

INSTRUCTION TECHNIQUE RELATIVE AUX RESEAUX D'ASSAINISSEMENT DES AGGLOMERATIONS

1. CHAPITRE 1 CONCEPTION GENERALE	4
1.1 DEFINITION.....	4
1.2 CONTRAINTES GENERALES.....	4
1.2.0 <i>L'objectif de qualité.</i>	4
1.2.1 <i>Les problèmes épidémiologiques et sanitaires.</i>	5
1.3 DEFINITION DES DIVERS SYSTEMES D'EVACUATION DES EAUX USEES ET DES EAUX PLUVIALES.....	5
1.3.0 <i>Systèmes fondamentaux.</i>	6
1.3.1 <i>Système pseudo-séparatif.</i>	6
1.3.2 <i>Système composite.</i>	6
1.3.3 <i>1.3.3. Systèmes spéciaux.</i>	6
1.4 FACTEURS INFLUANT SUR LES PROJETS D'ASSAINISSEMENT.....	6
1.4.0 <i>Les données naturelles du site.</i>	7
1.4.00. <i>La pluviométrie de la région.</i>	7
1.4.01. <i>La topographie.</i>	7
1.4.02. <i>L'hydrographie et le régime des nappes souterraines.</i>	8
1.4.03. <i>La géologie.</i>	9
1.4.1 <i>Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes.</i>	9
1.4.10. <i>Nature des agglomérations.</i>	9
1.4.11. <i>Importance de l'agglomération.</i>	10
1.4.12. <i>Modes d'occupation du sol.</i>	10
1.4.13. <i>Assainissement en place.</i>	11
1.4.14. <i>Autres éléments de choix de la solution</i>	11
1.4.2 <i>Les données relatives au développement futur de l'agglomération.</i>	13
1.4.3 <i>Les données propres à l'assainissement.</i>	14
1.4.30. <i>Les conditions de transport des eaux usées.</i>	14
1.4.31. <i>Les problèmes d'exploitation.</i>	17
1.4.32. <i>Les nuisances.</i>	18
2. CHAPITRE II CALCUL DES DEBITS D'EAUX PLUVIALES	20
2.1 DEBITS DES BASSINS VERSANTS URBANISES. FORMULES SUPERFICIELLES.....	20
2.1.0 <i>Généralités.</i>	20
2.1.1 <i>Choix de la période de retour d'insuffisance du réseau.</i>	21
2.1.2 <i>Formules superficielles.</i>	21
2.1.3 <i>Remarques.</i>	22
2.1.4 <i>Evaluation de la pente.</i>	23
2.1.5 <i>Evaluation du coefficient de ruissellement.</i>	23
2.1.6 <i>Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur.</i>	23
2.1.7 <i>Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.</i>	24
2.1.8 <i>Validité des formules.</i>	24
2.1.9 <i>Bassins versants urbanisés de grande superficie.</i>	25
2.2 APPORTS PROVENANT DES BASSINS VERSANTS NON URBANISES EXTERIEURS AUX ZONES URBANISEES.....	25
2.3 LES PROGRAMMES DE CALCUL.....	26
3. CHAPITRE III CALCUL DES DEBITS D'EAUX USEES	28
3.1 DEBITS D'EAUX USEES DOMESTIQUES.....	29
3.1.0 <i>Débits maximaux d'avenir.</i>	29
3.1.1 <i>Débits moyens actuels.</i>	30
3.2 DEBITS D'EAUX USEES INDUSTRIELLES.....	31
3.2.0 <i>Généralités.</i>	31
3.2.1 <i>Probabilités de satisfaction. Débits moyens spécifiques.</i>	32
4. CHAPITRE IV CALCUL DES SECTIONS DES OUVRAGES	34

4.1	GENERALITES.....	34
4.2	RESEAUX « EAUX USEES » EN SYSTEME SEPARATIF.....	34
4.3	RESEAUX « PLUVIAUX » EN SYSTEME SEPARATIF.....	35
4.4	RESEAUX « UNITAIRES ».....	35
5.	CHAPITRE V CONDITIONS D'ETABLISSEMENT DES RESEAUX.....	36
5.1	SYSTEME UNITAIRE.....	36
5.1.0	Collecteurs.....	36
5.1.1	Déversoir d'orage et émissaires.....	38
5.1.2	Stations d'épuration.....	39
5.2	SYSTEME SEPARATIF.....	40
5.2.0	Eaux pluviales.....	41
5.2.1	Eaux usées.....	41
5.3	SYSTEME PSEUDO-SEPARATIF.....	42
6.	CHAPITRE VI OUVRAGES ANNEXES.....	44
6.0	DISPOSITIONS PARTICULIERES CONCERNANT LES MESURES DE PROTECTION EN AMONT DES BRANCHEMENTS.....	44
6.0.1	Broyeurs d'éviers.....	44
6.0.2	Siphons disconnecteurs.....	44
6.0.3	Boîtes à graisse, déshuileurs.....	44
6.1	BRANCHEMENTS PARTICULIERS.....	45
6.2	GARGOUILLES.....	46
6.3	CANIVEAUX.....	47
6.4	BOUCHES D'EGOUT.....	47
6.4.1	Bouches d'égout à accès latéral (ou avaloirs).....	47
6.4.2	Bouches d'égout à accès sur le dessus (bouches à grilles).....	49
6.5	OUVRAGES D'ACCES AUX CANALISATIONS.....	49
6.5.0	Canalisations visitables (hauteur Intérieure supérieure ou égale à 1,60 m).....	49
6.5.00.	Ouvrages d'accès aux ouvrages visitables.....	49
6.5.01.	Cheminées de visite.....	50
6.5.1	Canalisations non visitables (hauteur intérieure inférieure à 1,60 m).....	50
6.6	DISPOSITIFS DE VENTILATION.....	50
6.7	RESERVOIRS DE CHASSE.....	51
6.8	DEVERSOIR D'ORAGE.....	51
6.9	BASSINS DE DESSABLEMENT.....	52
6.10	DEGRILLEURS.....	52
6.11	SIPHONS.....	53
6.12	POSTES DE RELEVEMENT ET DE REFOULEMENT.....	53
6.12.0	Postes de relèvement.....	53
6.12.1	Postes de refoulement.....	53
6.12.2	Dispositions communes.....	54
6.13	POSTES DE CRUES.....	54
6.14	DISPOSITIFS DE MESURE DE DEBITS.....	55
7.	CHAPITRE VII BASSINS DE RETENUE D'EAUX PLUVIALES.....	56
7.1	INDICATIONS GENERALES.....	56
7.1.0	Principe. Intérêt et sujétions.....	56
7.1.1	Choix du type de bassin. Influence du site.....	57
7.1.2	Dispositions techniques d'ensemble (voir croquis ci-après).....	58
7.2	CALCUL HYDRAULIQUE DES BASSINS DE RETENUE.....	59
7.2.0	Bilan hydraulique d'une retenue d'étalement.....	59
7.2.1	Calcul du volume utile d'une retenue d'eaux pluviales.....	59
7.2.10.	Considérations générales.....	59
7.2.11.	Coefficient d'apport.....	60
7.2.12.	Méthode pratique de calcul.....	61
7.3	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES APPLICABLES AUX DIGUES.....	61
7.3.0	Problèmes particuliers relatifs à la construction des digues.....	62
7.3.00.	Généralités. Réglementation.....	62
7.3.01.	Divers types de retenues.....	62
7.3.02.	Qualités d'un bon endiguement.....	63

7.3.03.	Conclusion	63
7.3.1	<i>Les ouvrages de sortie et de sécurité.</i>	63
7.3.10.	Les ouvrages de fonctionnement normal	64
7.3.11.	Les ouvrages d'évacuation de sécurité	64
7.3.12.	Les ouvrages de fond	66
7.4	POLLUTION ET ENTRETIEN	66
7.4.0	<i>Rôle des bassins de retenue dam la lutte contre les pollutions.</i>	66
7.4.00.	Effets d'ordre physique	67
7.4.01.	Effets d'ordre chimique	67
7.4.02.	Effets d'ordre microbiologique	67
7.4.1	<i>Traitement des eaux pluviales et entretien des retenues.</i>	67
7.4.10.	Les corps flottants	67
7.4.11.	Les matières décantables	68
7.4.12.	Les huiles et hydrocarbures	68
7.4.13.	Les matières oxydables	68
7.4.14.	Pollutions et nuisances diverses	69
7.4.15.	Protection contre les moustiques et les rongeurs	69
7.4.16.	Création d'un bassin spécial de pré-épuration	70
7.4.17.	Entretien des abords	70
7.4.18.	Surveillance et qualité des eaux	70

1. CHAPITRE 1 CONCEPTION GENERALE

1.1 DEFINITION.

L'assainissement des agglomérations, au sens où l'entend la présente instruction a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

1.2 CONTRAINTES GENERALES.

La circulaire du ministère de la santé du 10 juin 1976 ¹ sur l'assainissement des agglomérations et la protection sanitaire des milieux récepteurs donne des instructions détaillées répondant aux préoccupations d'ordre sanitaire et à la nécessité de sauvegarder le milieu naturel.

Les eaux pluviales doivent être évacuées pour limiter la submersion des zones urbanisées. Les eaux usées doivent être évacuées sans stagnation loin des habitations car les déchets qu'elles contiennent sont susceptibles de donner naissance à des nuisances ou même engendrer des épidémies ; les eaux rejetées doivent satisfaire aux objectifs fixés pour le maintien et l'amélioration de la qualité des milieux naturels récepteurs.

A ce sujet il est rappelé que les eaux pluviales sont susceptibles d'acheminer un poids important de pollution.

1.2.0 L'objectif de qualité.

La loi du 16 décembre 1964, en son article 3, paragraphe 5, a prévu que seront fixés d'une part les spécifications techniques et les « critères physiques, chimiques, biologiques et bactériologiques auxquels les cours d'eau, sections de cours d'eau, canaux, lacs ou étangs, devront répondre, notamment pour les prises d'eau assurant l'alimentation des populations, et d'autre part le délai dans lequel la qualité de chaque milieu récepteur devra être améliorée pour satisfaire ou concilier les intérêts définis à l'article 1^{er} de la loi »².

Ces intérêts sont l'alimentation en eau potable des populations, les besoins de l'agriculture, de l'industrie et des transports, la protection de la santé publique, la sauvegarde de l'équilibre biologique et hydraulique des milieux récepteurs, le développement des loisirs.

Pour satisfaire à ces obligations, les propriétaires d'installations de déversement existant antérieurement à la publication du décret ci-dessus, devront prendre toutes dispositions pour que leurs effluents permettent la satisfaction de l'objectif, ou des objectifs ci-dessus mentionnés.

¹ Parue au JO (N.C.) du 21 août 1976. Tirage N° 76.200

² Un décret de ce type a déjà été pris pour le bassin de la Vire et d'autres textes sont en préparation. Même en l'absence du décret d'objectifs c'est cependant en fonction des usages et des intérêts que le milieu a vocation à satisfaire que doivent être accordées les autorisations de rejet.

En conséquence, les effluents rejetés dans les cours d'eau au titre de l'assainissement des agglomérations devront avoir des caractéristiques adaptées à l'usage qui est envisagé à l'aval pour le milieu récepteur dont ils sont tributaires³.

Dans les zones de proximité⁴, où le temps d'écoulement entre le point de rejet et le point d'utilisation est relativement court, les effluents devront subir une épuration renforcée.

En définitive, pour le choix du point de rejet on devra donc, avant toute décision, porter une attention toute particulière au milieu qui devra recevoir après épuration les eaux collectées. Il se peut que, dans certaines circonstances, la nature de l'objectif affecté au milieu récepteur soit d'un niveau trop élevé pour permettre d'y écouler des eaux usées, épurées même après traitement complémentaire. Il conviendra donc, en l'espèce, de déplacer le futur point de rejet. En cas d'impossibilité, il faudra saisir le service chargé de la police des eaux en vue d'envisager la modification du niveau de l'objectif assigné au milieu récepteur et de suivre la procédure de conciliation de tous les intérêts en cause qui a été utilisée pour la fixation des objectifs de qualité des eaux superficielles.

1.2.1 Les problèmes épidémiologiques et sanitaires.

Schématiquement, trois stades sont à considérer :

- l'évacuation rapide hors de l'habitat des eaux usées;
- leur transport dans des conditions d'hygiène suffisantes à travers le réseau de collecte;
- le traitement dans des installations d'épuration.

L'évacuation à l'intérieur des immeubles doit être établie en conformité avec le règlement sanitaire. Le réseau public de transport constitue un milieu contaminé et, en particulier, il permet la multiplication des rats et la pullulation des moustiques, agents intermédiaires de propagation de certaines épidémies. Cette position spéciale au regard de l'hygiène implique pour la défense de l'environnement des interventions systématiques en matière de dératisation et de désinsectisation, au niveau antilarvaire comme sur les moustiques adultes, interventions qui posent des problèmes pour l'exploitation des réseaux d'eaux usées.

Au niveau du traitement, un sous-dimensionnement des appareils épuratoires peut provoquer un fonctionnement anaérobie des systèmes et causer une gêne pour le voisinage à la fois par des odeurs pestilentielles et par l'apparition de parasites.

Enfin, si l'épuration est réalisée par l'épandage agricole des eaux il convient de se référer à la circulaire du 10 juin 1976 relative à l'assainissement des agglomérations et à la protection sanitaire des milieux récepteurs.

1.3 DEFINITION DES DIVERS SYSTEMES D'EVACUATION DES EAUX USEES ET DES EAUX PLUVIALES.

³ Actuellement, sont en préparation les grilles de qualité requise pour les eaux correspondant à chaque usage

⁴ Au sens de la circulaire du 10 juin 1976 relative à l'assainissement des agglomérations et à la protection sanitaire des milieux récepteurs.

1.3.0 Systèmes fondamentaux.

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge. On distingue :

Système séparatif.

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques⁵ et, sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

Système unitaire.

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

Système mixte.

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

1.3.1 Système pseudo-séparatif.

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

1.3.2 Système composite.

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

1.3.3 Systèmes spéciaux.

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue :

Système sous pression sur la totalité du parcours.

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

Système sous dépression.

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

1.4 FACTEURS INFLUANT SUR LES PROJETS D'ASSAINISSEMENT.

L'assainissement d'une agglomération est un problème trop complexe pour se prêter à une solution uniforme et relever de règles rigides.

Il est commandé par de nombreux facteurs qui peuvent conduire à des conclusions contradictoires entre lesquelles un compromis est à dégager.

Le responsable de la définition des ouvrages à construire doit donc analyser ces différents facteurs qui influent sur la conception du projet.

Cette analyse conduit à étudier

⁵ Les eaux usées domestiques comprennent les eaux-vannes et les eaux ménagères

1.4.0 Les données naturelles du site.

1.4.00. La pluviométrie de la région.

Dans un réseau unitaire c'est l'évacuation des eaux d'orage qui détermine les caractéristiques hydrauliques des ouvrages de collecte.

Les débits des pointes d'eaux pluviales sont très supérieurs à ceux des pointes d'eaux usées. De plus l'exploitation impose des pentes minimales supérieures pour les ouvrages d'eaux pluviales.

La pluviométrie est donc un facteur essentiel du coût du réseau.

Or l'agglomération doit être protégée contre les inondations provoquées par les eaux d'orage. Une protection absolue nécessiterait la construction d'égouts aux dimensions excessives par les dépenses de premier établissement et d'entretien qu'elles impliqueraient.

Il est donc inévitable d'accepter des insuffisances occasionnelles⁶ pour les ouvrages du réseau et d'en mesurer les conséquences. Il est par là même nécessaire de juger le caractère plus ou moins exceptionnel de la violence et de la durée d'un orage en étudiant statistiquement la fréquence de son renouvellement et en examinant les cheminements de l'eau en cas d'insuffisance des réseaux.

On calcule généralement les évacuateurs d'eau pluviale - en système séparatif comme en unitaire - de telle sorte que la capacité d'évacuation corresponde au débit d'orage d'une fréquence probable donnée.

Les modalités de calcul de ce débit d'orage devront être conformes à celles indiquées dans le chapitre 2 « calcul des débits d'eaux pluviales ».

Une partie de l'eau pluviale qui tombe au cours d'une précipitation sur le bassin ruissellera, arrivera - d'ailleurs avec plus ou moins de retard - aux divers points du réseau en fonction de la topographie et de la nature actuelle et future du sol et de son urbanisation. Ces facteurs seront spécialement et séparément analysés.

1.4.01. La topographie.

Elle est imposée et son rôle est essentiel. En effet comme il s'agit d'évacuer des eaux aussi rapidement que possible pour éviter les dépôts, l'évacuation sera d'autant plus aisée que le terrain présentera des pentes plus importantes. L'évacuation rapide et continue de tous les déchets fermentescibles des canalisations d'eaux usées implique une pente minimum. Pour les ouvrages unitaires ou pluviaux la pente minimum acceptable supérieure à la précédente est celle qui devrait permettre l'entraînement des sables pour des débits pluviaux atteints fréquemment.

En zones plates ces conditions entraînent d'amont en aval un approfondissement coûteux des ouvrages relayé éventuellement par un relèvement systématique de l'effluent qui présente le double inconvénient d'obérer e à perpétuité » les dépenses d'exploitation et de subordonner la desserte à l'emploi de moyens mécaniques.

Aussi conviendra-t-il d'utiliser les moindres déclivités du terrain et, si cela est nécessaire, de recourir à tous les procédés permettant de diminuer au maximum la pente des ouvrages de transport.

⁶ On pourra admettre des périodes croissantes d'insuffisance en allant de l'amont vers l'aval.

Si les relèvements sont acceptables pour les réseaux d'eaux usées, ils sont à éviter, dans toute la mesure du possible, pour les eaux pluviales ou les réseaux unitaires compte tenu de la discontinuité des pompages et de l'importance des flots en temps d'orage.

La création de bassins de retenue assurant le stockage des eaux d'orage peut permettre de diminuer la dimension des ouvrages de transport et de minorer le coût des relèvements qui s'avèreraient indispensables. La topographie est un important critère de choix du site de ces bassins.

En zones déclives le souci de prévenir la dégradation des canalisations, ainsi que la nécessité d'assurer des conditions de sécurité satisfaisantes pour le personnel appelé à pénétrer dans les ouvrages visitables, conduit à limiter les pentes admissibles et donc les vitesses.

1.4.02. L'hydrographie et le régime des nappes souterraines.

A l'aval de tout réseau d'assainissement, l'effluent, quel qu'il soit, atteint un milieu récepteur, au besoin après un trajet à ciel ouvert dans le cas des eaux pluviales.

Ce milieu est constitué normalement, soit par les voies et cours d'eau plus ou moins importants, soit par les étangs ou les lacs, soit par la mer, soit par le sol (épandage).

Le rejet dans les étangs ou les lacs peut éventuellement accélérer leur eutrophisation. Il est donc souhaitable de rechercher, dans toute la mesure du possible, une solution comportant la mise en place d'un collecteur de ceinture qui rejettera les effluents traités en aval du lac ou de l'étang.

Le rejet en bordure de mer devant être évité, la pose d'un émissaire immergé sera généralement nécessaire. Les conditions d'un tel rejet doivent faire l'objet d'études préalables très complètes comportant notamment un examen approfondi du régime des courants marins; et s'il s'agit d'un rejet direct par le canal d'une rivière, le point de déversement devra se trouver le plus en amont possible de l'exutoire en mer afin que puisse s'exercer normalement le pouvoir auto-épurateur de la rivière. Enfin, le retour des eaux traitées à l'intérieur des terres peut offrir une solution intéressante.

La règle générale est que le traitement des effluents doit être poussé à un degré tel qu'il permette le maintien ou l'amélioration de la qualité admise pour le milieu récepteur.

Les conditions et les conséquences d'un épandage ou d'un lagunage devront être particulièrement étudiées.

Avant d'implanter les ouvrages du réseau, de fixer le point de rejet et la nature de l'épuration à faire, le concepteur doit procéder aux études nécessaires, comprenant notamment l'examen des circulations superficielles et le régime des nappes souterraines.

Cette étude doit viser -.

- à connaître les caractéristiques des nappes traversées où devra être particulièrement surveillée l'étanchéité des canalisations de transport⁷;
- à analyser -le degré d'agressivité des eaux des nappes traversées pour procéder au choix du matériau de la canalisation;

⁷ Ces réseaux d'assainissement n'ont pas à faire office de drainage du sous-sol et des caves sauf cas particuliers où toutes les conséquences, notamment celles provenant de l'approfondissement, seront sérieusement examinées.

- à choisir autant que possible, pour les ouvrages à créer, des sites ne nécessitant pas de coûteux rabattements de la nappe phréatique;
- à connaître les débits et notamment le débit d'étiage et le niveau de crue des cours d'eau pouvant être utilisés comme exutoires pour des déversoirs d'orage ou pour le rejet des effluents des stations d'épuration (s'assurer aussi de ce que la pérennité de l'exutoire ne risque pas d'être compromise par une rectification du lit du cours d'eau ou par une modification définitive des niveaux par suite d'une régulation de son cours);
- à apprécier les risques de pollution des nappes susceptibles de concourir à l'alimentation en eau potable et à respecter les périmètres de protection des captages existants ou projetés qui ne doivent pas être traversés.

1.4.03. *La géologie.*

Pour les ouvrages importants et ceux qui doivent être exécutés en souterrain, une étude géotechnique de la structure des terrains doit être faite pour tout site susceptible de recevoir des ouvrages importants d'assainissement, notamment des émissaires gravitaires, dont le profil en long conduit à l'adoption de profondeurs locales importantes pour le passage sous des buttes.

D'importantes économies pourront résulter du choix d'un profil en long permettant d'éviter les terrains difficiles.

1.4.1 Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes.

1.4.10. *Nature des agglomérations.*

Au point de vue de l'assainissement, une agglomération relève du cas général dès lors que sa population est relativement constante au cours d'une année et que son activité industrielle est telle que le mélange des effluents industriels avec les effluents domestiques peut être opéré en permanence. Ce mélange, dès lors que la nature et la proportion de l'effluent d'origine industrielle ayant éventuellement subi un prétraitement le permettent, est de nature à faciliter l'épuration de l'ensemble des eaux et à la rendre plus économique. Le contrôle des résultats obtenus est en effet dans ce cas plus facile à exercer.

Echappent donc au cas général :

*Les agglomérations purement rurales*⁸ qui posent souvent des problèmes spécifiques dus à l'importance et à la qualité des eaux de ruissellement provenant de zones non urbanisées situées en amont de l'agglomération, ainsi qu'à la dispersion et à la faible densité de l'habitat.

L'influence de ces zones sur les caractéristiques du projet devra être étudiée avec prudence d'autant plus qu'il sera souvent difficile d'obtenir à leur sujet des informations précises.

Les agglomérations touristiques dont la population à l'occasion de la « saison » augmente de façon considérable et dont les installations, réseaux et station d'épuration, doivent faire face à de très fortes pointes, sans pour autant présenter des inconvénients en morte saison.

⁸ La conception de l'assainissement en zone rurale devra s'inspirer des dispositions de la circulaire DA/SE/1-5058 du 15 juin 1976 relative à l'assainissement des petites agglomérations rurales (agriculture) publiée au supplément spécial nO 76-45 du *Moniteur des Travaux Publics et du Bâtiment* du 6 novembre 1976.

A cette catégorie, il convient d'ajouter les localités d'habitat de week-end situées à proximité des grandes villes qui sont sujettes à d'importantes pointes hebdomadaires de pollution domestique.

Les agglomérations à activités industrielles prépondérantes qui apportent une pollution telle qu'elle complique l'épuration du mélange avec les eaux d'origine domestique à un point tel qu'il s'avère alors nécessaire de prévoir une épuration séparée des effluents de certains établissements industriels et pas seulement un prétraitement.

Les zones d'urbanisation nouvelles dont l'urbanisation est à programmer et dont le programme doit pouvoir être infléchi pour des considérations d'assainissement.

1.4.11. Importance de l'agglomération.

Il n'est pas possible de définir avec précision l'importance d'une agglomération sinon par ce que couvre en général le vocabulaire : la ferme et son groupe de bâtiments, l'« écart » et son groupe de fermes, le hameau, le village, le bourg, la petite ville, la grande ville, la métropole.

Dès qu'il s'agit d'un bourg, l'assainissement collectif constitue la solution préférable pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique.

