de l'ouvrage sont stables. Plutôt qu'une simple protection herbeuse du talus amont, on aura généralement intérêt à prévoir la mise en place d'enrochements de taille suffisante posés sur un filtre calibré en conséquence.

Les risques de submersion seront soigneusement pris en considération. On prévoira, à cet effet, une revanche suffisante entre le niveau des plus hautes eaux calculées et la crête de la digue, ainsi qu'un évacuateur de crue largement dimensionné.

Dans le cas de bassins "à sec" le fond et les parois seront protégés contre les fissures de retrait résultant des alternances de remplissage et de dessication et qui peuvent être des amorces de fuites et de renards. Cette protection peut être réalisée par une couche de terre végétale enherbée ou par une couche de sable recouverte d'un enrochement ou d'un tout venant très grossier.

Les ouvrages de sortie et de securité

La prise est constituée d'un pertuis équipé d'une grille et éventuellement d'une vanne manuelle, et prolongé, à travers le corps de la digue, par un dalot ou une canalisation de section appropriée.

S'il s'agit d'un bassin "en eau", il peut être prévu à l'aval un dispositif de régulation automatique des débits d'évacuation en fonction de la capacité de l'émissaire.

Les ouvrages de sécurité sont en général des déversoirs à nappe libre, à crête épaisse.

Ils peuvent être placés :

- sur la digue, auquel cas il convient de prévoir une protection du parement aval et un dispositif de réception des eaux à l'aval (bassin de tranquillisation à radier bétonné ou en gabions...).

- en rive, lorsque la topographie le permet, avec un coursier d'évacuation.

- on peut également adopter des déversoirs en puits avec galerie traversant la digue.

Leur évacuation s'effectuera de préférence dans des thalwegs naturels plus ou moins aménagés.

Des vannes de fond sont à prévoir dans les bassins "en eau" pour permettre la vidange de la retenue aux fins d'entretien.

2.6. OUVRAGES FACILITANT L'ENTRETIEN - BASSINS DE DESSABLEMENT

La liste de ces ouvrages et le principe de leur fonctionnement sont indiqués dans le point III.3. ci-avant. La plupart de ces ouvrages, par leur simplicité, ne donnent pas lieu à une méthode de dimensionnement particulière, ni à des recommandations constructives spécifiques. Nous limiterons donc nos observations aux bassins de dessablement sur les réseaux pluviaux en système séparatif.

Les bassins de dessablement ont essentiellement pour fonction :

- de faciliter le curage en concentrant en des points donnés les matières minérales véhiculées par les eaux.

- d'éviter l'ensablement de portions particulièrement inaccessibles du réseau (collecteurs enterrés à grande profondeur) et, éventuellement, de protéger les pompes et organes électromécaniques des stations de relèvement contre les phénomènes d'abrasion.

Ils sont implantés aux points sensibles du réseau du point de vue de l'ensablement.

- parties plates, notamment celles qui sont situées en contrebas de tronçons à forte pente où l'autocurage est assuré.

- débouché d'un collecteur secondaire dans un collecteur principal de faible pente, etc.

Le dispositif le plus simple consiste en un bassin rectiligne où l'eau circule horizontalement à faible vitesse afin de permettre la sédimentation purement mécanique (par gravité) des particules sableuses. Il se présente alors sous la forme d'un bassin long (chenal) avec une fosse de décantation à fond plat ou légèrement incliné à contre-courant. Le raccordement au collecteur s'effectue par des ouvrages profilés de façon à limiter au maximum les turbulences.

Le volume utile de stockage doit si possible être suffisant pour que l'on n'ait pas à réaliser d'opérations de curage pendant la saison pluvieuse. Dans l'impossibilité, il y a intérêt à réaliser des bassins à deux compartiments pouvant alternativement être isolés pour l'extraction des sables. A défaut, (cette disposition nécessite une emprise importante parfois difficile à trouver en site urbain), on est amené à prévoir une déviation pour le passage des eaux lors du curage de l'ouvrage.

Nous donnons en annexe n° 11 les principes de dimensionnement des bassins de dessablement, ainsi qu'un exemple de calcul.

CHAPITRE VI

NECESSITE D'UNE RECHERCHE COMPLEMENTAIRE

1. LIMITES DE LA PRESENTE ETUDE

L'étude qui a été conduite a été volontairement limitée aux aspects techniques de la conception de l'assainissement urbain dans le contexte africain. Ainsi qu'il est apparu très souvent au cours de l'exposé de la démarche proposée pour la recherche et la mise en oeuvre des solutions technologiques appropriées, une approche purement technique est insuffisante et peut conduire à de graves erreurs car elle ne permet pas une perception globale de l'aménagement. Celle-ci ne peut être atteinte qu'après prise en compte de l'amont et de l'aval de l'étape technique de la conception et de la mise en oeuvre (fixation des objectifs et détermination des contraintes, définition des mesures d'accompagnement).

La réflexion d'ensemble doit aussi porter sur les plans :

- économique :
  - . priorité des divers aménagements urbains,
  - . évaluation des risques et des niveaux de protection,
  - . phasage des opérations...
- socio-culturel :
  - . perception des priorités d'aménagement par les usagers,
  - . aptitude à la participation des populations,
  - . typologie de l'habitat...
- institutionnel :
  - . mise en place de structures et de moyens adéquats.
- réglementaire :
  - . mise au point d'un règlement sanitaire de référence,
  - . texte technique relatif aux conditions d'établissement des ouvrages,

. définition des normes de rejets,

. réglementation et contrôle des dépôts d'ordures et de déchets divers,

. réglementation des rejets industriels,

. définition de zones non aedificandi le long des ouvrages,

. interdiction des constructions ou limitation des coefficients d'occupation du sol dans les zones pentues,

. classement et protection des espaces boisés...

2. PROBLEMES TECHNIQUES RESTANT A RESOUDRE

Dans le domaine technique seul, il n'est pas toujours possible d'apporter à l'heure actuelle une réponse adéquate à chaque problème. De ce fait, la présente étude ne permet elle pas dans certains cas de guider le Maître de l'Ouvrage vers une unique solution appropriée au problème posé. Cette situation est due pour l'essentiel :

- à l'absence d'une évaluation exhaustive des aménagements existants,

- à un défaut d'expérimentation (ou à une expérimentation trop courte) de certaines technologies et dispositifs dans le contexte africain.

- aux difficultés d'acquisition des données de base du fait du petit nombre de mesures disponibles, et de l'absence de méthodologie de calcul de référence.

Ainsi la nécessité de recherches complémentaires s'impose dans plusieurs domaines, dont nous donnons ci-après une liste non exhaustive, établie à partir des principales lacunes signalées dans le cours de l'étude.

2.1. ETUDE DES CRITERES DE CHOIX DU MODE D'ASSAINISSEMENT (individuel ou collectif)

Les critères de choix mis en évidence au chapitre III sont d'ordre technique (problème d'autocurage liés aux consommations) et économique (coût relatif des deux modes d'assainissement).

Le seul critère technique de consommation journalière tel qu'il a été défini suffit à écarter l'assainissement collectif pour une fraction importante de la population. Ce critère est relatif à l'évacuation d'eaux-vannes, sa validité en Afrique, dans ces conditions, ne semble pas devoir être mise en doute.

Il serait néanmoins intéressant de définir de nouveaux critères pour l'évacuation d'eaux usées ne comportant pas d'excréments solides. On peut en effet retenir de n'évacuer dans le réseau que les eaux ménagères seules (ou éventuellement avec la partie liquide des eaux-vannes). Différentes dispositions peuvent par ailleurs être envisagées pour limiter les sujétions d'autocurage (raccordement des eaux de toiture, rétention des eaux usées dans des réservoirs de forte capacité pour évacuation rapide par un dispositif de chasse automatique, utilisation de Ø150 mm avec un espacement de regards moindre que celui habituellement adopté...). Nous pensons qu'une étude pourrait mettre en évidence différentes possibilités de cette sorte qu'il conviendrait alors d'expérimenter sur le terrain pour en apprécier l'intérêt et les limites d'application (vitesses d'autocurage notamment).

En ce qui concerne le critère économique, son appréciation reste difficile a priori. Il serait intéressant à cet égard que le Maître d'Ouvrage dispose de "grilles de choix" prenant en compte des données locales faciles à appréhender. Une étude pourrait être menée à cette fin. Elle comporterait :

- une analyse des paramètres entrant dans le coût de l'assainissement collectif en fonction des conditions locales de mise en oeuvre (type et densité de l'habitat influant sur le développement des conduites, consommation unitaire en eau et pente du site pouvant nécessiter le recours à des dispositifs de chasse automatique...) prenant en compte les coûts d'investissement et d'exploitation sur la durée de vie du réseau, et aboutissant à la définition d'une gamme de "niveaux de complexité" par rapport à laquelle on pourrait aisément situer la zone dont l'assainissement est envisagé.

- l'élaboration pour chacun de ces "niveaux de complexité" d'un mode d'estimation ne faisant intervenir que des paramètres économiques aisément chiffrables au plan local (coût de la main d'oeuvre, coût des matériaux, etc.).

- l'estimation, sur la durée de vie du réseau, des coûts (construction, renouvellement, entretien...) des différents dispositifs d'assainissement individuel pouvant être mis en oeuvre (les dispositifs normalisés tels que les fosses septiques mais aussi les dispositifs traditionnels).

2.2. ETUDE SUR L'ASSAINISSEMENT INDIVIDUEL

Ce mode d'assainissement est actuellement, en raison des conditions socio-économiques des populations, le plus répandu dans les agglomérations africaines. Dans les pays membres du Comité, sa mise en oeuvre ressort exclusivement du secteur privé, et, à l'exception des fosses septiques pour lesquelles les normes de conception et de dimensionnement appliquées dans les pays développés sont généralement adoptées, les dispositifs utilisés n'y font l'objet d'aucune réglementation en fixant les normes de construction et d'utilisation. Par ailleurs, aucun contrôle, semble-t-il n'est effectué sur ces dispositifs dont il est difficile de ce fait, d'apprécier le fonctionnement et ses conséquences au plan de l'hygiène et de la santé.

Nous pensons qu'une étude très complète sur ce mode d'assainissement s'impose. Cette étude pourrait comporter :

- un inventaire des différents dispositifs utilisés en assainissement individuel dans les pays membres du Comité (de nombreux paramètres peuvent en avoir guidé le choix, nature du sol, terrain disponible, mode d'alimentation en eau, niveau de l'équipement sanitaire, présence d'une nappe...).

- une évaluation de leur efficacité. Une attention particulière devrait être portée aux risques de contamination des eaux souterraines dont il conviendrait d'étudier le mécanisme en fonction des conditions de mise en oeuvre (conception de l'ouvrage, nature des terrains, profondeur de la nappe...).

- une recherche sur les améliorations pouvant y être apportées. Cette recherche ferait l'objet d'une analyse bibliographique (de nombreuses publications d'organismes internationaux traitent de l'assainissement individuel dans les différentes parties du monde).

- l'établissement de critères d'utilisation des différents dispositifs et de normes de conception et de dimensionnement.

- des suggestions et des recommandations pour organiser le secteur (structure à prévoir, réglementation à édicter, contrôle à assurer...).

2.3. ETUDE SUR L'ASSAINISSEMENT DES PETITES COLLECTIVITES

L'expérience montre que l'exploitation et l'entretien des petites installations dérivées des procédés d'épuration classiques par boues activées sont parfois difficiles à assurer par les petites collectivités en Afrique. D'autres procédés, tels que la décantation-digestion suivie d'un traitement aérobie de l'effluent faisant appel aux capacités épuratrices du sol pourraient apporter une solution intéressante au problème. Les différentes techniques envisageables dans ce domaine (épandage souterrain, épandage sur sol reconstitué, infiltration par bassins, tertre filtrant...) devraient toutefois faire l'objet d'une étude sérieuse, basée sur des expérimentations, pour en déterminer les critères d'application et les normes de mise en oeuvre dans le contexte particulier des pays membres du Comité.

2.4. ETUDE DU POUVOIR AUTO-EPURATEUR DES MILIEUX RECEPTEURS

L'étude aurait pour objet de préciser, en fonction de leurs caractéristiques hydrodynamiques et de leur niveau de pollution, le pouvoir auto-épurateur des différents types de milieux récepteurs utilisés en Afrique (fleuve, marigot, lagune, delta...).

Elle comporterait :

- la sélection d'un certain nombre de milieux récepteurs représentatifs des différents types.

- le prélèvement d'échantillons en nombre variable suivant l'importance du milieu récepteur. Ces prélèvements seraient effectués en des points répartis sur des profils en travers échelonnés sur une distance de 1 à 2 km suivant l'importance du débit.
- les mesures de débit et de vitesses permettant d'apprécier les temps d'écoulement entre les profils en travers.

- les mesures de la teneur en oxygène dissous du milieu et les mesures de la DBO des différents échantillons de manière à obtenir un profil de la pollution organique sur le tronçon considéré.

- le calcul des coefficients de biodégradation et de réaération par la surface, à partir des équations habituelles régissant le phénomène.

Ces opérations seraient effectuées pour différentes périodes de l'année afin de mettre en évidence l'influence de la température.

2.5. ETUDE DES REJETS D'EAUX USEES

La diversité des données de base prises en compte dans les projets, tant en ce qui concerne les débits rejetés que les charges de pollution montre bien l'intérêt d'une telle étude aussi bien pour les effluents domestiques que pour les effluents industriels.

Effluents domestiques

Les caractéristiques de ces effluents varient essentiellement en fonction du mode d'alimentation en eau et des conditions socio-économiques des populations. Elles dépendent sans doute également des conditions climatiques pouvant influer sur la consommation en eau. A cet égard, les investigations seraient à mener dans plusieurs régions à climats différents (équatorial, tropical, sahélien). Pour ces régions, il s'agirait d'aboutir à la connaissance des débits et charges de pollution unitaire en fonction des critères socio-économiques qui les conditionnent. L'étude à réaliser, sur des agglomérations pourvues d'un réseau d'évacuation des eaux usées comporterait en conséquence

- définition des critères pouvant différencier, au plan des rejets d'eaux usées, les différentes zones d'une agglomération africaine :

  . mode d'alimentation en eau (réseau, bornes-fontaines, puits privés, etc.).

. vocation : zones d'habitat, commerces, bureaux, écoles, hopitaux, etc.

. pour les zones d'habitation : type de l'habitat (individuel, collectif) nature (niveau de standing, traditionnel), densité...

et sélection de zones représentatives

- enquêtes en vue de définir les consommations unitaires et les taux de restitution

  . auprès des sociétés distributrices de l'eau (consommation des abonnés, variations saisonnières, évolution dans le temps...).

  . auprès des usagers raccordés (nombre de personnes alimentées par le branchement, niveau de l'équipement sanitaire, volume d'eau non rejetée à l'égout, structure de la consommation en fonction des différents usages, essentiellement pour les usagers non branchés à l'égout.

  . auprès des populations non raccordées au réseau d'alimentation (mode d'alimentation, importance de la famille, volume d'eau utilisée journellement, répartition de cette consommation, etc.).

- étude des charges de pollution unitaires définies par la DBO5 et la teneur en M.E.S. (éventuellement la D.C.O.). Ces charges devraient être définies pour les différents niveaux socio-économiques de la population et les prélèvements d'effluents effectués en des points du réseau localisés en conséquence. Les charges de pollution ainsi mesurées seraient traduites en concentration (mg/l) et, à partir des consommations unitaires moyennes exprimées en grammes par habitant et par jour. Pour les populations non raccordées au réseau d'égout, ces charges pourraient être estimées par analogie avec celles qui auraient été mesurées pour des populations à niveau de vie comparable en tenant compte des différences de consommation (plus ou moins grande concentration de la pollution).

- étude des coefficients de pointe par mesure des débits à différentes heures de la journée (installation de déversoirs de mesure à la sortie du réseau).

<u>Effluents industriels</u>

L'étude aurait pour objet de :

- définir les normes auxquelles devraient satisfaire ces effluents pour leur évacuation au milieu naturel, directement ou par l'intermédiaire d'un réseau public d'assainissement pourvu ou non à son extrêmité d'une station d'épuration.

- préciser les prétraitements à leur faire subir éventuellement avant rejet pour en retirer les éléments toxiques et les éléments pouvant gêner la conservation du milieu récepteur ou entraver le fonctionnement des installations d'épuration.

- apprécier la charge de pollution résiduelle rapportée à un paramètre de production facile à appréhender (unité de fabrication, effectif...).

Elle comporterait :

- une recherche bibliographique sur les normes en vigueur dans différents pays pourvus d'une réglementation et le choix parmi ces normes de celles plus particulièrement applicables dans le contexte africain.

- la sélection d'un ou deux établissements représentatifs dans chacune des principales branches d'industries rencontrées en Afrique (abattoirs, laiteries, brasseries, huileries, sucreries, tanneries, textiles, industries mécaniques...).

- les enquêtes auprès de ces industriels afin de recueillir tous les éléments pouvant servir de critères de référence pour la pollution produite par des établissements de même nature (effectif, niveau de production, processus de fabrication, etc.).

- les mesures de débit et de pollution des effluents rejetés :

  . volume journalier,

  . débits horaires minimal et maximal,

  . DBO_5, DCO, MES, sels métalliques, PH...

- la traduction des résultats sous forme de valeurs facilement extrapolables dans les projets d'assainissement urbain.

2.6. ETUDE COMPARATIVE DES SYSTEMES D'EPURATION DANS LE CONTEXTE AFRICAIN

Il apparaît que dans le pays en développement, les Maîtres d'Ouvrage ne disposent pas toujours d'une information suffisante pour apprécier avec toute la rigueur nécessaire les éléments de choix d'un système d'épuration. Les projets établis par les constructeurs dans le cadre de concours n'ont sans doute pas toujours l'objectivité souhaitable et il est difficile au Maître d'Ouvrage d'en apprécier la valeur. Ceci peut se traduire par :

- la construction d'installations mal adaptées aux problèmes à résoudre (performances surestimées).

- des sujétions d'exploitation non prévues pouvant occasionner des arrêts prolongés de l'installation (matériel trop sophistiqué dont la réparation nécessite l'intervention de spécialistes, difficultés d'approvisionnement en pièces de rechange...).

- un entretien dont le coût a été sous-estimé et qu'il devient alors difficile d'assurer...

L'élaboration de grilles de choix d'un système d'épuration, du type de celle reproduite au chapitre IV, paragraphe 1.2.5., adaptées au contexte particulier des Etats membres du Comité nous semble en conséquence répondre à un besoin évident.

L'étude à mener dans ce but pourrait comporter :

- une évaluation des installations existantes dans les pays membres du Comité (et éventuellement d'autres pays d'Afrique) au plan des performances et au plan des charges financières qu'elles imposent.

  Cette évaluation se ferait sur la base :

  . d'enquêtes auprès des exploitants en vue de préciser les coûts (construction, fonctionnement, réparations, entretien), les sujétions d'exploitation (nature et causes connues des pannes, fréquence et durées des arrêts...).

  . de mesures (débits et charges polluantes enlevées).

  . d'une étude de diagnostic de ces installations en précisant les limites, les erreurs de conception, les rendements des différents dispositifs comparés aux rendements annoncés par le constructeur ou couramment obtenus dans les pays développés (rendement des dispositifs d'aération des boues activées en particulier).

Cette première partie de l'étude est importante par les renseignements pratiques qu'elle peut fournir pour la mise en oeuvre de systèmes semblables dans les autres Etats membres du Comité (considérations de coûts et de sujétions de fonctionnement essentiellement). Nous craignons néanmoins que, compte tenu du petit nombre d'installations existantes, les conclusions que l'on pourra tirer de ces investigations ne puissent avoir un caractère définitif. En tout état de cause, il y aura toujours intérêt à enrichir l'expérience en la matière par un "suivi" sérieux des installations qui pourraient être réalisées ultérieurement.

- l'analyse de projets étudiés à l'occasion d'opérations d'assainissement urbain. Il serait judicieux à cet égard que ces projets se prêtent à la comparaison des différents systèmes d'épuration envisageables, soit que les devis-programmes de concours imposent aux concurrents d'étudier ces diverses solutions, soit que les études en soient confiées à des bureaux d'études indépendants. L'analyse de ces projets comporterait l'examen critique de leur conception compte tenu de l'expérience acquise, la mise en évidence des sujétions de fonctionnement qui peuvent s'y rattacher et l'estimation des charges financières qu'ils imposent. Elle comporterait également une estimation des coûts des différentes solutions pour l'application du projet aux Etats autres que celui auquel il est destiné et dont les conditions économiques peuvent être très différentes.

- l'élaboration de grilles précisant, en l'état actuel des connaissances et de l'expérience, les critères de choix entre les différents systèmes d'épuration (rendements escomptables sur les indicateurs habituels de la pollution, contraintes de mise en oeuvre, adaptabilité aux conditions de service, sujétions d'exploitation et d'entretien, coûts, etc.).

2.7. ETUDE PARTICULIERE A L'EPURATION PAR LAGUNAGE

D'une efficacité équivalente, sinon supérieure à celle des procédés classiques, le lagunage qui ne fait appel qu'à des mécanismes naturels dans lesquels la température et l'ensoleillement jouent un rôle prépondérant, constitue à l'évidence, par sa simplicité de mise en oeuvre et d'exploitation une solution intéressante au problème de l'épuration des eaux usées dans les pays africains. Le procédé dans sa formule "lagunage facultatif" a été mis en oeuvre au Sénégal (Kaolack, Louga et Thiès). Il semble toutefois que les conditions de fonctionnement de ces étangs de stabilisation soient assez différentes de celles qui ont présidé à leur conception, et que l'on ne puisse, en conséquence, en tirer des enseignements valables pour l'application du procédé dans les Etats membres du Comité. Par ailleurs, la technique du lagunage anaérobie ne nécessitant que des surfaces plus réduites n'a, à notre connaissance, nulle part été mise en oeuvre dans ces pays.

Nous pensons éminemment souhaitable, compte-tenu de l'intérêt du lagunage qu'une étude soit menée pour en définir les normes de conception et de dimensionnement dans ces pays, aussi bien dans le mode "facultatif" que dans le mode "anaérobie". Une telle étude nécessite la réalisation "d'étangs pilotes" dans lesquels il sera possible de faire varier facilement les différents paramètres dont l'influence sur le niveau d'épuration a été mise en évidence par les expérimentations menées sous d'autres climats, à savoir :

- le nombre de bassins (pour le lagunage naturel),

- le temps de séjour de l'effluent dans les bassins et la hauteur d'eau que l'on pourra faire varier à volonté par le réglage des seuils des divers ouvrages (cf. chapitre V, paragraphe 2.4.8.).

Les prestations à assurer dans le cadre de l'étude particulière à l'épuration par lagunage comporteraient :

- le choix du site des 2 ouvrages basé sur les critères suivants :

  . nature et caractéristiques des effluents à traiter (usagers raccordés à un réseau séparatif, possibilité de faire varier les charges à traiter par by pass d'une partie de l'effluent.

  . nature géologique du site en prenant en compte les sujétions d'une imperméabilisation.

- la conception des ouvrages en fonction des nécessités exposées plus haut.

- l'établissement du projet et du dossier d'appel d'offres.

- le contrôle des travaux.

- le suivi expérimental étalé sur 2 années.

Quatre axes principaux de recherche seraient poursuivis :

- pour chaque paramètre de pollution, la détermination expérimentale des vitesses de dégradation pour une charge donnée, en fonction des conditions climatiques.

- la recherche de la charge maximale admissible pour une saison permettant de fixer des normes de dimensionnement.

- l'amélioration des rendements épuratoires par détermination des hauteurs d'eau optimales et du nombre de bassins pour le lagunage facultatif.

- la recherche d'un modèle mathématique de simulation de la dégradation de manière à pouvoir extrapoler la loi mathématique expérimentale à d'autres sites.

Chaque expérimentation serait engagée sur une période au moins égale au temps de séjour de l'effluent dans les bassins. Durant cette période il serait effectué :

- un bilan hydraulique de la lagune en continu comportant la mesure des débits à l'entrée et à la sortie des bassins, de l'évaporation et de la pluviométrie.