S'il s'agit d'un habitat très dispersé, un équipement collectif peut impliquer des sujétions excessives du point de vue technique et économique qui conduiront à admettre un assainissement individuel. Mais les installations de ce type sont toujours d'une exploitation précaire; la préférence doit aller à une gestion communautaire de l'assainissement.

Si un réseau général d'évacuation est réalisable dans des conditions économiques acceptables, son dimensionnement ainsi que l'importance de la station d'épuration sont bien entendu fonction de l'importance de l'agglomération. Mais la nature même de ces équipements peut changer en fonction de l'importance plus ou moins grande des moyens que la collectivité peut mettre au service de la gestion et de l'entretien de son assainissement.

1.4.12. Modes d'occupation du sol.

Au sens de l'assainissement, ils déterminent

- la quantité d'eaux de ruissellement;
- la quantité et la nature des eaux usées produites par la population et ses activités;
- le niveau acceptable des points de branchement des immeubles compte tenu de l'équipement des sous-sols⁹

Au sens de l'urbanisme, on peut admettre qu'ils correspondent respectivement aux données suivantes d'un plan d'occupation du soi

- coefficient d'occupation du sol;
- zones d'urbanisation, zones d'activités spécialisées, voies et ouvrages publics; zones naturelles, espaces boisés classés, espaces verts.

⁹ En principe il ne convient pas d'assurer systématiquement la desserte des caves qui doit rester exceptionnelle compte tenu de l'approfondissement du réseau qui en résulte et qui peut conduire à un relèvement (cf. également circulaire du 10 juin 1976 du ministère de la santé, chapitre 1, paragraphe 3).

1.4.13. *Assainissement en place.*

Il est très rare, sauf pour les petites agglomérations et les villes nouvelles, que le responsable de l'assainissement d'une zone constate une absence totale de canalisations ou d'égouts existants. Cette existence surtout si les ouvrages atteignent un développement appréciable constitue une donnée de poids pour le choix de la solution à adopter.

Si les ouvrages existants présentent une orientation et des caractères internes qui permettent de les incorporer moyennant un minimum d'adaptation au sein d'un réseau unitaire, il y aura là un argument sérieux en faveur d'une telle solution, au moins dans la partie déjà desservie de l'agglomération.

Sinon les égouts existants pourront utilement continuer à jouer leur rôle pour l'évacuation du ruissellement et ce seront les nouvelles canalisations qui achemineront les eaux usées vers la station. Tel sera le cas de quartiers où la population est dispersée, où de faibles pentes permettront de véhiculer sans pompage les eaux usées et où l'importance réduite du cours d'eau serait incompatible avec les déversements d'orage d'un réseau unitaire. L'établissement d'un tel réseau séparatif, s'il s'avère possible, comportera une économie appréciable du premier établissement, et facilitera le fonctionnement de la station d'épuration. Restera encore posé le problème délicat qu'implique la transformation très onéreuse des canalisations intérieures des immeubles, où les eaux ménagères sont souvent admises dans les descentes d'eaux pluviales. On pourra alors être amené à accepter, au moins provisoirement, l'établissement d'un réseau pseudo-séparatif où le réseau d'eaux usées recevra en outre celles des eaux pluviales en provenance des immeubles riverains.

La préexistence d'un réseau s'avère donc un élément important du choix de la solution à retenir. Il conviendra donc d'inventorier et de vérifier les plans trop souvent imprécis.

Sur ce dernier point, il est indispensable que le concepteur impose au réalisateur la fourniture de plans précis et correctement repérés des ouvrages construits ou rencontrés lors de travaux de façon à permettre un « archivage » des réseaux, source d'importantes économies ultérieures.

Il est rappelé qu'en vertu de l'article L. 35.2 du code de la santé publique (ordonnance n° 58-1004 du 23 octobre 1958) les fosses ou autres installations de même nature doivent être supprimées lors du raccordement de l'immeuble à l'égout, notamment en raison des risques de corrosion.

1.4.14. *Autres éléments de choix de la solution*

L'analyse précédente énumère les critères influant sur le choix du système d'assainissement à retenir, et la situation de l'assainissement existant est un des éléments privilégiés de ce choix.

Mais plusieurs critères peuvent intervenir *simultanément* sur ce choix. C'est surtout le cas de la nature de l'habitat et de sa densité, de la topographie du terrain et notamment des pentes, de l'importance du milieu récepteur et de l'objectif de qualité, du fonctionnement de la station, de l'encombrement du sous-sol.

Si la population est relativement dense et les dénivellations assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire apparaisse possible avec les pentes minima exigées des égouts en unitaire, ce système se recommandera généralement par sa simplicité de conception, qui exclut les sujétions impliquées tant par une séparation des eaux à l'origine que par une dualité des réseaux d'évacuation.

Il peut nécessiter la construction de bassins d'orage à la station. Par contre, le système séparatif se recommande dans tous les cas suivants :

- la population étant dispersée, le ruissellement peut être évacué par voie superficielle dans une large mesure ;
- l'équipement séparatif permet d'éviter les recours à des postes de pompage, car les eaux usées s'accommodent de pentes limites nettement plus faibles que des réseaux unitaires;
- quand les relèvements d'eaux--usées restent inévitables en tout état de cause, les eaux de ruissellement peuvent être rejetées gravitairement dans le milieu naturel par l'intermédiaire de réseaux pluviaux partiels ;
- le cours d'eau desservant l'agglomération est d'une importance si réduite que sa pollution par les déversoirs d'orage en unitaire risque d'être inadmissible.

Lorsque ces caractères, en particulier ceux qui ont trait à la densité de la population et au relief, ne s'appliquent qu'à certaines parties de l'agglomération considérée dans son ensemble, on est amené à envisager l'équipement en système mixte, l'unitaire valant pour les quartiers centraux agrémentés d'un minimum de dénivellations, le séparatif pour les zones périphériques et, le cas échéant, pour certaines zones plates.

Il en sera *a fortiori* de même lorsqu'il s'agira de rattacher des localités de banlieue à la ville principale, ce qui n'est économiquement admissible que si on les dote de réseaux pluviaux simplifiés en se bornant à transiter les eaux usées par des égouts séparatifs vers le collecteur urbain le plus proche, alors même que celui-ci se trouverait incorporé dans un réseau unitaire.

Une des considérations en faveur du système séparatif repose sur l'utilisation de l'écoulement naturel dans les caniveaux des voies où la circulation est faible, ce qui permet à la fois de limiter le développement du réseau pluvial et d'accroître le temps de concentration en diminuant de ce fait l'importance des pointes de ruissellement. Ce système évite la pollution du milieu naturel par les déversoirs d'orage et a l'avantage d'améliorer le fonctionnement des stations d'épuration. On éprouvera par contre certaines difficultés à placer deux canalisations dans un sous-sol souvent très encombré.

On peut également être amené, sans inconvénients sérieux, à tolérer les apports limités d'eaux pluviales à même de pallier les insuffisances initiales du débit. Mais à l'occasion de tout remaniement nécessitant la délivrance d'un permis de construire, il faudra imposer la séparation des eaux pluviales.

La propreté des agglomérations et le débit d'étiage du cours d'eau récepteur sont à considérer.

Le système où les eaux de pluie et les eaux usées sont correctement séparées (ce qui n'est pas toujours le cas) ne garde l'avantage de bien protéger les rivières que si les eaux pluviales qui y vont directement ne sont pas trop souillées au cours de leur ruissellement sur les aires imperméabilisées de l'agglomération. Il est quelquefois nécessaire d'accepter le raccordement au réseau d'eaux usées, par des moyens appropriés, de certains flots de ruissellement en provenance de surfaces susceptibles d'être fortement souillées (zones industrielles, parcs de stationnement, marchés, etc ...) notamment s'il s'agit des premiers flots d'orage.

Le système séparatif est susceptible, le cas échéant, d'application partielle à l'amont des réseaux unitaires, où apparaît comme économique tant que l'évacuation souterraine des flots de ruissellement superficiel ne devient pas nécessaire.

Lorsque l'analyse des divers facteurs dont il vient d'être question met en évidence des avantages ou des inconvénients qui ne permettent pas de dégager avec certitude la meilleure solution, il pourra être nécessaire d'aller jusqu'à l'établissement de deux schémas comparatifs assortis destinations sommaires. De même, lorsque les deux systèmes auront à intervenir parallèlement selon les portions de l'agglomération en cause, leurs frontières demanderont à

être déterminées avec une appréciation nuancée, l'enchevêtrement des zones respectives devant notamment être évité dans toute la mesure du possible.

Une vision globale des problèmes est toujours souhaitable. L'analyse des modalités d'occupation du sol au sens de l'urbanisme devra donc être opérée de façon à connaître simultanément les données nécessaires au calcul des ouvrages d'eaux usées et d'eaux pluviales.

1.4.2 Les données relatives au développement futur de l'agglomération.

Ce développement est nécessairement aléatoire et ne peut être prévu avec quelque précision que s'il est plus ou moins étroitement subordonné à une volonté *d'urbanisme*.

Or, comme c'est le cas pour l'ensemble des équipements d'infrastructure, l'assainissement doit précéder l'apparition des besoins qu'entraîne l'urbanisation.

Il est donc particulièrement indispensable que le développement des réseaux d'assainissement et les phases successives de l'épuration des eaux soient étroitement intégrées dans la planification¹⁰.

Ceci est d'autant plus vrai que les équipements d'assainissement manquent de souplesse, d'une part en raison du caractère gravitaire qu'il est souhaitable de garder dans toute la mesure du possible à l'écoulement d'eaux qui, compte tenu des matières fermentescibles qu'elles contiennent, doivent demeurer aérées pendant leur transport et, d'autre part, en raison du caractère généralement ramifié des réseaux, à l'inverse des réseaux d'alimentation en eau ou de voirie qui sont en général maillés.

Aussi ne peut-on se libérer du « relief » qu'à un prix plus ou moins élevé et doit-on constater que si un ouvrage est insuffisant, il ne peut que très rarement être relayé par un autre.

Cette relative rigidité de l'assainissement implique que son examen soit intégré au projet d'urbanisme, dès l'établissement des premières études.

Il est indispensable d'explicitier assez tôt les contraintes et les possibilités du « site » afin de concevoir les solutions techniques permettant de répondre aux besoins découlant des hypothèses d'urbanisme et d'apprécier les conséquences de ces hypothèses sur le coût de l'assainissement.

Il est en effet essentiel que le responsable de l'assainissement ne se limite pas à étudier les ouvrages d'assainissement à réaliser une fois que le plan de développement de l'agglomération sera fixé, mais qu'il intervienne dès l'origine des études d'aménagement ou d'urbanisme.

En particulier, lorsque le relief d'une zone à aménager doit être profondément modifié, il convient de prévoir la création de bassins artificiels conçus de telle façon que les eaux pluviales puissent être facilement évacuées vers le milieu naturel et que les canalisations d'aval puissent être implantées sous une pente suffisante et au-dessus de la nappe.

Parmi les nombreux problèmes à résoudre pendant la conception du plan d'urbanisation, on peut citer celui de la profondeur des sous-sols qui devra être fixée, d'un commun accord, à un niveau de référence acceptable.

¹⁰ Actuellement, cette planification est étudiée à long terme dans les schémas directeurs d'aménagement et d'urbanisme (S.D.A.U.) et les plans d'actions régionales (P.A.R.) et à moyen terme dans les plans d'occupation des sols (P.O.S.).

Les données naturelles du site ayant été recueillies ainsi que celles concernant l'agglomération existante, cette phase initiale devra imaginer les stratégies possibles pour le développement des réseaux permettant de satisfaire les besoins au cours du temps.

Compte tenu de la « rigidité » des contraintes liées à l'assainissement, la solution à retenir doit présenter le maximum de souplesse pour pouvoir être adaptée à des modifications d'hypothèses d'urbanisation et à une évolution progressive du nombre des raccordements.

Le programme d'assainissement doit être conçu à la fois en fonction du long terme et du moyen terme.

On pourrait être tenté d'organiser le développement des réseaux à partir d'un schéma à long terme d'où l'on extrairait ensuite les ouvrages dont la réalisation serait nécessaire à moyen terme.

Cette démarche est critiquable . d'une part, seules les dimensions de certains grands ouvrages sont conditionnées par le développement à long terme de l'agglomération - lui-même est sujet à beaucoup d'aléas - d'autre part, la réalisation immédiate d'ouvrages calculés pour le long terme conduira à des investissements prématurés et dans certains cas à des conditions de fonctionnement peu satisfaisantes au cours des périodes intermédiaires.

Il est toujours préférable d'esquisser à partir des *équipements existants* les étapes successives du réseau avec une précision décroissante au fur et à mesure qu'on s'éloigne dans le temps.

De nombreuses solutions sont possibles pour le développement du réseau.

Il faudra dégager un certain nombre de variantes techniques, en liaison d'ailleurs avec les études techniques des équipements nouveaux avec lesquels l'assainissement est étroitement lié.

A ce stade, il faudra pouvoir, sur la base de chaque hypothèse de localisation de logements, des activités et de certains équipements, donner rapidement une appréciation qualitative et quantitative sur chaque variante.

C'est au vu des études comparatives des variantes, et bien entendu en tenant compte des études menées sur les autres équipements d'infrastructure et des contraintes financières, qu'une solution sera retenue par l'autorité à laquelle incombe la décision.

Ensuite, seulement, sera établi le programme d'assainissement qui comprendra un schéma à long terme, un avant-projet à moyen terme et un programme technique et financier de réalisation.

Les réserves foncières nécessaires à la réalisation des ouvrages les plus importants devront également être précisées.

1.4.3 Les données propres à l'assainissement.

1.4.30. Les conditions de transport des eaux usées.

Les effluents d'origine domestique.

Ces effluents contiennent à la fois des matières en suspension décantables et des matières organiques fermentescibles.

Deux conséquences sont donc à éviter

la formation de dépôts pouvant nuire à l'écoulement;

les fermentations génératrices de nuisances particulières.

Les dépôts ne peuvent être empêchés qu'en assurant une vitesse d'écoulement suffisante aux faibles débits (condition d'autocurage).

Les fermentations indésirables sont généralement limitées lorsque la ventilation des égouts est largement assurée, ce qui suppose pour le moins un écoulement à plan d'eau libre.

Dans le cas contraire de l'écoulement en conduite forcée, un séjour prolongé en l'absence d'oxygène peut conduire à la formation notable d'hydrogène sulfuré, puis lors du retour à l'écoulement libre à une oxydation biologique de cet hydrogène sulfuré en ions sulfates, avec les phénomènes de corrosion des parois qui peuvent en résulter¹¹

Enfin, et notamment en égout visitable, des fermentations de même nature des boues déposées, en présence insuffisante d'oxygène, peuvent faire courir des risques au personnel d'exploitation du réseau, voire aux riverains, soit par le dégagement de méthane (formation possible avec l'air de mélange détonnant), soit émanation d'hydrogène sulfuré (atmosphère toxique)¹².

Les effluents d'origine industrielle.

Il n'est pas possible de classer au point de vue de l'assainissement les industries très diverses qui existent sur le territoire. Tout au plus peut-on indiquer qu'à ce point de vue elles peuvent être grossièrement réparties en grandes catégories.

Les industries chimiques, métallurgiques, minières, gazières, des acides produisent généralement des effluents non fermentescibles, justiciables de traitements physiques ou physicochimiques destinés à réduire leur teneur en matière en suspension ou en flottation à éliminer certains produits toxiques ou nuisibles à des titres divers. Parmi ces derniers, on citera les cyanures (ateliers de décapage), les phénols, les sels de métaux lourds, cadmium, chrome, cobalt, cuivre, mercure, nickel (traitement de surface), plomb, zinc, etc.... les déchets de fabrication d'antibiotiques ou de substances radioactives.

Les industries du papier et de la cellulose, des cuirs et peaux, du textile et les industries alimentaires produisent habituellement des effluents fermentescibles biodégradables donc justiciables d'un traitement biologique à la suite d'une pré-épuration par des procédés physiques ou physicochimiques

Certains de ces effluents sont caractérisés par une demande biochimique en oxygène considérable, d'autres, par leur tendance à une fermentation acide qui, si elle n'est pas corrigée, inhiberait les processus d'épuration biologique.

Ces effluents sont donc susceptibles de représenter une charge très lourde pour les installations urbaines d'épuration et devront être conditionnés, surtout lorsque la distance à la station est importante pour éviter l'installation de fermentations septiques au sein de l'égout évacuateur. On pourra être ainsi amené à exclure les effluents renfermant plus d'un g/l de matière en suspension, plus de 500 mg/l de demande biochimique d'oxygène ou plus de 200 mg/l d'azote total (exprimé en NH₄).

Les effluents peuvent être plus ou moins *concentrés*, mais pour l'étude du réseau, seule intervient la prise en compte de leur volume et non pas celle de leur pollution (généralement

¹¹ L'apparition et l'intensité du phénomène sont sous la dépendance de nombreux facteurs parmi lesquels on mentionnera, outre le temps de séjour en l'absence d'oxygène, la teneur des eaux en soufre combiné (le cas échéant en sulfates), leur température, l'importance de la biomasse active responsable dont la majeure partie est fixée à la paroi de la canalisation.

¹² CE « Les nuisances », paragraphe 1.4.32 ci-après.

estimée en nombre d'équivalents-habitants, chaque équivalent-habitant correspondant à la pollution moyenne censée produite par un habitant). La sidérurgie, la papeterie, les fabriques de textiles artificiels, les blanchisseries, etc... produisent des volumes importants d'effluents.

Ils peuvent être *agressifs*, et dans ce cas leur admission dans les égouts publics doit être subordonnée à un traitement préalable et peut conduire à l'emploi de matériaux chimiquement résistants pour les canalisations. Le prétraitement auquel sera subordonnée l'admission de l'effluent pourra être réalisé pour tout ou partie à l'intérieur de chaque établissement producteur ou sur des installations communes desservant l'ensemble d'une zone industrielle. Si le prétraitement demandé ou imposé par la réglementation¹³ n'est pas correctement exécuté, les attaques spécifiques peuvent survenir au niveau des canalisations et égouts publics, mais aussi au niveau des stations d'épuration.

Si l'admission des effluents industriels sur la station ¹⁴ a été retenue, il faudra tenir compte de ces apports au fur et à mesure de leur arrivée, pour déterminer la section des ouvrages, ainsi que la nature et l'importance des installations d'épuration. Il faut tenir notamment à imposer s'il y a lieu une limitation de la température des rejets (30° C), une régularisation des débits, une décantation préalable, un déshuilage, une neutralisation ou une acidification pour maintenir le pH entre 5,5 et 8,5. Il faut également interdire les eaux renfermant des sels susceptibles d'attaquer les maçonneries. Celles susceptibles de provoquer la formation de gaz toxiques (anhydride sulfurique, arsine, chlore, trichloréthane, trichloréthylène) ou d'abaisser la tension superficielle et d'abaisser le taux de capture de la décantation.

Ils peuvent être *toxiques et*, à ce titre, ne doivent en aucun cas être admis dans le réseau car ils mettent en danger la santé du personnel qui l'exploite et détruisent la flore bactérienne assurant l'épuration biologique de la station. C'est notamment le cas des composés bactéricides (sels de cadmium, de chrome, de cobalt, de cuivre, de mercure, de nickel, de plomb), des combinaisons cyanurées, des effluents des fabrications d'antibiotiques ou de substances radioactives.

Le cas le plus difficile à résoudre est celui où la pollution d'origine industrielle sans être prépondérante est néanmoins importante, car il y a intérêt autant que faire se peut à centraliser le traitement dans une station commune dont l'exploitation sera à la fois -mieux surveillée et plus économique, et que souvent le mélange des effluents industriels et domestiques facilite le traitement.

Il conviendra que les eaux de différentes natures soient bien séparées à l'intérieur de l'établissement industriel tant pour faciliter le pré-traitement éventuel que pour séparer les rejets dans le cas de système séparatif. Les eaux de refroidissement, de purge et quelquefois de lavage moyennant certaines précautions pourront se déverser dans le réseau pluvial ou le milieu naturel. Aussi, le concepteur devra passer en revue des cas des établissements les plus importants et préciser les conditions auxquelles devra être subordonnée l'autorisation de déversement public, non seulement pour obtenir une épuration satisfaisante de l'effluent en éliminant les produits toxiques, mais aussi pour protéger le réseau contre les obstructions (cas des sables de fonderie, des solvants et des poussières de charbon), contre les explosions (cas

¹³Instruction du 6 juin 1953 relative au rejet des eaux résiduaires par les établissements classés : Code de la santé publique, article 31 et suivants, ainsi que les circulaires relatives aux branches industrielles (tome III de la brochure 1 Mi, 1976, « Etablissements dangereux et insalubres »).

¹⁴ Il est rappelé que sur la station c'est surtout la pollution qui compte et pas seulement le volume des effluents.

des hydrocarbures inflammables), contre les dégradations des ouvrages en béton (cas des sulfates), contre la formation de gaz toxiques (hydrogène sulfuré, hydrogène arsénié, trichloréthane, trichloréthylène), contre l'inhibition de la décantation (produits mouillants détergents, etc ...) et pour protéger le milieu naturel qui ne peut accepter le rejet de certains produits non biodégradables (phénols colorants, etc ...).

Il ne faut pas sous-estimer les conséquences de l'acceptation des effluents industriels dans le réseau. Aussi, les concepteurs sont vivement invités à envisager toutes hypothèses, notamment du point de vue économique, avant de présenter leurs projets aux décideurs.

1.4.31. Les problèmes d'exploitation.

L'urbaniste, et *a fortiori*, l'ingénieur chargé de dresser un programme d'assainissement ou d'établir un projet doivent prendre en considération les problèmes d'exploitation. Leurs études doivent tenir compte des

moyens en personnel et en matériel qui seront nécessaires pour assurer l'exploitation et le contrôle des installations qu'ils projettent. Les projets doivent être compatibles avec un *entretien* et un *fonctionnement sûr, simple et économique* des installations et un *contrôle facile* des effluents.

Cela conduira notamment

- à rechercher des solutions gravitaires, des terrains stables, des pentes suffisantes, des réseaux peu profonds;
- à relever s'il est nécessaire des effluents sans pour autant multiplier les postes de relèvement;
- à éviter les vitesses exagérées;
- à regrouper dans la mesure du possible les installations de traitement.

En effet, non seulement les coûts d'investissement et d'exploitation d'une station unique sont inférieurs à ceux de plusieurs stations de capacité équivalente, mais- encore le contrôle en est plus facile. On s'assurera toutefois que l'augmentation du coût du réseau et le regroupement des points de rejet, généralement moins favorable pour le milieu récepteur, ne compensent pas ces avantages.

Problèmes d'exploitation des réseaux.

Le tracé des ouvrages et l'espacement des regards devra tenir compte des possibilités offertes par le matériel moderne de nettoyage des réseaux non visitables et de leurs ouvrages annexes. En conséquence, les canalisations devront pouvoir résister aux efforts importants exercés lors des curages hydrodynamiques.

Il convient de tenir compte non seulement du débit solide naturel (tels les sables et graviers) normalement évacué si les conditions d'autocurage sont satisfaites, mais aussi des déchets (objets, boîtes, bidons, etc ...) qui peuvent être introduits inopinément dans le réseau.

Les réseaux doivent être implantés de façon à faciliter la pose des branchements qui doivent avoir un diamètre inférieur à celui de la canalisation sur laquelle ils ont été raccordés.

La ventilation des réseaux devra toujours être assurée par les bouches d'égout et par les branchements particuliers dont il est recommandé que les siphons soient disconnecteurs, de façon à éviter l'apparition de fermentation anaérobie.

Enfin, l'aménagement des accès, la ventilation des ouvrages et l'équipement électrique, etc... devront permettre à l'exploitant le respect de la réglementation concernant la sécurité.

L'attention est particulièrement appelée sur les dangers de pollution du milieu naturel pouvant résulter des raccordements défectueux et de la mauvaise étanchéité des joints.

Pour éviter la multiplication des interventions sous chaussée, il faut prévoir la pose en attente des ouvrages permettant des futurs raccordements.

Problèmes d'exploitation des stations d'épuration.

Les procédés d'épuration adoptés pour les stations devront permettre une mise en oeuvre d'autant plus simple, et le matériel retenu devra être d'autant plus robuste et facile à remplacer que la station sera plus petite ou plus isolée, donc que le personnel qui en assurera l'exploitation courante risquera d'être moins spécialisé.

1.4.32. Les nuisances.

Les ouvrages d'assainissement : réseaux, stations d'épuration, bassins de retenue risquent d'être à l'origine de certaines nuisances, notamment lorsqu'ils sont mal conçus ou exploités, ou amenés à fonctionner en surcharge.