- la détermination du temps de séjour réel dans les bassins (compte tenu des cheminements préférentiels dans la lagune facultative et de la stratification) par traceurs chimiques.

- la détermination mensuelle des charges de pollution entrantes et sortantes par des prélèvements effectués en continu pendant 24 heures et rattachés aux mesures de débits. Les échantillons feraient l'objet d'analyses chimiques et bactériologiques portant sur :

  . MES
  . DBO sur effluent brut et sur effluent filtré
  . DCO sur effluent brut et sur effluent filtré
  . Azote total
  . Nitrates
  . Phosphore total
  . Coliformes fécaux
  . Streptocoques fécaux

Il devrait en outre être effectué un contrôle du fonctionnement des bassins par :

- l'observation visuelle des eaux : odeur, couleur, présence de corps flottants, de bulles, de mousses...

- un examen physique de l'eau à différentes profondeurs (PH, rH, température, oxygène dissous...).

- un examen des sédiments (quantités et caractéristiques : PH, rH, Azote, phosphore).

- un examen microscopique des eaux des bassins facultatifs pour contrôler in situ les développements planctoniques et la densité algale.

2.8. ETUDE DES DEBITS PLUVIAUX

Nous avons noté au paragraphe 1.1.2. du chapitre V que quelle que soit la méthode de calcul utilisée, la valeur des résultats des calculs de débits pluviaux dépend avant tout de la valeur des données de base prises en compte (données pluviométriques, coefficient de ruissellement...).

En ce qui concerne les données pluviométriques, une étude C.I.E.H. regroupe sous une forme facile à exploiter par les techniciens en assainissement urbain l'ensemble des informations existantes dans ce domaine. L'auteur de cette étude signale toutefois que "la qualité des données est incertaine" et les "trous nombreux" (certaines stations ont du être éliminées de ce fait). Il y aura bien entendu le plus grand intérêt à renforcer et à améliorer le réseau pluviométrique pour disposer à terme de données sures et complètes.

En ce qui concerne les coefficient de ruissellement, les concepteurs ne disposent bien souvent d'aucun élément permettant de les appréhender correctement et doivent alors se référer à des chiffres tirés de la littérature qui peuvent ne pas correspondre au contexte particulier des pays africains (latérisation des sols, fortes intensités des averses, type d'habitat...).

Nous pensons qu'il conviendrait de multiplier les bassins versants expérimentaux de type urbain en différentes régions pluviométriques et d'en analyser les résultats de manière à faire apparaître l'incidence des paramètres caractéristiques à l'égard du ruissellement (nature du terrain, pente, couverture végétale mais aussi typologie de l'habitat). De tels bassins expérimentaux devraient également permettre de tester la validité des divers modèles de calcul des débits et d'en définir les limites d'utilisation.

Le programme des études pour un bassin expérimental pourrait s'inspirer des indications ci-après :

-sélection du bassin : les critères de sélection sont les suivants :

. la taille : 500 à 1 000 hectares

. l'état d'occupation du sol qui doit être représentatif des divers types d'urbanisation et d'habitat(résidentiel, économique, traditionnel, évolutif...).

. la possibilité de découpage en sous-bassins ($\leqslant$10 hectares) de caractéristiques et d'état d'occupation du sol homogènes.

. l'existence d'un réseau primaire revêtu sur une assez grande longueur de manière à mieux appréhender les phénomènes de propagation des crues.

. l'existence d'un réseau secondaire représentatif des divers types d'assainissement (réseau naturel, réseau enterré, réseau à ciel ouvert).

- connaissance du bassin : elle résulte de l'exploitation des divers documents existants (études, plans, cartes et photos aériennes) complétée par une enquête de terrain pour permettre la description physique du bassin (topographie, nature des sols, couverture végétale, surface de voirie revêtue et non revêtue, type d'habitat, réseau de drainage, etc.).

- équipements et campagne de mesures :

Les pluies seront enregistrées par pluviographes à raison de 4 à 5 répartis sur le bassin de façon à intercepter les épisodes pluvieux moyens résultant de la dispersion spatiale.

Les hauteurs d'eau seront enregistrées par pluviographes à raison de 7 à 8 répartis de façon à intercepter les hydrogrammes de crue des bassins versants allant de 10 hectares à la superficie totale du bassin versant expérimental. Des courbes de tarage (hauteurs-débits) seront établis en ces points de mesures.

Les appareils seront choisis en fonction de critères de sensibilité (plus petite variation de hauteur observable sur l'enregistrement), linéarité (relation entre la hauteur lue et une hauteur mesurée ou observée directement), l'hystérésis (écart maximal entre les résultats lus correspondant à une même hauteur).

La campagne de mesures devrait se dérouler sur une période couvrant au moins 2 saisons des pluies.

Enfin, on pourra profiter de ces bassins expérimentaux pour effectuer des mesures débit-pollution des eaux de ruissellement. Les appareils de prélèvement devront alors permettre d'avoir un échantillon moyen et des échantillons fractionnés durant l'évènement pluvieux.

Exploitation et résultats

L'exploitation des mesures aura pour objet :

- le calcul des coefficients de ruissellement pour les différents sous-bassins et l'interprétation de ces valeurs avec pour objectif de définir les normes d'estimation basées sur des paramètres faciles à appréhender par les concepteurs (caractéristiques physiques du bassin, typologie de l'habitat...).

- la vérification de l'adéquation des méthodes superficielle et rationnelle (cf. chapitre V, paragraphe 1.1.2.) et la détermination de leurs limites d'application.

- le calage des modèles élaborés pouvant être utilisés dans les projets.

- l'étude des relations débit-pollution des eaux pluviales.

2.9. ETUDE SUR LA MAITRISE DES EAUX PLUVIALES

Nous avons vu tout l'intérêt pour l'économie d'un projet d'assainissement urbain de pouvoir réduire les débits de pointe (et les volumes) des ruissellements d'eaux pluviales. Nous avons, au paragraphe 2.2. du chapître IV, indiqué dans leurs principes différentes techniques envisageables dans ce but et qui ont, à des degrés divers, fait l'objet d'application dans les pays développés. Faute d'expérience en la matière dans les pays africains, (exception faite des bassins de retenue), aucune recommandation particulière n'a pu être formulée pour leur application dans les Etats membres du C.I.E.H..

Il serait pourtant particulièrement intéressant, à notre sens, de pouvoir apprécier la validité de ces différentes techniques (et éventuellement d'autres à trouver) dans le contexte particulier de ces Etats et d'en connaître les meilleurs conditions de mise en oeuvre. La meilleure démarche, pour ce faire, serait sans doute de procéder à l'étude concrète d'un bassin versant urbain basée sur la recherche systématique de solutions originales axées sur le principe d'une réduction des débits de ruissellement.

Il conviendrait alors que ce bassin, à choisir dans une région à forte pluviométrie, se prête à la mise en oeuvre du plus large éventail possible de telles solutions et pour cela réponde à certains critères :

- urbanisation encore modérée laissant la possibilité de mettre en oeuvre, à une échelle significative, au niveau des parcelles ou des habitations des mesures édictées par un règlement d'urbanisme à définir (taille minimale des parcelles, mode de délimitation, modelé des terrains, taux maximal d'imperméabilisation des surfaces, recueil des eaux de toiture dans les tranchées d'infiltration, etc.).

- plan directeur d'urbanisme pouvant être remis en cause notamment pour :

  . le choix de nouveaux tracés de voirie (allongement des temps de ruissellement) et le choix de revêtement appropriés.

  . la localisation d'espaces publics pouvant, sans inconvénients majeurs, être aménagés en zones inondables.

- nature des terrains permettant de mettre en oeuvre des dispositifs d'infiltration...

L'expérience devrait être suivie d'une étude d'évaluation permettant de préciser l'efficacité des diverses technologies ou mesures appliquées et d'en apprécier l'intérêt au plan économique (comparaison des charges financières qu'elles entrainent avec celles qu'aurait impliquées un système de type classique).

2.10. ETUDE RELATIVE A L'ENTRETIEN

La considération de l'entretien est un critère important de la plupart des choix à effectuer (choix du système d'assainissement, choix du type de réseau, choix des filières d'épuration...). Elle intervient par ailleurs au niveau de la conception en imposant pour les ouvrages certaines dispositions particulières. Il apparaît pourtant que les sujétions d'entretien ne sont pas toujours appréhendées, avec toute la rigueur souhaitable, par les concepteurs. Ceci se traduit alors par des charges financières très supérieures à celles prévues, et qu'il est alors difficile d'assumer, voire par des difficultés techniques insurmontables pour assurer l'entretien indispensable au fonctionnement correct des ouvrages.
Il est reconnu que le défaut d'entretien constitue, dans les pays en voie de développement, une des causes essentielles de la déficience des équipements. Ceci est particulièrement vrai pour les ouvrages d'assainissement.

Il nous semble en conséquence éminemment souhaitable qu'une étude complète soit menée sur les problèmes d'entretien des ouvrages d'assainissement. Cette étude aurait pour objet :

- d'apprécier, par des enquêtes diagnostics sur différents réseaux choisis dans les Etats membres, la sensibilité des ouvrages aux problèmes d'entretien en fonction de leurs conditions de mise en oeuvre et de leurs conditions de service :

  . pour les réseaux : pente, section, nature du matériau constitutif, nature des eaux transportées, nature des sols...

  . pour les ouvrages annexes : emplacement, conception...

  . pour les installations d'épuration : système mis en oeuvre, conception, dispositifs mécaniques utilisés, nature des eaux traitées.

  Cette sensibilité serait appréciée par la fréquence des interventions nécessaires, la plus ou moins grande simplicité de ces interventions, les arrêts prolongés du fonctionnement des dispositifs mécaniques des stations de relèvement et des installations d'épuration.

- d'étudier les dispositions pouvant être prises en conséquence lors de la conception :

  . réalisation d'ouvrages spécifiques tels que pièges à sables...

  . conception particulière des ouvrages d'évacuation (pente minimale, section, accessibilité) des ouvrages annexes et des installations de relèvement ou d'épuration (dimensionnement, dispositifs de protection...).

  . mesures d'ordre réglementaire (interdiction de déversement d'ordures ménagères, réglementation des rejets d'eaux usées...).

  . mesures d'urbanisme.

  Cette étude devrait être exhaustive, et il conviendrait évidemment que les dispositions ou mesures préconisées soient testées dans le cadre de réalisations concrètes pour en apprécier la validité et l'intérêt.

- de définir, dans le cadre plus général de l'organisation du secteur, les structures à mettre en place pour assurer l'entretien.

- de préciser les moyens à donner à cette structure (moyens en personnel et en matériel) et d'en chiffrer le coût de fonctionnement.

B I B L I O G R A P H I E

Cette liste recense les études et projets, articles et publications, ouvrages généraux consultés pour la rédaction de l'étude.

A - ETUDES ET PROJETS D'ASSAINISSEMENT

(1) - Ville de BAMAKO - Evacuation des eaux usées - Evaluation préalable
SAFEGE - 1981

(2) - Etude générale d'assainissement des villes de YAOUNDE et DOUALA
SCET INTERNATIONAL - 1980

(3) - Assainissement de la ville de NIAMEY - Schéma directeur
GKW - 1981

(4) - Plan directeur d'assainissement de la ville de BAMAKO
BALFOUR AND SONS - ACWA - 1974

(5) - Assainissement de la ville de MARADI (+)
GKW - 1979

(6) - Plan directeur de DAKAR et de ses environs (+)
NEDECO - 1973

(7) - Etude préliminaire de l'évacuation des eaux de pluie pour la ville de ZINDER
HYDROPLAN

(8) - Schémas alternatifs du plan directeur de SAINT-LOUIS (+)
ITAL CONSULT - 1980

(9) - Assainissement de la baie de SOUMBEDIENNE (+)
GEOPROJETTI - 1982

(10) - Barrages de retenues pour l'écoulement des crues des bassins versants du GOURO et de la CHAUMIERE
BCEOM - BNETD - 1978

(11) - Assainissement du plateau du BANCO
BCEOM - 1980

(12) - Etude des relations pluie-débit sur bassin versant expérimental à ABIDJAN
BCEOM - en cours

(13) - Projet d'assainissement au SENEGAL - Assistance préparatoire - Rapport préparé pour l'OMS - Décembre 1981

(+) Seuls des extraits de ces documents ont été consultés.

B - PUBLICATIONS, ARTICLES ET COMMUNICATIONS

(1) - Méthode de calcul des débits de crue décennale pour les petits et moyens bassins versants en AFRIQUE de l'Ouest et Centrale
C. PUECH et D. CHABI-GONNI - CIEH - 1983

(2) - Les systèmes d'assainissement urbain : réflexion sur leur conception
J.P. LAHAYE CIEH (bulletin de liaison du CIEH n°53)

(3) - Etablissement du schéma directeur d'urbanisme - conséquences sur les infrastructures hydrauliques - exemple du NIGER - Communication au séminaire sur la gestion de l'eau potable et de l'assainissement - ABIDJAN - Novembre 1982

(4) - Note sur l'assainissement urbain au SENEGAL
SONEES - 1982

(5) - Essai d'adaptation à l'AFRIQUE TROPICALE des méthodes de calcul du ruissellement pluvial urbain .
CIEH/EIR - 1972

(6) - Réflexion sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial
M. DESBORDES - Thèse de doctorat - Université des Sciences et Techniques du LANGUEDOC - MONTPELLIER - 1974

(7) - Réduction de l'impact de la pollution due aux eaux de ruissellement
A. PAITRY, A. PAUTIS, G. RAIMBAULT, M. ALQUIER, J.C. DEUTSCH et J.L. HELARY - Communication aux XVIIème journées de l'hydraulique - NANTES 1982

(8) - Epandage des eaux usées domestiques - Etudes préalables de l'aptitude des sols
J.C. GRIL - CEMAGREF - Communication au séminaire relatif au traitement et au recyclage des eaux résiduaires - OCDE - MADRID - Octobre 1982

(9) - Protection de la pollution par des méthodes naturelles et rustiques
Etang cotier de SALSES-LEUCATE
R.RINGUELET (idem, ci-dessus)

(10) - L'assainissement autonome
Formation continue - Association amicale des Ingénieurs anciens élèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - MONTPELLIER 1980

(11) - Eaux usées industrielles - Problèmes posés, nécessité d'un traitement, bref aperçu des différents procédés.
K. HEISE, communication au séminaire interrégional d'assainissement urbain intégré - NIGER 1982

(12) - Quelles alternatives pour l'assainissement des villes du Tiers Monde ?
Institut d'Urbanisme de Paris - Agence Coopération et Aménagement - Décembre 1981

(13) - Etude comparative des réseaux enterrés et à ciel ouvert
CIEH - 1982

(14) - Courbe hauteur de pluie-durée-fréquence. AFRIQUE de l'Ouest et Centrale
CIEH - Janvier 1984

C - TEXTES ET INSTRUCTIONS MINISTERIELS FRANCAIS

(1) - Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations
Circulaire n°77 284/INT du 22.6.77

(2) - Les eaux pluviales en milieu urbain - Synthèse bibliographique
Ministère de l'Urbanisme et du Logement - Décembre 1982

(3) - La maîtrise du ruissellement des eaux pluviales
idem ci-dessus

(4) - Assainissement en zone littorale
Cahiers techniques de la Direction de la Prévention de la Pollution 1983

D - OUVRAGES GENERAUX

(1) - Manuel de l'assainissement urbain
IMHOFF et KOCK

(2) - Pratique de l'assainissement des agglomérations urbaines et rurales
GUERREE, GOMELLA et BALETTE

(3) - Les réseaux d'assainissement - calculs et applications perspectives
R. BOURRIER

(4) - Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural
C. COSTE et M. LOUDET

(5) - La pratique de l'assainissement privé (individuel et collectif)
Le Moniteur des Travaux Publics et de Bâtiment

(6) - Manuel d'hydraulique générale
A. LENCASTRE

(7) - Hydraulique routière
BCEOM - N. VAN TUU

- A N N E X E S -

° ° °

FORMULE DE MONTANA

$$i = A \times T^{-B}$$

i en mm/mn T en minutes

(extrait de B.14)

LISTE DES POSTES UTILISES

MAURITANIE

1 NOUAKCHOTT

SENEGAL

2 DAKAR-YOFF
3 KAOLACK
4 KEDOUGOU
5 MATAM
6 SAINT-LOUIS
7 TAMBACOUNDA
8 ZIGUINCHOR

MALI

9 BAMAKO
10 BOUSCOUNI
11 SAO
12 KAYES
13 KENIEBA
14 MOPTI
15 SEFOU
16 SIKASSO
17 TOMBOUCTOU

HAUTE-VOLTA

18 BOBO DIOULASSO
19 BOROMO
20 DORI
21 FADA N'GOURMA
22 GAOUA
23 OUAGADOUGOU
24 OUAHIGOUYA

NIGER

25 AGADES
26 BIRNI N'KONNI
27 MAINE SOROA
28 MARADI
29 N'GUIGMI
30 NIAMEY
31 TAHOUA
32 TILLABERY
33 ZINDER

TCHAD

34 ABECHE
35 MONDOU
36 N'DJAMENA
37 SARH

COTE D'IVOIRE

38 ABIDJAN
39 ADIAKE
40 BONDOUKOU
41 BOUAKE
42 DIMBOKRO
43 FERKE
44 KORHOGO
45 MAN
46 ODIENNE
47 TABOU

TOGO

48 ATAKPAME
49 LOME
50 MANGO
51 SOKODE
52 TABLIGBO

BENIN

53 BOHICON
54 COTONOU
55 KANDI
56 NATITINGOU
57 PARAKOU
58 SAVE

CAMEROUN

59 BATOURI
60 DOUALA
61 GAROUA
62 KOUNDJA
63 N'GAOUNDERE
64 YAOUNDE
65 YOKO

GABON

66 LIBREVILLE
67 MAKOKOU
68 MOUILA
69 PORT-GENTIL

CONGO

70 BRAZZA
71 DJAMBALA
72 LOUBOMO
73 MAKOUA
74 OUESSO
75 POINTE-NOIRE
76 BV.COMBA

NIGERIA

77 ZONE I
78 ZONE II
79 ZONE III
80 ZONE IVa
81 ZONE IVb
82 ZONE VI
83 ZONE VIIa
84 ZONE VIIb
85 ZONE VIII
86 ZONE IX
87 ZONE X

FORMULE DE MONTANA

$$i = A \times T^{-B}$$

i en mm/mn T en minutes

(extrait de B.14)

COEFFICIENTS DE MONTANA ET QUANTILES ESTIMES

	1 NOUAKCHOTT	2 DAKAR-YOFF	3 KAOLACK	4 KEDOUGOU	5 MATAM	6 SAINT-LOUIS	7 TAMBACOUNDA	8 ZIGUINCHOR	9 BAMAKO	10 BOUGOUNI
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE < 1 HEURE										
1 AN	7.2	4.1	4.9	4.4	4.3	2.9	4.5	6.8	5.4	4.7
10 ANS	32.1	11.9	16.3	6.1	8.0	4.2	7.2	16.3	7.5	7.9
	0.7	0.5	0.5	0.4	0.5	0.3	0.4	0.5	0.4	0.4
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE > 2 HEURES										
1 AN	12.7	19.5	24.5	31.5	23.3	20.5	25.5	24.5	30.6	29.4
10 ANS	26.3	36.6	33.4	47.9	49.4	39.2	37.7	33.4	53.5	55.7
	0.9	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8	0.9	0.9
ESTIMATIONS DES PLUIES (1ere ligne T=1 AN, 2 eme ligne T=10 ANS)										
	--	10.2	12.5	12.4	10.0	8.1	11.7	15.9	13.1	12.2
	--	25.1	24.4	18.3	20.0	12.9	18.3	31.1	19.8	19.2
	--	15.5	18.8	20.1	15.5	13.8	18.8	24.2	19.7	19.2
	--	37.4	31.4	25.4	25.7	22.3	29.9	39.2	29.8	30.6
	--	20.5	24.2	26.6	20.6	18.3	24.1	30.8	25.2	24.9
	--	44.1	38.2	34.6	33.4	30.4	35.8	45.7	39.8	37.5
	--	30.0	35.6	39.6	29.2	26.3	34.8	42.3	36.9	35.7
	--	59.6	59.1	57.7	50.8	46.4	54.0	63.0	59.2	53.6
	--	32.6	40.7	47.1	33.9	30.7	40.6	48.9	40.7	42.5
	--	62.9	70.8	71.2	62.2	55.8	64.0	74.9	70.7	68.8
	18.3	39.1	45.4	51.6	36.8	33.5	43.8	52.4	47.2	46.6
	41.0	76.7	85.8	79.9	69.1	64.1	69.8	79.4	81.2	79.1
	--	43.2	49.2	56.7	39.1	36.1	47.8	56.2	49.0	51.2
	--	84.6	97.4	89.5	74.9	71.9	77.6	87.2	81.5	86.3
	21.4	46.1	51.6	59.8	41.8	37.7	50.9	58.9	52.2	54.8
	42.7	91.6	101.8	96.1	77.5	76.6	82.5	91.3	84.3	92.9
	23.2	50.8	56.4	67.9	47.0	43.1	57.7	68.3	57.6	60.6
	47.7	101.4	110.1	108.4	88.9	88.9	99.5	110.5	93.5	98.6
	27.4	59.0	65.2	74.7	51.0	46.5	64.0	79.5	63.6	66.7
	54.7	118.0	129.1	121.1	92.3	92.3	112.6	128.1	101.6	106.5
	27.6	71.6	69.2	78.9	52.9	50.9	69.7	95.6	67.4	70.4
	55.0	144.6	135.6	125.8	98.9	101.8	116.5	160.8	106.4	111.0

FORMULE DE MONTANA

$$i = A \times T^{-B}$$

i en mm/mn T en minutes

(extrait de B.14)

COEFFICIENTS DE MONTANA ET QUANTILES ESTIMES.

	11 GAO	12 KAYES	13 KENIERA	14 MOPTI	15 SEGOU	16 SIKASSO	17 TOMBOUCTOU	18 BOBO DIOULASSO	19 BOROMO	20 DORI
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE < 1 HEURE										
A (1 AN)	2.5	3.6	4.8	5.2	4.8	7.6	2.4	6.7	5.8	7.8
A (10 ANS	6.2	9.9	5.4	12.6	12.9	13.3	9.7	12.5	10.0	19.0
B	0.5	0.4	0.4	0.6	0.5	0.6	0.6	0.5	0.4	0.7
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE > 2 HEURES										
A (1 AN)	11.0	25.8	27.9	21.8	27.9	30.6	8.2	32.0	33.0	28.5
A (10 ANS	32.8	37.7	51.4	34.5	34.5	37.7	32.0	61.0	51.0	52.5
B	0.9	0.9	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ESTIMATIONS DES PLUIES (1ere ligne T=1 AN, 2 eme ligne T=10 ANS)										
5'	6.1	7.7	11.8	10.9	11.7	16.5	4.2	13.2	14.5	14.0
	13.1	20.8	15.3	21.8	23.3	27.2	16.4	25.0	24.4	31.5
10'	8.7	15.0	20.1	16.9	18.7	22.6	5.7	19.5	21.6	18.4
	19.8	27.7	27.2	32.9	39.1	31.9	20.9	33.5	33.3	34.8
15'	11.5	20.1	26.5	20.6	24.5	29.4	7.0	24.8	31.6	22.9
	24.2	35.5	36.0	37.3	43.4	43.0	24.9	39.3	48.4	41.1
30'	13.2	29.2	38.4	26.2	33.1	38.7	8.8	34.1	39.9	29.7
	32.8	51.1	54.6	43.4	50.8	55.7	31.0	53.7	63.1	51.4
45'	15.4	33.4	44.6	28.8	36.5	44.5	9.9	40.3	44.3	33.0
	38.7	58.0	70.3	48.2	54.8	66.0	35.3	65.9	69.5	57.7
1 H	16.3	35.1	49.2	30.2	37.7	46.9	10.4	44.0	49.6	35.2
	40.7	61.7	82.8	51.3	56.7	71.0	37.3	72.9	81.7	61.2
1.5 H	17.1	36.8	53.9	32.0	38.6	49.8	11.8	49.3	53.2	36.7
	42.2	64.0	100.0	55.4	58.0	74.3	44.5	83.1	87.9	66.9
2 H	18.0	38.5	56.7	32.9	39.8	51.8	12.4	53.2	56.1	39.2
	43.5	65.9	114.2	57.8	59.9	75.9	45.7	91.3	90.7	74.4
4 H	19.4	41.1	64.6	35.6	42.3	56.0	13.4	58.7	62.3	41.8
	47.7	71.4	129.9	62.4	64.7	83.1	48.3	96.3	100.1	77.6
12 H	19.9	43.9	75.7	38.0	44.5	62.7	14.1	65.4	67.3	44.2
	48.9	75.6	150.5	67.7	68.4	106.1	51.2	103.3	111.4	81.4
24 H	19.9	45.7	80.7	40.1	47.6	66.5	15.2	70.1	70.2	46.7
	49.0	76.9	160.3	73.0	81.7	109.7	55.2	113.2	119.8	90.2

FORMULE DE MONTANA

$$i = A \times T^{-B}$$

i en mm/mn T en minutes

(extrait de B.14)

COEFFICIENTS DE MONTANA ET QUANTILES ESTIMES

	21 FADA N'GOURMA	22 GAOUA	23 OUAGADOUGOU	24 OUAHIGOUYA	25 AGADES	26 BIRNI N'KONNI	27 MAINE SOROA	28 MARADI	29 N'GUIGMI	30 NIAMEY
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE < 1 HEURE										
A (1 AN)	5.8	6.6	5.6	4.7	3.5	6.2	5.5	4.0	3.2	5.2
A (10 ANS	10.0	17.0	9.4	6.5	8.0	12.4	7.4	6.4	4.4	8.9
B	0.4	0.6	0.5	0.4	0.6	0.6	0.5	0.4	0.4	0.5
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE > 2 HEURES										
A (1 AN)	31.2	33.0	31.0	32.8	13.3	28.2	33.8	29.4	18.4	30.9
A (10 ANS	46.5	51.0	39.8	57.4	25.8	40.4	47.9	48.5	36.0	53.5
B	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ESTIMATIONS DES PLUIES (1ere ligne T=1 AN, 2 eme ligne T=10 ANS)										
5'	13.4	14.4	37.8	12.0	6.5	13.2	9.7	10.5	7.8	12.2
	22.5	29.4	55.2	17.9	13.8	23.9	17.5	16.5	12.7	19.8
10'	22.6	21.2	45.7	19.2	9.5	18.3	16.7	16.5	12.4	20.4
	34.5	38.0	69.8	26.8	18.1	27.6	26.5	26.6	21.5	33.8
15'	27.4	26.7	50.9	25.4	11.7	22.7	19.7	21.2	16.1	25.4
	40.3	41.9	79.3	36.7	22.0	33.6	29.2	33.3	30.2	41.4
30'	38.1	39.1	56.4	34.9	13.7	30.5	26.7	30.5	21.3	33.4
	54.9	50.5	89.6	54.2	25.5	46.0	47.2	48.9	42.2	52.3
45'	43.5	43.0	60.8	40.8	14.2	30.9	30.4	33.7	23.7	35.3
	63.8	66.1	100.6	67.2	27.0	45.7	56.3	52.8	47.4	57.2
1 H	46.0	46.0	62.9	43.6	14.8	36.8	32.6	37.2	24.7	40.8
	69.0	71.6	103.8	73.6	27.9	57.1	60.3	61.0	49.6	66.9
1.5 H	50.0	49.1	12.3	46.2	15.2	35.0	35.7	38.7	26.1	39.7
	80.5	76.9	20.2	82.9	29.6	54.2	68.1	62.3	52.2	63.2
2 H	53.3	51.0	21.1	47.6	15.8	40.4	37.4	41.2	27.3	44.8
	89.0	79.7	33.0	85.0	30.4	62.0	71.0	67.0	54.3	73.0
4 H	58.1	54.9	27.3	50.6	16.5	43.9	41.0	45.3	29.4	49.2
	95.1	85.4	41.0	90.6	31.2	67.3	83.7	74.2	57.7	78.1
12 H	63.6	58.3	42.8	55.0	16.6	45.6	43.3	48.5	30.1	51.4
	102.7	90.3	64.2	94.6	31.5	71.7	89.3	78.5	59.4	80.5
24 H	64.7	60.9	48.4	55.5	17.5	46.9	44.5	49.9	32.4	52.2
	106.3	97.4	75.8	97.1	33.5	76.5	90.8	81.0	66.2	91.9

FORMULE DE MONTANA

$$i = A \times T^{-B}$$

i en mm/mn T en minutes

(extrait de B.14)

COEFFICIENTS DE MONTANA ET QUANTILES ESTIMES

	31 TAHOUA	32 TILLABERY	33 ZINDER	34 ABECHE	35 MONDOU	36 N'DJAMENA	37 SARH	38 ABIDJAN	39 ADIAKE	40 BONDOUKOU
COEFFICIENTS DE MONTANA. DUREE < 1 HEURE										
A (1 AN)	4.2	3.5	7.1	4.0	3.3	4.1	6.4	4.4	6.0	5.8
A (10 ANS	6.8	5.4	15.3	6.0	4.5	5.2	11.6	8.8	8.1	10.3
B	0.4	0.3	0.6	0.4	0.3	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE > 2 HEURES										
A (1 AN)	23.0	30.3	27.1	21.1	27.4	27.1	27.9	37.7	58.0	42.1
A (10 ANS	37.7	49.9	43.0	27.1	36.6	43.4	35.5	60.3	190.6	73.6
B	0.9	0.9	0.9	0.8	0.9	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8
ESTIMATIONS DES PLUIES (1ere ligne T=1 AN, 2 ese ligne T=10 ANS)										
5'	9.8	9.7	13.1	9.3	9.5	11.5	14.7	12.6	13.0	14.9
	16.2	15.1	27.6	15.0	14.2	16.2	23.8	18.4	18.9	25.0
10'	15.5	16.8	19.2	13.9	15.5	16.1	23.0	21.0	19.0	21.0
	25.7	27.0	32.1	20.5	24.7	23.7	41.1	33.1	27.0	33.6
15'	19.8	22.6	23.9	19.5	22.3	23.5	31.0	30.0	25.9	26.1
	31.5	36.7	36.4	25.9	35.3	34.3	52.7	45.6	34.9	41.0
30'	25.3	31.2	31.9	26.3	33.5	35.3	38.5	45.0	38.2	36.0
	41.4	50.8	49.5	42.5	55.0	56.6	59.7	65.3	54.0	54.0
45'	27.6	35.3	36.2	30.3	40.5	38.5	43.7	57.0	57.0	40.5
	45.6	58.8	56.2	51.3	61.5	69.4	66.4	84.5	82.0	62.0
H	28.7	37.4	37.3	31.6	45.1	40.0	47.4	68.4	52.9	49.3
	47.5	61.1	61.2	55.6	63.7	75.4	71.5	99.0	76.3	78.5
.5 H	30.0	39.4	45.7	32.9	49.9	42.3	51.0	85.0	81.0	62.0
	48.2	64.7	60.4	61.7	68.4	80.6	78.1	126.0	126.0	89.0
2 H	30.6	41.4	40.2	35.0	55.6	43.8	54.8	119.0	93.0	63.0
	49.5	68.0	64.9	66.8	75.9	83.9	88.8	148.0	144.0	83.0
4 H	32.7	44.4	43.1	37.0	60.9	49.1	62.7	127.0	118.0	75.0
	52.1	71.6	67.8	78.4	82.1	90.7	107.6	196.0	209.0	109.5
12 H	34.7	45.2	45.4	41.0	71.5	53.7	67.5	130.0	139.0	73.5
	59.6	72.2	71.9	95.7	102.3	112.0	111.0	203.0	216.0	105.0
24 H	35.1	46.2	48.9	62.3	73.1	59.8	74.8	155.5	138.2	77.8
	60.4	76.0	82.5	102.5	101.2	121.6	134.6	241.9	220.3	138.2

FORMULE DE MONTANA

$$i = A \times T^{-B}$$

i en mm/mn T en minutes

(extrait de B.14)

COEFFICIENTS DE MONTANA ET QUANTILES ESTIMES

	41 BOUAKE	42 DIMBOKRO	43 FERKE	44 KORHOGO	45 MAN	46 ODIENNE	47 TABOU	48 ATAKPAME	49 LOME	50 MANGO
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE < 1 HEURE										
A (1 AN)	4.8	4.9	5.6	6.0	7.0	6.1	5.3	8.2	4.5	6.8
A (10 ANS	12.1	6.7	9.6	10.5	11.9	8.7	7.4	14.7	9.2	12.9
B	0.5	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.4	0.5	0.4	0.5
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE > 2 HEURES										
A (1 AN)	34.5	98.5	77.5	40.8	35.5	38.5	21.8	27.1	35.9	29.4
A (10 ANS	66.7	95.6	151.4	66.0	51.4	70.8	47.0	39.2	64.1	32.8
B	0.9	1.0	1.0	1.0	0.9	0.9	0.8	0.9	0.9	0.8
ESTIMATIONS DES PLUIES (1ere ligne T=1 AN, 2 eme ligne T=10 ANS)										
5'	10.8	12.0	13.0	13.0	15.0	14.3	13.0	16.3	11.1	14.7
	24.0	18.1	23.0	21.6	25.0	20.4	18.9	27.5	20.6	26.5
10'	18.0	19.0	20.1	19.2	21.0	20.7	19.0	21.2	19.1	20.4
	33.0	30.0	33.0	30.6	33.6	28.8	27.0	34.3	34.9	33.4
15'	23.7	24.8	24.9	25.2	26.1	27.0	25.9	26.2	25.4	25.9
	40.7	36.9	37.1	36.9	41.0	36.0	34.9	43.9	47.1	42.2
30'	35.1	40.1	36.0	35.6	36.0	39.2	38.2	34.5	37.9	34.7
	58.5	63.0	56.1	50.4	54.0	52.2	54.0	53.6	63.6	56.1
45'	40.5	54.0	45.0	38.3	43.2	46.0	46.4	38.6	46.0	41.0
	65.0	82.4	71.5	59.4	77.0	63.5	66.0	60.5	76.8	67.1
1 H	42.5	49.3	51.1	44.3	49.3	52.9	52.9	43.1	50.6	45.6
	69.5	86.4	85.3	68.0	78.5	74.9	76.3	69.3	85.4	72.7
1.5 H	59.5	65.0	67.5	51.3	58.3	70.0	68.0	46.8	54.4	49.2
	73.0	103.0	111.0	81.0	94.5	97.2	94.0	76.1	93.6	77.7
2 H	54.0	66.0	79.0	53.3	60.5	66.0	79.0	52.2	58.9	51.3
	90.0	104.0	127.0	76.0	97.2	112.3	114.0	85.8	105.5	83.3
4 H	65.0	86.4	89.3	56.0	72.0	76.0	108.0	57.9	67.4	56.8
	100.0	115.0	150.0	82.0	118.0	128.0	156.0	94.5	119.5	90.9
12 H	71.0	62.0	91.0	60.5	73.0	82.0	117.0	63.3	71.6	65.4
	104.0	98.0	152.0	92.0	121.0	138.0	184.0	98.6	124.3	123.6
24 H	69.1	58.8	77.8	60.5	77.8	95.0	138.2	70.1	73.6	67.5
	116.6	97.6	151.2	86.4	138.2	155.5	220.3	128.3	128.1	128.1

FORMULE DE MONTANA

$$i = A \times T^{-B}$$

i en mm/mn T en minutes

(extrait de B.14)

COEFFICIENTS DE MONTANA ET QUANTILES ESTIMES

	51 SOKODE	52 TABLIGBO	53 BOHICON	54 COTONOU	55 KANDI	56 NATITINGOU	57 PARAKOU	58 SAVE	59 BATOURI	60 DOUALA
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE < 1 HEURE										
A (1 AN)	9.6	6.5	4.6	3.8	4.3	4.5	4.1	3.6	4.6	8.0
A (10 ANS	15.2	13.6	7.7	5.5	8.6	8.4	7.5	5.2	6.0	17.0
B	0.6	0.6	0.4	0.3	0.4	0.4	0.4	0.3	0.4	0.6
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE > 2 HEURES										
A (1 AN)	25.5	34.1	33.4	34.8	30.0	31.5	31.8	23.8	26.6	30.3
A (10 ANS	36.6	45.1	46.5	45.1	41.7	42.5	44.7	41.7	34.8	40.0
B	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8	0.9	0.8
ESTIMATIONS DES PLUIES (1ere ligne T=1 AN, 2 eme ligne T=10 ANS)										
5'	35.0	12.9	11.8	11.1	11.3	10.9	10.8	10.0	10.8	16.7
	52.5	23.0	18.3	16.6	19.8	18.5	16.6	15.3	17.5	32.5
10'	43.8	19.9	19.6	18.9	19.5	17.9	18.2	17.1	14.9	25.5
	66.3	34.6	29.1	26.9	31.9	29.1	26.5	26.7	23.6	43.7
15'	51.9	24.6	25.9	25.3	25.5	23.0	22.9	22.3	20.2	31.7
	91.1	40.4	38.1	36.9	39.6	36.6	31.4	35.3	34.9	49.4
30'	57.5	32.5	37.7	37.6	35.3	33.7	33.1	32.8	31.5	44.2
	97.8	51.6	53.7	57.6	52.9	50.6	42.6	52.7	50.4	59.9
45'	65.8	38.1	45.4	48.2	40.9	39.6	39.4	39.0	38.6	53.4
	105.9	57.3	63.6	69.0	63.8	58.7	53.8	63.1	60.9	74.5
1 H	71.7	42.2	49.2	53.3	43.2	43.2	43.1	42.0	44.5	61.5
	134.3	60.2	68.9	73.5	67.8	64.8	62.3	68.5	65.9	85.8
1.5 H	17.6	45.7	53.6	60.5	46.8	46.9	48.5	46.1	47.8	72.9
	28.3	64.9	76.5	89.5	74.9	69.5	73.0	74.5	69.9	100.5
2 H	22.2	49.3	56.1	63.8	49.7	48.9	51.2	50.0	51.0	82.4
	33.0	67.4	80.3	97.6	80.8	71.5	76.7	81.1	75.2	115.7
4 H	27.2	53.7	60.6	71.1	55.8	54.1	59.5	58.7	59.5	102.9
	40.6	82.8	91.0	110.9	99.0	79.8	98.6	102.5	91.8	151.6
12 H	40.2	59.6	67.6	77.9	60.1	58.8	66.3	66.6	66.4	134.9
	62.3	86.6	97.9	124.1	101.9	91.8	106.9	122.5	102.8	204.5
24 H	47.1	61.4	68.5	79.8	63.6	60.6	67.1	67.0	70.6	153.4
	73.9	88.0	98.4	125.8	114.1	92.7	108.2	123.4	111.3	233.9

FORMULE DE MONTANA

$$i = A \times T^{-B}$$

i en mm/mn T en minutes

(extrait de B.14)

COEFFICIENTS DE MONTANA ET QUANTILES ESTIMES

	61 GAROUA	62 KOUNDJA	63 N'GAOUNDERE	64 YAOUNDE	65 YOKO	66 LIBREVILLE	67 MAKOKOU	68 MOUILA	69 PORT-GENTIL	70 BRAZZA
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE < 1 HEURE										
A (1 AN)	3.8	4.5	6.0	5.5	4.0	6.2	4.6	6.5	4.4	4.7
A (10 ANS	6.0	7.5	8.8	12.2	5.3	11.2	5.9	21.8	7.1	8.2
B	0.3	0.4	0.5	0.5	0.4	0.5	0.3	0.6	0.3	0.4
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE > 2 HEURES										
A (1 AN)	37.3	26.8	26.6	32.1	23.6	33.5	48.9	26.8	36.6	29.4
A (10 ANS	82.3	34.8	47.5	48.4	40.8	59.1	71.5	35.9	49.4	41.7
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8	0.9	0.8	0.8	0.8
ESTIMATIONS DES PLUIES (1ere ligne T=1 AN, 2 eme ligne T=10 ANS)										
5'	11.2	11.0	13.2	13.0	11.0	14.1	13.0	15.0	13.4	12.9
	17.8	17.2	20.1	24.5	15.4	25.4	18.9	35.3	20.7	21.1
10'	17.2	17.0	20.2	19.1	14.4	20.6	20.7	22.0	21.4	18.7
	28.7	26.0	30.8	33.6	19.8	32.7	31.7	43.1	32.8	31.6
15'	24.4	23.0	25.1	25.6	20.4	27.7	28.4	28.0	30.0	26.1
	40.9	34.1	39.9	43.8	29.3	41.5	41.1	49.0	44.6	42.6
30'	36.3	32.5	32.8	35.5	31.0	41.3	43.2	41.0	45.8	38.6
	60.0	46.8	52.1	55.5	45.5	64.8	72.0	59.0	67.7	60.6
45'	45.1	38.6	36.6	42.4	36.0	50.2	54.4	49.0	58.2	45.7
	77.0	56.0	59.4	66.0	51.9	92.4	88.2	70.3	83.4	68.9
1 H	50.4	42.2	40.5	46.5	40.2	56.4	60.3	55.0	68.8	51.7
	88.8	61.0	67.8	72.0	59.5	103.1	94.2	73.2	101.8	78.0
1.5 H	55.8	45.8	42.5	50.5	43.9	63.8	65.6	62.0	78.7	57.4
	103.8	65.1	71.1	77.0	65.3	110.5	113.8	79.0	123.4	88.4
2 H	60.1	48.7	44.6	53.8	46.0	68.7	70.8	69.0	84.6	61.4
	110.6	67.8	73.2	80.7	68.4	115.7	116.3	92.0	134.7	95.8
4 H	67.9	53.6	48.0	59.7	51.7	79.9	77.2	86.0	97.1	69.2
	118.8	74.6	76.6	86.1	74.7	139.5	121.2	110.0	157.8	107.5
12 H	72.4	58.8	52.4	65.9	59.4	95.7	80.7	98.0	109.1	80.2
	123.8	85.1	84.3	99.1	81.5	163.7	137.8	128.0	181.4	128.7
24 H	74.5	62.8	57.7	68.4	62.4	98.2	80.7	99.4	121.9	83.4
	124.3	96.0	90.9	102.3	84.0	164.5	137.8	129.0	202.2	133.0

FORMULE DE MONTANA

$$i = A \times T^{-B}$$

i en mm/mn T en minutes

(extrait de B.14)

COEFFICIENTS DE MONTANA ET QUANTILES ESTIMES

	71 DJAMBALA	72 LOUBOMO	73 MAKOUA	74 OUESSO	75 POINTE-NOIRE	76 BV.COMBA	77 ZONE I	78 ZONE II	79 ZONE III	80 ZONE IVa
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE < 1 HEURE										
A (1 AN)	5.6	4.8	3.7	5.2	3.2	4.3	5.2	5.2	7.5	6.5
A (10 ANS	10.1	10.8	4.7	8.3	7.2	5.3	8.5	8.0	8.9	8.2
B	0.5	0.5	0.3	0.4	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.5
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE > 2 HEURES										
A (1 AN)	28.8	30.9	45.1	40.0	18.4	43.0	39.2	36.2	27.7	42.5
A (10 ANS	54.6	49.4	80.6	59.7	44.7	88.2	79.8	50.4	58.6	53.5
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ESTIMATIONS DES PLUIES (1ere ligne T=1 AN, 2 eme ligne T=10 ANS)										
5'	12.4	12.8	11.8	12.8	9.9	12.5	--	--	--	--
	21.1	23.3	17.1	20.0	20.9	18.0	--	--	--	--
10'	19.5	19.1	17.9	19.8	14.6	20.8	--	--	--	--
	31.9	31.9	26.0	30.1	30.9	29.5	--	--	--	--
15'	25.7	25.9	25.5	27.2	20.4	28.0	--	--	--	--
	40.8	39.3	34.6	40.1	43.6	40.2	--	--	--	--
30'	37.0	37.5	42.1	39.5	32.3	46.0	--	--	--	--
	57.6	54.4	64.5	58.5	70.2	71.0	--	--	--	--
45'	42.8	45.2	53.1	48.0	42.8	58.5	--	--	--	--
	64.5	69.9	88.0	71.8	82.6	95.2	--	--	--	--
1 H	47.3	49.2	59.0	53.1	49.1	67.0	52.1	45.5	36.1	40.7
	73.0	77.1	96.6	79.0	98.8	115.0	87.4	87.4	69.1	77.6
1.5 H	52.5	53.5	66.3	57.8	55.8	--	--	--	--	--
	87.5	86.2	109.9	85.3	111.3	--	--	--	--	--
2 H	56.1	57.3	70.5	61.9	61.4	81.0	--	--	--	--
	100.7	91.2	111.8	90.7	122.6	146.0	--	--	--	--
4 H	61.8	63.2	77.9	71.2	79.9	--	--	--	--	--
	110.0	102.0	122.5	102.4	152.9	--	--	--	--	--
12 H	72.5	69.3	85.2	78.3	100.0	--	76.6	67.0	46.3	54.8
	120.8	109.7	129.7	113.6	182.5	--	142.1	143.0	98.5	109.7
24 H	77.0	74.3	86.0	79.2	106.8	--	81.0	71.3	49.0	53.7
	126.8	116.8	132.6	114.0	188.1	--	149.7	159.5	108.6	116.0

FORMULE DE MONTANA

$$i = A \times T^{-B}$$

i en mm/mn T en minutes

(extrait de B.14)

COEFFICIENTS DE MONTANA ET QUANTILES ESTIMES

	B1 ZONE IVb	B2 ZONE VI	B3 ZONE VIIa	B4 ZONE VIIb	B5 ZONE VIII	B6 ZONE IX	B7 ZONE X
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE < 1 HEURE							
A (1 AN)	6.7	6.4	7.6	6.2	5.9	5.7	8.6
A (10 ANS	7.8	7.8	10.3	10.7	7.2	10.4	12.2
B	0.5	0.5	0.6	0.6	0.5	0.6	0.7
COEFFICIENTS DE MONTANA, DUREE > 2 HEURES							
A (1 AN)	30.0	32.8	22.6	23.3	30.0	32.8	25.5
A (10 ANS	69.4	98.5	55.1	47.5	49.4	51.9	47.9
B	0.9	1.0	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0
ESTIMATIONS DES PLUIES (1ere ligne T=1 AN, 2 ese ligne T=10 ANS)							
5'	--	--	--	--	--	--	--
	--	--	--	--	--	--	--
10'	--	--	--	--	--	--	--
	--	--	--	--	--	--	--
15'	--	--	--	--	--	--	--
	--	--	--	--	--	--	--
30'	--	--	--	--	--	--	--
	--	--	--	--	--	--	--
45'	--	--	--	--	--	--	--
	--	--	--	--	--	--	--
1 H	37.8	38.3	30.1	33.2	33.4	32.6	29.5
	74.9	77.6	57.0	61.9	65.1	66.3	56.8
1.5 H	--	--	--	--	--	--	--
	--	--	--	--	--	--	--
2 H	--	--	--	--	--	--	--
	--	--	--	--	--	--	--
4 H	--	--	--	--	--	--	--
	--	--	--	--	--	--	--
12 H	47.7	43.6	40.8	44.8	41.4	41.2	32.5
	112.1	122.7	71.6	84.7	95.0	91.3	70.3
24 H	48.6	58.3	43.0	47.0	42.0	41.4	33.1
	113.0	98.2	70.3	94.6	97.0	94.6	73.0

MISE EN OEUVRE DE LA METHODE RATIONNELLE

$$Q_p = 0,278\ C.\ i\ .\ A$$

Q_p = Débit de pointe en m3/s

C = Coefficient de ruissellement

i = Intensité moyenne de la pluie d'une durée égale au temps de concentration (i en mm/h)

A = Superficie drainée à l'amont du point de calcul (en km2)

La méthode rationnelle est une méthode itérative.