Nuisances provoquées sur les réseaux.

La principale nuisance qui risque d'apparaître est celle d'odeurs se dégageant au niveau d'ouvrages assurant une communication des canalisations avec l'air libre (bouches d'égouts ou avaloirs, regards, etc...) ou éventuellement d'ouvrages particuliers tels que postes de relèvement ou bassins de dessablement. En fait, ces odeurs, tout à fait nulles ou négligeables lorsque l'écoulement est rapide et régulier, naissent lorsque l'absence de pente, la mauvaise réalisation des joints - voire l'existence de contre-pentes - favorisent la constitution de dépôts de matières qui entrent en fermentation septique. C'est aussi le cas lorsque les effluents séjournent longtemps dans le réseau (bâches de postes de relèvement et canalisations de refoulement par exemple).

Les nuisances peuvent aussi avoir pour origine les ouvrages d'entrée des eaux pluviales dans le réseau lorsqu'ils comportent des dispositifs de recueil de déchets et de sables, il est indispensable d'assurer leur curage très régulièrement. A ce niveau, des stagnations d'eaux peuvent dans certains cas favoriser le développement de moustiques.

La présence d'eaux usées dans un réseau pluvial, par suite d'anomalies de branchement, peut être également une cause d'odeurs dues à des dépôts. Il en est de même dans le cas d'un branchement d'effluents de fosse septique.

Nuisances provoquées sur les stations d'épuration.

Les stations d'épuration risquent d'engendrer des odeurs et du bruit. Ce risque, même faible, justifie un certain éloignement par rapport aux habitations, sauf à adopter des précautions particulièrement sévères, mais très coûteuses (couvertures de tout ou partie des ouvrages). Il convient de fixer cet éloignement en fonction du type et de la taille des ouvrages, de leurs conditions d'exploitation, de la disposition des lieux. En tout état de cause, il faut s'efforcer de prévenir autant que possible à la source l'émission des bruits et des odeurs.

A défaut d'écran naturel, il faut interposer une plantation qui, non seulement soustraira l'installation aux vues des voisins immédiats, mais encore absorbera les bruits et les odeurs.

On devra prêter d'autant plus d'attention au problème du bruit que les stations d'épuration fonctionnent jour et nuit et que les exigences en matière de bruit sont sévères.

En ce qui concerne les odeurs, elles ont souvent moins pour origine les effluents que les produits qui en sont extraits, produits de dégrillage et de dessablage et surtout boues.

L'ampleur des nuisances sera largement fonction des modes d'épuration mais aussi de la qualité d'épuration - ainsi une boue mal digérée peut dégager des odeurs nauséabondes et attirer des mouches, alors que l'odeur d'une boue normalement digérée est parfaitement acceptable; le conditionnement thermique des boues peut être générateur d'odeurs dont l'élimination devra être prévue par des dispositifs appropriés.

Cependant, tous ces aspects du problème des nuisances ne constituent pas des obstacles insurmontables. Il est d'autant plus facile de construire et d'exploiter des stations d'épuration sans créer de nuisances gênantes pour les riverains que l'on a pris la précaution d'évaluer largement la superficie des terrains nécessaires pour ménager une zone d'isolement suffisante.

Nuisances provoquées par les écoulements pluviaux à ciel ouvert et les bassins de retenue.

Elles peuvent être de plusieurs types parmi lesquels on peut compter les effets d'ordre esthétique : éléments visibles dans le tissu urbain il importe en effet que leur aspect soit attrayant. Des nappes d'huiles ou de déchets divers flottant à la surface ou déposés sur les berges sont donc à éviter.

De plus, la présence de telles matières ainsi que la putréfaction d'algues ou d'autres matières organiques peuvent être à l'origine de mauvaises odeurs (vases putrides).

Enfin, les variations du niveau d'eau peuvent favoriser le développement des moustiques.

Ces données une fois analysées, un projet d'assainissement pourra être retenu s'il permet, compte tenu des diverses conditions imposées par cette analyse, de respecter en tout temps tous les objectifs de qualité que l'on s'est fixés (éliminations de nuisances, qualité du milieu récepteur, évacuation sans dommage pour les riverains, etc ...) son coût global doit comprendre les investissements à la date prévue pour leur réalisation et capitaliser les frais d'entretien de toutes les installations. Ce coût global ne peut être déterminant dans le choix que dans la mesure où la qualité des prestations fournies peut être jugée comparable.

2. CHAPITRE II CALCUL DES DEBITS D'EAUX PLUVIALES

2.1 DEBITS DES BASSINS VERSANTS URBANISES. FORMULES SUPERFICIELLES.

2.1.0 Généralités.

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations causées par la pluie. Une protection absolue nécessiterait la construction de réseaux aux dimensions excessives par les dépenses de premier établissement et d'entretien qu'elles impliqueraient; de tels ouvrages seraient en outre d'une exploitation défectueuse parce qu'ils risqueraient de favoriser la formation de dépôts fermentescibles.

Le caractère plus ou moins exceptionnel d'un événement pluvieux (h millimètres pendant une durée de t minutes) s'apprécie par sa fréquence de dépassement « F » ou sa période, de retour « $T = 1/F$ »¹⁵.

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de M. Caquot. Les études les plus récentes, confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression (cf annexe An. 1).

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant

$$Q(F) = k^{1/u} I^{v/u} C^{1/u} A^{w/u}$$

dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de a (F) et (ou) de b (F) qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation .

$$i(t,F) = a(F) t^{b(F)}$$

où i(t,F) est l'intensité maximale de la pluie de durée t, de fréquence de dépassement F; i est exprimé en millimètres par minute et t en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes

Q(F) est le débit de fréquence de dépassement F exprimé en mètres cubes par seconde;

I est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre) telle qu'elle est définie au paragraphe 2.1.4 ci-après;

C est le coefficient de ruissellement tel qu'il est défini au paragraphe 2.1.5 ci-après; A est la superficie du bassin versant (en hectares);

¹⁵ Il convient de remarquer qu'un événement pluvieux de période de retour « T » (unité de temps) se produisant en moyenne une fois au cours d'une période de durée « $T = 1/F$ », a une probabilité non nulle de se produire plus d'une fois dans cet intervalle ou de ne pas se produire du tout.

Exemple : Une averse décennale qui se produit en moyenne une fois tous les dix ans a des probabilités non nulles de se produire 0, 1, 2, 3... fois au cours de cette période. De plus, sur cette même période peuvent survenir des événements pluvieux statistiquement plus rares.

k est un coefficient d'expression $\frac{0.5^{b(F)} a(F)}{6,6}$

u est un coefficient d'expression $1 + 0,287 b(F)$;

y est un coefficient d'expression $- 0,41 b(F)$,

w est un coefficient d'expression $0,95 + 0,507 b(F)$.

Cette formule est valable pour des bassins versants d'allongement moyen « M= 2 » (voir définition au paragraphe 2.1.6 ci-après).

2.1.1 Choix de la période de retour d'insuffisance du réseau.

Ainsi qu'il a été indiqué ci-dessus (cf paragraphe 1.4.00 et 2.1.0), le degré de protection à assurer résultera d'un nécessaire compromis entre l'aspiration à une protection absolue pratiquement irréalisable et le souci de limiter tant le coût de l'investissement que les sujétions d'exploitation.

En bonne doctrine économique, un accroissement du coût global du projet (au sens précisé à la fin du chapitre I) ne serait justifié que s'il était inférieur au montant des dommages qu'il permet d'éviter (capitalisés sur la durée de vie des ouvrages à construire) mais sans négliger l'aspect psychologique du problème.

Il est souvent admis *a priori* qu'il est de bonne gestion de se protéger du risque de fréquence décennale. Cependant, un degré moindre pourra être considéré comme acceptable par le maître d'ouvrage dans les zones modérément urbanisées et dans les zones où la pente limiterait strictement la durée des submersions. Ainsi, en tête de réseau, on pourra s'accommoder de l'absence d'un égout pluvial; au-delà, sur de faibles distances, on pourra encore, le cas échéant, se contenter d'évacuer souterrainement le flot de période de retour de 2 ou de 5 ans. En sens inverse, dans les quartiers fortement urbanisés et dépourvus de relief, le concepteur n'hésitera pas à calculer les collecteurs principaux en vue d'absorber les débits de période de retour de 20 ans, voire de 50 ans, de manière à éviter, même à de tels intervalles, des inondations étendues et prolongées compte tenu de la longévité des ouvrages et de l'accroissement continu du coefficient de ruissellement.

A défaut de statistiques climatiques suffisamment complètes pour apprécier valablement l'intensité des précipitations tout à fait exceptionnelles, on pourra le cas échéant obtenir un ordre de grandeur du débit correspondant à une période de retour d'insuffisance supérieure à dix ans en multipliant le débit « Q » de la période de retour égale à dix ans par un facteur « f » dont les valeurs sont les suivantes

f = 1.25 pour T = 20 ans.

f = 1.60 pour T = 50 ans.

f = 2.00 pour T = 100 ans.

2.1.2 Formules superficielles.

Des études pluviométriques ont mis en lumière l'existence de trois régions relativement homogènes définies sur la carte annexée (voir annexe An. II).

Pour chacune de ces régions la valeur des paramètres a (F), b (F) et les formules superficielles correspondant aux périodes de retour d'insuffisance T = 10 ans, T = 5 ans, T = 2 ans, T = 1 an, sont les suivantes :

Périodes de retour $T = 1/F$	Paramètres		Formules superficielles en m^3/s			
	a(F)	b(F)	Q =			
Région 1						
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	0.682	$I^{0.32}$	$C^{1.23}$	$A^{0.77}$
Région 2						
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 3						
10 ans	6.1	-0.44	1.296	$I^{0.21}$	$C^{1.14}$	$A^{0.83}$
5 ans	5.9	-0.51	1.327	$I^{0.24}$	$C^{1.17}$	$A^{0.81}$
2 ans	5.0	-0.54	1.121	$I^{0.20}$	$C^{1.18}$	$A^{0.80}$
1 an	3.8	-0.53	0.804	$I^{0.26}$	$C^{1.18}$	$A^{0.80}$

Les douze abaques A_{I-10} , A_{I-5} ... $A_{III,2}$, et A_{III-1} joints en annexe donnent directement les débits bruts correspondant à ces formules.

2.1.3 Remarques.

L'attention des concepteurs est spécialement appelée sur les quatre points suivants

a) Les nouvelles formules donnent des débits dont les valeurs sont susceptibles d'être supérieures à celles obtenues avec l'ancienne formule de la circulaire de février 1949 (voir annexe An. IV).

Il sera donc essentiel de s'assurer de la cohérence entre les débits apportés par un réseau calculé par les nouvelles formules et la capacité d'un réseau ancien sur lequel il pourrait se raccorder.

b) Pour une agglomération voisine d'une limite entre deux régions de pluviométrie homogène, il conviendra de choisir d'après les données et l'expérience locales les formules correspondant à l'une ou l'autre de ces régions.

c) Au cas où, pour un lieu géographique considéré, les valeurs observées seraient sensiblement différentes des valeurs régionales des Précipitations orageuses, les débits donnés par les formules superficielles seraient à transposer. De telles situations peuvent se rencontrer sous l'influence de micro-climats (vallées encaissées, etc ...) ou en altitude. Pour être significatives ces données statistiques doivent être complètes, couvrir une période plus ou moins longue suivant la période de retour d'insuffisance choisie et être obligatoirement confirmées par les services de la "Météorologie nationale qui sont seuls à même de juger de

leur fiabilité. La méthode utilisée pour le calcul des paramètres a (F) et b (F) est indiquée en annexe (voir annexe An. 111).

d) Etant donné les ajustements apportés à la formule superficielle, il est bien évident que les équations dégagées par M. Caquot pour constituer la « formule linéaire » ne sont plus applicables¹⁶.

2.1.4 Evaluation de la pente.

Pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs « L_K » de pente sensiblement constante « I_K », l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante¹⁷

$$I = \left(\frac{L}{\frac{L_K}{\sqrt{I_K}}} \right)^2$$

2.1.5 Evaluation du coefficient de ruissellement.

Le coefficient de ruissellement « C » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est la surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C = \frac{A}{A'} \text{ avec } C \geq 0,2$$

car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule environ 20 p. 100 de la superficie de cette zone.

2.1.6 Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur.

L'allongement « M » est défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » au côté du carré de surface équivalente à la superficie du, bassin considéré; son expression est la suivante :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0,8 \text{ }^{18}$$

Lorsqu'il apparaîtra utile de rechercher une grande approximation dans l'évaluation des débits, par exemple en vue de déterminer les caractéristiques d'un ouvrage important ou lorsqu'on aura affaire à un bassin de forme très ramassée ou au contraire de forme très allongée, on pourra, après avoir déterminé l'allongement « M » correspondant, corriger le débit calculé en

¹⁶ La formule linéaire s'appliquant en effet à des zones d'habitat ancien, d'un type d'urbanisme déterminé, généralement pourvu de réseaux, il n'a pas été jugé nécessaire ni possible de l'adapter aux zones d'habitat nouveau dont les caractéristiques d'urbanisme sont très hétérogènes et cela d'autant plus que. l'évaluation du coefficient « C » de ruissellement est plus facile à déterminer.

¹⁷ la pente hydraulique est celle de la partie canalisée et non pas celle du terrain naturel comme antérieurement.

¹⁸ Valeur minimale dans le cas d'un demi-cercle.

le multipliant par un coefficient d'influence « ni » traduisant quantitativement le fait que, pour une même surface « A », le débit varie à l'inverse de l'allongement « M » dudit bassin.

Le coefficient « m » sera tiré de l'abaque ci-annexé ¹⁹(voir abaque Ab. 2).

2.1.7 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.

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 A_j , C_j , I_j , L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul) ²⁰, nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement.

Ces formules qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en « série » ou en « parallèle » sont exprimées ci-après :

Si l'évaluation des paramètres d'équivalence d'un groupement de bassins ne pose pas de problème dans le principe, il n'en va pas de même pour le calcul de l'allongement de bassins en « parallèle ». En respectant la hiérarchie des débits maximum pour un groupement de bassins en « parallèle » sur un exutoire commun (bassins de surface A_1, A_2, \dots de plus longs parcours en temps d'écoulement L_1, L_2, \dots et de débits de pointe individuels Q_{p1}, Q_{p2}, \dots) on calculera l'allongement équivalent dudit groupement en prenant pour longueur équivalente du plus long parcours celle du bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel $L (Q_{pj} \text{ MAX})$.

Paramètres Equivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins En série	A_j	$\left(\frac{C_j A_j}{A_j} \right)$	$\left(\frac{L_j}{\frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right)^2$	$\left(\frac{L_j}{\sqrt{A_j}} \right)$
Bassins En parallèle	A_j	$\left(\frac{C_j A_j}{A_j} \right)$	$\left(\frac{I_j Q_{pj}}{Q_{pj}} \right)$	$\left(\frac{L(Q_{pj} \text{ MAX})}{\sqrt{A_j}} \right)$

2.1.8 Validité des formules.

Dans le domaine actuel de vérification de l'ajustement du modèle de M. Caquot, les formules d'expression du débit, quelle que soit la période de retour d'insuffisance choisie, sont valables dans les conditions suivantes :

¹⁹ Ce coefficient intègre la notion de variation du temps de ruissellement en fonction des variations d'allongement du bassin par rapport à la valeur de base $M = 2$.

²⁰ On pourra prendre pour les sous-bassins des périodes de retour différentes, le débit étant prépondérant dans l'assemblage des dits bassins.

- en ce qui concerne la surface du bassin ou du groupement de bassins, la limite supérieure « Aj »

est fixée impérativement à 200 hectares²¹;

- en ce qui concerne la pente, la valeur de « I » doit rester comprise entre 0,2 p. 100 et 5 p. 100. Dans le cas de groupement de bassins, le rapport entre les pentes extrêmes déterminées pour chaque bassin doit rester inférieur à 20;

- en ce qui concerne le coefficient de ruissellement, la valeur de « C » doit rester comprise entre 0,2 et 1.

2.1.9 Bassins versants urbanisés de grande superficie.

Pour les bassins versants urbanisés de superficie supérieure à 200 hectares - et ceci en l'attente des résultats de l'expérimentation en cours sur des bassins importants - il conviendra d'utiliser d'autres modèles schématisant les mécanismes réels du fonctionnement du réseau.

En général ces modèles de simulation comprennent :

- un modèle hydrologique qui détermine des hydrogrammes ²² de ruissellement à l'exutoire des bassins versants

- un modèle hydraulique qui propage, compose, amortit (cas de retenues) les hydrogrammes de ruissellement dans le réseau collecteur.

Ces modèles permettent - de prendre en compte pour le calcul des débits ou des volumes, de nombreux paramètres tels que la répartition des surfaces imperméabilisées sur le bassin, l'hétérogénéité de la pente, la décroissance des averses en fonction de la distance, etc.... et de calculer des réseaux avec insertion d'ouvrages spéciaux (retenues tampons, déversoirs, etc ...)-

Une des difficultés essentielles d'emploi des modèles hydrologiques réside dans le fait que les données d'entrée (hyétogrammes)²³ sont rares et qu'il est délicat d'affecter une période de retour à un épisode pluvieux considéré dans son ensemble. C'est pourquoi l'utilisation de ces modèles requiert la compétence de techniciens avertis.

2.2 APPORTS PROVENANT DES BASSINS VERSANTS NON URBANISES EXTERIEURS AUX ZONES URBANISEES.

²¹ Les données pluviométriques ont permis de vérifier la validité absolue dans la fourchette de 5 à 20 hectares. La validité affirmée entre 1 et 5 hectares d'une part et entre 20 et 200 hectares d'autre part résulte d'extrapolations obtenues par le moyen de simulations sur des bassins expérimentaux bien définis. Toutes les simulations effectuées au-delà de la limite de 200 hectares ont conduit à des résultats incohérents. D'où la nécessité de poursuivre les études sur des bassins expérimentaux de grande superficie pour mieux appréhender les incidences de la répartition spatiale des événements pluvieux.

²² L'hydrogramme est une courbe qui représente, en un point donné du bassin, généralement à l'exutoire, la variation du débit en fonction du temps.

²³ Le hyétogramme d'un épisode pluvieux représenté par un graphique en échelons est l'intensité moyenne de la pluie (le plus souvent mm/h) tombée par intervalle de temps. Un intervalle de une à cinq minutes est souvent indispensable pour représenter correctement la variation de l'intensité de l'épisode pluvieux.

La formule superficielle de base (annexe An. 1) repose sur l'hypothèse fondamentale que le réseau drainant le bassin versant urbanisé est entièrement canalisé. Cette formule n'est donc pas normalement applicable aux bassins versants non urbanisés dont l'écoulement est superficiel.

Un bassin versant peut être considéré comme non urbanisé si le coefficient de ruissellement est inférieur à 0,2²⁴.

L'évaluation du coefficient de ruissellement des bassins non urbanisés est très délicate et à ce sujet on pourra se référer au chapitre 7, paragraphe 7.2.11, qui définit le coefficient d'apport « Ca ». Si la valeur obtenue pour « Ca » est la valeur minimale de 0,2 on pourra assimiler ledit coefficient d'apport au coefficient de ruissellement et utiliser les formules superficielles du paragraphe 2.1.2. ci-dessous.

La validité de la formule avec le coefficient de ruissellement inférieur à 0,2 est incertaine; il est donc indispensable de vérifier qu'elle ne conduit pas à des débits insuffisants. On procédera donc à une enquête sur le terrain et auprès de tous les services ou organismes compétents (service de l'agriculture; services de l'équipement; services techniques de la collectivité locale : ville, syndicat, district, communauté urbaine, bureaux spécialisés; etc ...) afin de recueillir le maximum d'informations en vue de l'évaluation des débits d'apport. Si les renseignements obtenus sont des hauteurs d'eau relevées sur les cours d'eau naturels ou aménagés, au droit d'ouvrages d'art ou dans la partie du lit à pente et à section grossièrement uniformes, les débits pourront être déduits des sections d'écoulement au moyen des formules simples de l'hydraulique²⁵ (3).

Le cumul pur et simple des débits en provenance respectivement de la zone urbanisée et de la zone non urbanisée extérieure, conduit à des résultats excessifs.

La situation respective des deux bassins, tant au point de vue géographique que topographique, influe notablement sur la formation du débit de pointe.

En général, la durée de l'averse qui contribue à la formation du débit de pointe de l'ensemble formé par le bassin urbanisé et le ou les bassins non urbanisés extérieurs est beaucoup plus grande que celle qui concourt au débit de pointe de la zone urbanisée seule. Etant donné la rapide décroissance de l'intensité moyenne de l'averse lorsque sa durée augmente, le débit de pointe de la zone urbaine peut être supérieur au débit de pointe de l'ensemble des bassins, il conviendra donc de calculer séparément les débits de chacun des bassins considéré isolément et de retenir le plus fort des débits trouvés.

2.3 LES PROGRAMMES DE CALCUL.

La détermination des conditions hydrauliques de fonctionnement et de dimensionnement d'un réseau d'assainissement est parfois complexe, notamment dans les grandes agglomérations.

L'informatique, par la rapidité et le coût modéré des opérations permet, grâce à l'utilisation de modèles mathématiques appropriés, de s'affranchir d'un certain nombre de difficultés.

²⁴ Dans les petites agglomérations du secteur rural où le degré d'imperméabilisation est souvent inférieur à la norme minimale retenue pour le milieu urbain, on aura intérêt à adopter pour « C » la valeur de 0,2 pour tenir compte des possibilités d'évolution de l'urbanisation rurale.

²⁵ Par exemple la formule de Bazin ou de Manning-Strickler à laquelle on aura donné au coefficient de rugosité une valeur adéquate.

Dans le but de faciliter la tâche des concepteurs dans la définition des réseaux - et pour répondre surtout à tous les cas susceptibles de se présenter - parmi les programmes de calcul existants, deux d'entre eux ont été adaptés, dans le cadre de la présente instruction, par les soins de l'administration -

- l'un pour le calcul des bassins versants urbanisés par le moyen des formules superficielles dans les limites précédemment fixées (voir annexe An. V. 1);

- l'autre pour le calcul des bassins versants urbanisés de très grande superficie moyennant l'utilisation de modules permettant d'étudier la propagation des hydrogrammes dans les collecteurs ou les canaux à ciel ouvert (voir annexe An. V. 2).

3. CHAPITRE III CALCUL DES DEBITS D'EAUX USEES

Les débits d'eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement²⁶ correspondent essentiellement :

- aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et, dans certains cas, celles des émissaires en système unitaire;
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'autocurage des canalisations, restant entendu que les minima absolus de débit correspondent généralement à des eaux moins chargées et n'entraînant par conséquent guère; de risques de dépôts²⁷.

L'estimation des débits n'est pratiquement nécessaire que dans le corps des réseaux. Les canalisations disposées en tête des réseaux - les limites inférieures des diamètres étant fixées à 0,20 m en système séparatif et à 0,30 m en système unitaire pour éviter les risques d'obstruction - sont surabondantes pour l'écoulement des débits liquides, leur curage ne peut dès lors être réalisé que par des interventions de matériels hydropneumatiques adéquats ou exceptionnellement par des chasses.

D'une manière systématique il conviendra d'apprécier, à partir des données relatives à l'alimentation en eau de l'agglomération ou du secteur industriel, le débit qui parviendra au réseau étudié au jour de la plus forte consommation de l'année en distinguant les eaux usées domestiques des eaux usées industrielles dont les caractéristiques peuvent être très différentes.

Par ailleurs, il est souhaitable de concevoir largement le génie civil des postes de relèvement et de refoulement afin de pouvoir adapter plus facilement les équipements électromécaniques à la demande réelle future ou même à la conséquence des apports parasites²⁸. A cet égard, notamment lors de la délivrance du certificat de conformité des immeubles, il conviendrait de vérifier systématiquement si les ouvrages d'assainissement raccordés aux réseaux publics sont bien conformes aux directives données lors de l'instruction et de la délivrance du permis de construire et à la salubrité publique.

²⁶ Il est rappelé que, si les riverains doivent obligatoirement raccorder leurs effluents d'eaux usées au réseau d'égout existant et que la collectivité a le devoir de les recevoir, il n'en est pas de même des effluents industriels qui ne peuvent être déversés à l'égout que moyennant une autorisation particulière fixant les conditions techniques avec prétraitement éventuel et les conditions financières pour la participation aux frais d'établissement et d'exploitation du réseau et de la station d'épuration.