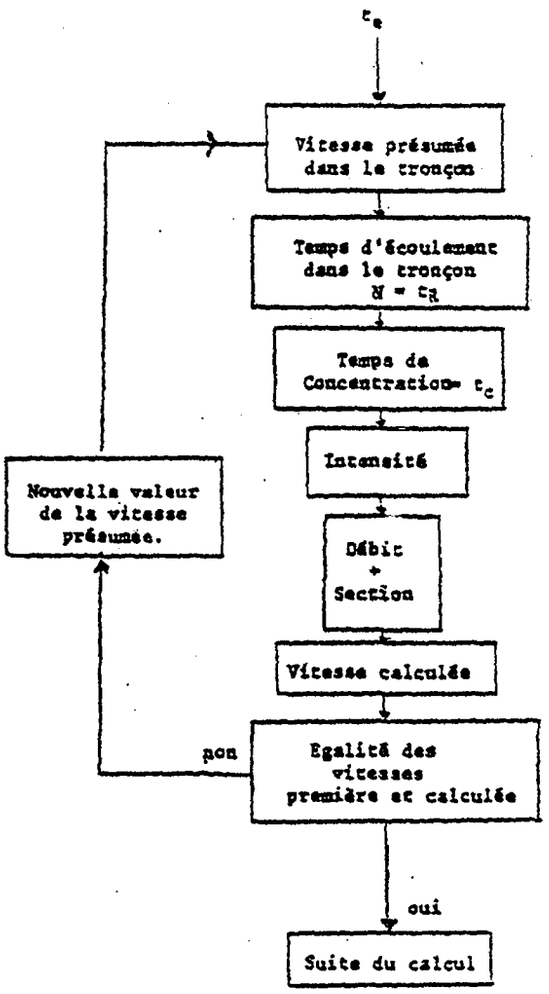
Après avoir défini le tracé des collecteurs du bassin versant étudié, celui-ci est subdivisé en bassins versants élémentaires traversés par un tronçon du collecteur.

On calcule, pour chaque bassin, le coefficient de ruissellement, la superficie, la pente moyenne du trajet superficiel et la longueur du collecteur. On estime t_e (temps d'écoulement en surface) et, un premier dimensionnement étant fixé, le temps de parcours t_r dans le collecteur - On suivra ainsi l'algorithme des temps d'écoulement (cf ci-après) permettant de fixer par itérations la bonne valeur de t_r.

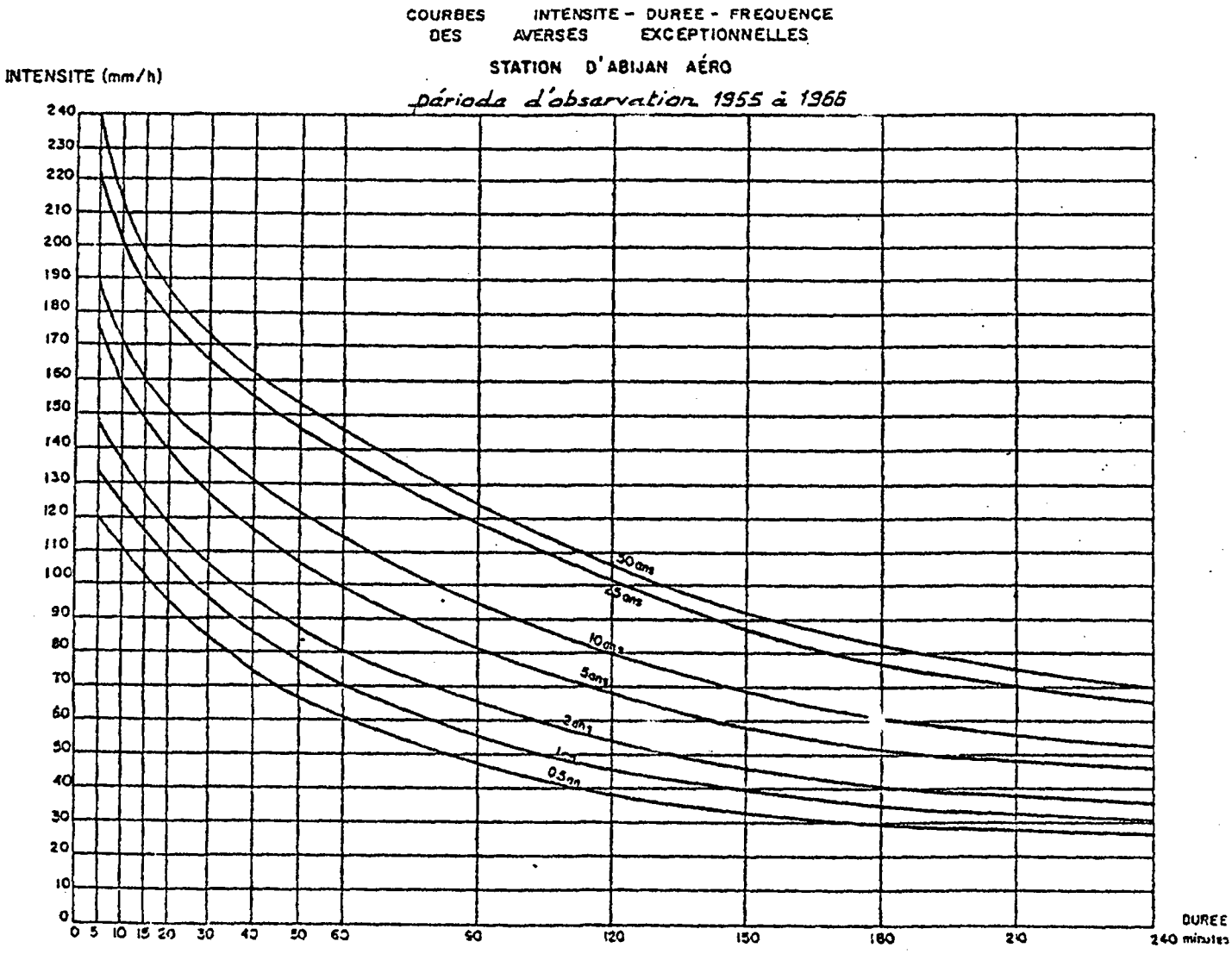
- Pour les collecteurs en série, le calcul précédent est repris en prenant $t_c = t_e + \Sigma t_{ri}$

- Les bassins convergents sont décomposés en secteurs par le biais des courbes isochrones. La simulation des apports pour chaque valeur de courbe isochrone fournira une série de débits d'apport. Le collecteur aval est dimensionné pour la valeur maximale de ces débits.

ALGORITHME DES TEMPS D'ECOULEMENT (proposé par SCET (A2))



EXEMPLE DE COURBES IDF *(extrait de A11)*



MISE EN OEUVRE DE LA METHODE SUPERFICIELLE (modèle de CAQUOT)

La formule générale s'écrit :

$$Qp(T) = K(T) \times I^{u(T)} \times C^{v(T)} \times A^{w(T)}$$

Elle est explicitée par l'instruction interministérielle française du 22 Juin 1977 (instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations) sous la forme :

$$Q_{(T)} = \frac{a(T)\mu b(T)}{6.(\beta + \delta)} \times I^{\frac{1}{1-b(T)xf}} \times C^{\frac{b(T)xc}{1-b(T)xf}} \times A^{\frac{b(T)xd-\varepsilon+1}{1-b(T)xf}}$$

Où a et b sont les paramètres régionaux de la pluie, fonction de la durée de retour

ε représente l'abattement spatial de la pluie

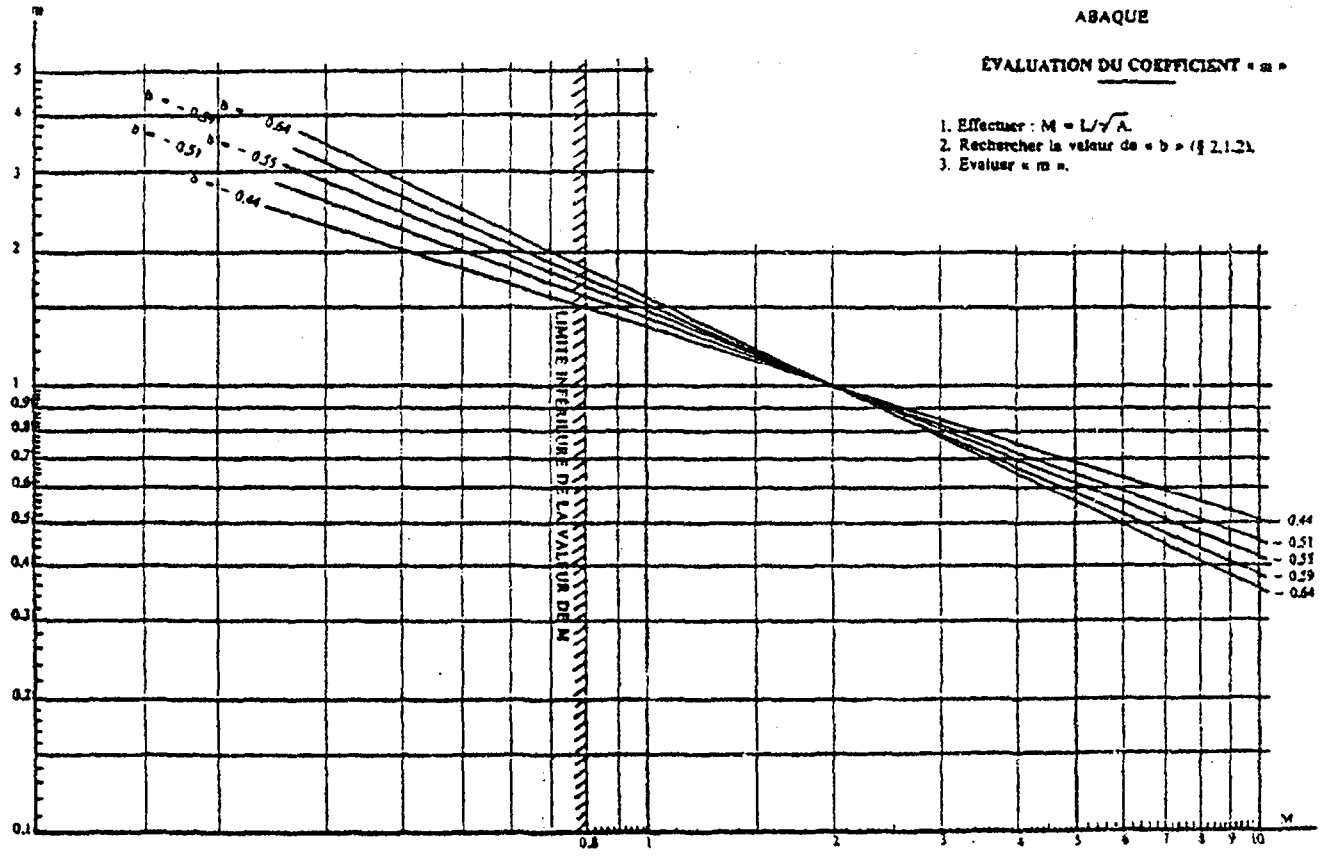
μ, d et c représentent l'influence des caractéristiques physiques du bassin sur le temps de concentration

f représente l'influence du débit de pointe sur le temps de concentration

δ et β représentent l'effet de stockage du bassin et du réseau.

- En FRANCE, les études pluviométriques ont mis en lumière l'existence de trois régions relativement homogènes de ce point de vue. Pour chacune d'elle, les valeurs des paramètres a et b et les formules superficielles correspondant aux périodes d'insuffisance T de 10,5,2 et 1 an sont proposées par l'instruction (C1) - (cf chapître V paragraphe 1.1.2).

L'influence de C sur les débits est plus importante que celle des autres paramètres. Si la surface considérée est variée dans ses aspects, il convient de



(extrait de C1)

calculer un coefficient C pondéré en la découpant en n zones homogènes ; si a_i et c_i sont l'aire et le coefficient volumétrique de ruissellement de la ième zone, on aura :

$$C = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_i a_i}{\sum_{i=1}^{n} a_i}$$

La formule générale est établie pour des bassins d'allongement moyen où le rapport du plus long cheminement de l'eau au côté du carré de surface équivalente à la surface du bassin versant est de l'ordre de 2 - Si une plus fine approximation du débit est recherchée ou si l'on a affaire à un bassin s'écartant des normes ci-dessus, il y a lieu d'affecter le débit d'un coefficient multiplicateur de correction (voir encart ci-contre).

La formule superficielle développée ci-avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous- bassins hétérogènes de paramètres individuels Aj, CJ, Ij, Lj (longueur du drain principal), Qpj (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres A, C, I et M du groupement.

Nous donnons ci- dessous, les formules à utiliser selon que les bassins constituant le groupement sont en série ou en parallèle.

Paramètres équivalents.	Aeq.	Ceq.	Ieq.	Meq.
Bassins en série.	ΣAj	$\frac{\Sigma Cj\,Aj}{\Sigma Aj}$	$\left[\frac{\Sigma Lj}{\Sigma \frac{Lj}{\sqrt{Ij}}}\right]^2$	$\frac{\Sigma Lj}{\sqrt{\Sigma Aj}}$
Bassins en parallèle.	ΣAj	$\frac{\Sigma Cj\,Aj}{\Sigma Aj}$	$\frac{\Sigma Ij\,Qpj}{\Sigma Qpj}$	$\frac{L\,(Qpj\ MAX)}{\sqrt{\Sigma Aj}}$

(extrait de C1)

Valeur des coefficients de ruissellement élémentaires (1)

— Rues et trottoirs bitumés	
— pente 0 %-3 %	0,85
— pente 3 %-6 %	0,90
— pente supérieure à 6 %	0,95
— Rues et chemins en latérite compactée	
— pente 0 %-5 %	0,35
— pente supérieure à 5 %	0,50
— Chemin de sable, allées en gravier	0,20
— Terrains vagues, avec sous-sol sableux	
— pente faible à très faible	0,05
— pente moyenne et forte, sous-sol argilo-sableux	0,20
— Jardin, surfaces plantées ou boisées	0,10
— Toitures métalliques en amiante - ciment ou similaire	
— à faible pente	0,75
— à forte pente	0,90
— Cours d'immeubles imperméabilisées	0,60
— Cours d'immeubles non imperméabilisées	0,40
— Terrain de jeux, voies ferrées et similaires	0,20

(1) Ces valeurs ont été déterminées pour la zone d'Abidjan.

(extrait de D6)

TABLEAU DES COEFFICIENTS DE RUISSELLEMENT MOYENS

DESIGNATION DES ZONES (d'après les catégories d'urbanisation)	NATURE DU SOL			FACTEUR D'ADAPTATION EN FONCTION DE LA PENTE DE LA ZONE	
	LEGER (1)	MOYEN (2)	LOURD (3)	TERRAIN PLAT < 1 %	TERRAIN PENTU ≥ 7%
Zone agglomérée, secteur dense, centre ville - 160 logts/ha	0.85	0.90	0.90	0.95	1.05
Secteur diffus, Centre de quartier - 110 à 150 logts/ha	0.75	0.80	0.80	0.95	1.05
Banlieue de métropole - 60 à 100 logts/ha	0.50	0.55	0.60	0.90	1.1
Banlieue éloignée, semi collectif et pavillons en bande - 40 à 60 logts/ha	0.40	0.45	0.50	0.9	1.2
Zone pavillonnaire (parcelle de 400 m²) - 20 à 30 logts/ha	0.30	0.35	0.40	0.9	1.2
Zone résidentielle - 18 à 40 logts/ha	0.25	0.35	0.40	0.9	1.2
Zone pavillonnaire grand standing - 15 à 20 logts/ha	0.20	0.30	0.35	0.9	1.2
Village rural traditionnel	0.15	0.20	0.25	0.75	1.25
Zone d'habitat de très faible densité - 1 à 5 logts/ha	0.08	0.10	0.15	0.75	1.25
Zone d'habitat très ancien	0.40	0.50	0.60	0.8	1.2
Zone industrielle et artisanale	0.40	0.50	0.70	0.9	1
Zone industrielle lourde	0.60	0.70	0.80	0.95	1
Zone portuaire	-	0.80	-	0.95	1
Gare routière et entrepots	0.75	0.80	0.85	0.95	1
Gare et entrepot SNCF	0.15	0.20	0.30	0.75	1
Services publics : hopital, centre administratif et zone d'équipements	-	0.85	-	0.95	1.05
Centre de repos et hospitalier, zone d'équipement à dominante verte	0.25	0.45	0.80	0.95	1.1
Centre hotelier et commercial	0.65	0.70	0.80	0.9	1.1
Terrain de sports, terrain de jeux	0.20	0.30	0.35	0.9	1.1
Aérodrome et terrain militaire	0.15	0.30	0.45	1	1
Cimetière urbain	0.30	0.40	0.50	0.75	1.25
Entreprise ferroviaire	0.08	0.10	0.15	0.9	1
Emprise autoroute	0.50	0.60	0.65	0.95	1
Emprise route nationale et chemin départemental	0.30	0.40	0.60	0.8	1
Emprise voies urbaines rapides	-	0.80	0.90	1	1
Emprise autres voies urbaines	-	0.90	-	1	1
Emprise échangeurs et carrefours	0.40	0.50	0.60	1	1
Chaussées et parkings	-	0.80	-	0.95	1
Dallage béton	-	0.90	-	0.95	1.05
Pavage serré ou joint coulé	-	0.75	-	0.9	1.1
Pavage large joint sable	0.55	0.60	0.70	0.9	1.1
Circulation piétons - voies en macadam - accotement stabilisé	0.50	0.60	0.80	0.9	1.1
Allège en gravier	0.30	0.35	0.45	0.9	1.1
Espace verts - zone de loisir	0.10	0.15	0.25	0.75	1.25
Espaces libres - zone de dégagement et zone non aedificendi	0.10	0.15	0.20	0.75	1.25
Zone boisée urbaine, parcs et jardins	0.05	0.10	0.15	0.50	1.25
Forêts, bois et landes	0.01	0.04	0.08	0.50	1.2
Terrains de culture - céréales	0.06	0.08	0.10	0.75	1.25
Prés et patureges	0.05	0.07	0.08	0.68	1.25
Carrières ou mines	0.20	-	0.50	0.9	1.25
Terrains nus (sans végétation ni culture)	0.04	0.15	0.30	0.5	1.5

(1) Sols sableux, graveleux et très perméables.

(2) Terrains ordinaires courants.

(3) Sols argileux, rocheux, peu perméables.

(extrait de D3)

L'algorithme de calcul s'applique sur l'ensemble des sous-bassins de l'amont vers l'aval de la façon suivante :

- calcul du débit q d'un sous-bassin j
- calcul du débit Q de l'ensemble des sous-bassins jusqu'au point j ; de même, il avait été précédemment calculé le débit Qj-1 de l'ensemble des sous-bassins au point j-1
- on retient le débit maximum à l'aval d'un point de calcul j
  Qmax = MAX (qj, Qj - 1 , Qj)
- on considère finalement le débit maximum à l'exutoire d'un bassin K égal à :
  Q K = MAX (Qj1, Qj2, Qj3 ..... Qjn)

Pour des bassins adjacents, on procède de la même manière en retenant le débit maximum de chaque bassin et de l'ensemble des bassins.

DIFFERENTS PROGRAMMES DE RUISSELLEMENT URBAIN REALISES EN FRANCE

Le programme RERAM (réseau ramifié)

Réalisé par le Centre d'Etude Technique (CETE) d'Aix en Provence pour le compte du Ministère de l'Intérieur et de la Décentralisation et du Ministère de l'Urbanisme et du Logement avec l'appui du LHM (MONTPELLIER).

- Le calcul des hydrogrammes à l'exutoire des sous-bassins élémentaires se fait à l'aide d'un modèle de stockage élémentaire dont le paramètre est calculé en fonction des caractéristiques physiques du bassin et de la pluie.

- Le programme propose deux modèles de propagation des hydrogrammes

  . Le plus élaboré est le modèle de MUSKINGUM modifié (modèle de stockage) dont les paramètres sont reliés aux caractéristiques hydrauliques et géométriques du tronçon considéré.

  . Le second modèle réalise une translation sans amortissement des hydrogrammes en fonction d'un temps de parcours défini par $T = \Delta x/\bar{v}$ où Δx est la longueur du tronçon considéré et $\bar{v}$ la vitesse moyenne pondérée par les débits

  . A chaque noeud du réseau, l'hydrogramme aval résultant est la somme des hydrogrammes amont

  . Ce programme réalise aussi la transformation des hydrogrammes à la traversée d'ouvrages spéciaux (retenue)

Le programme CAREDAS

Réalisé par SOGREAH

- Le calcul des hydrogrammes à l'exutoire des sous bassins se fait en deux étapes :

  . Pour le sous-bassin considéré, le programme calcule le débit de pointe par la formule superficielle (CAQUOT).

  . A partir d'un hyétogramme statistique type, on obtient l'hydrogramme par la méthode de MUSKINGUM (modèle de stockage), dont le paramètre est ajusté de telle façon que le débit de pointe de l'hydrogramme correspond au débit de pointe calculé par le modèle de CAQUOT.

- Le calcul de l'écoulement dans le réseau est basé sur les équations de St Venant, résolues numériquement par une double discrétisation dans le temps et dans l'espace. (Ce programme permet le calcul de l'écoulement quand le réseau se met en charge jusqu'à la limite de débordement par les bouches d'égout).

Le programme HYDRO-LIGNEAU

Etabli par SAGETOM

. La transformation d'hyétogramme brut en hyétogramme net se fait par l'intermédiaire d'un coefficient de ruissellement (fonction de l'imperméabilisation et du temps). La transformation de ce hyétogramme net en hydrogramme aux points d'entrée de l'eau dans les collecteurs est réalisée par la transformation de MUSKINGUM.

. La propagation des hydrogrammes est simulée par le modèle dit du réservoir (modèle de stockage) faisant intervenir des coefficients caractérisant le temps de propagation de la pointe de l'hydrogramme ; coefficients qui sont fonction des caractéristiques géométriques et hydrauliques du collecteur :

- A chaque noeud du réseau, on fait la somme des hydrogrammes provenant des collecteurs amont pour obtenir à l'aval l'hydrogramme résultant,

- les retenues d'étalement sont dimensionnées par soustraction des hydrogrammes d'entrée et de sortie,

Le programme CIUDAD

Mis au point par le CEMAGREF d'Aix en Provence.

. La transformation du hyétogramme de pluie brute en ruissellement de surface est réalisée par un modèle d'infiltration utilisant les lois de HORTON et par un modèle de stockage dans les dépressions du sol utilisant un schéma exponentiel.

. La propagation de l'hydrogramme est représentée par une translation sans déformation de l'hydrogramme sur un pourcentage α de la longueur du tronçon et par une propagation avec déformation par effet de stockage sur le reste du tronçon (modèle de MUSKINGUM).

. Aux noeuds du réseau, on fait simplement l'addition des débits affluents, provenant des tronçons amonts et de l'extérieur.

Le programme SERAIL

(Simulation des Ecoulements dans le Réseau d'Assainissement Interurbain de Lyon) mis au point par la Société I.C.A.R.E. (Société d'économie mixte d'informatique communale de la Région Rhône-Alpes)

. La transformation du hyétogramme de pluie brute en hydrogramme peut se faire de deux manières :

  - Par un calcul précis des pertes qui utilise un schéma d'abattement prenant en compte une perte initiale, fonction de la pente et du type de sol, et une perte continue fonction de la pente, du type de sol et de l'intensité de la pluie. Ce schéma appliqué aux surfaces en liaison avec le réseau donne un hyétogramme de pluie nette assimilé à l'hydrogramme d'entrée dans le réseau.

- Le calcul des hyétogrammes de pluie nette est effectué à partir du pourcentage d'imperméabilisation. Les hydrogrammes d'entrée dans le réseau en sont déduits par la méthode du réservoir linéaire dont le coefficient dépend de la surface du bassin, de sa pente et de son pourcentage d'imperméabilisation.

. La propagation peut également se faire par 2 méthodes :

- Propagation simplifiée, utilisant le modèle de MUSKINGUM
- Prise en compte des mises en charge reposant sur un modèle de propagation en conduites dans 3 cas :
  - écoulement à surface libre
  - écoulement en charge
  - la canalisation est en charge partielle

  et sur un modèle d'étude des mises en charge.

. Ce modèle simule le fonctionnement des ouvrages spéciaux

(extrait de C2)

DESCRIPTION DU MODELE PROPOSE PAR LE B.C.E.O.M.

PROGRAMME SIREA

(simulation réseau assainissement)

Le modèle proposé est un modèle dérivé de l'analyse des systèmes; à partir des données pluviographiques, il restitue par simulation les hydrogrammes de ruissellement superficiels à l'exutoire d'un bassin versant urbain. (cf organigramme page suivante).

Transformation pluie-débit

L'idée de base du modèle est d'assimiler le bassin versant à un réservoir dans lequel ce qui rentre est la pluie introduite par l'intermédiaire de son intensité i (t), ce qui sort est le débit Q (t) à l'exutoire considéré; les quantités stockées S (t) sont fonctions directes des quantités évacuées Q (t), étant entendu que i (t), Q (t) et S (t) sont liées ensemble par l'équation de continuité.

Le modèle repose par conséquent sur les deux équations de base suivantes :

- l'équation de continuité : $\frac{dS}{dt} = i(t) - Q(t)$ (1)

- l'équation de stockage : $S(t) = K\,Q(t)$ (2)

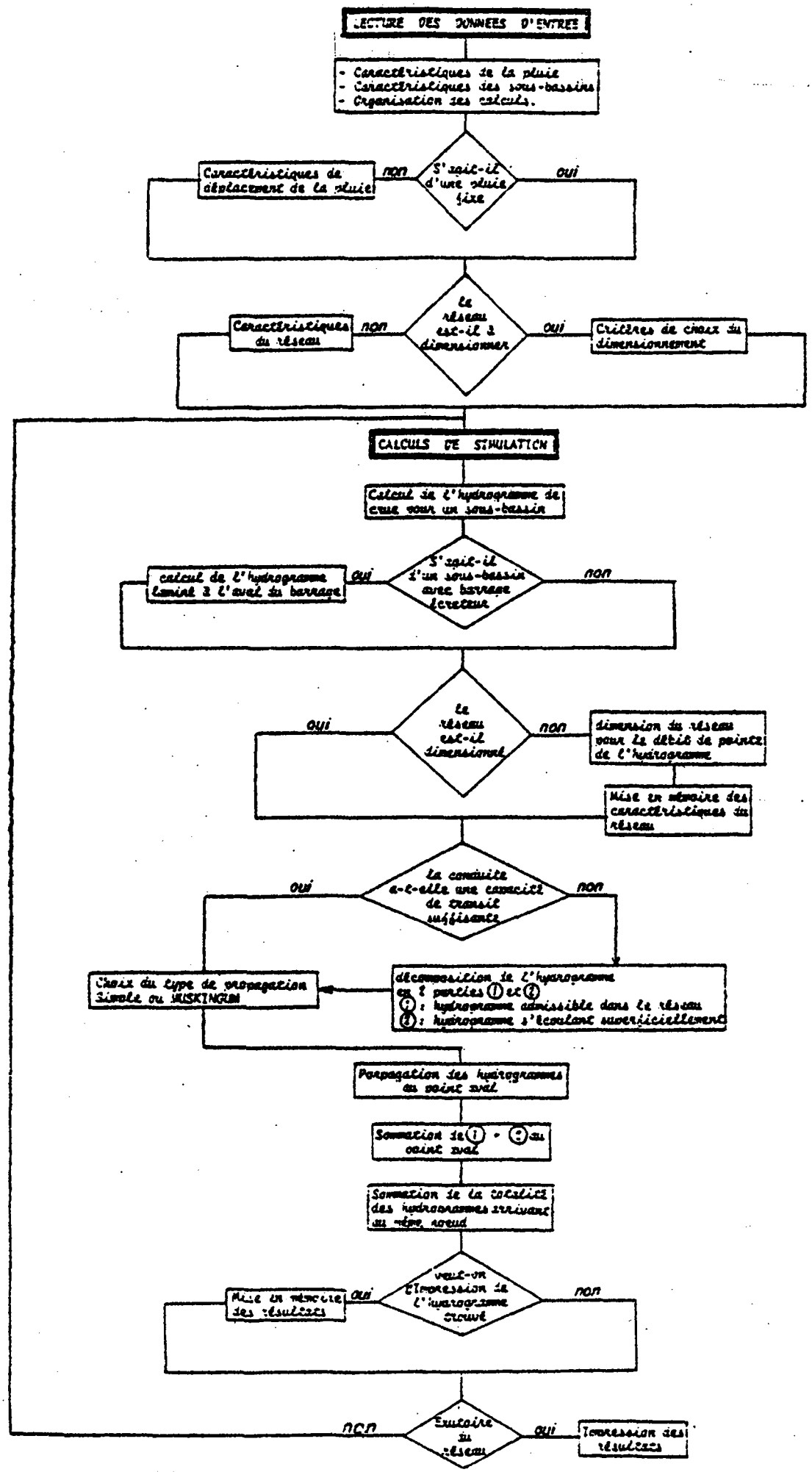
Le paramètre K du modèle dépend des caractéristiques physiques du bassin versant et des caractéristiques de la pluie efficace. K est constant au cours d'une averse, mais varie d'une averse à l'autre.

La combinaison des équations (1) et (2) conduit à l'équation différentielle du processus de transformation :

$$K \frac{dQ(t)}{dt} + Q(t) - i(t) = 0$$

PROGRAMME SIREA

SIMULATION HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE DE FONCTIONNEMENT D'UN BASSIN VERSANT URBAIN ET DE SON RESEAU



dont la solution générale est :

$$Q(t) = Q_o e^{-\frac{t - to}{K}} + \frac{1}{K} \int_{to}^{t} i(\tau) e^{-\frac{(t-\tau)}{K}} d\tau$$

Le modèle devient linéaire si K est constant au cours d'une même pluie et l'hydrogramme unitaire instantané est alors :

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

Le paramètre K homogène à un temps, a été relié au décalage dans le temps entre les centres de gravité du hyétogramme et de l'hydrogramme.

Ce décalage a fait l'objet d'une étude statistique au cours de laquelle il a été tenté de le relier d'une part, aux caractéristiques physiques du bassin versant (Surface, Pente, Coefficient d'imperméabilisation, Longueur) et aux caractéristiques de la pluie d'autre part (durée d'une période intense, hauteur précipitée de cette durée.

Par régressions multiples sur divers types de bassins placés sous différentes latitudes, il a été déterminé la relation suivante dont il conviendra de vérifier la validité et d'affiner le calage.

$$K = 5.07 * S^{0.18} * p^{-0.36} * (1 + \frac{C}{100})^{-1.9} * T_p^{0.21} * L^{0.15} * H_p^{-0.066}$$

K est le paramètre du modèle

S la surface, p la pente , C le % de surface imperméabilisée

T_p la durée de la période intense H_p la hauteur précipitée au cours de cette période.

<u>Simulation de fonctionnement du réseau et propagation des hydrogrammes</u>

Compte tenu des possibilités d'acceptation du réseau de la topographie du terrain et du réseau routier, le programme propage et somme en chaque noeud les hydrogrammes soit :

1 - dans le réseau si celui-ci a une capacité de transit suffisante et compte tenu de ses possibilités de rétention et d'écrêtement éventuels imposées par les ouvrages intermédiaires.

2 - . dans le réseau à pleine charge, suivant les mêmes conditions que celles fixées précédemment;

. en écoulement superficiel pour les débits non admissibles dans le réseau et compte tenu des possibilités d'écrêtement et de rétention dans les zones basses.

Par ailleurs, le programme de propagation tient compte soit :

1 - d'un réseau connu par ses caractéristiques géométriques

2 - d'un réseau défini par certaines contraintes fixées à priori, tel que vitesses limites d'écoulement, pente et profil en long du réseau.
A partir de ces contraintes et en fonction de critère de choix, le programme définit les caractéristiques optimales du réseau dans lequel est effectué la propagation.

En ce qui concerne la propagation proprement dite des hydrogrammes, nous avons le choix entre deux théories :

. le modèle de propagation de MUSKINGUM

. le modèle de l'onde cinématique.

Le modèle de MUSKINGUM s'inspire de la physique du phénomène. La base du modèle est le système d'équation de SAINT-VENANT régissant les écoulements à surface libre, non permanents, graduellement variés.

L'avantage de cette méthode est qu'elle prend en compte le stockage de l'eau dans le réseau, cependant elle est très lourde au point de vue temps de calcul et son choix n'est justifié que dans des conditions précises de débit de pointe, de pente, et de dimension du collecteur,

. pente inférieure à 0,5%

. longueur supérieure à 100 m

. débit inférieur à 0,2 ou 0,5 m3/s.

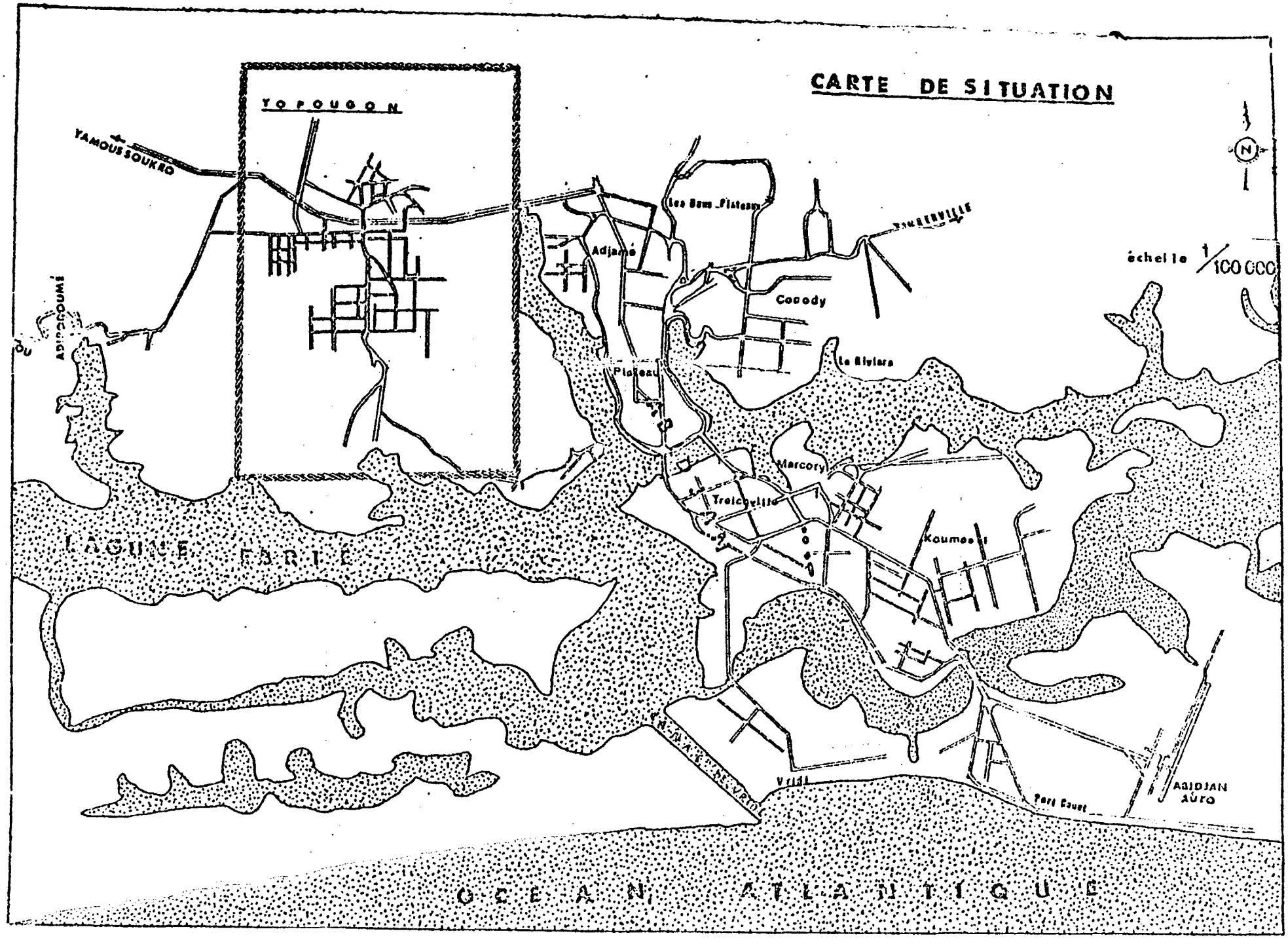
La méthode dite "de translation" simple consiste à translater uniformément l'onde de crue à une vitesse correspondant au débit moyen.

Le calcul de l'écrêtement des hydrogrammes sur les zones de stockage fait appel à un sous-programme de calcul régi par l'équation générale suivante :

$$\left[Q_E \ (t) - Q_S \ (Z)\right] . dt = S \ (Z).dZ$$

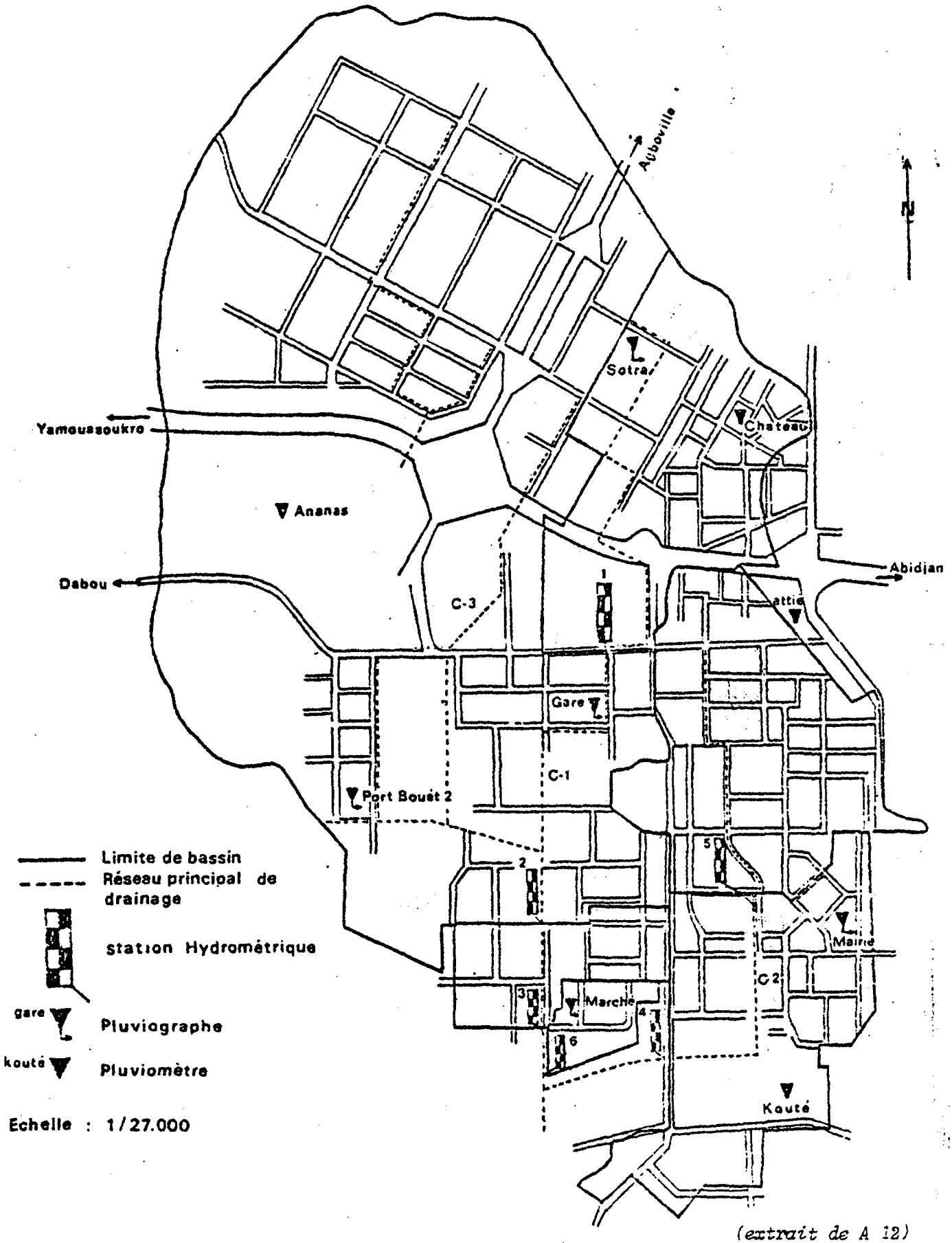
qui relie l'augmentation dZ de la cote d'eau dans la retenue pendant un intervalle de temps dt compte tenu de ce qui rentre (Q_E) et de ce qui sort (Q_S) à un moment t et à une cote Z donnés.

EXEMPLE DE SIMULATION PLUIE-DEBIT PAR PROGRAMME SIREA
SUR BASSIN VERSANT EXPERIMENTAL A ABIDJAN

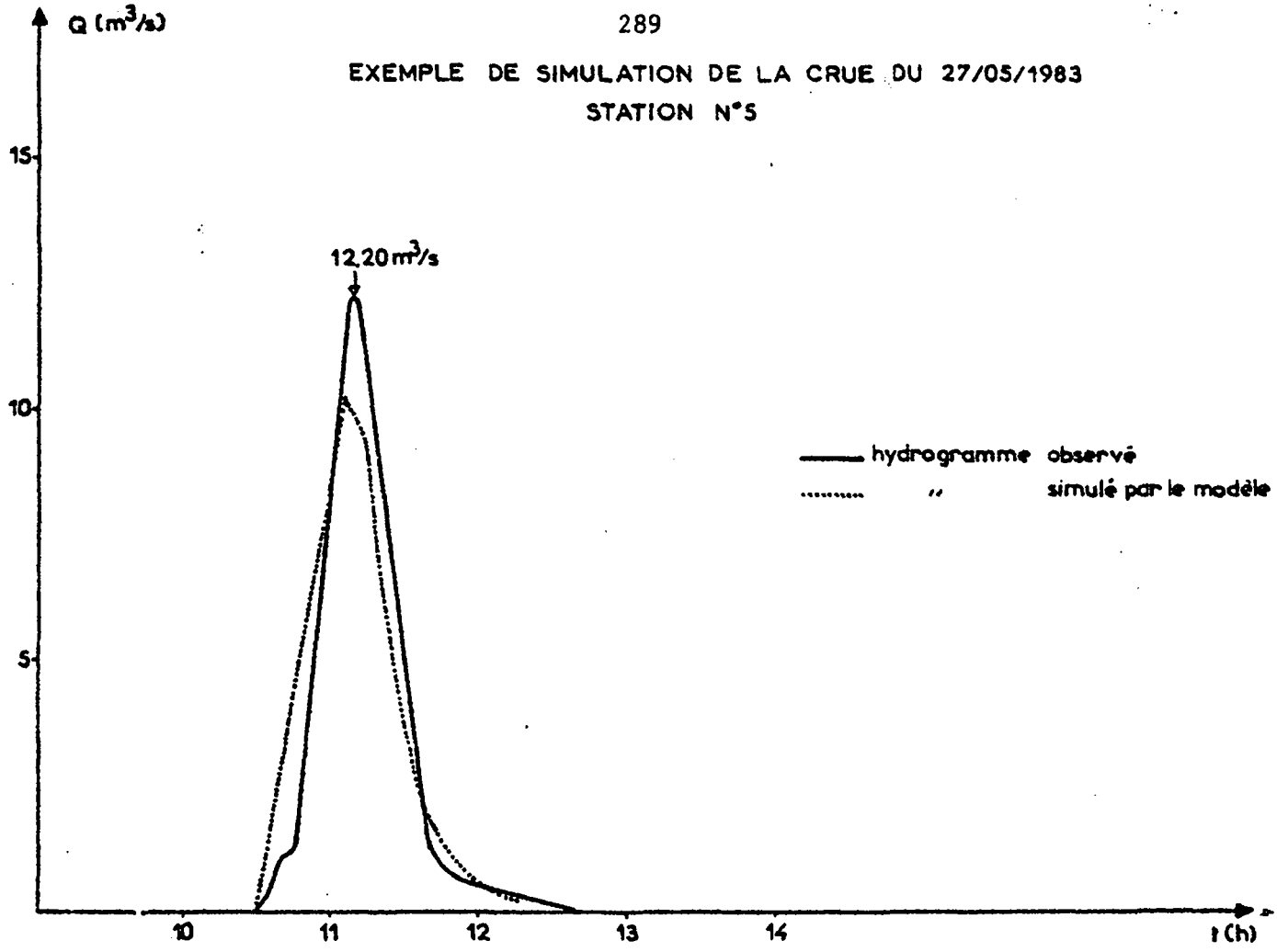


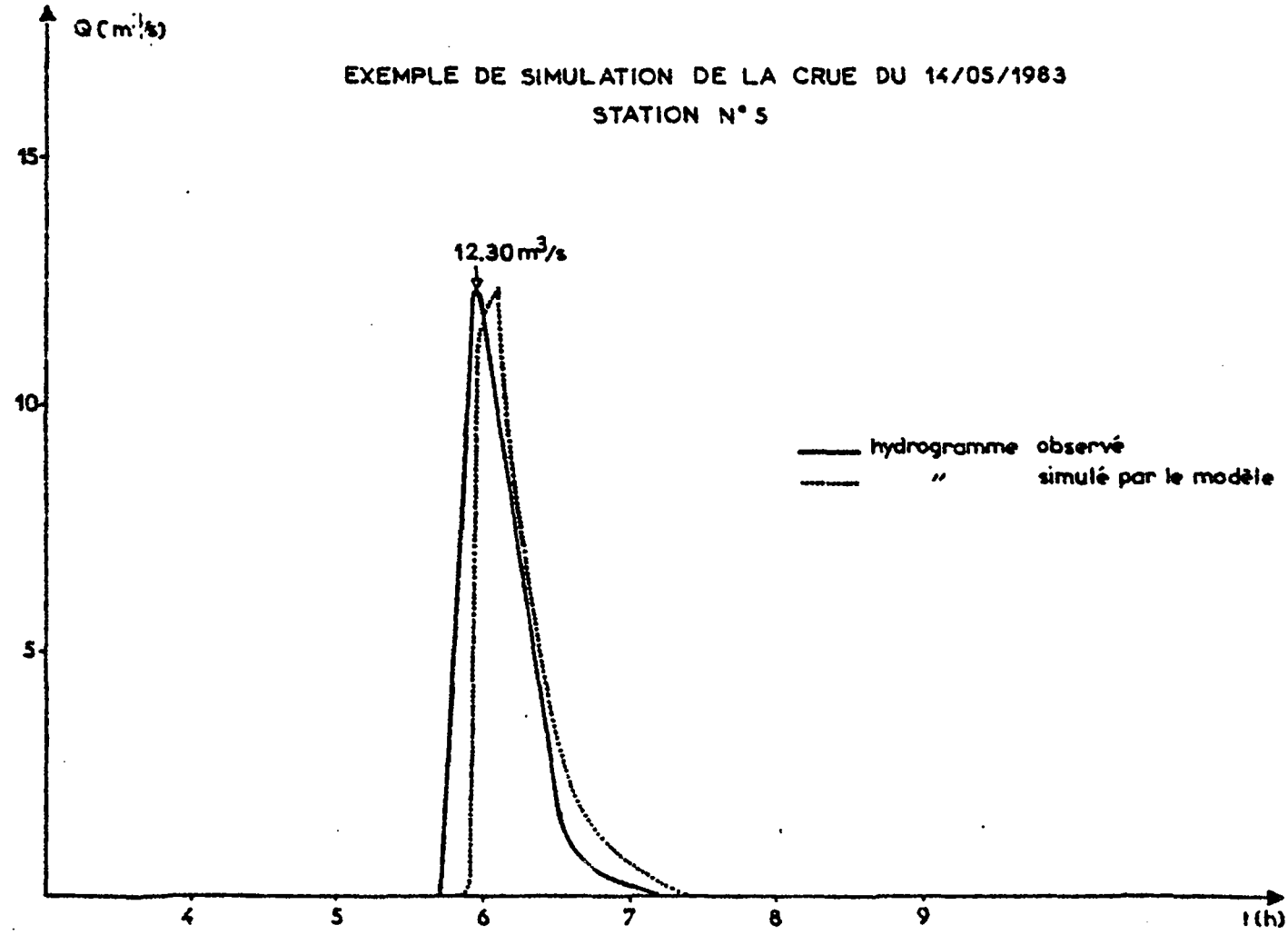
(extrait de A 12)