Les débits à retenir pour le calcul des réseaux d'assainissement ne sont pas directement utilisables pour le calcul des stations d'épuration dont l'équipement doit être beaucoup plus ajusté à l'évolution des débits.

²⁷ Dans la mesure où les dépôts ne séjournent pas un temps suffisant pour s'agglomérer et s'incruster dans les canalisations, ceux-ci ont de fortes chances de disparaître dès que la vitesse atteint la valeur d'entraînement des matières (cf. Koch, Traité sur l'assainissement des agglomérations).

²⁸ Il a été constaté sur un très grand nombre de stations d'épuration et de postes de pompage de réseaux séparatifs d'eaux usées que la pluviométrie influait sur les débits; ce phénomène montre que les réseaux recueillent trop fréquemment des eaux pluviales parasites.

3.1 DÉBITS D'EAUX USEES DOMESTIQUES.

3.1.0 Débits maximaux d'avenir.

Pour l'évaluation des débits maximaux²⁹, on partira de la consommation d'eau par habitant et par vingt-quatre heures correspondant aux plus fortes consommations journalières de l'année estimées ou calculées à partir des volumes d'eau produits, déduction faite des pertes et des volumes d'eau destinés le cas échéant aux industries.

A cet égard, il est utile de noter que l'eau consommée ne correspond pas en totalité à l'eau produite à cause des pertes sous diverses formes (lavage des installations filtrantes, fuites des réservoirs et de canalisations) qui peuvent atteindre couramment 20 à 30 p. 100 (parfois plus) de la production. En outre, l'eau consommée tant par les usagers que par les services publics ne parvient pas en totalité au réseau; l'eau d'arrosage des jardins et plantations est vouée à l'infiltration dans le sol ou à l'évaporation dans l'atmosphère, l'eau de lavage des espaces publics est recueillie dans les ouvrages pluviaux ou dans les ouvrages unitaires grossissant le débit de temps sec.

Pour les portions de réseaux baignant dans la nappe phréatique, il conviendra d'écartier l'éventualité d'infiltrations à travers les parois d'ouvrages notamment au niveau des joints de canalisations³⁰, des raccordements dans les regards, des branchements, etc.... en apportant un soin particulier à la construction des ouvrages.

Lors de l'exécution des travaux les maîtres d'œuvre exigeront une étanchéité des ouvrages aussi parfaite que possible, leur réception pouvant être subordonnée aux résultats d'un contrôle poussé (visite minutieuse au moyen d'une caméra de télévision ou de tout autre dispositif adéquat, etc...).

En règle générale, il sera tenu compte

- de l'accroissement prévisible de la population correspondant aux schémas directeurs et plans d'aménagement (actuellement S.D.A.U., P.A.R., P.O.S.) (voir paragraphe 1.4.2, renvoi 1);
- du développement probable de la consommation humaine en fonction de l'évolution de l'habitat, les secteurs d'habitat ancien étant susceptibles d'engendrer des débits plus importants à mesure de leur rénovation opérationnelle ou de leur modernisation quand elle est possible.

Dans le cas où coexistent des zones d'habitat ancien et d'habitat nouveau (ou ancien rénové), il conviendra de faire plusieurs hypothèses sur la cadence de rénovation ou de modernisation de l'habitat ancien en tenant compte notamment, dans chacune d'elles, de l'encombrement du sous-sol et du montant actualisé des dépenses d'aménagement avant d'arrêter les caractéristiques des émissaires et la consistance des réseaux à réaliser immédiatement dans les zones d'habitat ancien.

A défaut d'information exacte, on pourra admettre, compte tenu des débits parasites et des besoins publics courants que le débit moyen journalier d'avenir peut se situer dans la

²⁹ S'il y a lieu, il devra être tenu compte des débits pluviaux en provenance des toitures et des cours par l'intermédiaire d'un branchement unique en système pseudo-séparatif

³⁰ Il convient de ce fait de veiller tout particulièrement à l'étanchéité des joints pour éviter à l'inverse la pollution des nappes par le réseau.

fourchette de 200 à 250 litres/ habitant/jour dans les secteurs d'habitat nouveau (ou ancien rénové).

Mais, il est vivement recommandé de procéder à des études locales qui tiendront compte de tous les critères et des contraintes caractérisant l'agglomération traitée. A cet égard, il y aura intérêt à analyser la situation par un découpage de l'agglomération en plusieurs zones de consommations nettement différenciées, notamment lorsqu'il s'agira de recueillir dans le réseau général des débits d'effluents industriels (voir premier renvoi du présent chapitre) ou d'équipements publics importants (hôpitaux, casernes, etc...)

Après avoir estimé le débit moyen journalier « qm » à considérer³¹ en un point du réseau, on déterminera le coefficient du 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 décroît avec la consommation totale et avec le nombre des raccordements dont la répartition sur le parcours du réseau contribue à l'étalement de la pointe par la dispersion dans le temps qu'elle suppose.

Suivant les renseignements actuellement disponibles, le coefficient de pointe ne devrait pas dépasser la valeur 4 dans les têtes de réseaux pour les débits résultant d'une population groupée limitée à 400 habitants, ni descendre au-dessous de la valeur limite de 1,5 dans les parties d'aval. Pour les petits débits³², il est certain que l'adoption du coefficient 4 n'aura d'effet que sur le fonctionnement de la station d'épuration.

Dans la fourchette ainsi définie et compte tenu des considérations qui précèdent, le coefficient « p » varie sur le réseau considéré selon une formule telle que la suivante :

$$p = a + \frac{b}{\sqrt{qm}}$$

dans laquelle, « qm » étant exprimé en litres par seconde, on adoptera les valeurs « a = 1,5 » et « b = 2,5 »

3.1.1 Débits moyens actuels.

Lorsqu'il s'agit de réaliser l'équipement sanitaire d'une agglomération d'habitat ancien dépourvue de réseau d'assainissement ou d'une agglomération dont l'alimentation en eau implique des renforcements, la prise en compte d'un débit moyen est souvent hasardeuse. C'est également le cas à l'origine de la mise en service d'une zone d'habitat nouveau car la limitation du nombre des branchements exécutés est susceptible de créer du moins provisoirement, des difficultés d'entraînement hydraulique.

Il conviendra alors d'analyser la situation afin de dégager les conditions raisonnables du fonctionnement à réaliser dans un proche avenir pour satisfaire aux besoins minimaux de l'hygiène publique.

³¹ Il s'agit du débit de la journée de plus forte consommation au cours de l'année d'avenir.

³² En tout état de cause, on notera que les sections adoptées pour les têtes de réseaux sont systématiquement surabondantes pour faire face aux besoins. Cependant, il ne faudra pas négliger pour autant les extensions amont susceptibles d'intervenir suivant l'évolution des P.O.S. à moyen terme.

En supposant effectué le raccordement de tous les immeubles actuels les débits moyens minimaux se situent approximativement dans la fourchette de 80 à 150 litres/habitant/jour suivant les types d'habitat et leur importance.

Le débit moyen s'obtiendra en supposant répartie sur vingt-quatre heures la valeur du rejet journalier ainsi évalué et la capacité d'autocurage³³ des canalisations sera vérifiée sur la base de ce débit moyen et de l'évolution des circonstances de l'urbanisation.

Pour le calcul de la station d'épuration, il devra être tenu compte des conditions réelles afin d'éviter les insuffisances de débit nuisibles au bon fonctionnement de celle-ci.

Dans les agglomérations à population variable suivant les saisons (stations balnéaires, de sports d'hiver, de tourisme, etc ...), le débit minimal à prendre en compte pour apprécier les capacités d'autocurage résultera d'une étude particulière, le débit, relatif à la population recensée ne correspondant pas forcément à ce débit minimal.

3.2 DEBITS D'EAUX USEES INDUSTRIELLES.

3.2.0 Généralités.

Lors de l'évaluation des débits d'eaux usées industrielles à prendre en compte pour la détermination du réseau il conviendra de distinguer :

- d'une part, les industries existantes dont l'évaluation des débits doit résulter de mesures « in situ »
- d'autre part les industries qui s'installeront dans des zones organisées à cet effet dont l'évaluation des débits suppose de recourir à des moyennes spécifiques associées à des probabilités de satisfaction (cf. paragraphe 3.2.1 ci-après).

Une zone industrielle se définit comme un ensemble ordonné comportant une infrastructure de desserte et un lotissement des terrains destinés à accueillir des établissements industriels.

Comme les terrains doivent, dans la majeure partie des cas, être cédés entièrement équipés en matière de viabilité, les concepteurs sont amenés à étudier les différents réseaux, dont le réseau d'assainissement, avant de connaître les services qui lui seront demandés.

Or, si pour une zone d'habitat donné, les débits d'effluents peuvent être assez aisément évalués, il n'en est pas de même pour les zones industrielles où les débits peuvent varier considérablement suivant les types d'industries qui s'y implantent et leurs schémas d'utilisation de l'eau.

Cependant, l'expérience montre -

33 Bien que l'autocurage des canalisations en système séparatif soit considéré comme assuré si les trois conditions ci-après sont remplies . 1) A pleine ou à demi-section, un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,70 m/s ou à l'extrême rigueur 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, il n'en reste pas moins que la capacité d'autocurage dépend aussi d'autres facteurs. La rectitude de la pose et la qualité de l'entretien sont des facteurs favorables. Au contraire, le défaut de rectitude de pose, la nature de l'effluent sont probablement avec d'autres facteurs plus ou moins connus à l'origine de la plupart des obstructions ou atterrissements. En particulier, l'expérience montre qu'il n'y a pas corrélation étroite entre la pente et la probabilité d'obstruction.

- que certaines industries traitent directement leurs effluents permettant ainsi le relief dans le milieu naturel ou dans le réseau pluvial mais elles représentent l'exception ;
- que les industries lourdes s'implantent de préférence dans des sites où elles peuvent traiter globalement tous leurs problèmes de refroidissement et de rejets sans être tributaires du réseau public.
- que l'influence des rejets industriels est à étudier de très près lorsqu'il s'agit de les faire transiter par le réseau général de desserte, les pointes de rejets industriels ne coïncidant pas nécessairement avec celles des rejets domestiques³⁴,
- que les rejets doivent être systématiquement envisagés en fonction des disponibilités en eau du réseau de distribution d'eau et du milieu naturel ainsi que des possibilités des réseaux d'assainissement aval et des stations d'épuration.

3.2.1 Probabilités de satisfaction. Débits moyens spécifiques.

Compte tenu des observations qui précèdent (cf. paragraphe 3.2.0 « in fine »), les concepteurs devront envisager plusieurs hypothèses de façon à bien cerner les problèmes. À cet égard, et notamment s'ils ne peuvent trouver au cours de l'étude une estimation des besoins en eau de chacune des industries qui vont s'implanter leur permettant :

- d'une part de satisfaire avec certitude à l'ensemble de la demande;
- et d'autre part de limiter les investissements afin d'obtenir cette satisfaction au niveau de prix le plus faible,

ils devront rechercher, en faisant appel au besoin aux probabilités d'avoir à faire face, à telle ou telle demande, les solutions qui s'adapteront le mieux à leur situation. Il leur faudra donc estimer les chances de satisfaire aux prélèvements de la zone considérée.

L'utilisation de l'eau dans le cadre des industries dépend de nombreux facteurs

nature de l'industrie;

- processus utilisés;
- taux de recyclage non seulement possible, mais effectivement réalisé.

Il est donc difficile de dégager une fourchette de rejet pour un type de fabrication ou pour un type d'établissement. De plus, il faut bien considérer que, sur une zone-industrielle, le nombre des entreprises est généralement faible par rapport aux types d'établissements possibles³⁵.

Dans les zones industrielles où, dans l'essentiel, les surfaces offertes³⁶ seront occupées par des industries transférées, le concepteur pourra s'appuyer sur des données existantes (ou à défaut sur des mesures réalisées « in situ » avant transfert) et aboutir à de bons résultats Au

³⁴ Revoir le chapitre 1, paragraphe 1.4.3.

³⁵ En général le nombre des établissements possibles ne dépasse guère la centaine alors que la classification I.N.S.E.E. conduit à distinguer plus de 1 000 types. Ainsi, l'influence des cas extrêmes est non seulement loin d'être négligeable mais peut être parfois prépondérante (voir annexe An. VI).

³⁶ Afin d'éviter toute confusion on adoptera pour les zones ou secteurs industriels la notion d'hectares lotis (ha L) par opposition à la notion de surface totale de ces zones ou secteurs qui comprend les voiries de desserte et les espaces accessoires.

contraire, lorsque le lotissement industriel ne peut être affecté *a priori*, il aura recours à un certain empirisme s'appuyant sur des valeurs moyennes spécifiques de consommation d'eau dont les plus fréquentes se situent dans la fourchette de rejet de 30 m³/jour/hectare loti à 60 m³/jour/hectare loti³⁷.

D'une manière générale, il résulte d'études statistiques que les débits moyens journaliers de consommation spécifique d'eau associés aux Probabilités de satisfaction seraient voisins des valeurs ci-après -

Probabilité de satisfaction	25%	50%	75%	90%	100
Débits moyens spécifiques (m ³ /jour/ha loti)	15	40	100	225	500

En particulier, une étude statistique portant sur une centaine de zones industrielles françaises a montré par exemple que le débit spécifique (moyenne journalière) d'eau consommée par une zone industrielle a une chance sur deux (probabilité de 50 p. 100) de dépasser la valeur de 40 m³ par jour et par hectare loti. Par contre, les collecteurs calculés pour la valeur de 100 m³/j/ha loti ne s'avèreraient insuffisants que dans un cas sur quatre, etc...

Par ailleurs, une étude de consommation d'eau prélevée sur le réseau public a permis de dégager au moins trois catégories -

- les zones d'entrepôts ou de haute technicité avec des moyennes de 10 à 12 m³/j/ha loti;
- les zones d'emplois, petites industries et ateliers avec des moyennes de 20 à 25 m³/j/ha loti;
- les zones d'industries moyennes où les valeurs peuvent varier entre 50 et 150 m³/j/ha loti.

Bien que les mesures des débits horaires demeurent encore insuffisantes, il apparaît que le rapport du débit de pointe horaire sur le débit moyen horaire calculé sur le nombre d'heures de travail peut être compris entre les valeurs 2 et 3 suivant le nombre des postes de travail.

En aucun cas, les concepteurs ne devront faire usage, pour établir le coefficient de pointe des rejets industriels, de la formulation retenue pour le calcul des débits de pointe des effluents domestiques.

Etant donné la multiplicité des hypothèses à formuler, les concepteurs devront, en règle générale, s'efforcer de rassembler le maximum de renseignements s'ils veulent poser correctement les problèmes et augmenter les probabilités de satisfaction sur les réseaux notamment. Ils devront se garder d'utiliser sans les interpréter les renseignements disponibles. En tout état de cause, ils seront amenés à étudier les coûts des réseaux pour plusieurs probabilités de satisfaction et à définir ensuite avec les maîtres d'ouvrage la meilleure solution compatible avec les moyens financiers disponibles³⁸.

³⁷ La médiane semble se situer entre 35 m³/j/ha L et 40 m³/j/ha L.

³⁸ Il résulte d'une étude sommaire que le choix de la valeur de 100 m³/j/ha L, au lieu de 40 m³/j/ha L, ne devrait se traduire dans la plupart des cas réels que par une augmentation mineure (de l'ordre de 0 à 20 p. 100) du prix d'investissement du réseau d'assainissement de la zone industrielle concernée si la taille de cette dernière ne dépasse pas 40 à 50 hectares lotis.

4. CHAPITRE IV CALCUL DES SECTIONS DES OUVRAGES

4.1 GENERALITES.

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections se déduira de la formule d'écoulement adoptée. Il convient toutefois de remarquer que, sauf pour les très grands ouvrages, les dimensions des canalisations varient d'une manière discontinue compte tenu des diamètres courants de fabrication³⁹ et qu'il en résultera le plus souvent, de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

D'une manière générale, les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de Chézy

$$V = c \sqrt{RI}$$

dans laquelle

V est la vitesse d'écoulement, en mètres par seconde

R est le rayon hydraulique moyen (rapport entre la section d'écoulement en m² et le périmètre mouillé en M) ;

I est la pente de l'ouvrage, en mètres par mètre;

c est le -coefficient pour lequel on peut adopter celui donné par la formule de Bazin :

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

γ étant un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux

transportées. Ce coefficient d'écoulement des eaux d'égout diffère évidemment de celui utilisé pour les eaux potables. Le charriage de matières solides au sein de l'effluent et au contact des parois augmente les pertes de charge⁴⁰.

4.2 RESEAUX « EAUX USEES » EN SYSTEME SEPARATIF.

Le diamètre minimum des canalisations sera de 0,20 m.

Il se forme une pellicule grasse dans les ouvrages qui améliore les conditions d'écoulement de sorte que le coefficient d'écoulement de Bazin peut être pris à 0,25, compte tenu des inégalités dans le réseau et à d'éventuelles intrusions de sable ou de terre. Suivant ces bases, « c » peut être représenté approximativement par l'expression « $70 R^{1/6}$ », ce qui conduit à la formule :

³⁹ Voir notamment le fascicule 70 du C.C.T.G. relatif aux canalisations d'assainissement et ouvrages annexes.

⁴⁰ En attente d'essais significatifs sur des tronçons de canalisation, les coefficients P de l'ancienne circulaire ont été provisoirement maintenus, tenant compte ainsi de l'ancienneté de certains réseaux, des points singuliers (regards, raccordement des branchements) et de la nature des tuyaux, bien que, sous réserve d'une justification sérieuse, les coefficients \square puissent être diminués.

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

suivant laquelle a été établi l'abaque Ab. 3 (voir paragraphe 4.1 pour la signification des paramètres R et I). La forme logarithmique de la formule permet des abaques linéaires donnant en fonction de la pente, la capacité de débit de chaque section usuelle, à pleine section. On adoptera alors la plus petite section dont la capacité d'écoulement est suffisante.

Si le réseau de canalisations est construit avec soin et avec des matériaux judicieusement choisis et très bien entretenu, les débits donnés par la formule ou l'abaque peuvent être majorés de 20 p. 100, ce qui correspond sensiblement à prendre $\gamma = 0,16$ pour le coefficient de Bazin; corrélativement les pentes correspondant à un même débit peuvent être réduites d'un tiers.

4.3 RESEAUX « PLUVIAUX » EN SYSTEME SEPARATIF.

Le diamètre minimum des canalisations sera de 0,30 m.

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses.

Le coefficient de Bazin est pris alors à 0,46, de telle sorte que « e » peut être représenté approximativement par l'expression « $60 R^{1/4}$ », ce qui conduit à la formule

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

suivant laquelle ont été établis les abaques Ab. 4a et 4b (voir paragraphe 4.1 pour la signification des paramètres R et I) à employer comme celui relatif aux eaux usées (voir paragraphe 4.2, 3e alinéa).

Avec un réseau bien entretenu, pourvu de bouches à décantation (voir chapitre 6, paragraphe 6.4), construit avec des matériaux judicieusement choisis, les débits ainsi calculés pourront être majorés de 20 p. 100, ce qui correspond sensiblement à la valeur $\gamma = 0,30$ du coefficient de Bazin et corrélativement: les pentes correspondant à un même débit pourront être réduites d'un tiers.

4.4 RESEAUX « UNITAIRES ».

Le calcul sera conduit comme, pour le réseau pluvial en système séparatif, étant donné la faible importance relative du débit des eaux usées par rapport à celui des eaux pluviales.

Toutefois, après décharge des flots d'orage et sous réserve d'un dessablement très soigné, la capacité d'évacuation des émissaires acheminant les débits de temps sec et de petite pluie jusqu'à la station d'épuration pourra être évaluée au moyen des formules afférentes aux réseaux d'eaux usées.

Lorsque la valeur du débit calculé implique un diamètre supérieur à 0,60 m il peut être préférable, surtout en système unitaire, d'adopter les types d'ovoïdes qui font l'objet de la norme N.F.P. 16-401. Les ovoïdes permettent en effet un écoulement meilleur pour une concentration du flot de temps sec.

5. CHAPITRE V CONDITIONS D'ETABLISSEMENT DES RESEAUX

5.1 SYSTEME UNITAIRE.

5.1.0 Collecteurs.

Les canalisations élémentaires et les collecteurs seront calculés en fonction des débits pluviaux (voir chapitres 2 et 4) pour la fréquence retenue (en général décennale) compte non tenu des débits d'eaux usées, négligeables par rapport aux premiers. On notera les pentes motrices⁴¹ disponibles entre leurs extrémités, on évaluera les débits au point caractéristique⁴² des différents tronçons compte tenu des déclivités du sol et de la profondeur des ouvrages et l'on déduira de ces données la section à retenir en utilisant l'abaque 4a ou 4b comme il a été exposé au chapitre précédent. A l'origine des canalisations de tête, on pourra faire partir la ligne piézométrique du niveau du soi.

Après une première approximation dans le calcul des diverses sections à partir de l'amont, il sera utile de procéder à une seconde approximation comportant après mise en place, leur détermination définitive à partir de l'aval, compte tenu notamment de certaines des considérations développées ci-après.

Lorsqu'on disposera sur un tronçon d'une perte de charge plus grande que celle qui serait strictement nécessaire au fonctionnement de la section envisagée, mais plus petite que celle qui correspondrait au type immédiatement inférieur, la canalisation choisie sera surabondante; le niveau piézométrique amont ne pourra pas se déterminer exactement d'une façon simple - on considérera alors sa limite supérieure correspondant à la canalisation débitant à pleine section⁴³.

⁴¹ La pente motrice (ou pente piézométrique, ou perte de charge par unité de longueur) est la pente de la ligne piézométrique qui doit rester en tous points au-dessous du niveau du soi pour éviter que l'égout ne déborde.

⁴² Le point caractéristique sur un tronçon à section constante se définit comme celui où la pente est égale à la pente motrice moyenne pour l'ensemble du tronçon. Si l'on admet que le débit croît comme la puissance trois quarts de la longueur, ce point se situe sensiblement aux 5/9 de la longueur du tronçon, à partir de l'amont pour les canalisations de tête ne recevant aucun apport à l'origine; pour les autres, on peut admettre que ce point se trouve sensiblement au milieu du tronçon.

⁴³ Toutefois, on admettra pour le moment que le débit d'une canalisation varie peu lorsqu'elle est remplie au-delà des 8/10 de sa hauteur si elle est circulaire, des 9/10 si elle est ovoïde; on pourra sur les ouvrages importants tenir compte de ce gain; en particulier le débouché des déversoirs d'orage pourra être relevé jusqu'à ce que les 8 ou 9/10 de sa hauteur coïncident avec le niveau maximum retenu pour le cours d'eau; il en résultera une diminution de la profondeur de la tranchée dans la nappe.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements⁴⁴ de pente satisfaisante; elle doit être compatible avec la sauvegarde mécanique des collecteurs qui exige un recouvrement suffisant.

La possibilité de drainage des caves est le plus souvent exclue, dans la mesure où cette disposition entraînerait un approfondissement excessif du réseau au regard des cotes imposées, compte tenu des pentes minima, par le déversement, et que l'importance des fouilles combinée avec la présence de nappes d'eau à proximité du sol, le cas échéant, rendrait anormalement onéreux.

En vue de la réalisation de réseaux « autocureurs » et satisfaisant aux préoccupations hygiéniques qui impliquent l'évacuation rapide et continue de tous les déchets fermentescibles, la pente des ouvrages devrait permettre pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment, l'entraînement des sables, et pour le débit moyen des eaux usées, celui des vases organiques fermentescibles. On tend vers la satisfaction de ces conditions dans les ouvrages calculés pour l'évacuation du ruissellement de fréquence décennale en y réalisant des vitesses de l'ordre de 0,60 m par seconde pour 1/10 du débit à pleine section et de 0,30 m par seconde pour 1/100 de ce même débit. Ces limites sont respectées toutes deux avec des vitesses à pleine section de l'ordre de 1 mètre par seconde dans des canalisations circulaires et de 0,90 m par seconde dans les ouvrages ovoïdes; sur les abaques Ab. 4 a et 4b, les droites « $V = 1$ m/sec » et « $V = 0,90$ m/sec » définissent ainsi les limites d'utilisation pratique des deux catégories d'ouvrages dans le corps des réseaux unitaires.

Il est toutefois rappelé (voir chapitre IV, paragraphe 4.3) que l'usage des bouches à décantation très soigneusement entretenues permet, avec les mêmes vitesses, de réduire les pentes d'un tiers.