BASSINS VERSANTS DE YOPOUGON ET EQUIPEMENT HYDROPLUVIOMETRIQUE

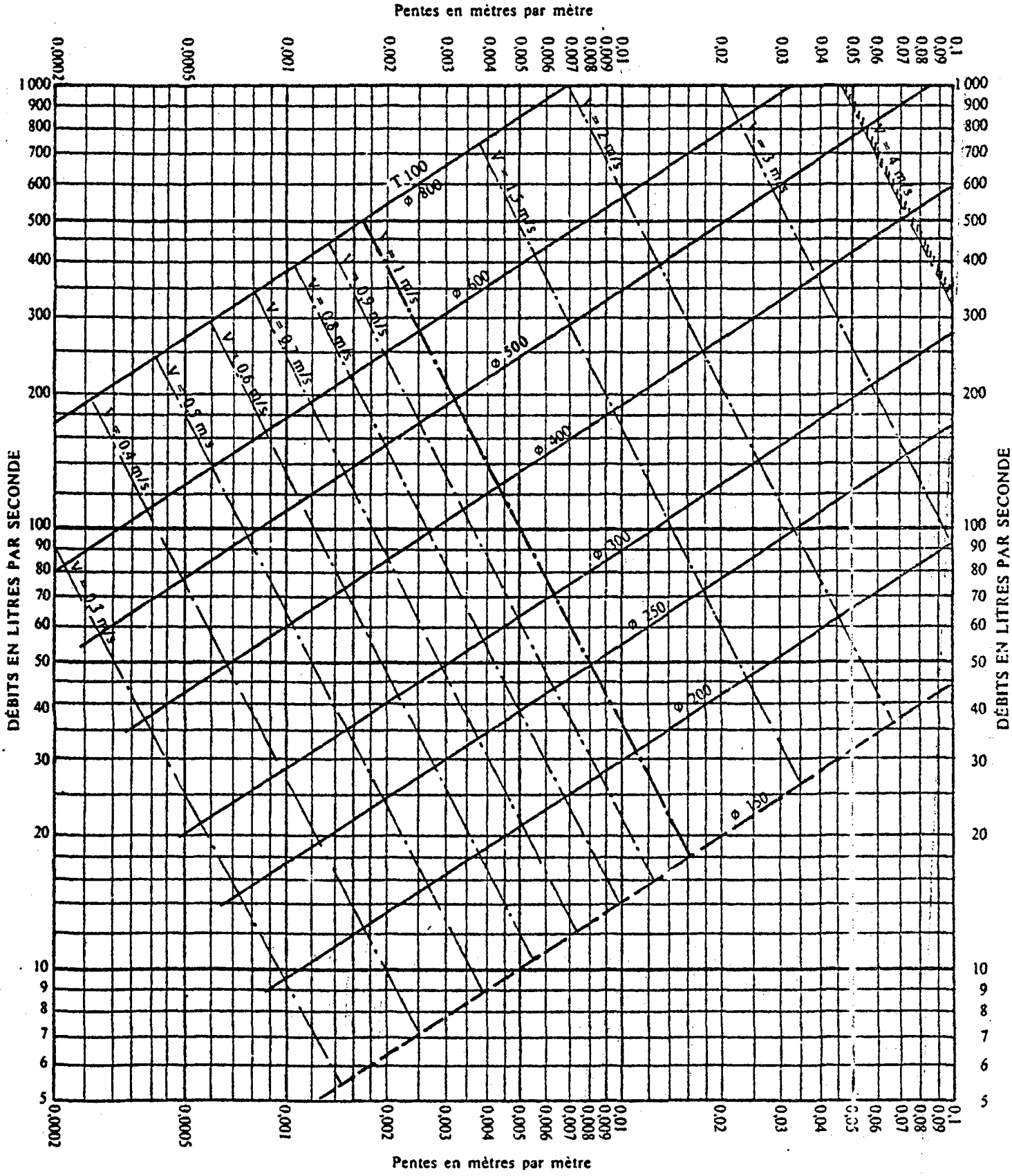


(extrait de A 12)


Q (m³/s)
EXEMPLE DE SIMULATION DE LA CRUE DU 27/05/1983
STATION N°5
15
10
5
12,20 m³/s
hydrogramme observé
" simulé par le modèle
10
11
12
13
14
t (h)


Q (m³/s)
EXEMPLE DE SIMULATION DE LA CRUE DU 14/05/1983
STATION N° 5
15
10
5
12,30 m³/s
hydrogramme observé
" simulé par le modèle
4
5
6
7
8
9
t (h)

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF

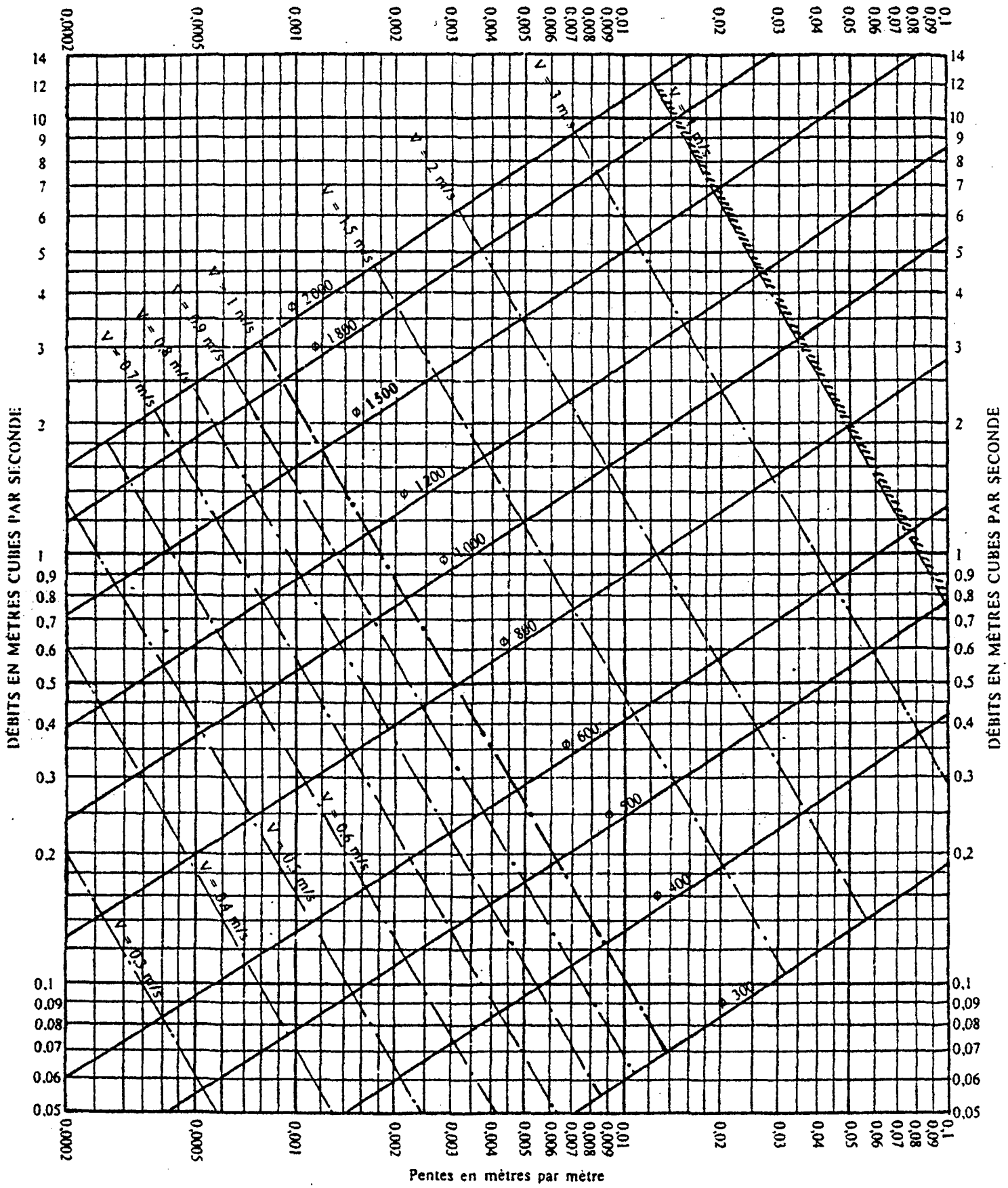


Nota. – La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % (γ = 0,16). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

(extrait de C1)

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

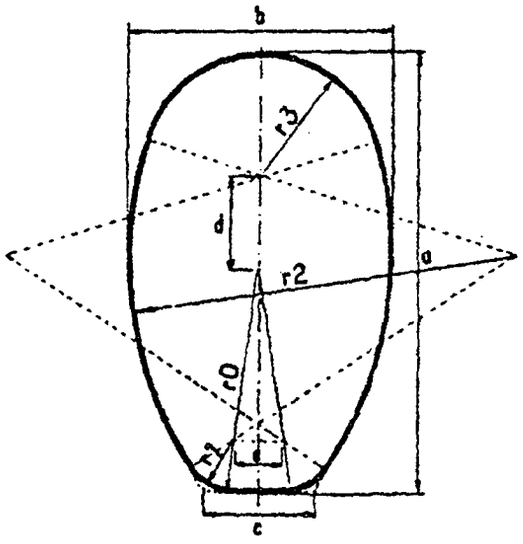
(Canalisations circulaires)



Nota. – La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % (γ = 0,30). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

(Extrait de C1)

DIMENSIONS DES TUYAUX OVOIDES

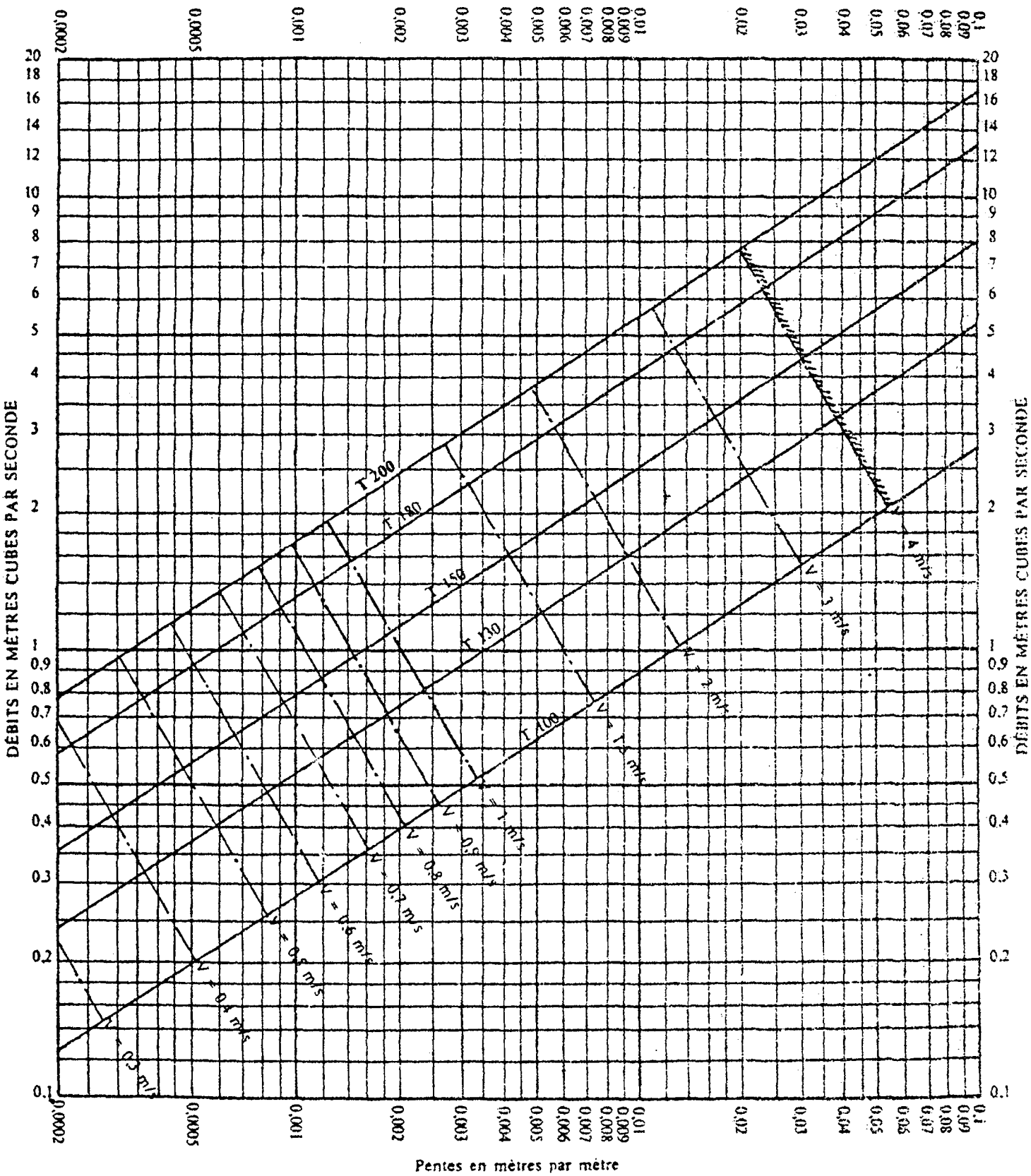


Types		a x b	r_0	r_1	r_2	r_3	c	d	e	Périmètre	Surf. en m 2	Rayon hydraulique moyen
exceptionnellement visitable	100	100×62,5	50	16	90	27,75	35	22,25	13	264	0,51	19,3
	130	130×80	62	18,25	117	36	36,5	32	14	341	0,83	24,3
semi visitables	150	150×90	70	18,75	135	41,5	37,5	38,5	15	390	1,09	28,0
visitables	180	180×108	70	22,5	162	50	45	60	17,5	468	1,57	33,5
	200	200×120	70	25	180	55,5	50	74,5	19	519	1,93	37,2

(extrait de D2)

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations ovoïdes)

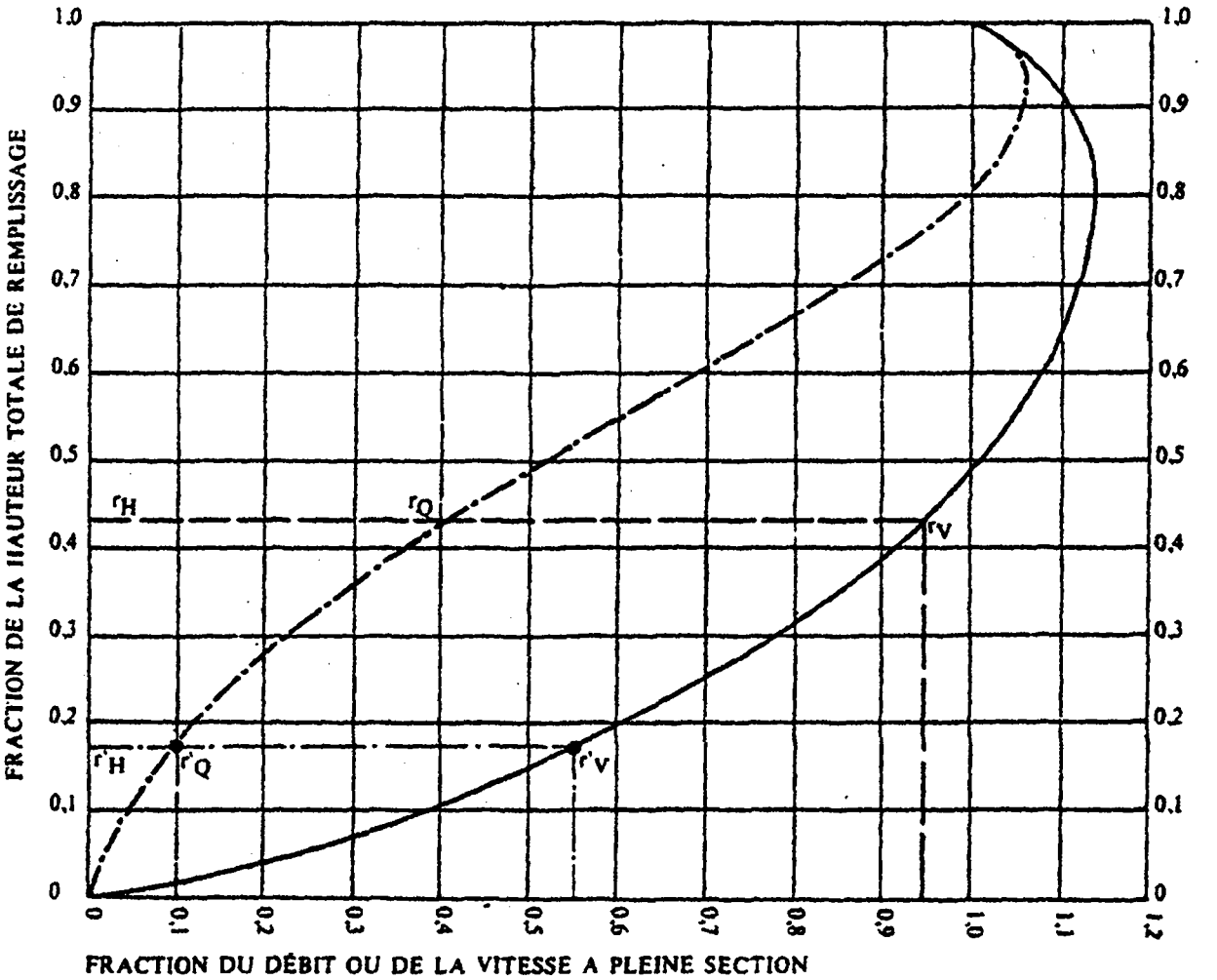


Nota. – La valeur du coefficient de Bazin à été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( )' = 0,30). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

(extrait de C1)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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 $r_H = 0{,}95$.

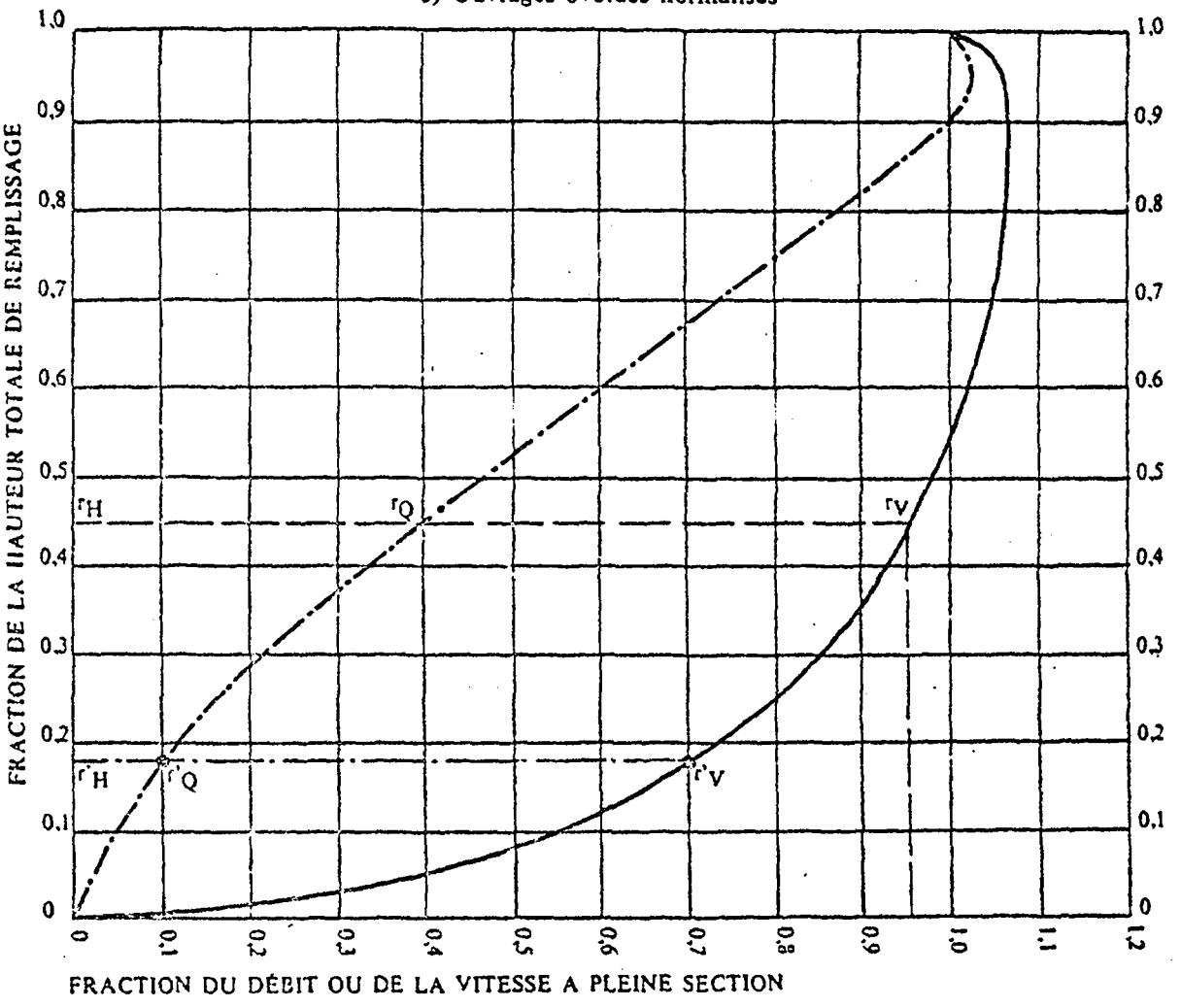
La vitesse maximum ($r_V = 1{,}14$) est obtenue avec $r_H = 0{,}80$.

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

(extrait de C1)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

b) Ouvrages ovoïdes normalisés



MODE D'EMPLOI.

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 $r_Q = 1{,}00$ 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.