Il convient dans le raccordement des ouvrages secondaires sur les ouvrages plus importants de ménager une dénivellation des radiers, telle qu'il ne s'établisse de façon normale (par temps sec notamment), aucun remous de ralentissement dans les premiers.

Comme il est indiqué au chapitre 1 (paragraphe 1.4.0.1), le souci de prévenir la dégradation des joints et des radiers dans les égouts ovoïdes, ainsi que la nécessité d'assurer des conditions de sécurité satisfaisantes pour le personnel, conduit par contre à ne pas dépasser les vitesses de l'ordre de 4 mètres par seconde à pleine section. La limite correspondante a été tracée sur l'abaque.

Si le relief du terrain est plus accentué, il convient de ménager des décrochements dans les profils en long des ouvrages, par l'introduction de gradins ou de cheminées déversantes.

L'attention des concepteurs est attirée sur le fait que les conditions ci-dessus d'autocurage et de vitesse limite d'érosion sont des règles générales et qu'en pratique les conditions locales influent fortement sur le comportement effectif des réseaux. La présence de sable ou l'apport d'eaux usées à tendance corrosive peuvent, par exemple, accélérer le phénomène d'érosion, par contre, une pose particulièrement soignée⁴⁵ des tuyaux, excluant toute irrégularité et tout décrochements. alliée à un entretien fréquent et efficace, permettent d'éviter les dépôts intempestifs, même avec de faibles pentes.

⁴⁴ Voir le chapitre VI, paragraphe 6.1.

⁴⁵ Voir le chapitre IV.

5.1.1 Déversoir d'orage⁴⁶ et émissaires

Les stations d'épuration ne peuvent ordinairement recevoir comme débit de pointe, lorsqu'elles ne comportent pas de bassins d'orage, que le double ou le triple, exceptionnellement tout au plus, et pour de courtes durées, la quadruple du débit moyen de temps sec. Au-delà de cette marge, l'importance des installations nécessaires deviendrait prohibitive et la conduite de l'épuration aléatoire.

Il sera généralement inutile de faire transiter jusqu'en aval de l'agglomération des débits d'orage destinés à être finalement déversés à la rivière sans épuration préalable. On sera donc amené à limiter les dimensions du collecteur général à l'intérieur même de l'agglomération, en déterminant le nombre des déversoirs d'orage sur son parcours de manière à ne retenir à la hauteur de chacun d'eux qu'une même proportion du débit total d'amont⁴⁷.

Le débit maximum acheminé vers la station ne représente ainsi qu'une faible fraction du débit total correspondant à l'orage de fréquence retenue.

Il ne faut pas se dissimuler que ces conditions pourront conduire à admettre des déversements de fréquence supérieure à la fréquence mensuelle⁴⁸, que l'on considère souvent comme une limite désirable du point de vue de l'hygiène.

Le vrai problème à cet égard est celui de la dilution qui devrait faire intervenir « la charge » de l'effluent et le pouvoir auto-épurateur du milieu récepteur dans les conditions les plus défavorables.

Si, compte tenu de ces éléments et des objectifs de qualité fixés pour le milieu naturel, des décharges aussi fréquentes étaient jugées inopportunes à la traversée des zones d'habitations, il faudrait accroître dans une certaine mesure - au prix d'une dépense supplémentaire de premier établissement - la fraction du débit de fréquence retenue dans le collecteur jusqu'en aval de l'agglomération.

On doit rappeler également que l'installation d'un bassin d'orage à l'amont de la station d'épuration est une pratique souvent recommandable. Un tel bassin répond à deux objectifs - ou bien il sert de bassin de décantation complémentaire avec rejet des eaux dans le milieu naturel ou bien il permet d'étaler dans le temps le traitement des eaux d'orage les plus chargées.

Son calcul repose donc d'une part sur le débit apporté par l'émissaire qui, dans ce cas, peut dépasser largement trois fois le débit de temps sec, et d'autre part sur le volume qu'il est possible de stocker et d'admettre ultérieurement sur la station. Il doit tenir compte des exigences du milieu naturel, aussi

⁴⁶ Voir le chapitre VI, paragraphe 6.8 ci-après.

⁴⁷ Le cas échéant, certains d'entre eux pourront être disposés pour intervenir plus fréquemment, par exemple vers l'aval du réseau (éventuellement en tête de la station d'épuration), si les caractéristiques du cours d'eau récepteur l'autorisent.

⁴⁸ L'orage de période de retour $T = 1$ mois correspond à $f = 0,12$; l'observation formulée revient donc à dire que la fraction du débit de période de retour de 10 ans acheminée sur la station sera alors inférieure aux 12 p. 100 de celui-ci. Pour les autres périodes de retour inférieures à $T = 1$ an, on pourra adopter les valeurs suivantes

$f = 0,20$ pour $T = 2$ mois; $f = 0,24$ pour $T = 3$ mois; $f = 0,28$ pour $T = 4$ mois-, $f = 0,34$ pour $T = 6$ mois; $f = 0,40$ pour $T = 9$ mois.

bien au niveau des déversoirs d'orage qu'à l'aval de la station d'épuration ainsi que de l'importance respective des débits d'eaux usées et pluviales.

Sa construction, bien qu'elle tienne largement compte des conditions d'établissement du réseau, est généralement incluse dans celle de la station d'épuration car les performances de celle-ci sont directement liées à son existence et à son fonctionnement.

D'une façon générale, la fréquence et l'intensité des déversements admissibles sont des cas d'espèces. L'expérience seule permettra de déterminer les données d'un fonctionnement satisfaisant, données qui varieront dans le temps en fonction de l'urbanisation. Aussi est-il indispensable de réserver une marge de sécurité dans les dimensions des ouvrages et une possibilité de réglage de niveau des seuils. pour tenir compte des conditions pratiques d'écoulement qui peuvent différer sensiblement des conditions théoriques de calcul.

Au débouché de ces déversoirs la ligne piézométrique ne devra pas, en principe, dépasser le niveau des plus hautes eaux de la rivière susceptibles de survenir pendant la saison des plus forts orages.

Il est rappelé que le réseau d'évacuation doit être calculé, immédiatement à l'aval d'un déversoir, pour la fraction, conservée du débit.

D'une manière plus générale, entre deux déversoirs successifs, les dimensions du réseau devront permettre aussi bien le, passage de la fraction conservée du débit de fréquence retenue correspondant à l'ensemble du bassin situé à l'amont, comme il est dit ci-dessus, que l'évacuation du débit de fréquence retenue en provenance du bassin partiel situé après le premier de ces déversoirs. Le concepteur devra donc calculer les sections d'ouvrages correspondantes sous chacune de ces deux conditions et retenir les plus fortes.

Sur les ouvrages situés en aval des déversoirs d'orage latéraux, des pentes un peu plus faibles pourront être tolérées si le débit moyen de temps sec y représente une fraction nettement plus grande que le 1/100 du débit à pleine section (voir ci-dessus paragraphe 5.1.0). On vérifiera à cet effet que la vitesse, pour le débit moyen de temps sec avec des abaques Ab. 4 a et 4 b, et le coefficient de réduction donné par l'abaque Ab. 5, reste supérieure à 0,30 m par seconde.

5.1.2 Stations d'épuration.

La dénivellation nécessaire au fonctionnement des installations d'épuration dépendra du procédé auquel on aura recours; en particulier une station de lits bactériens classiques requerra couramment une chute de l'ordre de 2 mètres et plus, tandis qu'une station à boues activées pourra se satisfaire, comme perte de charge, d'une trentaine de centimètres comptés à partir du niveau dans le premier bassin récepteur.

En général on réglera le niveau aval de la station sur celui des plus hautes eaux normales de la rivière.

Il y a intérêt à placer la station en dehors du champ des inondations, sinon il faudra la protéger par des digues, sauf si l'on peut tolérer la submersion exceptionnelle des bassins moyennant des dispositions et des précautions pour le maintien hors d'eau de certains appareils.

Dans le cas de déversement dans un estuaire ou une mer à niveau variable, il y a lieu de prévoir, le cas échéant, l'établissement d'un bassin de marée pour limiter les déversements à la période de jusant.

Si le débit et les circonstances locales le permettent, on pourra parfois éviter tout pompage des eaux, même par temps de crue fluviale, en supprimant alors la phase d'épuration biologique et en déversant un effluent simplement décanté.

On s'efforcera d'éviter tout remous de ralentissement en raccordant au niveau du premier bassin de la station la ligne piézométrique correspondant à l'écoulement du débit moyen de temps sec dans la portion aval de l'émissaire.

Mais ces possibilités idéales se rencontrent rarement; si l'on voulait respecter intégralement la seconde des conditions ci-dessus énumérées, l'insuffisance des dénivellations disponibles conduirait le plus souvent à abaisser le niveau de la station, ce qui obligerait en général à pomper l'effluent en période de hautes eaux, sujétions que l'on se proposait précisément d'éviter⁴⁹.

On sera dès lors amené, le cas échéant, à établir le plan d'eau du premier bassin de la station à un niveau quelque peu supérieur à celui du débit moyen de temps sec dans l'émissaire.

Une telle disposition impliquant la formation d'un remous de ralentissement par temps sec dans la partie aval du réseau, il sera nécessaire de vérifier que les conditions de l'autocurage n'y seront pas trop gravement compromises, soit que la vitesse de 0,30 m/s nécessaire à l'entraînement des vases

Organiques y soit atteinte lors des pointes journalières de débit, soit à tout le moins que l'on puisse compter sur l'efficacité des chasses produites fréquemment par des petites pluies et, si les cotes le permettent, par des prélèvements périodiques sur la rivière (ou éventuellement par puisage dans la nappe au voisinage de la station).

Si la station comporte des bassins d'orage, le débit maximum de l'émissaire correspondra à un multiple important du débit moyen de temps sec, de sorte que la dénivellation à maintenir entre la partie supérieure de l'émissaire et le plan d'eau du premier bassin sur la station pourra être relative- ment importante.

Dans le cas où le déversement s'effectue dans un cours d'eau à régime sensiblement constant et où le mode d'épuration choisi n'implique qu'une faible perte de charge, la station conçue pour évacuer les eaux traitées au niveau de la rivière devrait être construite en pleine nappe, d'où résulteraient de lourdes sujétions : coût de premier établissement élevé, obligation de prévoir un drainage général afin d'écarter le risque de sous-pression en cas de vidange des bassins, etc... En pareille circonstance, si l'on ne peut éloigner sensiblement la station des berges, il y aura le plus souvent intérêt à relever son niveau par rapport à celui du cours d'eau. Mais, comme l'on sera limité dans cette voie par l'accroissement des dimensions qui en, résulterait pour l'évacuateur et par l'importance des pompages à assurer en amont de la station, on devra rechercher par tâtonnements la solution la plus économique, en considérant le total des dépenses comprenant tant le coût de premier établissement que les frais d'entretien et d'exploitation capitalisés. Cette dernière règle revêt d'ailleurs une portée d'ordre général et doit être étendue à l'ensemble des cas où le respect des conditions idéales est mis en échec par les données d'espèce.

5.2 SYSTEME SEPARATIF.

⁴⁹ En outre, le premier établissement de la station pourrait s'en trouver obéré d'une manière sensible par l'approfondissement des fouilles, surtout si, comme il arrive souvent à l'emplacement correspondant, la nappe est voisine de la surface.

5.2.0 Eaux pluviales.

Les canalisations seront groupées par réseaux partiels, orientés selon les plus grandes pentes, se raccordant au plus près au milieu récepteur et ne remontant pas dans toutes les voies en amont où le ruissellement peut s'opérer en surface par les caniveaux (voir chapitre 6, paragraphe 6.3.).

La capacité d'évacuation des ouvrages sera déterminée comme il est indiqué au paragraphe 5.1.0 ci-dessus, en tenant compte de l'apport des caniveaux des rues situées en amont.

La profondeur des égouts correspondants pourra être réduite, du fait qu'ils n'auront à évacuer que des eaux superficielles, et sera commandée pratiquement par la nécessité d'éviter leur détérioration sous les effets de la circulation lourde.

Au point de vue de l'hygiène, les conditions de l'autocurage seront moins sévères que sur les réseaux unitaires; les pentes limites pourront donc être un peu plus faibles.

5.2.1 Eaux usées.

Les réseaux d'eaux usées en système séparatif doivent être conçus pour réaliser au mieux les conditions d'autocurage. Sinon, à défaut de curages réguliers des canalisations, on sera contraint à avoir recours à des réservoirs de chasse (voir chapitre 6, paragraphe 6.7). On évitera à cet effet de prendre des marges de sécurité trop importantes pour les débits d'avenir, entraînant des dimensions surabondantes des canalisations.

Les données de base pour le calcul des canalisations d'eaux usées sont essentiellement les valeurs des débits. Ces valeurs ne se limitent pas aux pointes d'avenir qui déterminent la capacité maximale d'évacuation ; elles comprennent toute la gamme échelonnée entre les valeurs extrêmes que représentent, d'une part, ces pointes d'avenir et d'autre part les minima pratiques correspondant aux débits moyens dans le présent, appréciés comme il a été indiqué au chapitre 3 auquel il convient de se référer.

En raison de la régularisation progressive des débits sur le parcours du réseau, c'est dans les portions amont que les conditions d'autocurage sont les plus délicates à réaliser. On est ainsi conduit, dans ces portions, à rechercher des pentes de l'ordre de 4 à 5/1000, pour les canalisations élémentaires afin d'améliorer le régime des vitesses.

Corrélativement, les pentes à l'aval du réseau pourront être celles qui produisent les mêmes vitesses à section pleine (ce qui réservera d'ailleurs en règle générale sur les canalisations correspondantes un coefficient de sécurité plus élevé en raison de la régularisation des débits qui s'y observera). C'est ce que suppose l'utilisation de l'abaque 3⁵⁰, où le champ des canalisations autocurables peut être limité par des droites.

On reconnaîtra aisément, par une étude rapide, si le calcul systématique des pentes sur ces bases permet, étant donné la topographie du terrain, l'établissement d'un réseau gravitaire. Si cette condition n'était pas remplie, il y aurait lieu d'abaisser la pente des canalisations de tête à 3/1000 et celles des canalisations d'aval aux limites correspondantes extrêmes résultant de l'abaque Ab. 3⁵¹. Si le gain ainsi réalisé n'était pas encore suffisant, il faudrait recourir au minimum de 2/1000 en se rappelant que, moyennant des précautions dans la mise en œuvre

⁵⁰ Qui traduit la formule monôme dont il a été question au chapitre 4 (paragraphe 4.2) et correspondant à la valeur $\gamma = 0,25$ dans la formule de Bazin.

⁵¹ Voir note précédente.

(notamment canalisations posées très soigneusement), les pentes résultant de l'abaque Ab. 3 peuvent encore être réduites d'un tiers⁵².

Il convient en effet d'éviter, dans toute la mesure du possible et sauf en tête des petites stations d'épuration, un relèvement systématique de l'effluent qui présente le double inconvénient d'obérer à perpétuité les dépenses d'exploitation et de nécessiter la desserte par les moyens mécaniques plus délicats en service que des canalisations élémentaires à pente réduite.

On notera ici encore l'intérêt de raccorder les canalisations secondaires sur les canalisations principales, en ménageant une dénivellation des radiers telle qu'il ne s'établisse normalement aucun remous de ralentissement dans les premiers.

Une attention particulière est à apporter au choix des pentes dans le cas d'agglomérations à population fortement variable avec les saisons; il se peut, dans ces conditions, que les « débits moyens en basse saison » à considérer soient très faibles par rapport aux « débits maxima en haute saison », calculés comme il a été indiqué au chapitre 3. Il sera nécessaire alors de s'assurer que la réduction des pentes admise pour les canalisations de diamètre supérieur à 0,20 m dans l'emploi de l'abaque Ab. 3 ne risque pas de compromettre l'autocurage en « basse saison » et d'entraîner en conséquence les phénomènes de fermentations génératrices d'odeurs et de corrosion. On notera sur cet abaque la vitesse réalisée dans l'écoulement à pleine section et on la réduira dans la proportion indiquée par l'abaque Ab. 5 en fonction du rapport des débits ; la vitesse, ainsi réduite, devra rester supérieure à 0,30 m par seconde.

En résumé, c'est parmi tous les types de réseaux d'évacuation, celui des eaux usées en système séparatif qui apparaît comme le plus simple à calculer, même compte tenu des conditions de l'autocurage : ayant calculé les capacités de débit des canalisations de 0,20 m pour les pentes limites des ouvrages de tête, on déterminera aisément l'étendue des zones qu'elles pourront équiper à l'amont des bassins versants⁵³; au-delà, on calculera comme il a été indiqué au chapitre 3 les débits maxima d'avenir et l'on déduira par recours à l'abaque Ab. 3 les diamètres successivement nécessaires. Si l'on ne peut réaliser de la sorte un réseau gravitaire, on cherchera à limiter, sinon même à supprimer, les postes de relèvement sur le réseau en réduisant les pentes dans les limites rappelées ci-dessus; on vérifiera enfin, le cas échéant, dans les conditions signalées à l'alinéa précédent, si la vitesse de 0,30 m par seconde est bien réalisée pour les débits moyens actuels calculés selon les directives du chapitre 3.

5.3 SYSTEME PSEUDO-SEPARATIF.

L'avantage de ce système défini au chapitre 1 (paragraphe 1.3.1) provient de ce qu'il évite la séparation des deux natures d'eaux (pluviales et usées) provenant des immeubles puisqu'elles sont raccordées à la canalisation publique par un branchement unique comme en système unitaire.

Le calcul des débits en système pseudo-séparatif s'obtiendra par le cumul des débits partiels d'eaux pluviales calculés comme il a été dit au chapitre 2 et des pointes d'eaux usées calculées comme il a été dit au chapitre 3. On pourra toutefois ne pas tenir compte des débits pluviaux

⁵² Ce qui correspond sensiblement à la valeur $p = 0,16$ dans la formule de Bazin (même réf. qu'à la note précédente).

⁵³ Une canalisation de 0,20 m posée soigneusement avec une pente de 2/1000 a une capacité d'évacuation de 16 litres par seconde correspondant à la desserte d'une population de 2785 habitants environ sur la base de 200 1/hab/ jour (la valeur du coefficient de pointe calculé par la formule du chapitre 3 étant de 2,48).

lorsqu'on envisagera un équipement pseudo-séparatif pour un petit nombre d'immeubles existants seulement, avec passage progressif au séparatif proprement dit, comme il a été indiqué au chapitre 1 ; on peut concevoir dans ce cas que la transformation en séparatif intégral se produira approximativement dans le même temps que le plein développement de l'agglomération et de son assainissement, les apports pluviaux jouant dans l'intervalle le rôle de chasses.

Les pentes limites des canalisations seront celles du régime unitaire ou du régime séparatif selon qu'il y a lieu ou non de craindre l'intrusion de sable dans le réseau.

Dans les têtes de réseau, le diamètre des canalisations pourra être limité à 0,25 m, voire 0,20 m si les risques d'obstruction sont négligeables.

6. CHAPITRE VI OUVRAGES ANNEXES

Dans une large mesure, les services à attendre d'un réseau d'assainissement en exploitation dépendent des dispositions adoptées pour les ouvrages annexes disposés en propriété privée et pour les ouvrages annexes publics. Trop souvent, l'entretien, s'il n'a pas été prévu au moment de la conception des ouvrages, risque en effet d'être négligé.

La mise en conformité des ouvrages annexes anciens avec les dispositions qui suivent devra s'effectuer peu à peu, mais systématiquement, lorsque l'occasion se présentera.

6.0 DISPOSITIONS PARTICULIERES CONCERNANT LES MESURES DE PROTECTION EN AMONT DES BRANCHEMENTS.

On ne saurait réaliser un entretien à la fois économique et efficace des ouvrages d'évacuation si des mesures ne sont pas prises pour éviter l'introduction de substances ou de matières indésirables, tant dans les parties constitutives des réseaux que dans les branchements qui y aboutissent.

L'admission aux égouts de matières corrosives est notamment susceptible d'entraîner leur ruine rapide. Certains effluents, en particulier ceux en provenance des établissements hospitaliers, sont susceptibles de faire courir des risques au personnel chargé de l'entretien des ouvrages. Ces diverses catégories d'eaux résiduaires ne seront pas admises au réseau, à moins, si cela est possible, d'un traitement en assurant la neutralisation et la désinfection.

6.0.1 Broyeurs d'éviers.

Il convient de proscrire, sauf justifications spéciales, la mise en service de broyeurs d'éviers qui, outre la surcharge qu'ils apportent aux stations d'épuration, aggravent les risques de dépôts dans les égouts.

6.0.2 Siphons disconnecteurs

Il est recommandé de disposer au pied des descentes d'eaux usées, avant le branchement à l'égout public, un siphon disconnecteur facile à curer afin d'éviter les obstructions du branchement par les matières qui, malgré les précautions prises, viendraient à pénétrer dans le circuit d'évacuation des eaux usées de l'immeuble d'habitation ou industriel.

Ces dispositifs seront conçus de manière à ne pas gêner la ventilation des égouts et à faciliter les opérations d'un entretien régulier.

6.0.3 Boîtes à graisse, déshuileurs.

La mise en service de boîtes à graisses et de bacs déshuileurs s'impose pour les branchements d'immeubles où sont exercées certaines activités (restaurants, industries alimentaires, garages, ateliers de mécanique, etc ...).

Ces appareils n'assureront toutefois un service satisfaisant que dans la mesure où ils seront bien conçus et correctement exploités. Compte tenu de l'importance que présente leur bon fonctionnement pour l'exploitation des réseaux et des stations d'épuration, la collectivité devra porter une attention toute particulière à leur établissement. Dans -certains cas, il peut être opportun que la collectivité en assure l'entretien.

Les bacs déshuileurs ne peuvent assurer une sécurité totale en ce qui concerne les risques de pénétration des hydrocarbures et autres matières inflammables dans les égouts. A cet égard, une éducation permanente s'impose en mettant en garde les populations des dommages très graves qui peuvent résulter de l'envoi au réseau de telles substances qui, mis à part les troubles apportés à l'exploitation, sont susceptibles d'occasionner des accidents mortels au personnel appelé à travailler dans les égouts (explosions, asphyxie, etc...).

6.1 BRANCHEMENTS PARTICULIERS.

L'établissement des branchements incombe aux propriétaires riverains qui sont tenus de les réaliser conformément aux dispositions de l'ordonnance n° 58-1004 du 23 octobre 1958⁵⁴ et aux prescriptions du règlement sanitaire départemental.

Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte. En particulier, ils devront répondre aux prescriptions de l'article 15 du règlement sanitaire qui -stipule que pour éviter le reflux des eaux d'égout dans les caves, sous-sols et cours, les branchements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisations capables de résister à la pression correspondant à la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique.

Un branchement particulier comporte -.

- le raccordement à l'immeuble avec éventuellement, si la longueur et la pente du branchement le justifient, un ouvrage dit « regard de façade » situé sous le domaine public⁵⁵

- une canalisation;

- et le raccordement à l'égout public.

Le diamètre des branchements, suffisant pour le passage des débits et matières à évacuer, doit rester inférieur à celui de la canalisation publique afin d'en limiter les risques d'obstruction. Sauf cas particuliers, le diamètre des branchements ne sera pas inférieur à 150 millimètres.

Pour faciliter les dégorgements éventuels, le tracé sera rectiligne en plan et en profil en long, sauf le cas où l'encombrement du sous-sol imposerait un tracé suivant un profil brisé.

La pente souhaitable est au minimum de 3 p. 100. Une valeur inférieure ne devra être retenue qu'après une étude très sérieuse tenant compte en particulier du relief et de la nature du sous-sol. En effet, l'expérience montre que les pentes inférieures à 3 p. 100 favorisent la formation de dépôts et qu'il serait alors difficile d'éviter les contre-pentes qui sont à proscrire formellement.

Le raccordement du branchement à l'égout public se fera -. :

- soit directement (sur un égout visitable ou sur un regard);

54 Cette ordonnance est relative au raccordement obligatoire des immeubles aux réseaux d'égouts et modifie les articles L. 33 et suivants du code de la santé publique, JO du 26 octobre 1958

55 Pour tenir compte de certains cas particuliers, des dérogations pourront être envisagées; il reste entendu cependant que les services du contrôle (ou de l'exploitation du réseau) pourront accéder à ce regard d'une manière permanente.

- soit par l'intermédiaire d'une « culotte de raccordement » (dite aussi « tulipe ») adaptée à la nature de la canalisation lorsque les diamètres respectifs de la canalisation et du branchement le permettent;

- soit par l'intermédiaire d'une boîte de branchement.

Dans les égouts visitables, le raccordement qui sera, en principe, perpendiculaire à l'axe de l'égout, se

fera si possible à la partie basse de celui-ci, au maximum, à 0,30 m au-dessus du radier pour éviter les projections d'eaux usées au-dessus des bottes des personnels d'entretien.

Dans les collecteurs à « banquette », les branchements aboutiront, de préférence, dans la cunette afin que la continuité de la banquette soit assurée.

Sur les canalisations non visitables, le raccordement sera normalement oblique dans le sens du courant pour ne pas perturber le régime d'écoulement dans la canalisation. Si le raccordement est orthogonal, une chute minimale de 0,30 m au-dessus du radier sera si possible ménagée.

Lorsqu'on procède à la construction d'un égout, il est fortement recommandé de réaliser au cours de la même entreprise les branchements, y compris la botte de raccordement en façade. Toutefois, il ne faut pas sous-estimer la difficulté de fixer l'emplacement et le niveau du futur branchement pour un terrain où il n'existe pas encore de projet d'immeuble au moment de la construction de l'égout.

Tous les branchements devront être rigoureusement étanches de façon à éviter toute intrusion d'eau de nappe dans l'égout et inversement toute infiltration d'eaux usées dans le terrain.

Dans le cas d'un réseau séparatif, l'évacuation des eaux pluviales des immeubles pourra s'effectuer au moyen de gargouilles encastrées dans le trottoir et débouchant dans le caniveau.

Les branchements destinés à l'évacuation des eaux industrielles devront être indépendants de ceux qui évacuent les eaux pluviales ou les eaux usées domestiques (eaux de vestiaires, lavabos, éviers, eaux - vannes), jusqu'à la sortie de l'établissement industriel où un regard de contrôle sera aménagé sous trottoir.

Le regard de contrôle sera à double décantation de façon à retenir les matières les plus lourdes ou plus légères que l'eau. Il sera recouvert d'un tampon amovible facilement manœuvrable par le personnel de contrôle qui devra pouvoir à tout moment, même de nuit, effectuer les prélèvements nécessaires pour vérifier que les effluents rejetés sont en conformité avec la réglementation en vigueur. Son curage devra être exécuté régulièrement à la diligence de l'établissement industriel.

A la sortie de ce regard l'effluent industriel pourra rejoindre le réseau public dans les conditions de la réglementation locale en vigueur.

L'autorisation de raccordement pourra imposer tout dispositif de prétraitement qui sera nécessaire (dégrillage, neutralisation, déshuilage, etc ...).

6.2 GARGOUILLES.

Ce sont des conduits à section carrée ou rectangulaire, encastrés dans le sol, destinés à conduire les eaux pluviales au caniveau lorsqu'il n'existe pas d'égout à proximité immédiate. Par contre, lorsqu'un tel égout sera construit, on aura intérêt à supprimer ces gargouilles et à raccorder les eaux pluviales qu'elles recueillaient à l'ouvrage public.

En aucun cas à ne sera prévu que les eaux ménagères puissent transiter par les gargouilles.

6.3 CANIVEAUX.

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir s'il y en a un.

Dans le cas de trottoir, ils sont constitués par une surface pavée ou une dalle préfabriquée et une bordure.

A noter que s'il n'est pas indispensable de réaliser des chaussées avec bordures cela reste cependant souhaitable.

Dans les petites agglomérations à caractère rural ou sur les voies de desserte secondaires on pourra se contenter d'accotements dérasés et de fossés latéraux pour la recette des eaux pluviales. Mais, dès que la zone concernée devient plus considérable, le volume des eaux pluviales à évacuer nécessite des fossés importants, parfois bétonnés, entraînant l'établissement de ponceaux aux entrées cochères avec bien souvent des pertes de terrain utilisable, si bien que l'intérêt économique diminue beaucoup. Il y a également plus de risque aux dégradations des bords de la chaussée et des accotements.

Pour pallier ces inconvénients, des bordures franchissables, type « accotement », ou des caniveaux complets (double revers) peuvent être utilisés sans tenir compte des entrées cochères. Si ces dispositifs sont susceptibles de résoudre les problèmes posés, par contre les risques de débordement sur le trottoir ou l'accotement ne doivent être négligés.

Les débits maximaux pourront être évalués en utilisant l'abaque Ab. 6 ci-annexé.

6.4 BOUCHES D'ÉGOUT.

Ce sont des ouvrages destinés à collecter en surface les eaux de ruissellement. Ils permettent par l'intermédiaire d'une canalisation d'acheminer ces eaux jusqu'à l'égout.

Elles peuvent être classées d'après deux critères principaux :

a) La façon dont on recueille les eaux -

- bouches à accès latéral aménagées au bord des trottoirs;

- bouches à accès par le dessus situées sous les promenades, parcs de stationnement ou sous caniveaux dans le cas de trottoirs étroits ou particulièrement encombrés de câbles et de canalisations diverses ou en bordure des voies à forte pente.

b) La façon dont les déchets sont retenus :

- avec décantation;

- sans décantation (dans ce cas les bouches doivent être sélectives, c'est-à-dire comporter un panier amovible permettant d'arrêter les déchets).

6.4.1 Bouches d'égout à accès latéral (ou avaloirs).

Ce sont des ouvrages à ouverture latérale largement dimensionnée. Ils sont préférables aux grilles de caniveaux assez fragiles, souvent glissantes, que l'apport des feuilles et déchets divers risque d'obstruer au début du ruissellement et de les rendre par suite inefficaces.

Sauf cas particuliers, et surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent, les bouches seront toujours du type à décantation afin d'éviter l'intrusion des sables dans le réseau.

Les bouches sélectives qui évitent l'intrusion des déchets dans l'égout ne seront, malgré leurs - avantages, utilisées que si l'on a la certitude que les paniers seront régulièrement vidés et nettoyés. En effet, si le service d'entretien ne doit pas être assuré, les paniers sont plutôt nuisibles au bon écoulement des eaux et les dépenses qu'ils occasionnent en investissement doivent être évitées.

Il faut éviter l'utilisation des bouches raccordées par un siphon à l'égout dont la conception ne permet pas d'assurer la ventilation de l'ouvrage. Exceptionnellement, on pourra construire des bouches siphonides sous réserve qu'elles soient obligatoirement pourvues d'un by-pass de ventilation débouchant au niveau d'une toiture de hauteur suffisante.

L'utilisation d'aspirateurs pour le curage des bouches d'égout permet de généraliser les bouches à décantation⁵⁶ dont les dimensions doivent permettre d'assurer une retenue suffisante des sables et d'empêcher l'entraînement de déchets en cas d'orage.

Le curage par aspiration des bouches d'égout doit avoir un caractère systématique et préventif. Les périodicités d'intervention sont fonction des conditions locales dont les facteurs principaux sont

- les revêtements de chaussées et de trottoirs;
- les plantations;
- l'environnement économique et social;
- les rejets indirects à l'égout d'une partie des effluents domestiques;
- le climat.

Les bouches seront conformes à celles prévues par le fascicule n° 70 (canalisations d'assainissement et ouvrages annexes) du cahier des prescriptions communes⁵⁷. pour celles à décantation, le puisard aura la forme d'un tronc de pyramide renversé afin que l'aspiration des sables par les engins de curage soit rendu plus facile.

Un puisard sera toujours surmonté d'une plaque amovible couvrant l'orifice par lequel sera introduit le tuyau d'aspiration.

Il va de soi que l'emplacement normal des bouches d'égout se situe aux points bas des zones collectées. Dans les voies à déclivité importante, il conviendra très souvent d'en prévoir en cours de pente afin d'éviter l'érosion mécanique des caniveaux et des rigoles. Dans ce cas, il y aura lieu de prendre toutes dispositions utiles pour faciliter l'entrée des eaux dans les bouches (doublement de l'avaloir, adjonction d'une grille de caniveau) et augmenter l'efficacité. On remarque en effet que, si aucune disposition particulière n'est prévue dans les rues à forte déclivité, les eaux des caniveaux, en raison de leur vitesse, passent en majeure partie devant la bouche d'égout sans y pénétrer.

⁵⁶ Ce type d'ouvrage provoque une certaine stagnation des eaux amenées par les caniveaux. Il ne satisfait donc pas au principe d'une évacuation directe, e sans arrêt, ni stagnation » posé par les instructions du Conseil Supérieur d'Hygiène Publique de France mais il faut remarquer que l'eau qui reste est précisément celle du dernier flot donc le moins pollué, du ruissellement pluvial.

⁵⁷ Ce fascicule a été rendu obligatoire par décret n° 71-701 du 4 août 1971 (JO du 29 août 1971).

6.4.2 Bouches d'égout à accès sur le dessus (bouches à grilles).

Ces ouvrages collectent les eaux de ruissellement au niveau du sol, en général en dehors de celles rassemblées dans les caniveaux de trottoirs.

Elles pourront dans les mêmes conditions que les bouches à avaloir être munies de puisards de décantation. Ceux-ci sont d'autant plus indispensables que le sol environnant est recouvert de sable ou de gravillons (cas des promenades).

Il sera judicieux de placer ces bouches à grille en des points accessibles aux engins de curage et d'orienter les barreaux de grille perpendiculairement au sens de circulation.

6.5 OUVRAGES D'ACCES AUX CANALISATIONS.

Les ouvrages sont destinés à permettre l'accès aux égouts afin d'assurer leur surveillance et leur entretien.

Leurs formes et leurs équipements (échelles, échelons, etc. ...) seront adaptés aux engins de curage utilisés.

Dans toute la mesure du possible la forme des ouvrages correspondant à une même fonction sera identique dans une même agglomération.

6.5.0 Canalisations visitables (hauteur Intérieure supérieure ou égale à 1,60 m).

6.5.00. Ouvrages d'accès aux ouvrages visitables.

Ces ouvrages servent normalement au personnel chargé du curage et de l'entretien. Ils peuvent également servir au personnel des entreprises devant travailler en égout, soit pour l'exécution des branchements particuliers, soit pour des travaux sur les conduits ou canalisations posés en égout (P.T.T., service des eaux par exemple).

Ils seront constitués par une cheminée de descente et une galerie d'accès sensiblement horizontale de dimensions suffisantes pour permettre, outre l'accès du personnel, l'intrusion des engins de curage. La cheminée de descente sera, en principe, située sous trottoir ou allée piétonnière accessible aux véhicules d'entretien.

Le radier de la galerie sera surélevé par rapport au radier de l'égout de façon que, par temps sec ou au moins aux faibles débits de temps de pluie, le radier ne soit pas recouvert par les eaux usées. Il sera légèrement incliné (environ 1 p. 100) en direction de l'égout afin que les eaux, qui occasionnellement le submergeraient, puissent s'écouler lorsque le niveau aura baissé.

La cheminée sera équipée soit d'échelons en matériau inaltérable soit d'une échelle amovible fixée sur quatre crochets scellés. Cette dernière disposition permet aisément le remplacement d'une échelle ou encore son enlèvement temporaire, pour faciliter le passage du matériel du curage ou d'entretien.

L'échelle pourra être équipée d'une crosse mobile facilitant la descente ou la sortie du personnel. Pour des raisons de sécurité, l'espacement entre deux ouvrages d'accès ne dépassera pas 100 mètres. Si nécessaire, les ouvrages intermédiaires (cheminées de visite par exemple) assureront la ventilation de l'égout.

Un espacement supérieur pourra être admis dans le cas où l'égout serait construit en souterrain ou par tubes poussés. Dans ce cas, une étude spéciale sera nécessaire pour assurer la sécurité de l'exploitation (ventilation forcée, refuge à la partie supérieure des ouvrages, etc. ...).

Il est rappelé que la ventilation normale se fait par des grilles ou des tampons ajourés. Aucun branchement d'eaux pluviales ou d'eaux usées ne sera toléré dans une cheminée d'accès de la galerie qui lui fait suite.

6.5.01. Cheminées de visite.

Elles sont destinées à assurer la ventilation de l'ouvrage et faciliter les opérations d'entretien. Elles peuvent être aussi utilisées pour le raccordement d'une canalisation latérale et pour le branchement d'un immeuble.

Elles pourront être implantées directement sur l'égout même si elles sont sous chaussée car elles ne sont pas normalement destinées à assurer l'accès aux égouts.

6.5.1 Canalisations non visitables (hauteur intérieure inférieure à 1,60 m).

Sur les canalisations non visitables, les moyens modernes de curage et de désobstruction permettent de porter à 80 mètres, en alignement droit, la distance entre deux regards de visite.

Dans tous les cas, un regard de visite devra être prévu à chaque jonction de canalisation et à chaque changement de direction de canalisation (sauf si l'angle formé par les deux tronçons consécutifs permet l'utilisation des engins de curage hydraulique, cette restriction ne s'appliquant pas au cas des ouvrages nécessitant l'utilisation des engins de curage mécanique).

Les radiers des regards comporteront une cunette destinée à assurer la continuité de l'écoulement; la hauteur de cette cunette sera au moins égale au rayon de la canalisation⁵⁸. De chaque côté de la cunette, une plage permettant de disposer facilement les pieds sera aménagée avec une inclinaison maximale de 10 p. 100 pour éviter les dépôts de boues.

Le raccordement des branchements particuliers ou des branchements de bouches d'égout, pourra être autorisé dans les regards, mais les eaux devront être amenées dans la cunette elle-même; leur passage sous les plages servant de repose-pieds sera couvert.

Les regards pourront ne pas être systématiquement pourvus d'échelles ou d'échelons lorsque leur profondeur sera inférieure à cinq mètres. Toutefois il est recommandé d'en équiper au moins un sur deux; ces échelles ou échelons auront les mêmes caractéristiques que celles indiquées pour les cheminées de descente. Au-dessous de cinq mètres de profondeur, tous les regards devront être équipés d'échelles ou d'échelons.

6.6 DISPOSITIFS DE VENTILATION.

Ces dispositifs sont destinés à assurer en toute circonstance une aération suffisante de l'égout afin d'éviter le développement des fermentations anaérobies nauséabondes pouvant conduire à des dégagements de méthane dans les ouvrages et à assurer la sécurité du personnel. A cet égard, ils doivent donc être généralisés sur les réseaux.

En particulier, une ventilation efficace devra être obtenue au voisinage des installations électriques (stations de relèvement, de refoulement, bassins de décantation, etc. ...) et toutes les fois que le risque de stagnation des eaux peut favoriser la formation de méthane⁵⁹ et autres gaz.

⁵⁸ Pour les canalisations d'eaux usées de diamètre égal ou inférieur à 0,30 m, il est recommandé de porter la hauteur au diamètre de la canalisation.

⁵⁹ À titre indicatif, il est rappelé que le seuil d'explosion du méthane est de six pour cent en

Ces ouvrages permettront de ménager, le cas échéant, des intercommunications supplémentaires avec l'atmosphère (tuyaux d'évent, cheminées d'aération, etc. ...).

Dans tous les cas, les concepteurs devront tenir compte du temps de parcours des eaux usées qui peut atteindre plusieurs heures dans les réseaux de grand développement.

Dans les ouvrages exceptionnels (à grande profondeur ou de longueur importante) sans communications suffisantes avec l'extérieur (telles des réalisations en tubes poussés) une ventilation forcée pourra se révéler souhaitable pour assurer rapidement le renouvellement en air frais.

6.7 RESERVOIRS DE CHASSE.

Lorsqu'il n'est pas possible de procéder régulièrement au curage des canalisations par des matériels hydrauliques, il convient de disposer en tête du réseau des dispositifs de chasse susceptibles de pallier la déficience d'autocurage dudit réseau. A cet égard, il y a lieu de noter que l'action dynamique de ces systèmes ne s'exerce que sur de faibles distances.

Lorsqu'on pourra prévoir que l'importance des réseaux ne justifiera pas d'emploi de moyens modernes de curage, des réservoirs de chasse pourront être admis dans les cas suivants

- réseaux séparatifs ou pseudo-séparatifs :

en tête des antennes lorsque la pente est inférieure à 2 p. 100;

- réseaux unitaires :

- en tête des antennes lorsque la pente est inférieure à 1 p. 100;

- lorsqu'il n'y a pas de bouche d'égout avant le premier déversement d'eaux usées;

- dans les régions où l'absence de pluie est constante pendant plusieurs mois.

leur fonctionnement sera de préférence automatique. Toutefois, en cas d'insuffisance de l'alimentation en eau, on devra prévoir la possibilité d'une manœuvre manuelle notamment à l'occasion des opérations de curage.

leur capacité sera au- minimum de -500 litres et le fonctionnement assuré deux fois par jour⁶⁰.

Il est à noter que l'eau des chasses constitue une lourde charge pour les collectivités et qu'elle peut être une sujétion supplémentaire pour le fonctionnement des petites stations d'épuration.

6.8 DEVERSOIR D'ORAGE.

Les déversoirs d'orage⁶¹ sont destinés à laisser passer, en direction du milieu récepteur le plus proche, une fraction importante du débit d'orage au-dessus d'un seuil prédéterminé correspondant en général au niveau supérieur de la tranche d'eau équivalente au débit des eaux usées (débit de pointe de temps sec) et de petite pluie.

volume.

⁶⁰ On pourra adopter un volume de réservoir égal au dixième du volume de la canalisation à curer, la longueur prise en compte ne devant pas dépasser 100 mètres. Par exemple, pour un égout. de 0,30 m de diamètre le volume sera égal à : $V = 1/10 \times \pi \times \frac{0,30^2}{4} \times 100 = 0,707 \text{ m}^3$, soit 700 litres.

⁶¹ Voir le chapitre 5, paragraphe 5.1.1. précédent.

Les déversoirs d'orage comporteront, en particulier, une chambre de partage dimensionnée hydrauliquement dont les seuils de déversement seront réglables pour permettre l'intervention sur le réseau, mais avec toutes les précautions voulues pour que les services d'exploitation ne les aient pas trop bas par mesure de commodité.

Des décharges de fond pourront être exceptionnellement prévues, mais sous réserve d'un contrôle biochimique rigoureux. Par exemple, un traitement chimique partiel pourra être exigé dans le cas où il sera nécessaire de mettre à sec un égout principal pour réparation.

Dans certains cas, ces ouvrages devront être munis d'une vanne étanche afin de s'opposer aux crues du milieu récepteur et par conséquent à l'introduction dans les égouts de flots parasites.

6.9 BASSINS DE DESSABLEMENT.

En règle générale, l'ensemble des sables sera retenu par les bouches de décantation dont l'exploitation doit être assurée régulièrement (curage des puisards et vidage des paniers).

Il pourra néanmoins être nécessaire de disposer de bassins de dessablement sur le réseau, principalement sur les collecteurs secondaires avant leur débouché dans le collecteur principal qui, surtout si la pente est très faible, doit être protégé le plus efficacement possible contre la formation des dépôts minéraux. Dans certains cas, il sera également nécessaire d'en prévoir à l'entrée des parties canalisées de ruisseaux à ciel ouvert en les complétant obligatoirement par un dégrilleur mécanique de préférence. Pour les ouvrages importants, on pourra prévoir des équipements fixes d'extraction des sables.

Dans tous les cas, les bassins de dessablement devront être conçus de manière à éviter la décantation,

par suite d'une vitesse trop basse, des particules organiques vouées au processus de la fermentation anaérobie. Leur emplacement sera toujours choisi de façon à permettre un curage et un entretien faciles, mais en tenant compte de la gêne qu'ils sont susceptibles d'occasionner pour le voisinage.

Pour permettre une alternance d'exploitation, ils seront de préférence à double bassin; en cas d'impossibilité ils comporteront un by-pass pour l'évacuation des eaux pendant le curage. Toutefois, une chambre simple pourra être adoptée pour les égouts pluviaux où les bassins de dessablement seront à sec en dehors des périodes pluvieuses. Ces bassins devront être facilement accessibles aux équipes d'entretien et permettre l'utilisation du matériel d'extraction approprié.

6.10 DEGRILLEURS.

Les dégrilleurs sont des appareillages destinés à retenir à l'orifice des parties canalisées d'un ruisseau, d'un siphon, etc..., les corps plus ou moins volumineux entraînés par les eaux pluviales ou les eaux usées au cours de leur écoulement dans les canalisations d'assainissement.

L'appareillage comprend trois parties -.

1. Une pré-grille fixe s'arrêtant à mi-hauteur au maximum, du plus haut niveau des eaux et destinée à retenir les déchets lourds ou volumineux.
2. Une grille mécanique à commande automatique destinée à retenir et à extraire les déchets peu volumineux et les corps flottants qui seront stockés dans des conteneurs pour évacuation à la décharge. La section de passage devra être au moins égale à celle du collecteur.

3. Une grille statique sera éventuellement construite à côté et dans le même plan que la grille mécanique à laquelle elle se substituera partiellement dans le cas accidentel d'une panne en permettant ainsi le dégrillage manuel.

Pour obvier aux inconvénients d'un colmatage total susceptible de survenir à l'occasion d'un violent orage et rendant impossible le dégrillage manuel, il peut être avantageux de prévoir un système de relevage de cette grille.

6.11 SIPHONS.

La traversée en siphon d'obstacles (cours d'eau, voies ferrées, routes à grand trafic, autoroutes, etc...) constitue un point particulier et délicat de l'établissement et de l'exploitation des réseaux.

Le coût d'un tel ouvrage étant souvent considérable, il y aura intérêt, dans la mesure où il existe un milieu récepteur proche et à condition d'être en système unitaire, à disposer en tête un déversoir d'orage permettant de limiter les caractéristiques du siphon à l'amplitude des variations de débits fixées à l'avance comme des contraintes. Il sera en général indispensable, pour des raisons de sécurité, d'établir une double canalisation dont la capacité sera déterminée, soit pour recevoir le débit maximum à transiter, soit de telle sorte que l'une d'entre elles assure le débit de temps sec et l'autre le débit maximum.

Un siphon sera toujours précédé d'un dégrilleur et d'un bassin de dessablement afin d'éviter toute obstruction.

La conception et l'implantation d'un siphon devront permettre son curage, soit par le procédé de la boule, la branche ascendante ayant une pente favorisant l'entraînement des dépôts au passage de ladite boule, soit par tout autre procédé mécanique ou hydraulique adapté au diamètre de la canalisation.

6.12 POSTES DE RELEVEMENT ET DE REFOULEMENT.

6.12.0 Postes de relèvement.

Un poste de relèvement est destiné à élever les eaux, généralement sur place et sur une faible hauteur, pour permettre à un collecteur devenu trop profond de retrouver un niveau économiquement acceptable.

Un poste de relèvement pourra être équipé de pompes centrifuges ou à canaux, de vis de relevage, d'éjecteurs ou d'émulseurs. Ces derniers, malgré leur faible rendement énergétique, sont à recommander pour les faibles débits en raison de leur sécurité de fonctionnement.

6.12.1 Postes de refoulement.

Un poste de refoulement a pour objet de faire transiter les effluents sous pression, souvent sur une assez grande longueur ou sur une assez grande hauteur de refoulement pour franchir un obstacle particulier (rivière, relief, etc. ...) ou pour atteindre une station d'épuration éloignée.

Lorsqu'il s'agit du franchissement d'un point haut dans un secteur urbanisé, la conduite de refoulement sera généralement doublée d'une canalisation à écoulement gravitaire pour la recette des eaux usées des propriétés riveraines. Ce collecteur devra nécessairement déboucher en amont du poste de refoulement.

Le choix des équipements hydrauliques se limite aux pompes centrifuges. Par contre, les questions de rendement ne doivent pas être négligées, pas plus d'ailleurs que celles concernant la sûreté du fonctionnement et la fermentation des eaux refoulées. Les concepteurs devront, en particulier, chiffrer les conséquences d'une obstruction de conduite, toujours difficile à localiser et à supprimer, et tenir compte du temps de séjour des eaux dans la conduite de refoulement. En cas de variation saisonnière importante du débit, ils pourront, le cas échéant, être conduits à envisager le doublement de la conduite pour tenir compte notamment des temps de séjour suivant les hypothèses de fonctionnement envisagées.

6.12.2 Dispositions communes.

La conception de la bêche de reprise devra permettre d'éviter au maximum la décantation des effluents. Nécessairement, il faudra prévoir un dégrillage .en amont d'un poste; dans le cas d'un refoulement, il faudra interposer un bassin de dessablement entre le dégrilleur et les équipements hydrauliques.