(extrait de C1)

BASSINS D'ORAGE

DIMENSIONNEMENT D'UN BASSIN D'ORAGE NON TRAVERSE APRES REMPLISSAGE

- Volume du bassin $V = V_r \cdot \alpha_{t_c} \cdot C \cdot A$

avec V (m3) = Volume du bassin

A (ha) = Surface assainie

C = Coefficient de ruissellement global

α_{t_c} = Facteur du temps de concentration du réseau introduit empiriquement

V_r (m3/ha/réduit) = Volume de référence lu sur l'abaque ci-dessous permettant de retenir et de traiter 60, 80 ou 90 % de la charge annuelle de I_r,

I_r (l/s/ha) = Intensité de la pluie de référence sur l'ensemble du bassin provoquant le déversement, et calculée comme suit

$$Q_a = Q_{TS} + Q_r$$

et

$$I_r = \frac{Q_1}{A} = \frac{Q_a - Q_{TS}}{A}$$

Q_a (l/s) = débit admis sur la station d'épuration

Q_{TS} (l/s) = débit moyen diurne de temps sec

Q_r (l/s) = débit de ruissellement des eaux pluviales

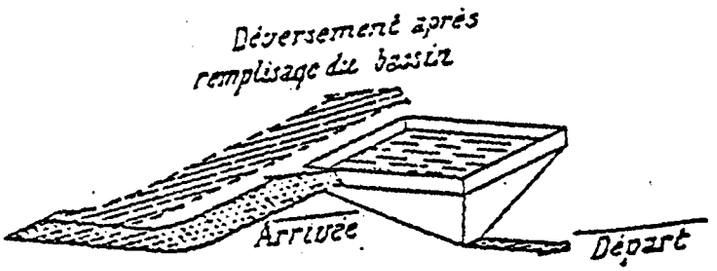
En posant $Q_a = nQ_{TS}$

on obtient

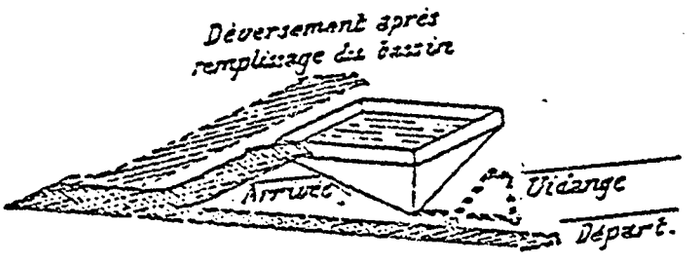
$$I_r = (n-1)\frac{Q_{TS}}{A}$$

LES DIFFERENTS TYPES DE BASSIN D'ORAGE

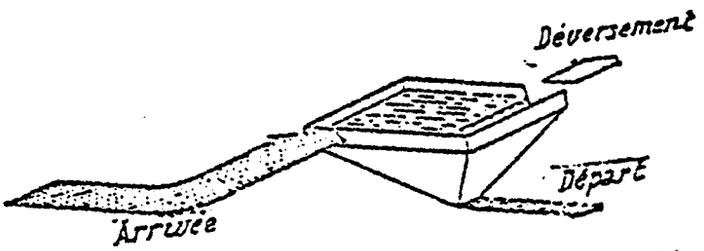
(Schéma de principe de fonctionnement)



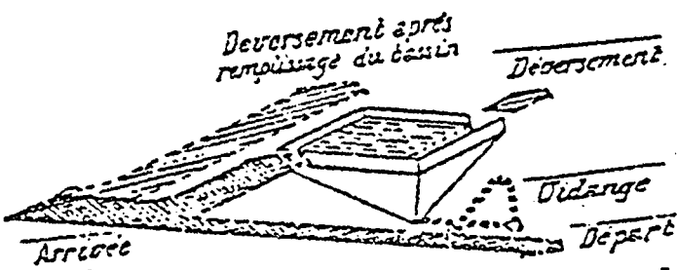
Bassin piège à connexion directe



Bassin piège à connexion latérale



Bassin de transit à connexion directe



Bassin de transit à connexion latérale

(extrait de C2)

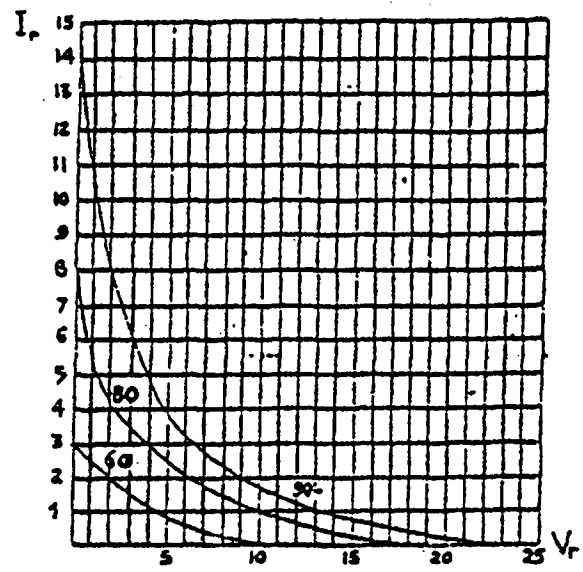


Diagramme de dimensionnement des bassins d'orage avec déversion de dérivation pour un traitement sur la station de 90, 80 ou 60 % de la charge annuelle en DBO_5 du mélange d'eau de pluie et d'eau usée.

Le facteur α_{t_c} est donné par le tableau ci-après

t_c (minutes)	5	10	15	20	25	30
t_c	1,00	1,25	1,48	1,63	1,74	1,82

- <u>Limites de la méthode</u>

Pour des temps de concentration supérieurs à 15 mn on s'éloigne des conditions expérimentales. La méthode n'est plus applicable au-delà de 30 mn.

METHODE DE DIMENSIONNEMENT DES BASSINS DE RETENUE

(extrait de C.1)

(Les abaque et courbe donnés dans cette annexe sont relatifs à la FRANCE)

Deux méthodes sont décrites. Toutes deux supposent connue la surface active $S_a = S \times C_a$ du bassin versant ainsi que les relevés pluviométriques correspondants, à intervalle de temps Δt de une ou quelques heures (3 h par exemple), sur une assez longue période (au moins 10 ans).

METHODE DITE « DES PLUIES ».

a) **Analyse statistique des pluies.**

Pour chaque épisode pluvieux considéré, on a relevé les hauteurs maximales de pluie tombée pendant des intervalles de temps de 6 minutes, 15 minutes, 30 minutes..., 48 heures.

Pour chaque année on a noté la valeur maximale trouvée pour chaque intervalle de temps; on a donc la hauteur maximale observée cette année-là pendant les intervalles considérés.

Portant alors son attention sur les différents maxima annuels associés à un même intervalle de temps, on a ajusté leurs valeurs à une loi de Gumbel, on les a classés par valeurs croissantes, en associant à chacune la probabilité $p = m/(n + 1)$ calculée par le rapport de son rang m au nombre total de valeurs n majoré d'une unité; on les a représentés sur un graphique donnant en ordonnées les hauteurs de pluie et en abscisses les probabilités. Si l'échantillon obéit à la loi de Gumbel, en portant en abscisse $y = -\text{Log}\cdot(\text{Log}\cdot p)$, les divers points doivent s'inscrire à peu près sur une droite.

On a ajusté cette droite par une méthode graphique.

La durée moyenne de retour T en années est liée à la probabilité annuelle de non dépassement p par la relation :

$$p = 1 - \frac{1}{T}.$$

Faisant de même pour les différents intervalles de temps, on a établi ainsi pour chacun d'eux une courbe donnant les hauteurs de pluie correspondant à différentes durées moyennes de retour.

b) **Construction des courbes enveloppes.**

A partir de la famille de courbes précédentes, on en a construit une autre qui associe à chaque durée moyenne de retout T (ou probabilité p) une courbe donnant la hauteur d'eau maximale (en ordonnée) en fonction de la durée de l'intervalle de temps considéré (en abscisse). La courbe correspondant à la durée moyenne de retout T donne ainsi pour les différentes durées de pluies envisagées : 6 minutes, 15 minutes..., la hauteur maximale probable pour la durée de retour T.

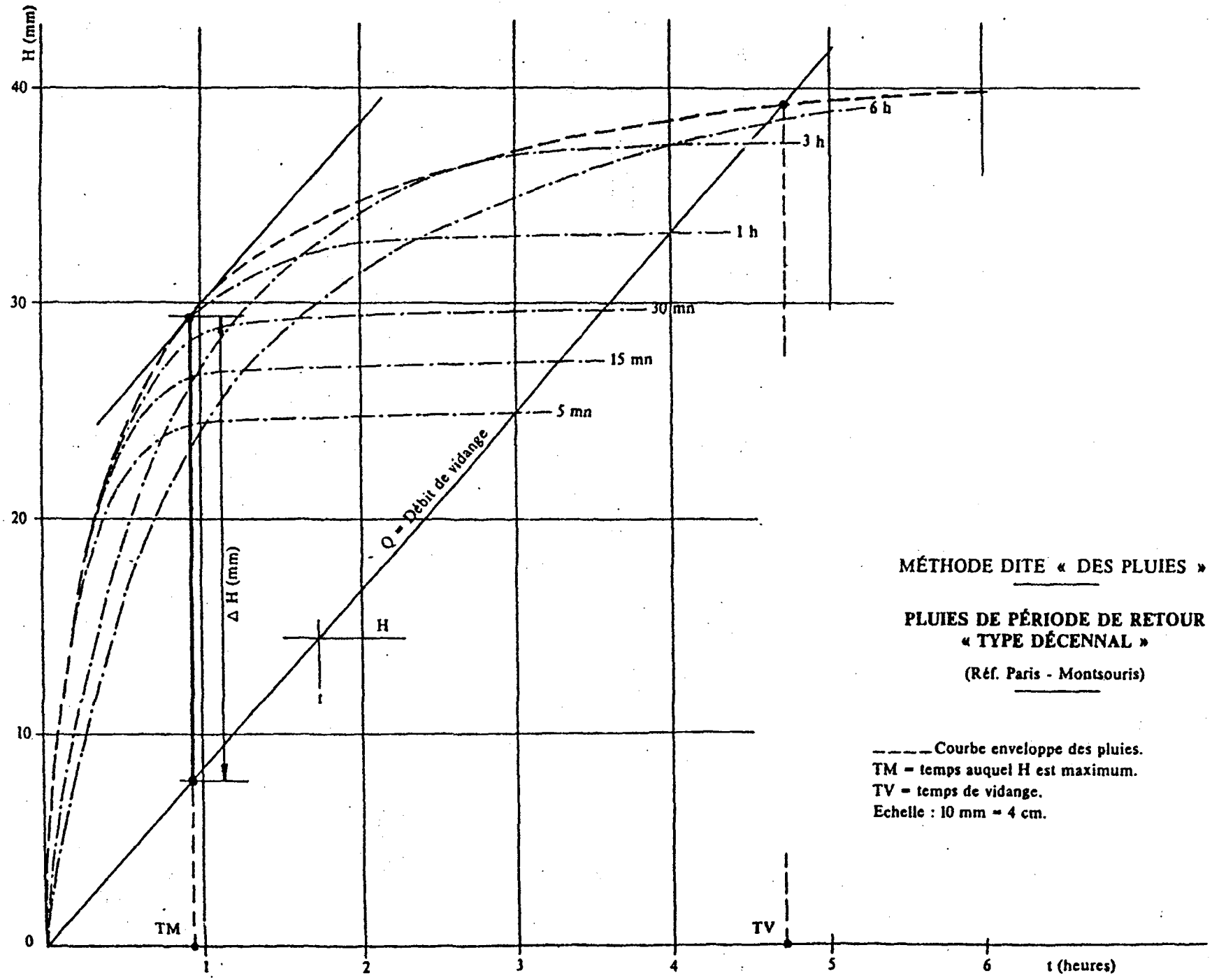
A titre d'illustration la figure "ci-contre" représente ce genre de courbe pour la station de Paris-Montsouris.

Il faut noter que cette courbe ne représente aucun épisode pluvieux réel : par exemple la pluie qui donne réellement un apport décennal sur 24 heures peut, si l'on considère la pluie de 3 ou 6 heures, correspondre à un apport de probabilité tout à fait différente. Il s'agit d'une courbe qui enveloppe les différents épisodes pluvieux d'une occurrence donnée correspondant aux différents intervalles de temps.

c) **Détermination du volume du bassin de régulation.**

On se fixe la fréquence des pluies contre lesquelles on veut se protéger (décennale par exemple) et la valeur du débit de vidange Q du bassin qu'on supposera constant. Le volume évacué à l'exutoire pendant le temps t est donc $V = Qt$ qu'on peut exprimer en millimètres de hauteur d'eau en le rapportant à la surface active du bassin versant :

$$H_{(mm)} = \frac{360\ Q\ (m^3/s)}{S_a\ (ha)}.$$



MÉTHODE DITE « DES PLUIES »

PLUIES DE PÉRIODE DE RETOUR « TYPE DÉCENNAL »

(Réf. Paris - Montsouris)

——— Courbe enveloppe des pluies.
TM = temps auquel H est maximum.
TV = temps de vidange.
Echelle : 10 mm = 4 cm.

On peut alors reporter sur le graphique des courbes-enveloppes la droite H (t) donnant en fonction du temps la hauteur d'eau évacuée. La différence d'ordonnées entre cette droite et la courbe-enveloppe de durée de retour T donne à chaque instant la hauteur de pluie à stocker ; l'écart maximal Δ H entre ces ordonnées correspond au volume à donner au bassin soit :

$$V\ (m^3) = 10\ \Delta\ H\ (mm)\ S_a\ (Ha).$$

On peut faire de même pour d'autres valeurs du débit de l'exutoire ou d'autres périodes de retour de la pluie et ainsi optimiser le dimensionnement des ouvrages.

Si le maximum d'écart Δ H est obtenu pour le temps t_A et si la courbe H (t) recoupe la courbe enveloppe au temps t_B, on admet que t_A donne le temps de remplissage et $t_B - t_A$ le temps de vidange. Bien entendu ceci n'est qu'approché car l'ensemble de la courbe-enveloppe ne représente pas un seul et même épisode pluvieux.

METHODE DITE « DES VOLUMES ».

C'est la méthode conseillée dans les cas simples, son utilisation pratique est décrite dans le corps du texte.

a) Calcul des hauteurs d'eau à stocker.

Si l'on considère un épisode pluvieux particulier, caractérisé par la courbe donnant les hauteurs d'eau cumulées en fonction du temps, on peut, par comparaison avec les courbes des hauteurs d'eau évacuées par l'exutoire correspondant à différentes valeurs du débit de vidange Q, déterminer les volumes de stockage nécessaires pour cet épisode correspondant aux différentes valeurs de Q. Le principe est le même qu'en *c)* ci-dessus, mais appliqué cette fois à la courbe d'un épisode pluvieux particulier et non à la courbe-enveloppe.

On peut faire de même pour tous les épisodes pluvieux connus et ainsi associer à chacun et pour chaque valeur du débit de vidange un volume de stockage nécessaire. En fait, il suffit de faire ce travail pour les épisodes pluvieux correspondant aux apports maximaux annuels sur différents intervalles de temps (6 minutes, 15 minutes, etc...).

b) Analyse statistique des hauteurs à stocker.

Les valeurs maximales des hauteurs d'eau à stocker chaque année, ont été ajustées à une loi statistique comme on l'a fait pour les pluies en *a)* de l'autre méthode. Pour chaque débit de vidange on a obtenu une courbe donnant la hauteur à stocker en fonction de sa probabilité (ou durée de retour).

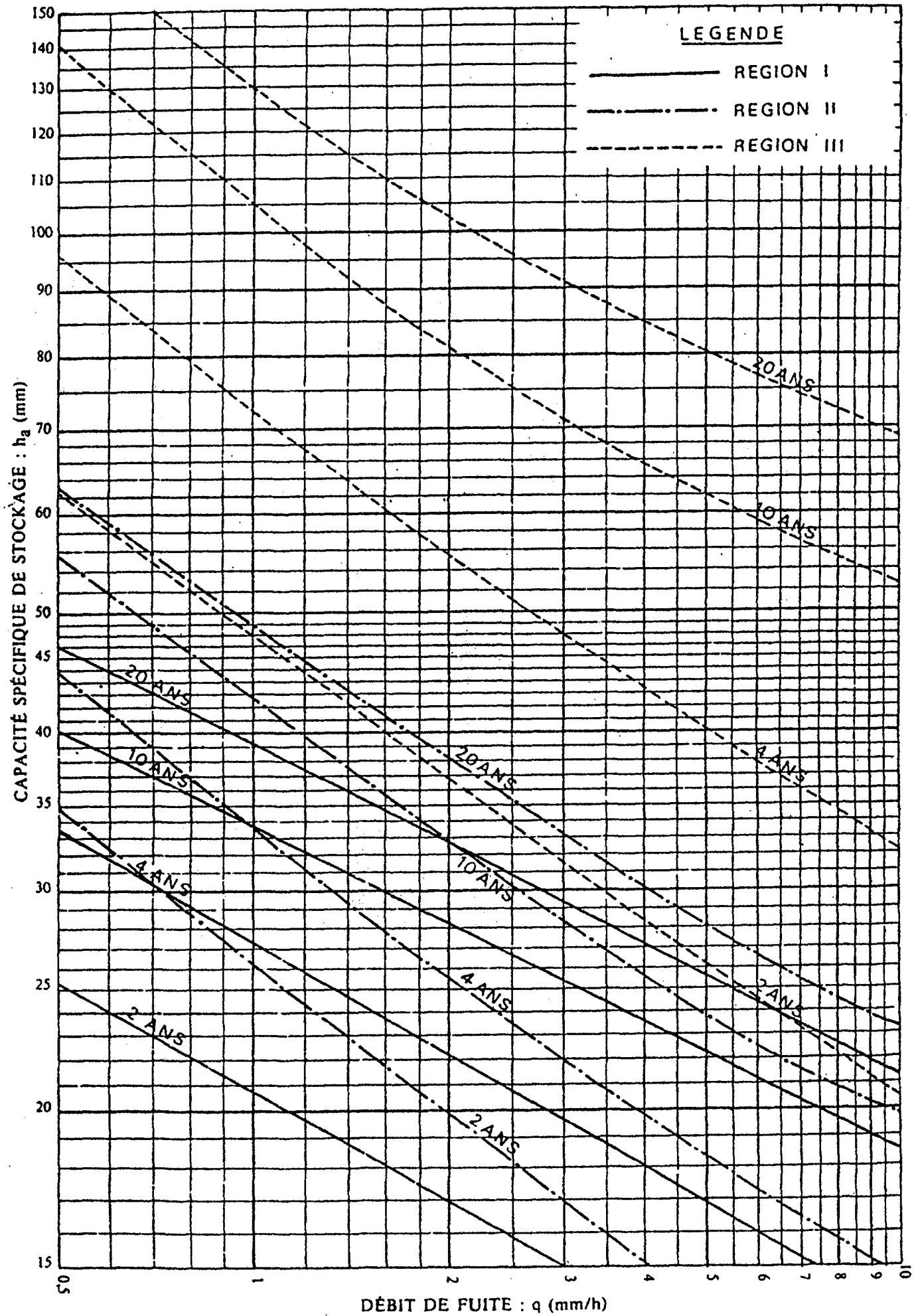
A partir de cette famille de courbes, on en a construit une autre en traçant, pour chaque durée de retour, la courbe donnant la hauteur à stocker en fonction de la valeur du débit de vidange.

Les courbes moyennes sont données pour les trois régions de la France métropolitaine définies sur la carte.

Cette méthode conduit à des résultats plus élevés car la « méthode des pluies » revient à calculer le volume de l'ouvrage en fonction de la probabilité de débordement au temps t_A sans tenir compte des possibilités de débordement à d'autres temps t.

Au cas où, pour un lieu géographique considéré, l'on disposerait de statistiques de précipitations, on pourrait les utiliser, mais pour être significatives, elles doivent être suffisamment complétées et confirmées par les services de la météorologie nationale.

ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ SPÉCIFIQUE DE STOCKAGE DES BASSINS DE RETENUE



(Extrait de C1)

METHODE DE DIMENSIONNEMENT DES BASSINS DE DESSABLEMENT

Les dimensions transversales (largeur, hauteur utile) étant arrêtées à priori comme indiqué ci-après , il reste à déterminer la longueur à donner au chenal dessableur.

La section utile définie par la largeur l du chenal et la hauteur h disponible pour l'écoulement au-dessus du dépôt sableux (juste avant curage) est déterminée en tenant compte des principes suivants :

. on s'efforce de maintenir la vitesse dans une fourchette de 0,20 à 0,50 m/s (0,50 m/s pour le débit de pointe). Des vitesses plus élevées conduiraient à des ouvrages très longs donc très onéreux. Des vitesses plus basses risqueraient de favoriser des décantations importantes de matières organiques fermentescibles,

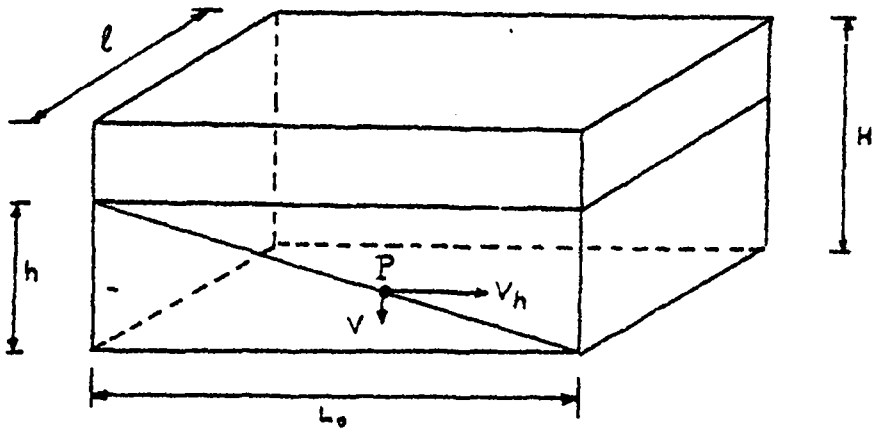
. le rapport l/h sera compris entre 1 et 5 afin de limiter l'effet perturbateur des parois.

La longueur utile du chenal est déterminée par le calcul (cf ci-après "dimensionnement") en fonction du temps de séjour correspondant à la taille minimale des particules que l'on désire piéger.

Enfin, on prévoiera, si nécessaire, des banquettes pour faciliter les visites et on aménagera des accès suffisamment pratiques pour les équipes et le matériel d'entretien, notamment dans le cas de curage recourant à des engins mécaniques.

Une particule ayant une vitesse de chute V, prise dans un fluide animé d'une vitesse constante V_f horizontale et située à une hauteur h à l'entrée d'un dessableur se déposerait théoriquement au bout d'une longueur L telle que :

$$Lo = \frac{Vh}{V} \times h \qquad (1)$$



Ainsi, pour une vitesse de chute limite donnée V et une hauteur h fixée, la longueur L_0 est déterminée.

Les particules dont la vitesse de chute V' est inférieure à V ne se déposeront pas dans un tel bassin (on a en effet $L'_o > L_o$).

Par contre les particules dont la vitesse de chute V'' est supérieure à V s'y déposeront ($L''_o < L_o$)

Ce calcul est basé sur les hypothèses suivantes :

. Vitesse de l'eau constante en tous points de l'écoulement,
. une particule déposée n'est pas remise en suspension,
. vitesse de chute des particules constante et prise égale à la vitesse de sédimentation en eau stagnante donnée par le tableau ici-après (d'après KALBSKOPF)

Tableau 1

Granulométrie (mm)	Vitesse de sédimentation du sable en eau stagnante (en cm/s)
0.125	0.86
0.160	1.35
0.200	1.90
0.250	2.55
0.315	3.50

De telles hypothèses ne peuvent être admises en toute rigueur.

. Les vitesses de l'eau ne sont pas uniformément réparties ; on constate notamment un effet de piston dû à la pression de l'eau rentrant dans l'ouvrage (l'adjonction de déflecteurs ou autres dispositifs de tranquillisation à l'ouvrage d'entrée permet d'atténuer, dans une certaine mesure cette turbulence d'entrée).

. D'une façon générale, les vitesses ne sont pas identiques en tous points d'une même section. Les courants peuvent même être inversés dans certaines zones, de sorte qu'une partie de la section peut alors être considérée comme nulle au point de vue de l'écoulement.

. Des particules déposées peuvent être remises en suspension du fait de macro-turbulences au fond du bassin.

. La vitesse de chute des particules est progressivement réduite du fait que la concentration des matières en suspension augmente au fur et à mesure que l'on descend dans le bassin.

Pour tenir compte de ces remarques, il est nécessaire de modifier la longueur théorique L_o définie ci-dessus en la multipliant par un facteur K donné par le tableau 2 ci-dessous en fonction du pourcentage de sédimentation désiré.

TABLEAU 2

Granulométrie d (en mm)	Facteur de majoration K en fonction du pourcentage de sédimentation		
	100 %	90 %	85 %
0.125	5.06	3.28	2.75
0.160	4.67	3.07	2.40
0.200	4.12	2.43	1.92
0.250	3.45	2.04	1.59
0.315	2.84	1.75	1.48

Facteur de majoration K (d'après KALBSKOPF)

La longueur du chenal dessableur s'obtiendra alors par

$$\boxed{L = K\,L_o} \qquad (2)$$

On remarquera que le dimensionnement de l'ouvrage a nécessité que l'on se fixe, outre la performance désirée (sédimentation de p% de particules de diamètre d) la hauteur d'eau h à l'entrée et la vitesse horizontale de l'eau dans le chenal, V.

Ces données sont évidemment variables en fonction du débit amené par le collecteur et le rendement de l'ouvrage varie en conséquence.

Différentes solutions peuvent être envisagées pour pallier à ces variations :

. Déversoirs de sortie judicieusement calculés.

. bassin à section parabolique.

Ces dispositifs contribuent à renchérir notablement le coût de l'ouvrage et l'on se contente le plus souvent de le dimensionner pour le débit moyen le plus fréquent, sachant bien, en tout état de cause que son rendement pourra être fortement réduit pour des débits supérieurs.