Sauf dans le cas de relevage des eaux usées dont la bêche d'accumulation peut se déverser par trop- plein sans inconvénient majeur dans le milieu récepteur voisin, il conviendra de prévoir des équipements hydrauliques de secours (un, voire plusieurs groupes motopompes suivant les cas d'espèces). Dans l'hypothèse d'une impossibilité majeure de rejet dans le milieu naturel - et notamment si celui-ci est soumis à l'influence des marées - il sera indispensable de prévoir, en plus des pompes de secours, un groupe électrogène à enclenchement automatique pour pallier le défaut d'énergie électrique en provenance du secteur.

Pour les installations importantes en système unitaire, il y aura intérêt à prévoir une batterie de pompes pour le débit de temps sec et une autre batterie de pompes pour le débit de temps de pluie. Dans ce cas, le poste aura les caractéristiques d'une station sélective permettant d'envoyer le débit de pointe de temps sec vers une station d'épuration et le débit de temps de pluie vers le milieu naturel (à condition, bien évidemment, que le degré de dilution escompté soit compatible avec les possibilités de ce milieu récepteur); la sélection sera obtenue par la détection de niveaux prédéterminés dans la bêche.

D'une manière générale, les postes devront fonctionner automatiquement, y compris la mise en marche des groupes de secours (groupes électro-pompes et groupes électrogènes).

6.13 POSTES DE CRUES.

Le fonctionnement gravitaire des réseaux sera souvent contrarié partiellement ou totalement, lors des crues des cours d'eau servant d'exutoire. Pendant ces périodes, les évacuateurs d'orage, formant communication entre le réseau et le milieu récepteur devront être obturés, l'obturation pouvant être obtenue, soit par des clapets à fermeture hydrostatique, soit par des vannes mécanisées, si possible télécommandées d'un poste central. Il sera donc nécessaire, en cas de pluie, d'évacuer le trop-plein des égouts au moyen de postes de pompage. Dans certains cas, cette nécessité s'imposera même pour l'évacuation des effluents de temps sec dont le régime d'écoulement se trouvera perturbé par la situation exceptionnelle qui s'installe en période de crues.

Ces postes de pompage de temps de crues se situeront normalement aux points du réseau les plus proches du milieu récepteur (notamment en tête des siphons sous-fluviaux et des évacuateurs d'orage) ou encore à l'aval du réseau. Dans certains cas, il sera avantageux d'envisager un jumelage avec un poste de relèvement général.

Ces postes seront équipés de groupes électro-pompes avec possibilité d'un secours en énergie électrique assuré par le groupe électrogène permettant de pallier les interruptions de courant.

Ces installations, qui ne seront pas sollicitées en permanence, devront faire l'objet de visites périodiques; à l'approche de la saison critique un essai de bon fonctionnement devra être effectué. Leur fonctionnement, généralement automatique, sera contrôlé, soit par les équipes de maintenance et de dépannage, soit par un système de télésignalisation.

Les caractéristiques de ces ouvrages devront permettre de faire face au moins aux débits pluviaux observables pendant les crues obligeant à obturer les évacuateurs d'orage.

Dans la mesure du possible, et ceci afin d'éviter les postes de crues trop importants, le réseau devra être conçu de façon qu'il n'y ait pas à obturer les décharges pendant la saison des orages.

6.14 DISPOSITIFS DE MESURE DE DEBITS.

Les recherches entreprises sur des bassins expérimentaux ont montré la nécessité d'une information permanente. Si la connaissance des débits d'eaux pluviales ou d'eaux usées est sans doute indispensable, il faut bien reconnaître que l'estimation des débits parasites, souvent importants, mérite une attention particulière.

Partout où cela sera possible, il faudra envisager des mesures régulières de débits permettant d'estimer l'importance des infiltrations, l'existence et l'importance des branchements parasites, ainsi que les débits arrivant réellement aux ouvrages importants (postes de relèvement ou de refoulement, station d'épuration, etc. ...) ou au milieu récepteur.

La réalisation d'infrastructures de dispositifs de mesure de débits permet, par une intervention simple et après mise en place d'installations complémentaires amovibles (lames dé versantes, seuils ou canaux jaugeurs préfabriqués, limnigraphes, etc. ...), de mesurer en continu, sur une période appropriée, les débits évacués pour le réseau considéré.

En tout état de cause, la recherche de la capacité réelle d'un réseau ne peut être que très vivement recommandée en vue de la détermination des possibilités de développement urbain.

A défaut d'une mise en œuvre systématique de tels dispositifs de mesure, il y aura toujours intérêt à prévoir au moins les infrastructures destinées à les recevoir dès la conception des réseaux, une réalisation ultérieure s'avérant dans bien des cas difficile, voire impossible, mais généralement très onéreuses

Ces dispositifs seront implantés en des points judicieusement choisis afin d'en limiter le nombre, par exemple :

- à l'entrée des stations d'épuration;
- aux exutoires dans le milieu naturel;
- au droit des postes de relèvement et de refoulement (pour les petites installations on pourra, à la rigueur, se contenter de prévoir la mesure du temps de fonctionnement réel des groupes électro-pompes);
- à l'aval des zones industrielles.

En outre, il est recommandé de prévoir un ou plusieurs dispositifs supplémentaires .

- sur les collecteurs secondaires lorsqu'ils sont implantés dans la nappe phréatique;
- sur les évacuateurs de débits d'orage notamment à l'aval des déversoirs.

7. CHAPITRE VII BASSINS DE RETENUE D'EAUX PLUVIALES

7.1 INDICATIONS GENERALES.

7.1.0 Principe. Intérêt et sujétions.

Le transit des eaux de ruissellement provenant de zones urbanisées équipées suivant le mode séparatif (ou pseudo-séparatif) au moyen de collecteurs dimensionnés de façon suffisante pour pouvoir évacuer les pointes des débits d'orage, parfois sur de longues distances jusqu'aux exutoires utilisables, entraîne en général des dépenses élevées.

Dans bien des cas, une solution fonctionnelle meilleure consiste à écrêter ces pointes d'orages et à les stocker, soit à l'extérieur de la zone d'apport aussi près que possible de celle-ci, soit à l'intérieur même de cette zone, dans un ou plusieurs bassins ou dans des canaux à ciel ouvert; il sera ainsi possible de réduire très notablement les dimensions des collecteurs d'évacuation ou encore de réduire les frais d'aménagement de ruisseaux à faible capacité d'évacuation donc, en définitive, d'aboutir à une dépense moindre.

En outre cette solution permet d'assurer une progressivité intéressante des investissements, notamment lorsque l'évolution de l'urbanisation se manifeste de façon irrégulière.

Indépendamment de ces considérations d'ordre fonctionnel et économique, les bassins de retenue peuvent, par ailleurs, présenter un intérêt certain en matière d'environnement, s'ils sont conçus comme des bassins paysagers en eau intégrés au site - ils peuvent revaloriser celui-ci et constituer des pôles d'attraction (berges aménagées avec chemins piétonniers, pêche, canotage, etc.), encore, que ces aménagements entraînent des dépenses non négligeables.

Ils peuvent aussi jouer un rôle pratique (réserves d'incendie et d'arrosage). Enfin, les retenues, qu'elles soient à « sec » ou « en eau » sont susceptibles de réduire notablement la pollution introduite, donc d'améliorer la qualité des cours d'eau, objectif majeur de la loi du 16 décembre 1964.

Mais d'un autre côté, il ne faut pas perdre de vue les sujétions d'entretien, surtout des retenues « en eau », et aussi les sérieux inconvénients que pourraient présenter de telles retenues si elles étaient mal conçues ou si leur entretien était négligé (on risquerait ainsi d'aggraver la pollution au lieu de la réduire).

Compte tenu de ces indications aussi bien que de celles qui suivent, il appartiendra donc au concepteur d'analyser avec soin les circonstances locales à l'effet de déterminer, d'abord, si la solution de régularisation par bassin de retenue est préférable à celle d'un rejet direct, solution restant parfois valable dans le cas d'un exutoire naturel rapproché capable d'un débit suffisant.

Dans l'affirmative, il conviendra alors de procéder à une étude plus approfondie (choix du type de bassin compte tenu du site, justification de la capacité, dispositions de détail, etc. ...).

Le choix des ouvrages devra relever d'une politique cohérente avec la nature des objectifs visés plutôt que de critères rigides susceptibles de conduire aux solutions inadaptées.

Parmi les objectifs figurent principalement :

- l'adaptation au tissu urbain dans lequel se situe le bassin; - l'objectif de qualité pour l'utilisation prévue;
- l'objectif de qualité pour le milieu récepteur aval.

7.1.1 Choix du type de bassin. Influence du site.

Indépendamment de la forme des bassins (ponctuels ou linéaires) souvent imposée par le relief ou parfois par des considérations d'esthétique dans le cas de leur intégration à un site urbain, on distinguera les « bassins secs » qui restent vides sauf pendant une durée maximale de quelques jours après les pluies d'orage et les « bassins en eau » qui présentent un plan d'eau permanent, même en période sèche de longue durée.

Le choix entre ces deux types dépend de diverses considérations dont les aspects essentiels sont examinés ci-après.

On retiendra d'abord que le type « sec » est généralement plus économique que le type « en eau » en dépenses de premier établissement et d'exploitation.

Mais l'élément déterminant sera apporté par l'étude hydrogéologique du sous-sol destinée à renseigner sur la nature des diverses couches de terrain et sur leur perméabilité mais aussi sur les variations du niveau de la nappe.

La connaissance du niveau minimum de cette nappe en période sèche prolongée sera essentielle pour les bassins « en eau » (sauf cas exceptionnel où le fond et les berges comporteraient un écran d'étanchéité).

Pour les bassins « à sec » par contre, afin de s'assurer que des zones marécageuses ne risquent pas de se former, il conviendra de considérer, indépendamment du niveau maximum de la nappe en périodes pluvieuses, la fréquence probable d'utilisation de la retenue.

Dans le cas d'un bassin « en eau », choisi comme un parti désirable pour des considérations d'intégration à un aménagement paysager, une étude du bilan hydrologique devra être faite avec un soin particulier compte tenu des éventuels risques de dégradation (abaissement anormal du plan d'eau, ensablement, fermentations malodorantes, aspect désagréable par suite de l'irisation de surface provoquée par des déversements d'hydrocarbures, etc.). La consultation du géologue officiel est vivement recommandée.

Seront examinées attentivement les conditions d'alimentation' par un apport continu et convenable en quantité et en qualité (sources, ruisseaux, nappe phréatique) pour que soient assurés un niveau de plan d'eau permanent et un état de propreté satisfaisant.

Il convient de noter à ce propos que les réalisations de bassins de retenue « en eau » sont encore trop récentes en France pour que l'on puisse déterminer leur comportement avec certitude - il n'est donc possible, actuellement, que d'énoncer des principes généraux en attendant une amélioration des connaissances relatives à la pollution des eaux pluviales et à la réaction des bassins « en eau » à la pollution qui leur est apportée.

Le cas exceptionnel de bassins artificiels « en eau », à fond et berges étanches, créés hors de la nappe et alimentés exclusivement par des apports d'eau de ruissellement (inévitavelmente souillées) suppose que le calcul des pertes par évaporation et infiltration soit effectué avec un soin particulier, tout comme le bilan en oxygène. De tels bassins ne sauraient être admis qu'avec certaines précautions en recourant à des dispositifs particulièrement efficaces de protection et éventuellement de moyens artificiels d'aération ou même d'alimentation en période sèche.

En définitive, et en se basant sur les seules considérations d'assainissement on aura intérêt à choisir un bassin « sec » lorsque le fond de la retenue sera calé à un niveau supérieur susceptible d'être atteint par la nappe en périodes pluvieuses. Par contre, un bassin « en eau » serait à envisager dans le cas contraire et à la condition supplémentaire qu'un tel bassin soit alimenté, indépendamment des apports de ruissellement, par des apports permanente d'eau propre assurant un renouvellement suffisant.

Si ces conditions n'étaient pas remplies, il conviendrait de reprendre l'étude en recherchant de nouveaux emplacements favorables.

Dans l'hypothèse où, par exemple, pour des raisons d'intégration à un aménagement paysager, un bassin (notamment un bassin « en eau » à usage de loisir) se trouverait imposé à un emplacement défavorable, il conviendrait que le concepteur examine dans le détail les dispositions techniques particulières à prévoir et évalue les conséquences financières et les nuisances résultant d'un tel choix.

U maître d'ouvrage, informé de ces conclusions, pourra ainsi prendre une décision en toute connaissance de cause.

7.1.2 Dispositions techniques d'ensemble (voir croquis ci-après).

Qu'il s'agisse de retenue « à sec » ou de retenue « en eau », un bassin est constitué :

a) Par une partie aval constituée en général d'une digue avec ouvrages de sortie comportant un dispositif d'évacuation des eaux en fonctionnement normal et un déversoir superficiel pour crues exceptionnelles : il sera question de ces ouvrages au paragraphe 7.3 ci-après.

b) Par un corps de bassin (fond et berges).

Dans le cas de bassin « sec » le fond sera dressé avec des pentes suffisantes pour éviter la formation de zones marécageuses, alors que, pour les talus des berges, il conviendra d'adopter des pentes maximales de 1/6 si le bassin est accessible au public et de 1/2 dans le cas contraire (site sans intérêt pour l'animation urbaine).

Dans le cas d'un bassin « en eau », il est recommandable de prévoir un tirant d'eau minimum de 1,50 m en période sèche, afin d'éviter le développement des plantes aquatiques et d'assurer la vie des poissons.

Si un bassin « en eau »- est intégré dans un site urbain il conviendra, en outre -

- de tenir compte d'un marnage (variation maximale du niveau de plan d'eau) de l'ordre de 0,50 m pour la pluie de fréquence retenue;
- d'aménager les berges en prévoyant par exemple,
 - un talus gazonné en très faible pente (# 1/6) du parement vertical;
 - un parement vertical de 0,75 m (le long duquel s'exercent les variations de niveau), réalisé avec un souci esthétique, soit en maçonnerie, soit en planches de bois, soit par lattes tressées : ce parement vertical est indispensable pour éviter qu'une bande de la rive se trouve tantôt à sec, tantôt sous l'eau, circonstances favorables à la pullulation des moustiques;
 - une banquette horizontale immergée de 2 à 4 mètres de largeur au pied de ce parement vertical (essentiellement pour des raisons de sécurité);
- de tenir compte de l'influence des vents dominants qui peuvent éventuellement contribuer à diriger les corps flottants tels que les feuilles d'arbres vers les zones mortes.

On notera que les bassins de forme linéaire sont susceptibles de réduire la longueur des collecteurs souterrains : ce seront le plus souvent des bassins en eau dont les emprises seront importantes en raison de la réalisation des talus suivant des pentes très faibles.

7.2 CALCUL HYDRAULIQUE DES BASSINS DE RETENUE.

Les bassins de retenue sont des ouvrages destinés à régulariser les débits reçus de l'amont afin de restituer à l'aval un débit compatible avec la capacité de transport de l'exutoire.

Il est donc essentiel de déterminer en priorité le bilan de ces débits.

7.2.0 Bilan hydraulique d'une retenue d'étalement.

Au cours d'une précipitation, les ouvrages de collecte situés en amont de la retenue transportent des débits variables dans le temps.

Ces débits sont déversés dans la retenue et le volume recueilli résulte de l'intégration des débits élémentaires en fonction du temps.

La surface libre de la retenue reçoit directement les précipitations. On doit donc la compter comme surface « imperméable » du bassin versant ; en général, sa superficie est faible en regard de celle du bassin d'apport.

De même il y aura lieu éventuellement de tenir compte des apports tels que débits de sources ou alimentation par les nappes phréatiques.

Au passif du bilan doit figurer le débit de restitution compatible avec les possibilités d'évacuation de l'exutoire.

Il y a lieu de vérifier également que d'autres éléments n'interviennent pas qui seraient de nature à être pris en considération dans le rôle rempli par la retenue. En particulier, on vérifiera que, sous certains climats, l'évaporation n'entraîne pas une diminution du volume stocké (à titre indicatif l'évaporation moyenne annuelle en France est de 660 à 700 mm sauf pour les bassins méditerranéens où elle atteint 1 000 à 1500mm).

De même la perméabilité de la retenue - qui peut se traduire par une fuite par le fond - doit être envisagée. Il y a lieu cependant d'être prudent en tenant compte d'une certaine possibilité de colmatage de ce fond.

En règle générale, on pourra négliger l'évaporation compte tenu du fait que la durée d'un cycle de fonctionnement met en jeu 1 de faibles volumes résultant de ce phénomène.

7.2.1 Calcul du volume utile d'une retenue d'eaux pluviales.

7.2.10. Considérations générales.

Deux méthodes sont décrites en annexe (annexe An. VII) pour le calcul d'un bassin. L'une et l'autre permettent de déterminer le volume qu'il faut retenir pour que les ouvrages de sécurité soient sollicités, avec une probabilité donnée.

Le calcul suppose que l'on se soit fixé au préalable le débit admissible à l'aval par les ouvrages d'évacuation normaux et par l'émissaire. Il suppose également que l'on connaisse les caractéristiques des précipitations maximales susceptibles de se produire au cours d'une année avec une probabilité de dépassement qui est l'inverse de la durée moyenne de retour « T » (période de retour de dix ans ou autre).

La méthode dite « des volumes » utilise l'analyse statistique des volumes ; son utilisation pratique est décrite ci-après.

Une autre méthode dite « des pluies » utilise l'analyse statistique des pluies; elle peut faire l'objet d'une construction graphique simple et suggestive qui permet d'obtenir un ordre de grandeur des durées moyennes de remplissage et de vidange et qui est décrite en annexe (annexe An. VII). Elle est moins rigoureuse du point de vue mathématique et peut conduire à des résultats inférieurs à 20 p. 100 de ceux de la précédente.

Ces deux méthodes supposent que le débit de vidange soit considéré constant au cours des épisodes pluvieux. S'il ne peut en être ainsi, notamment au début du phénomène, il convient, soit de majorer la capacité de retenue pour tenir compte du temps de remplissage de l'ouvrage, soit de demander à un spécialiste de reprendre les calculs statistiques en fonction du débit aval adopté.

Dans la pratique, si le débit de fuite n'est pas rigoureusement imposé, il est recommandé de chercher à optimiser le coût global de la retenue et de l'émissaire; on peut, à cet effet, conduire le calcul à rebours en déterminant les débits de fuite correspondant aux divers volumes stockés.

7.2.11. *Coefficient d'apport.*

La totalité de la pluie ne parvient pas jusqu'au bassin de retenue par suite de divers phénomènes évaporation, infiltration, etc...

Le coefficient d'apport « C_a » mesure le rendement global de la pluie. Il ne doit pas être confondu avec le coefficient de ruissellement.

Les épisodes pluvieux qui interviennent dans le calcul des bassins de retenue sont, en effet, de longue durée et l'on doit, dans tous les cas, prendre en compte l'ensemble des surfaces non imperméabilisées ainsi que le phénomène de saturation progressive des sols.

En outre, dans certaines régions, le phénomène peut être aggravé par la fonte de la neige accumulée.

De ce fait, le coefficient d'apport est quelquefois très différent du coefficient de ruissellement adopté pour le calcul du débit de pointe et il ne peut jamais lui être inférieur sauf dans des cas exceptionnels.

L'évaluation de C_a est très délicate et doit tenir compte des conditions hydrogéologiques locales pour, lesquelles la consultation éventuelle d'un expert peut s'avérer utile.

La détermination reposera de préférence sur la mesure des volumes écoulés par l'émissaire pour des intervalles de pluie de durée « t ». A défaut, on pourra, moyennant un certain nombre de précautions, utiliser des mesures similaires effectuées sur un bassin versant voisin comparable.

En cas d'impossibilité, une méthode incertaine et très approximative consiste à diviser le bassin en éléments de surface homogène auxquels on affecte des coefficients d'apport élémentaires.

L'incertitude et l'approximation sont encore plus grandes dans le cas où l'urbanisation future doit s'accompagner d'une imperméabilisation progressive ou, plus généralement, de changements d'affectation des sols.

7.2.12. Méthode pratique de calcul

On admet ici, comme au chapitre 2 (paragraphe 2.1.2) l'existence -de trois régions relativement homogènes sur la France.

Pour chacune de ces trois régions, on a tracé un abaque permettant de passer du débit de fuite, par unité de surface active, à la hauteur de stockage nécessaire pour la même unité (voir abaque Ab. 7).

Au début du phénomène, le débit de fuite n'est, en général, pas constant. Si donc « V_0 » est la capacité pour laquelle il devient sensiblement constant, la capacité totale de « V_0 »devra être augmentée d'une fraction de « V_0 » pour tenir compte de la montée du débit de fuite « Q » en début de phénomène.

En posant

Q = le débit de fuite en m^3 /seconde;

S_a = la superficie active ($S_a = S \cdot C_a$) en hectares,

on obtient « V » (capacité totale) en reportant « q », calculé par la formule suivante :

$$q(\text{mm/h}) = \frac{360}{S_a} Q$$

sur l'abaque correspondant à la région et sur la courbe de période de retour choisie. On en déduit en ordonnée la valeur « ha » (mm) de la capacité spécifique de stockage, puis la capacité totale de rétention « V »par la formule -.

$V (m^3) = 10 \cdot H_a \cdot S_a$ (+ fraction de « V_0 » correspondant au début du phénomène).

Nota. - A l'aide de l'abaque, on peut évidemment conduire le calcul à rebours si le volume est limité *a priori*. Dans cette hypothèse, on calculera d'abord « ha » par la formule :

$$ha = \frac{V(-\text{fraction de } VO)}{10 \cdot S_a}$$

On lira « q » sur l'abaque en fonction de « ha » et on calculera enfin « Q » par cette dernière formule :

$$Q(m^3/s) = \frac{S_a \cdot q}{360}$$

Remarques.

Au cas où pour un lieu géographique considéré, les valeurs des précipitations observées seraient sensiblement différentes des valeurs régionales, des abaques particuliers devraient être construits; la méthode est expliquée en annexe (voir annexe An.VII : Méthode dite « des Volumes »).

Si le débit de fuite ne peut être considéré comme constant, une étude particulière devra être faite. Le débit pourra être considéré comme constant s'il ne varie pas de plus de 10 p. 100, en fonction de la hauteur. On prendra alors en compte le débit moyen. Par contre, c'est le débit maximal qui devra intervenir pour le calcul des ouvrages à l'aval de la retenue.

7.3 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES APPLICABLES AUX DIGUES.

7.3.0 Problèmes particuliers relatifs à la construction des digues.

7.3.00. Généralités. Réglementation.

La création des bassins de retenue peut soulever des problèmes de géotechnique et de génie civil délicats. La présence de ces réservoirs d'eau d'un volume souvent important, avec des hauteurs de stockage dépassant fréquemment 10 mètres, et ceci près des sites urbains, est en effet susceptible dans de nombreux cas, de mettre en cause la sécurité publique.

L'attention du concepteur doit donc être attirée sur ces points. Une digue de bassin de retenue est un véritable petit barrage et il faut la concevoir comme tel. En particulier, avant de commencer l'étude, il importe d'avoir à l'esprit la réglementation relative aux barrages. En plus de la législation concernant la police des eaux, des règlements particuliers se rapportent à l'aspect sécurité. Ce point est examiné en annexe.

7.3.01. Divers types de retenues.

Les retenues peuvent être classées suivant différents critères :

- d'abord suivant la taille; les retenues vont du petit réservoir de quelques milliers de mètres cubes, aux ouvrages dont le volume se compte en centaines de milliers de mètres cubes;
- ensuite, suivant l'utilisation hydraulique; on distingue classiquement les bassins « secs » et les bassins « en eau ».

.Les bassins comprennent habituellement un corps de bassin ou cuvette, une digue avec ses ouvrages d'évacuation et de vidange, éventuellement des installations de traitement.

Les bassins « secs » et les bassins « en eau », du fait de leurs régimes hydrauliques dissemblables, doivent être traités différemment quant à leur forme géométrique (en particulier pente des rives) et à leur structure géotechnique (protection du fond de cuvette pour éviter les fissures de retrait);

- enfin, topographiquement; on distingue les réservoirs endigués de tous côtés et les retenus de vallées où la cuvette est simplement formée d'un thalweg obturé à son extrémité aval par une digue. Tous les intermédiaires sont possibles entre ces 2 types.

Dans la plupart des cas, on cherche à édifier l'endiguement avec des terres excavées de la cuvette de retenue, ce. qui augmente d'autant la capacité.