Exemple de calcul :

Soit à réaliser sur un collecteur (b = 0,60 m, h = 1,00 m, i = 6,4 ‰) transitant un débit de 970 l/s sous une hauteur d'eau de 0,80 m, un dessableur pouvant assurer 90 % de sédimentation des particules de 0,2 mm.

On a :

- vitesse de sédimentation en eau stagnante (cf tableau 1) = 1,9 cm/s

- coefficient de majoration (cf tableau 2) = 2,43

on choisit :

pour h la valeur 0,80m correspondant à la hauteur normale dans le collecteur pour le débit de 970 l/s

pour l 4 mètres (l/h = 5)

soit $S = 3,20\ m^2$ et $V = 0,970/3,2 \simeq 0,30$ m/s

Longueur théorique $L_o = (0,30/0,019) \times 0.80 \simeq 12,63$ m

Longueur de chenal nécessaire $12,63 \times 2,43 \simeq 30,69$ m

soit **L = 31 mètres**

(méthode établie d'après C2)

LES DISPOSITIFS D'ASSAINISSEMENT INDIVIDUEL

1 - LES INSTALLATIONS SEPTIQUES NORMALISEES (source : C5)

1.1. - Traitement des eaux-vannes

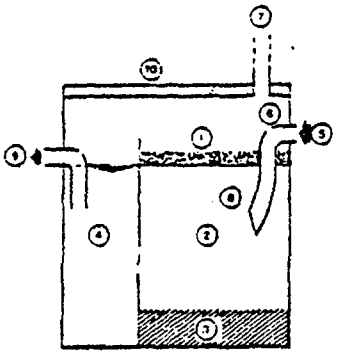
1.1.1. - La fosse septique

a) Principe de fonctionnement et caractéristiques essentielles

La fosse septique est conçue pour assurer la rétention, la décantation et la digestion des matières excrémentielles qui subissent une fermentation en espace confiné par l'intermédiaire de bactéries anaérobies. Ce processus se traduit par le dégagement de nombreux gaz dont il convient d'assurer l'évacuation.

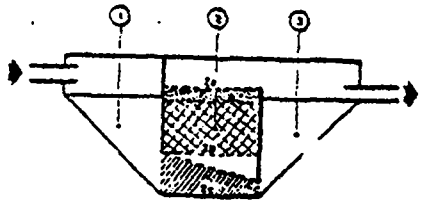
Afin d'éviter l'entraînement de particules solides à la sortie de l'appareil, la fosse est munie d'une cloison intérieure séparant le volume en 2 compartiments et d'un dispositif de sortie de l'effluent décanté par tuyau immergé. L'arrivée de l'effluent brut dans le premier compartiment se fait de même par un tuyau plongeant dans le liquide, ceci afin d'éviter des remous importants lors de l'arrivée d'une chasse.

Le temps de séjour de l'effluent dans la fosse septique varie de 5 à 10 jours en fonction de sa capacité et du volume des eaux vannes rejetées.

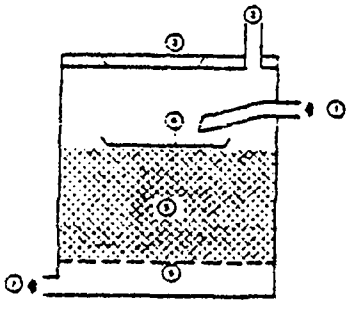


1. — Chapeau.
2. — Zone de liquide clair du premier compartiment.
3. — Zone d'accumulation des boues.
4. — Deuxième compartiment.
5. — Canalisation d'arrivée.
6. — Orifice de décompression.
7. — Canalisation d'évacuation des gaz.
8. — Forme évasée pour éviter les remous.
9. — Canalisation de sortie d'alimentation de l'élément épurateur.
10. — Tampon de visite.

Coupe schématique d'une fosse septique à une cloison

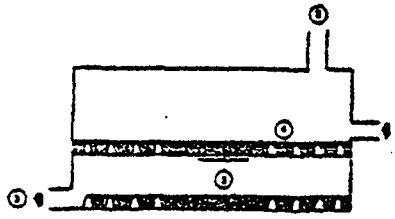


Coupe schématique d'un séparateur à graisse



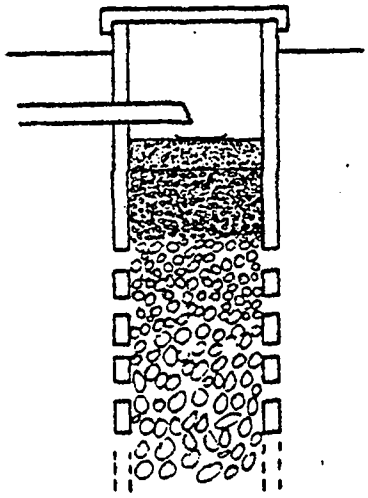
1. — Canalisation d'arrivée (sortie de fosse septique).
2. — Canalisation d'aération.
3. — Tampon de visite.
4. — Dispositif répartiteur de l'effluent.
5. — Filtre bactérien — Grosseur des matériaux 10 à 50 mm.
6. — Radier ajouré.
7. — Canalisation basse de sortie.

Coupe schématique d'un filtre bactérien percolateur



1. — Canalisation d'entrée.
2. — Canalisation d'aération.
3. — Canalisation de sortie.
4. — Canal garni de matériaux.
5. — Communication entre les deux lits.

Coupe schématique d'un filtre bactérien horizontal à lits superposés



Coupe schématique d'un puits filtrant

(extrait de D6)

b) Dimensionnement - besoins en eau

La capacité utile (en liquide) de la fosse ne doit jamais être inférieure à 1 m^3. Dans le cas général où les eaux vannes sont seules admises, elle doit être dimensionnée comme indiqué ci-dessous.

Nombre d'usagers		*Capacité de la fosse* (en m^3)
minimal	*maximal*	
2	4	1
2	6	1,5
2	8	2
3	10	2,5
3	12	3
4	14	3,5
4	16	4
5	18	4,5
5	20	5
De 21 à 150 usagers		0,3 par utilisateur

Lorsque les eaux ménagères sont admises dans la fosse, ces capacités doivent être doublées.

Chaque cabinet d'aisance, tributaire d'une fosse septique doit être pourvu d'une chasse d'eau dont le volume ne soit pas inférieur à 10 litres. Pour une bonne dilution du liquide, la fosse devrait recevoir un apport minimal en eau de 30 l/j/hab.

c) Description des matériels utilisés

Les fosses, souvent préfabriquées sont généralement construites en béton ou en matière plastique (polyéthylène, ou polyester armé de fibres de verre) ce dernier matériau présentant l'avantage d'un faible poids et d'une résistance mécanique élevée.

Leurs formes sont diverses : cylindriques, parallélépipédiques (notamment pour les plus grosses à 3 compartiments, bitronconiques ...

Lorsque le compartimentage est réalisé par une cloison intérieure, le rapport des volumes entre le premier compartiment (à l'amont) et le deuxième est en général égal à 2. La cloison émerge de 5 à 10 cm du liquide. Elle est percée de trous de communication qui se situent entre 20 et 50 cm du fond de l'appareil.

Le cloisonnement des fosses en matière plastique est souvent réalisé par une demi cloison déflectrice servant de pipe de reprise.

d) Entretien

Il convient de laisser accessibles les tampons de visite afin de pouvoir se rendre compte périodiquement du bon fonctionnement de l'appareil. Il y a lieu en effet de surveiller (au moins une fois l'an) l'épaisseur de la croûte (chapeau) formée dans le premier compartiment et qui constitue un bon indice de l'état de fonctionnement. Lorsque cette croûte atteint 30 cm, une vidange au moins partielle de l'appareil devrait être effectuée.
La formation d'une croûte dans le deuxième compartiment est le signe d'un mauvais fonctionnement.

1.1.2. - L'élément épurateur

Il existe 3 types de dispositifs épurateurs :

- le lit bactérien percolateur,
- le filtre horizontal dit "à cheminement lent",
- l'épandage souterrain à faible profondeur.

1.1.2.1. - Lit bactérien percolateur

a) Principe de fonctionnement et caractéristiques essentielles

Il est constitué d'une couche de matériaux filtrants légers au travers desquels le liquide putrescible sortant de la fosse doit percoler. Il se forme sur ces matériaux un film biologique constitué de bactéries aérobies et de matières organiques absorbées plus ou moins dégradées. L'épuration par voie aérobie nécessite une ventilation parfaite de la totalité du filtre.

Les matériaux du filtre sont choisis pour assurer une grande surface de contact. Ce sont principalement de la pouzzolane, du machefer criblé.

Pour éviter les passages préférentiels, notamment le ruissellement direct le long des parois, l'appareil est équipé d'un dispositif de répartition de l'effluent sur toute la surface du filtre.

b) Dimensionnement

La granulométrie des matériaux filtrants doit être comprise entre 10 et 50 mm. L'épaisseur de la couche filtrante est au minimum de 70 cm. La surface minimale à respecter en fonction de l'épaisseur du lit bactérien et du nombre d'usagers est donnée par le tableau ci-après :

Epaisseur des matériaux filtrants (H) en m	*Surface du lit bactérien (S) en m² pour un nombre d'usagers desservis (N)*						
	1 à 5 *usagers*	6 *usagers*	7 *usagers*	8 *usagers*	9 *usagers*	10 *usagers*	*Plus de* 10 *usagers*
1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	Utiliser la formule $S = \frac{N}{10.H^2}$
0,9	0,65	0,75	0,85	1	1,10	1,20	
0,80	0,80	0,95	1,10	1,25	1,40	1,55	
0,70	1	1,25	1,45	1,65	1,85	2	

Lorsque le lit bactérien reçoit également les eaux ménagères, les surfaces ci-dessus doivent être doublées.

c) Description des matériels utilisés

Les matériaux de construction de la cuve contenant la matière filtrante sont identiques à ceux des fosses septiques. Ces appareils sont très souvent préfabriqués.

La répartition de l'effluent est assurée le plus souvent par une plaque crénelée en béton reposant à la surface du lit.

Le matériau filtrant repose sur radier perforé situé à la base de l'appareil.

L'évacuation des gaz de fermentation se fait par un tuyau d'évent branché à la partie supérieure du filtre, à l'opposé de l'orifice de sortie.

d) Entretien

La remarque formulée au sujet de l'accessibilité des fosses septiques est également valable ici.

Il y a lieu d'effectuer périodiquement un lavage au jet d'eau des matériaux filtrants. La fréquence de cette intervention dépend de la teneur en matières en suspension du liquide issu de la fosse septique.

Cette opération peut devoir être réalisée plusieurs fois par an.

De plus, tous les 10 ans en moyenne, les matériaux doivent être remplacés.

1.1.2.2. - Filtre bactérien horizontal dit "à cheminement lent"

a) Principe de fonctionnement et caractéristiques essentielles

Le principe de fonctionnement est similaire au précédent.

L'épuration se fait également par voie aérobie.
L'effluent chemine dans des canaux de 6 à 8 cm de hauteur à travers des matériaux poreux de granulométrie comprise entre 10 et 30 mm sur lesquels se développe la flore bactérienne.

Le temps de rétention de l'effluent doit-être au minimum de 30 minutes ce qui implique un développement des canaux de 21 mètres au minimum.

Ces canaux ont généralement une forme spiralée qui permet de réduire l'encombrement du dispositif.

L'avantage de ce dispositif consiste essentiellement en sa faible épaisseur qui permet éventuellement un raccordement facile à un égout situé à faible profondeur.

En revanche, il ne peut recevoir strictement que les eaux vannes. Son emploi est limité à 10 usagers.

b) Description des matériels utilisés

Les matériaux de construction employés sont également le béton ou les matières plastiques.

La plupart du temps les filtres sont constitués d'éléments préfabriqués de 0,20 m de hauteur et 1 m^2 de surface environ, juxtaposés ou plus fréquemment superposés pour limiter l'emprise au sol.

c) Entretien

L'entretien d'un tel filtre est identique au précédent. La condition d'accessibilité est d'autant plus importante que ces filtres ont tendance à se colmater assez rapidement, ce qui peut provoquer à la limite une mise en charge de la fosse septique et de son tuyau d'arrivée.

1.1.2.3. - Epandage souterrain à faible profondeur

C'est un dispositif d'épuration par le sol. Il est détaillé au paragraphe 2.c.1 ci-après.

1.2. - Traitement des eaux ménagères

Généralement les eaux ménagères ne subissent qu'un prétraitement physique avant leur rejet dans l'exutoire. Ce traitement s'effectue dans un séparateur à graisse, statique dénommée communément boite à graisse.

Cet appareil est constitué d'une cuve dans laquelle 2 cloisons plongeantes déterminent 3 compartiments :

- un compartiment amont assurant la tranquillisation de l'effluent et sa répartition sur toute la largeur de l'appareil.

- un compartiment central (ou cellule fonctionnelle) dans lequel s'effectue la montée en surface des graisses ainsi que le stockage de ces matières.

- un compartiment aval assurant l'évacuation des eaux traitées.

Ces dispositifs sont généralement préfabriqués en béton ou plus souvent en polyester armé de fibres de verre.

Les boites à graisse desservant des habitations individuelles ont en général des caractéristiques assez voisines :

- volume de la cellule fonctionnelle de l'ordre de 180 litres
- surface efficace (surface horizontale de la cellule fonctionnelle) de l'ordre de 0,4 m^2
- cloison amont immergée de 15 à 20 cm
- cloison aval immergée de 35 à 40 cm.

1.3. - Dispositif de rejet à l'aval d'une installation septique normalisée

Ce peut-être :

- le réseau pluvial lorsqu'il existe, et dans la mesure où le niveau du fossé est compatible avec cette disposition

- un épandage souterrain à faible profondeur sur la parcelle

- un puits filtrant (cf. 2.c.3 ci-après)

2 - EPURATION PAR LE SOL (source C.5)

Le sol est un matériau poreux qui a une forte capacité d'absorption pour les liquides et qui peut fixer les éléments minéraux. De plus, il a une grande aptitude à décomposer les matières organiques.

Il est donc tout à fait justifié que l'assainissement individuel fasse largement appel à la dispersion dans le sol de la partie liquide de l'effluent.

Cette dispersion peut s'effectuer :

- soit par épandage souterrain à faible profondeur ; ce dispositif d'un coût assez élevé étant principalement utilisé comme élément épurateur de l'effluent des fosses septiques. L'utilisation de fossés d'infiltration pour l'élimination des eaux ménagères dans les systèmes d'assainissement traditionnel est une variante très économique de ce procédé.

- soit par puits filtrant, dispositif plus particulièrement utilisé dans les installations traditionnelles pour l'élimination des eaux ménagères (et éventuellement du trop plein liquide des cabinets à eau). Signalons cependant que dans les pays occidentaux disposant d'une réglementation, le puits filtrant n'est pas admis en tant qu'élément épurateur, sa seule fonction reconnue étant la dispersion dans le sol d'effluents préalablement épurés (par lit bactérien ou filtre horizontal à cheminement lent par exemple).

a - Principe de l'épuration des eaux usées par le sol

L'épuration des eaux usées par le sol fait intervenir divers processus qui se juxtaposent et se succèdent dans le temps.

- un phénomène physique de filtration, conditionné par la porosité du sol et qui aboutit à la rétention d'une partie des matières en suspension.

- un phénomène physico-chimique d'adsorption des ions sur les colloïdes du sol. Ce phénomène est conditionné par la teneur en argile et en humus du sol.

- un phénomène biologique de destruction des molécules organiques par les micro-organismes du sol, les produits de cette minéralisation étant, suivant leur nature, adsorbés sur les argiles des particules humiques ou exportés par les plantes (adsorption radiculaire puis évapo-transpiration) ou entrainés dans la filtration.

b - Dimensionnement des dispositifs

Dans la pratique, les études d'aptitude des sols à l'élimination des eaux usées ne prennent en compte que l'aspect hydrodynamique de l'infiltration. Les études qui concernent essentiellement les dispositifs d'épandage souterrain ont alors pour objet de déterminer le degré de perméabilité des sols afin d'adopter une surface d'absorption suffisante. Les normes de dimensionnement sont indiquées au chapître V paragraphe 2.3.

c - Les dispositifs utilisés

c.1. - Réseau d'épandage souterrain dans le sol naturel

L'épandage est effectué dans des tranchées à fond horizontal de 0,60 m à 0,90 m de profondeur et 0,45 à 0,90 m de largeur, remplies sur une épaisseur de 0,30 m minimum de matériau filtrant grossier (granulométrie comprise entre 1 et 6 cm).

L'effluent est réparti à l'intérieur de ce massif par un drain de 10 cm de diamètre disposé horizontalement dans l'axe de la tranchée.

Le massif de gravier est recouvert avant remblaiement d'un feutre imputrescible.

L'écartement entre 2 lignes de drains, variable suivant la largeur choisie pour la tranchée est au minimum de 1,80 m.

Les tranchées ne dépassent pas 20 mètres pour une distribution régulière de l'effluent dans le terrain récepteur. Leur tracé peut varier suivant la forme et la pente du terrain.

c.2. - Lit filtrant en sable

Lorsque la mise en oeuvre d'un épandage souterrain ne peut être envisagé (sol compact et imperméable ou au contraire sol fissuré, proximité de la nappe), on peut avoir recours à l'aménagement d'un sol artificiel.

Un lit filtrant en sable de 75 cm d'épaisseur environ est aménagé entre 2 couches de graviers. Les tuyaux de distribution de l'effluent à la surface du filtre sont disposés dans la couche supérieure de graviers. Des drains de récupération peuvent éventuellement être disposés dans la couche inférieure.

c.3. - Puits filtrant

C'est un dispositif destiné à assurer la dispersion de l'effluent dans les couches géologiques perméables du sol.

Il doit être étanche depuis le sol jusqu'à 0,50 m au-dessous du niveau d'émergence du tuyau d'amenée des eaux et doit être recouvert d'un tampon permettant l'aération et les visites d'entretien.

Le puits est rempli jusqu'au niveau du tuyau d'amenée de matériaux calibrés de 6 à 11 cm de diamètre (cailloux, gros graviers ...). La couche supérieure de ce matériau filtrant peut, sur 10 à 15 cm d'épaisseur être remplacée par du sable.

Pour éviter que l'effluent ne s'écoule le long des parois, un dispositif de répartition fonctionnant par surverse (plaque crénelée) est placé à la surface du filtre.

3 - LES DISPOSITIFS TRADITIONNELS

Eaux vannes et eaux ménagères, sont en général, éliminées séparément, les techniques utilisées pouvant être :

- pour les eaux vannes :
  - . dispersion dans le sol de la fraction liquide et évacuation périodique des excreta décomposés,
  - . ou collecte en fosse étanche, vidange et transport vers des installations d'épuration collectives.

- pour les eaux ménagères :
  - . dispersion dans le sol (ou épandage sur le sol),
  - . ou rejet au réseau pluvial, cette disposition étant toutefois à proscrire dans la mesure du possible compte tenu des risques hygiéniques qu'elle présente.

3.1. - Elimination des excreta

Lorsque la desserte en eau potable n'est assurée que par bornes-fontaines ou limitée à un ou deux robinets de puisage dans la concession, les dispositifs les plus utilisées en Afrique Tropicale francophone, pour l'élimination des excréta sont les latrines.

Pour ces dispositifs, on peut distinguer, suivant leur possibilité de mise en oeuvre et leur degré de sophistication :

- les latrines à fosse sèche ne recevant que les urines et les fèces. Ce sont des fosses non étanches permettant l'infiltration de la partie liquide et la décomposition des matières solides. Lorsque la fosse est presque pleine (elle peut avoir une capacité de plusieurs années), elle est comblée de terre et de sable .Une deuxième fosse est alors mise en service, la première pouvant être vidangée au bout de plusieurs mois et les matières extraites utilisées comme engrais.

  Ce dispositif qui se caractérise par sa facilité de mise en oeuvre et son faible coût, tant de construction que de maintenance, nécessite des terrains perméables cohérents mais non rocheux.

  Son utilisation doit toutefois être proscrite lorsqu'une contamination de la nappe phréatique est à craindre.

- les latrines à fosse étanche pouvant accepter une légère quantité d'eau. Elles sont vidangées quand elles sont pleines par camion citerne à pompe. La fréquence des vidanges est de l'ordre de un mois.
  Une occlusion mécanique ou hydraulique de la cuvette est nécessaire pour éviter les odeurs).

  Par rapport au précédent, ce dispositif présente les avantages de pouvoir être réalisé en tous terrains et de supprimer les risques de contamination de la nappe.

  Plus coûteux en construction, il est surtout beaucoup plus onéreux en maintenance du fait de la fréquence des vidanges.

- <u>les cabinets à compost à double voûte</u>

Ce sont également des fosses étanches. Les excréta y sont mélangés avec des déchets végétaux pour former le compost. Le dispositif comporte deux fosses généralement dimensionnées pour une fréquence de vidange d'une année et utilisées alternativement. Lorsqu'une fosse est presque pleine, on finit de la combler avec de la terre et on laisse reposer un an avant de la vider.

Ce système présente les mêmes avantages que la latrine à fosse étanche quant aux possibilités de réalisation en tous terrains et à la protection de la nappe phréatique.

Plus coûteux de construction, il est plus économique en maintenance (vidanges plus espacées).

Son utilisation rationnelle se heurte toutefois à certaines sujétions :

. séparation des urines à évacuer dans un puisard ou directement sur le sol après dilution. (Il existe cependant des dispositifs à fond filtrant et perméable - Biopot).

. manutention du compost.

- <u>les cabinets à eau</u> pouvant éventuellement accepter les eaux usées. C'est une variante de la fosse étanche dans laquelle le niveau est maintenu en permanence à une certaine hauteur par un dispositif évacuant le trop plein liquide dans un puisard, un épandage souterrain ou un réseau enterré, les matières solides étant vidangées tous les deux ou trois ans.

La solution consistant à évacuer le trop plein liquide dans le sol (puisard ou épandage souterrain) implique que le terrain soit suffisamment perméable. Comme pour les latrines à fosse sèche, cette disposition est à proscrire lorsqu'une contamination de la nappe est à craindre.
Le raccordement du trop plein liquide à un égout de conception légère constitue une solution intéressante pour des zones à forte densité ne permettant pas la mise en place d'un puisard ou d'un épandage souterrain. Les matières solides étant décantées dans la fosse, les risques d'obstruction d'un tel égout sont limités.

A noter la possibilité le moment venu, de transformer les fosses étanches et les fosses à compost en cabinets à eau raccordables à l'égout et de résoudre ainsi le problème toujours délicat de l'évacuation des eaux usées.

Toutes ces techniques sont à même d'assurer des garanties sanitaires satisfaisantes dans la mesure où les conditions d'emploi en sont respectées et où leur mise en oeuvre est correcte. Il est éminemment souhaitable, à ce sujet, qu'un minimum de contrôle puisse être exercé par les pouvoirs publics au moment de la réalisation. Ce contrôle permettrait sans doute d'éviter certaines erreurs grossières ou malfaçons volontaires qui pourraient être lourdes de conséquences sur le plan sanitaire.

- Les latrines à seau où les excréta sont recueillis dans un récipient transportable manuellement. Cette technique très économique dans les zones denses a de nombreux inconvénients dans le domaine sanitaire.

3.2. - Elimination des eaux ménagères

. Les dispositifs d'infiltration peuvent être des fossés non revêtus ou des puits perdus.

. Si la nappe phréatique est proche du sol et si la surface disponible est suffisante, on peut mettre en place un épandage souterrain par fossés drainants remmplis de caillasse ou par drains cylindriques.

. Dans certains cas particuliers (nappe affleurante, terrain rocheux) on peut épandre les effluents dans un sol reconstitué et rapporté en surface. Ces solutions sont coûteuses.

. Le déversement sur la parcelle peut être envisagé à raison de faibles quantités par unité de surface. Son intérêt est lié à la densité d'occupation des parcelles.

. Lorsque la capacité d'infiltration des sols sur une zone s'avèrera insuffisante, on pourra envisager une évacuation collective des eaux ménagères de cette zone par un réseau de petit diamètre (Ø 125 mm) débouchant dans un puits d'infiltration après passage dans un bac dégraisseur.