L'endiguement lui-même peut être en terre, en enrochement ou en béton. Le choix du type de bouchure dépend des conditions de fondation, des matériaux disponibles localement et finalement de l'économie du projet.

Le plus souvent, la solution digue en terre est la moins coûteuse. Une digue en terre peut être étanche, soit dans sa masse (dite homogène), soit grâce à un écran interne (digue à noyau), soit grâce à un écran au niveau du parement amont (béton de ciment, béton bitumineux, chapes-membranes, feuilles diverses, etc ...)-

La digue à enrochement n'est jamais étanche par elle-même et doit être complétée par un écran interne ou un écran amont.

La solution du mur en béton est possible si l'on dispose de fondations suffisamment résistantes. L'ouvrage en béton peut alors être ou un mur de poids ou un mur à contreforts (béton armé). Cette solution encore rarement utilisée, peut se révéler intéressante dans certaines circonstances économiques ou bien pour résoudre des impératifs techniques particuliers (manque de place par exemple).

7.3.02. *Qualités d'un bon endiguement.*

Pour que le bassin puisse jouer son rôle de retenue efficacement et sans danger, son endiguement doit, pendant toute la vie prévue de l'ouvrage, offrir les qualités suivantes :

- a) Conserver dans des limites acceptables ses caractéristiques dimensionnelles; tassement et déformation doivent être limités à des valeurs ne mettant pas en cause la finalité de la construction.
- b) Présenter le moins de dégradation possible. Les matériaux doivent conserver les caractéristiques mécaniques prévues au projet, d'abord pour préserver la stabilité de l'ouvrage, mais aussi pour éviter toute altération désagréable de son aspect.
- c) Présenter la meilleure étanchéité possible. Toute fuite, dans le barrage ou dans sa fondation, peut être à l'origine de dégradations graves dont l'évolution risque d'être catastrophique (danger de renard).
- d) Offrir dans son fonctionnement une sécurité suffisante. Ces ouvrages doivent être calculés comme de vrais barrages; en particulier leur stabilité doit être établie avec les mêmes critères.

Les méthodes à suivre et précautions à prendre pour obtenir un endiguement de bonne qualité sont détaillées en annexe.

7.3.03. *Conclusion.*

Un endiguement de bassin est un problème toujours délicat qui doit être étudié avec tout le sérieux nécessaire et réalisé avec le meilleur soin.

Dans chaque cas particulier, le bureau d'études et le laboratoire orienteront leurs conceptions et leurs analyses en fonction des paramètres propres à l'ouvrage étudié : nature du bassin⁶², hauteur de la digue, variation du plan d'eau, niveau et fluctuation des nappes, géologie et propriétés des terrains de fondation, de cuvette et nature des matériaux de digue, topographie des lieux, période de construction, etc. ...

7.3.1 Les ouvrages de sortie et de sécurité.

On distingue trois types d'ouvrages d'évacuation :

- les ouvrages de fonctionnement normal;
- - les ouvrages de sécurité;
- - les ouvrages de fond.

Chaque ouvrage d'évacuation, quel que soit son type, peut être considéré comme constitué de trois parties -

- . - le ou les ouvrages d'admission qui règlent le niveau ou le moment à partir duquel les dispositifs sont sollicités;
- le ou les ouvrages de franchissement de la digue ou de l'ensellement utilisé pour l'évacuation;

⁶² Les ouvrages considérés comme provisoires (durée limitée du temps d'un chantier ou d'un aménagement) sont souvent traités plus sommairement ou munis de dispositifs à existence brève (en particulier films d'étanchéité minces non protégés). Quoique réalisés à un coût plus réduit, ces ouvrages demandent à être conçus avec autant de soin et ne doivent en aucun cas être maintenus en eau plus longtemps que prévu.

- et enfin le ou les ouvrages de fuite et émissaires par l'intermédiaire desquels l'eau est évacuée dans un milieu naturel.

7.3.10. Les ouvrages de fonctionnement normal.

Ils sont destinés à assurer la régulation du débit aval en fonctionnement normal. Ils assurent en outre, accessoirement, une régulation du niveau minimum à l'amont dans le cas des retenues perpétuellement en eau.

7.3.10.0 Admission.

Ces ouvrages sont généralement alimentés par en dessous, ce qui permet d'interposer un voile ou autre dispositif limitant l'entrée de corps étrangers et de.- pouvoir utiliser la sortie normale pour aider les vannes de fond à abaisser le plan d'eau à l'amont en cas de nécessité. Cette disposition permet enfin de protéger efficacement ces mécanismes, malgré tout fragiles, contre les grandes crues.

Il est recommandé d'utiliser des dispositifs éprouvés.

L'expérience montre qu'un certain nombre d'automates hydrauliques courants donnent satisfaction. Pour des bassins de grande capacité et quand les conditions s'y prêtent on peut avoir recours à des ouvrages pourvus de moteurs.

Dans le cas d'automatisation de tels dispositifs, il convient de prévoir d'assez grandes distances entre capteurs et ouvrages d'évacuation. Les vannes les plus couramment utilisées dans ce mode de régulation sont les clapets.

7.3.10.1 Franchissement.

Ce sont, dans la plupart des cas, des galeries ou des canalisations.

Le matériau à employer dépend des pentes et des vitesses envisagées' Il conviendra de prendre toutes dispositions pour éviter que les cheminements d'eau préférentiels ne puissent se créer entre la digue et la conduite de franchissement.

7.3.10.2 Ouvrages de fuite et émissaires.

Le calcul des bassins de retenue dépend du débit de sécurité qu'on peut tolérer à l'aval. Il faut donc, lorsque l'on construit un barrage, s'inquiéter des possibilités de l'émissaire et des dangers de crue.

On a en général intérêt à utiliser les émissaires de fonctionnement normal au maximum de leur capacité d'écoulement sans débordement (capacité du lit mineur lorsqu'il s'agit d'un cours d'eau). Ceci permet de faire des économies sur la capacité de la retenue.

7.3.11. Les ouvrages d'évacuation de sécurité.

Comme pour les autres types de retenue, les ouvrages de sécurité peuvent être de plusieurs natures -. revanches de sécurité, évacuateurs, etc., et même, dans certains cas, digues fusibles.

Les revanches de sécurité sont traitées au chapitre des digues.

Les évacuateurs sont des dispositifs autorisant l'écoulement de l'eau à travers, par-dessus ou latéralement à la digue.

En général, les évacuateurs et leurs ouvrages d'admission sont avant tout destinés à protéger la digue. Ils ne garantissent pas que les crues, dommageables ou non, n'entraîneront pas des dégâts à l'aval.

7.3.11.0 . Admission.

Il est essentiel que ces ouvrages soient rustiques, capables de fonctionner dans des conditions atmosphériques, par définition difficiles, avec une sécurité totale. Ils ne doivent pas, en particulier, pouvoir être obturés, bloqués ou détériorés par des branchages, par l'usure, par la rouille, par l'humidité, par des dépôts, voire par malveillance ou incompétence.

Parmi les dispositifs d'admission, les plus sûrs sont les déversoirs à nappe libre à crête épaisse. Les déversoirs à crête mince, plus fragiles, nécessitent un voile de protection.

Un déversoir à crête épaisse peut être construit sur un ensellement et évacuer les eaux dans un thalweg secondaire lorsque le site s'y prête.

On peut également implanter ce type de déversoir en rive, à proximité de la digue. En plaçant le déversoir à crête épaisse sur la digue, on réalise une économie sur la longueur du coursier. Mais il convient alors de s'assurer, non seulement une protection du parement, mais encore un dispositif de réception des eaux à l'aval du perré du bassin de tranquillisation à radier bétonné, en gabions, en coffres chargés, à matelas d'eau, etc...

Ces dispositifs sont chers, c'est pourquoi, malgré leur moindre sécurité on adopte de plus en plus, comme ouvrages d'admission, des déversoirs en puits.

Il convient de noter que ces déversoirs sont moins sûrs que les précédents, car à partir de la saturation, leur débit ne croît plus que comme la racine carrée de la charge appliquée, alors que celui des déversoirs précédents croît uniformément comme la puissance $3/2$ de la charge. Pour les retenues importantes, il est préférable, pour des raisons de sécurité, de réaliser le ou les puits d'évacuation à quelque distance du pied de parement amont de la digue, l'accès au puits s'effectuant par une passerelle. Il faut toutefois remarquer que l'entretien est alors difficile, les gros engins ne pouvant accéder au bord de l'ouvrage d'admission que par voie d'eau. Sur les retenues de faible importance et sur les retenues exploitées à sec, il est plus pratique, moins cher et plus esthétique d'implanter le ou les puits correspondants dans le parement amont, ce qui permet de réaliser une économie sur les fondations.

Sur les gros ouvrages, un puits supplémentaire arasé à une cote plus élevée protège le dispositif de régulation normale.

Dans le cas où il s'avérerait impossible d'avoir recours à des déversoirs, on pourra utiliser des clapets hydrauliques à condition qu'ils présentent une fiabilité suffisante et qu'en cas de non-fonctionnement le danger encouru par surverse soit acceptable.

La solution qui consiste à installer des batardeaux provisoires qu'on se proposerait d'enlever en cas de crue exceptionnelle est à proscrire.

7.3.11.1 Franchissement.

Dans le cas de déversoirs à crête épaisse on utilise des canaux revêtus et de forte pente appelés coursiers. Dans le cas de déversoirs en puits, on utilise des galeries qui traversent la digue; de grandes précautions doivent être prises dans leur conception et leur construction pour éviter tout risque d'obstruction, de détérioration de la digue, d'effet de drain, d'érosion, etc ... La mise en charge est à éviter autant que possible.

7.3.11.2 Ouvrages de fuite et émissaires.

Étant donné que les ouvrages de sécurité sont, par définition, sollicités en cas de saturation des ouvrages normaux d'évacuation, il convient de prévoir pour le ou les ouvrages de fuite et pour les émissaires de sécurité des thalwegs naturels plus ou moins aménagés.

Chaque fois que ce sera possible, on donnera la préférence à des thalwegs naturels aménagés plutôt qu'à des canalisations, au moins en ce qui concerne les dispositifs de sécurité. La nature des émissaires est souvent dictée par l'urbanisation d'aval. Il est toujours intéressant d'avoir un deuxième émissaire de secours. Dans le cas où l'on dispose d'ensellements en rive de retenue, il peut être avantageux d'évacuer les crues importantes vers un émissaire au moyen de dispositifs appropriés, qui peuvent parfois n'être que de simples déversoirs en terre engazonnés et refaits après chaque crue.

7.3.11.3 Cas particuliers.

Si l'on peut tolérer certaines inondations à l'amont, notamment dans le cas de bassins successifs, et s'il convient de protéger l'aval au maximum il est possible de prévoir des dispositifs de sécurité étagés. Il est également possible d'envoyer les débits excédentaires sur un autre bassin disposant d'évacuateurs suffisants.

Certains ouvrages de régulation, comme les vannes, clapets, s'ils sont largement dimensionnés, peuvent constituer un étage intermédiaire de sécurité.

7.3.12. *Les ouvrages de fond.*

Les vannes de fond qu'il convient de prévoir (à la cote du bas de la digue) dans tous les cas ont pour objet de permettre la vidange du bassin. Elles peuvent contribuer à l'évacuation des eaux en cas de crues exceptionnelles d'autant plus que leur capacité n'est pas négligeable puisqu'elles travaillent sous charge maximale. Néanmoins, on ne devra pas en tenir compte dans le calcul du débit de fuite de sécurité car leur fiabilité n'est pas suffisante.

En outre ce sont des dispositifs coûteux et il ne convient pas de leur donner une trop grande dimension d'autant plus qu'une vidange trop rapide de la retenue est susceptible de provoquer des dégâts.

7.4 POLLUTION ET ENTRETIEN.

Un bassin de retenue d'eau pluviale constitue un système biologique organisé, ou écosystème, dont les éléments satisfont à des équilibres complexes. cycles des éléments chimiques, cycle production-consommation-décomposition, chaînes alimentaires, etc... Ces équilibres seront d'autant plus stables que l'éco- système sera plus diversifié et plus anciennement installé; les plans d'eau anciens présentant une faune et une flore variées et dont le fond est recouvert d'une vase biologiquement active seront, en général, les moins sujets à des déséquilibres gênants tels que colorations de l'eau par des micro-organismes, explosions d'algues, d'autres végétaux ou de moustiques, odeurs de putréfaction, etc...

Leur capacité d'auto-épuration sera plus élevée et ils seront moins perturbés par des pointes de pollution ou des circonstances météorologiques particulières.

7.4.0 Rôle des bassins de retenue dans la lutte contre les pollutions.

Pour de multiples raisons, les retenues peuvent exercer, en maints domaines, une influence bénéfique sur la qualité des eaux. Les changements qui interviennent durant la stagnation sont de nature physique, chimique ou microbiologique.

7.4.00. *Effets d'ordre physique.*

le premier effet de la stagnation est de décanter les matières en suspension, donc de diminuer la turbidité de l'eau. Mais cet effet bénéfique sera contrarié si l'eau stockée est de nature à favoriser d'importantes croissances d'algues.

On peut s'attendre à ce que la couleur de l'eau s'améliore durant la stagnation, sauf dans le cas des bassins récemment mis en eau où il y aura des phénomènes de dissolution des matières organiques des sols.

7.4.01. *Effets d'ordre chimique.*

La diffusion à partir de l'atmosphère, et surtout l'activité photosynthétique des végétaux, ont pour effet d'augmenter la teneur des eaux en oxygène dissous durant la stagnation.

L'activité bactérienne de biodégradation diminue la demande biochimique en oxygène dans des proportions importantes au bout d'un certain temps de stockage. Mais, dans certains bassins, les décompositions d'algues en surnombre peuvent contrarier ces phénomènes en accroissant la demande en oxygène et en diminuant la teneur en oxygène dissous.

Enfin, la stagnation permet une diminution des concentrations en sels nutritifs, surtout si les plantes poussant dans le bassin sont recueillies, ou si les poissons sont pêchés; la retenue fonctionne alors comme un bassin de lagunage.

7.4.02. *Effets d'ordre microbiologique.*

les stockage de l'eau diminue de façon très appréciable le nombre des coliformes et celui des bactéries pathogènes. Cet effet est attribué à la sédimentation et aux conditions qui règnent dans les bassins et qui sont défavorables aux bactéries associées aux pollutions : température de l'eau, absence de nourriture, changements chimiques, compétition biologique, consommation des bactéries par des organismes prédateurs tels que les protozoaires microscopiques, et action microbicide de la lumière solaire dans les couches d'eau supérieures. Il semble cependant que l'inactivation des virus soit plus lente que celle des bactéries.

7.4.1 Traitement des eaux pluviales et entretien des retenues.

De nombreux bassins de retenue d'eau pluviale sont amenés à jouer un grand rôle dans l'amélioration du cadre de vie urbain ou suburbain et à favoriser les activités de loisir en plein air. Il est donc important de les alimenter avec une eau qui soit de qualité suffisante et de leur apporter un entretien convenable.

L'importance et la nature des traitements et de l'entretien à prévoir ainsi que la cadence des curages seront fonction des utilisations futures des plans d'eau, des possibilités techniques et économiques et enfin des types de pollutions ou de nuisances qui sont le plus à redouter compte tenu des apports du bassin versant et de la qualité des eaux qui alimentent le plan d'eau par ailleurs (eau de nappe, ruisseau).

Les principaux problèmes sont les suivants -

7.4.10. *Les corps flottants.*

Les gros flottants pourront être efficacement piégés dans les avaloirs munis de paniers! à sable. Il est recommandé par ailleurs de prévoir un piégeage des flottants par un dispositif de dégrillage ou une cloison siphonide avant l'entrée des eaux dans le bassin.

Il est essentiel de prévoir un entretien continu de ces ouvrages, ainsi qu'un ramassage fréquent des flottants qui seraient jetés dans le plan d'eau par les promeneurs. La propreté constitue le meilleur facteur de dissuasion contre de telles négligences.

7.4.11. *Les matières décantables.*

Les eaux pluviales, sont très chargées en matières en suspension, surtout lors des averses importantes. Il est souhaitable de retenir les éléments grossiers dans des bassins de dessablement situés en amont du débouché du collecteur ou répartis à l'intérieur du réseau.

L'installation de dispositifs provisoires de dessablement à l'aval des chantiers de construction est également désirable.

Au lieu de traiter les eaux d'arrivée, on peut concevoir le débouché du collecteur dans le bassin en sorte que cette partie du plan d'eau permette un entretien aisé par les engins de curage. Il faudra donc leur prévoir un accès facile.

Le résidu boueux obtenu après curage doit être éliminé dans des conditions satisfaisantes pour l'environnement.

7.4.12. *Les huiles et hydrocarbures.*

L'arrivée d'huiles et d'hydrocarbures dans un bassin apporte une nuisance esthétique grave. De plus, ces substances s'étalent en couche très fine à la surface de l'eau et gênent sa réoxygénation en freinant la diffusion de l'air.

Il est à conseiller, dans beaucoup de cas, de s'attaquer à ce problème en amont : placer des pièges à huile sur les collecteurs pluviaux à la sortie des parcs de stationnement, vérifier que les garages, les industries, etc., effectuent bien un déshuilage avant le rejet de leurs eaux pluviales dans les collecteurs publics.

Le traitement de ces huiles avant leur entrée dans le bassin est difficile car il faut prévoir des installations de grande dimension.

Une bonne solution consiste donc à retenir les apports de faible débit d'hydrocarbures à l'entrée du bassin au moyen d'un filtre à gravier. Les gros apports accidentels ne pourront être retenus; il faudra donc les concentrer et les contenir à une extrémité du bassin puis les enlever.

7.4.13. *Les matières oxydables.*

Un manque en oxygène dissous dans l'eau d'un bassin pouvant être notamment provoqué par une demande biochimique en oxygène importante des eaux pluviales est un phénomène très gênant car les décompositions sont alors très ralenties et se font en anaérobiose. L'eau devient noire et putride et les poissons sont asphyxiés.

Cependant le traitement de la D.B.O. est difficile à effectuer car elle est surtout liée aux particules les plus fines ou bien se trouve à l'état dissous. L'essentiel est donc de s'assurer que les eaux pluviales pénétrant dans le bassin ne contiennent pas d'eaux usées beaucoup trop riches en D.B.O.

Les premières eaux d'une averse suffisamment importante pour laver les rues et qui suit une période de temps sec de quelques jours, sont très chargées et il est recommandé de les traiter. Dans la mesure où les eaux qui alimentent le bassin ne sont pas saturées en oxygène, il est intéressant d'utiliser la déclivité pour les aérer en plaçant des cascades dans les réseaux et en créant des jets en queue de carpe.

Si les teneurs des eaux en oxygène dissous sont proches de la nullité dans certaines parties du bassin, on pourra insuffler de l'air dans les eaux de fond par un moyen approprié (par exemple grâce à des canalisations immergées), mais ce procédé comporte des risques, comme celui de remettre la vase en suspension du fait de la création de courants.

7.4.14. *Pollutions et nuisances diverses.*

Il faut être vigilant à l'égard des effluents provenant du ruissellement sur des zones industrielles polluées.

La désinfection des eaux par chloration est difficile à réaliser car elle nécessite de prévoir des bassins de rétention de grand volume pour assurer un temps de contact suffisant. Par ailleurs, le chlore résiduel est très toxique pour les poissons. Grâce à l'antibiotisme du milieu la majorité des germes pathogènes est éliminée dans un délai de quelques jours à quelques semaines. La désinfection des eaux ne semble donc pas indispensable, sauf dans le cas où l'on s'est fixé des objectifs de qualité particuliers.

Des pullulations excessives d'algues inesthétiques et malodorantes peuvent se produire si l'eau est trop riche en éléments nutritifs. L'introduction de certaines plantes aquatiques, par exemple, une variété de joncs (*Scirpus lacustris*) qui consomment ces éléments en abondance peut aider à lutter contre ce phénomène, à condition que ces plantes soient fauchées et récoltées. Il faudra également éviter de créer ainsi des gîtes favorables aux moustiques. Dans les cas extrêmes, on peut songer à utiliser le sulfate de cuivre qui est un algicide efficace et demeure inoffensif à faible dose pour les poissons. Mais ce n'est qu'une solution provisoire car les algues réapparaissent ensuite.

Une mauvaise gestion piscicole peut être source de pollutions organiques importantes; il est préférable d'introduire des alevins plutôt que d'empoissonner avec des animaux adultes qui ne prélèvent rien au milieu mais, au contraire, peuvent l'enrichir s'ils périssent. En outre, il faut interdire le rejet massif par les pêcheurs d'appâts non utilisés-, la dégradation des berges plantées sera évitée grâce à l'aménagement des postes de pêche.

En ce qui concerne les bassins « secs », il est recommandé de piéger les huiles avant leur entrée dans la retenue. Il pourrait en effet y avoir dépôt sur le soi, puis infiltration, d'où un risque de pollution des nappes. La nécessité de retenir les matières décantables et les flottants en amont du bassin, ou la fréquence des nettoyages de ce dernier dépendront de son utilisation.

7.4.15. *Protection contre les moustiques et les rongeurs.*

D'une manière générale, les rives des bassins, si elles sont judicieusement conçues, conviennent assez peu à la prolifération des moustiques; ceux-ci recherchent en effet des microcuvettes, des petites flaques d'eau, des ornières où ils sont à l'abri de leurs prédateurs naturels (poissons, alevins, araignées, batraciens); il faut donc éviter de créer de tels gîtes en bordure des bassins. Par ailleurs une évacuation des eaux par lame déversante permet d'entraîner un grand nombre de pontes hors de la retenue. Le survol du plan d'eau à certaines périodes de l'année par des chironomides tout à fait inoffensif est un phénomène normal, qu'il ne faut pas considérer comme une nuisance. Une information du public à ce sujet pourra être nécessaire. Il est certain cependant qu'il faudra prendre des précautions toutes particulières si l'on veut implanter des retenues dans des zones naturellement infestées par les moustiques.

S'il est responsable de dégâts, on pourra lutter contre le rat musqué par des aménagements particuliers des berges ou par piégeage.

7.4.16. *Création d'un bassin spécial de pré-épuration.*

Une solution efficace consiste à faire séjourner l'eau pluviale dans un premier bassin caché à la vue par un rideau d'arbres, dans lequel elle se décante, s'auto-épure, se purifie par disparition naturelle des germes pathogènes et des parasites avant de rejoindre le bassin de stockage en filtrant à travers un lit de pierres.

Le coût de cette solution ne devrait pas être trop élevé, surtout dans la mesure où l'on ne cherche pas systématiquement à retenir un long moment la totalité des plus grosses averses.

Les hydrocarbures peuvent être recueillis sur ce bassin. On peut en outre, songer à y introduire des plantes qui absorbent de grandes quantités d'azote et de phosphore et que l'on récolte avant leur décomposition; cela aura pour effet de diminuer les problèmes d'algues dans le bassin de stockage. Un tel procédé nécessite un entretien suivi, et notamment des curages.

7.4.17. *Entretien des abords.*

L'entretien des abords dépend du type de retenue. Il faut prévoir les chemins d'accès des engins aux ouvrages et au fond de la retenue, que celle-ci soit sèche ou en eau. Dans les retenues sèches, l'entretien s'apparente à celui d'une prairie naturelle, d'un parc ou d'un jardin. On peut tolérer la présence d'arbres, suffisamment espacés pour ne pas constituer un obstacle aux engins d'entretien.

On aura intérêt également pour faciliter l'entretien, à prévoir un radier incliné à la sortie et à l'entrée de tous les ouvrages.

La végétation arbustive en bordure de retenue est à encourager dans le cas de bassins susceptibles d'être empoisonnés. Les poissons ont en effet besoin de pouvoir s'abriter du soleil à l'ombre de plantes de grande taille. On tolérera également, en bordure d'étang, une végétation aquatique émergée destinée tant à recevoir les pontes de certaines espèces qu'à servir de support à leurs proies.

7.4.18. *Surveillance et qualité des eaux.*

Le moyen le plus sûr et le moins coûteux de contrôler la qualité des eaux d'une retenue perpétuellement en eau consiste, lorsque c'est possible, à y introduire des poissons. Ces derniers sont en effet très sensibles aux polluants. Suivant la nature des eaux, on pourra introduire des espèces plus ou moins résistantes.

Une analyse des vases, effectuée sur prélèvement avant curage, permettra de s'assurer du degré de qualité moyenne des eaux et de déterminer les mesures à prendre pour la gestion ultérieure de la retenue.

